

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y
dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz,
Chiclayo**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

Ariana Yvett Paredes Cruz

ASESOR

Jose Alfredo Rolando Cespedes Deza

<https://orcid.org/0000-0003-1579-8388>

Chiclayo, 2023

**Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis
estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra
Señora de la Paz, Chiclayo**

PRESENTADA POR
Ariana Yvett Paredes Cruz

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR

Jose Alberto Acero Martinez
PRESIDENTE

Jorge Enrique Alvarez Ruffran
SECRETARIO

Jose Alfredo Rolando Cespedes Deza
VOCAL

Dedicatoria

Con profundo amor y gratitud, dedico mi tesis a aquellos que han sido pilares fundamentales en mi trayecto académico y personal. A mis queridos padres, cuyos consejos y apoyo inquebrantable han sido mi fortaleza en los momentos más desafiantes. A mi hermano, por su comprensión y paciencia a lo largo de mi carrera. A PRONABEC, por proporcionarme una educación superior y por sus valiosos consejos y orientación que han contribuido a mi desarrollo como estudiante. A mis más cercanos amigos de la universidad, cuyo consejo, apoyo y aliento constante me han impulsado a seguir adelante. Y finalmente, a mi amado Carlos, cuya incondicionalidad y apoyo constante, sin esperar nada a cambio, me han acompañado en los momentos buenos y difíciles, alentándome incansablemente a alcanzar mis metas.

Agradecimientos

Quiero comenzar expresando mi agradecimiento sincero a Dios por permitirme alcanzar uno de los objetivos que me había propuesto. También quiero reconocer el apoyo inquebrantable de mis padres, Martha Cruz Alarcón y Segundo Carlos Paredes Cabrera, quienes siempre me brindaron valiosos consejos y un amor incondicional.

Asimismo, no puedo pasar por alto la invaluable orientación brindada por mi asesor de tesis, el Ingeniero Jose Alfredo Cespedes Deza, quien me guió de manera excepcional durante todo el proceso de investigación. Además, quiero extender mi gratitud a todos los profesores de mi institución educativa, cuyas enseñanzas han sido fundamentales a lo largo de mi trayecto universitario.

Finalmente, deseo expresar mi sincero agradecimiento a mis más cercanos amigos y a mi amado enamorado, quienes han brindado un respaldo inquebrantable durante los desafíos más difíciles. Su apoyo ha sido esencial en mi vida y en el logro de mis objetivos.

INFORME DE ORIGINALIDAD

25%

INDICE DE SIMILITUD

24%

FUENTES DE INTERNET

5%

PUBLICACIONES

8%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

hdl.handle.net

Fuente de Internet

6%

2

tesis.usat.edu.pe

Fuente de Internet

3%

3

repositorio.ucv.edu.pe

Fuente de Internet

3%

4

repositorio.upt.edu.pe

Fuente de Internet

1%

5

repositorio.urp.edu.pe

Fuente de Internet

1%

6

repositorio.utea.edu.pe

Fuente de Internet

1%

7

repositorio.unp.edu.pe

Fuente de Internet

<1%

8

ri.ues.edu.sv

Fuente de Internet

<1%

9

repositorio.upla.edu.pe

Fuente de Internet

<1%

Índice

Resumen	20
Abstract	21
Introducción	22
Revisión de la literatura.....	27
Antecedentes del problema.....	27
Bases Teórico Científicas	32
Bases legales.....	32
Bases teóricas	35
Materiales y métodos	70
Tipo de investigación	70
Nivel de investigación	70
Diseño de contrastación de hipótesis.....	70
Población y muestra de estudio	71
Criterio de selección	71
Formulación de la hipótesis.....	71
Operacionalización de variables.....	71
Técnicas de recolección de datos.....	73
Instrumentos de recolección de datos.....	73
Procedimientos	74
Plan de procesamiento y análisis de datos.....	75
Matriz de consistencia	77
Consideraciones éticas.....	78
Resultados y discusión	79
Especificaciones técnicas de las muestras de estudio.....	79
Estudio de vulnerabilidad	84
Propiedades de los materiales.....	87

Desempeño sísmico	94
Análisis lineal	94
Análisis no lineal	112
Análisis estático no lineal Pushover	112
Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.....	148
Reforzamiento estructural	164
Discusión	222
Conclusiones	227
Recomendaciones.....	233
Referencias bibliográficas	235
Anexos.....	242
Anexo N°1: Estudio de vulnerabilidad estructural.....	242
Anexo N°2: Extracción de testigos de diamantina y ensayos de compresión.....	290
Anexo N°3: Ensayo de carbonatación del concreto	325
Anexo N°4: Ensayo de escáner del acero	343
Anexo N°5: Encuesta respondida por la directora de la I.E. Nuestra Señora de la Paz	372
Anexo N°6: Permiso de la directora de la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz	373
Anexo N°7: Diagramas de interacción de las columnas existentes y reforzadas	374
Anexo N°8: Cálculo de metrados y presupuesto del reforzamiento de los bloques A y B398	
Anexo N°9: Planos de ubicación y arquitectura.....	412
Anexo N°10: Planos de estructuras y reforzamiento.....	421

Lista de figuras

Figura 1: Tipos de análisis lineales en el Perú	35
Figura 2: Curva de Capacidad	44
Figura 3: Principio de áreas iguales	45
Figura 4: Zona de desplazamiento elástico e inelástico	45
Figura 5: Curva de capacidad con su representación bilineal	46
Figura 6: Estados límites del diagrama momento-curvatura.....	49
Figura 7: Procedimiento para determinar un punto de diagrama Momento-curvatura	50
Figura 8: Estados límites del diagrama momento-rotación.....	51
Figura 9:Curvas esfuerzo-deformación a compresión en probetas estándar	53
Figura 10:Curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión	54
Figura 11: Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y no confinado	56
Figura 12:Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y confinado	57
Figura 13: Curva de esfuerzo-deformación del modelo trilineal	57
Figura 14:Curva de esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico	58
Figura 15:Modelos de plasticidad para elementos estructurales	59
Figura 16:Modelo para evaluar la no linealidad de un muro de albañilería.....	59
Figura 17: Sectorización de los Niveles de Desempeño según Visión 2000	61
Figura 18: Respuesta obtenida del análisis dinámico no lineal.....	67
Figura 19: Determinación de la aceleración del AID.....	68
Figura 20: Métodos de reforzamientos para instituciones educativas peruanas	69
Figura 21: Ubicación de la I.E. Nuestra Señora de la Paz	79
Figura 22: Fachada interior del módulo A	81
Figura 23: Fachada interior del módulo B	81
Figura 24: Mediciones en campo y juntas de aislamiento	81
Figura 25: Plano de arquitectura en planta – Bloque A	82
Figura 26: Plano de arquitectura en planta – Bloque B.....	82
Figura 27: Detalle de losa aligerada	83
Figura 28: Plano estructural del módulo A	84
Figura 29: Plano estructural del módulo B.....	84
Figura 30: Porcentaje de patologías encontradas en el bloque A.....	85
Figura 31: Estructura con más patologías identificadas del bloque A	85

Figura 32: Nivel de severidad del bloque A.....	85
Figura 33: Porcentaje de patologías encontradas en el bloque B.....	86
Figura 34: Estructura con más patologías identificadas del bloque B	86
Figura 35: Nivel de severidad del bloque B.....	86
Figura 36: Secciones de columnas típicas.....	90
Figura 37: Secciones de vigas típicas.....	91
Figura 38: Ubicación de las calicatas cerca a la zona de estudio.....	93
Figura 39: Modelamiento en ETABS - módulo A.....	95
Figura 40: Modelamiento en ETABS - módulo B	95
Figura 41: Asignación de diafragma rígido – Módulo A.....	96
Figura 42: Asignación de diafragma rígido – Módulo B.....	96
Figura 43: Espectro inelástico de pseudo aceleración - dirección X.....	97
Figura 44: Espectro inelástico de pseudo aceleración - dirección Y.....	98
Figura 45: Densidad mínima de muros de albañilería.....	107
Figura 46: Columnas críticas del módulo A.....	109
Figura 47: Columnas críticas del módulo B.....	109
Figura 48: Diagrama de interacción (Columna 30x45) - eje X del módulo A.....	110
Figura 49: Diagrama de interacción (Columna 30x45) - eje Y del módulo A.....	110
Figura 50: Diagrama de interacción (columna 25x40) – eje X del módulo B	111
Figura 51: Diagrama de interacción (columna 25x40) – eje Y del módulo B	111
Figura 52: Diagrama esfuerzo-deformación de Hognestad – módulo A	112
Figura 53: Diagrama esfuerzo-deformación de Hognestad – módulo B.....	112
Figura 54: Propiedades no lineales del acero de refuerzo	113
Figura 55: Colocación de rótulas tipo fibra a las columnas	114
Figura 56: Datos de la viga para el cálculo de rótula según el ASCE 41-17	115
Figura 57: Datos de la rótula ubicada en la viga del eje A entre 1-2 (Nivel 1)-módulo A ...	117
Figura 58: Datos de la viga para el cálculo de momento-curvatura.....	118
Figura 59: Cálculo de fuerzas y momento para una deformación de 0.001cm/cm.....	119
Figura 60: Momento-curvatura manual y del ETABS para una viga de 25x40-Módulo A-1er Nivel.....	120
Figura 61: Asignación de rótulas en muros de albañilería.....	122
Figura 62: Carga de gravedad no lineal de ambos módulos	123
Figura 63: Carga monotónica no lineal en ambas direcciones de los módulos A y B.....	123
Figura 64: Datos de la columna para el cálculo de rotación según el ATC-40.....	124

Figura 65: Diseño por capacidad de la columna N°11 - módulo A	125
Figura 66: Curva momento-rotación de la columna N°11 en el eje X – módulo A.....	127
Figura 67: Control de desplazamiento del bloque A: a) eje X y b) eje Y	128
Figura 68: Control de desplazamiento del bloque B: a) eje X y b) eje Y	128
Figura 69: Curva de capacidad de la dirección X del módulo A	129
Figura 70: Curva de capacidad de la dirección Y del módulo A	129
Figura 71: Curva de capacidad de la dirección X del módulo B.....	130
Figura 72: Curva de capacidad de la dirección Y del módulo B.....	130
Figura 73: Punto de desempeño del módulo A para la dirección X.....	134
Figura 74: Punto de desempeño del módulo A para la dirección X según el ETABS.....	134
Figura 75: Punto de desempeño del módulo A para la dirección Y.....	136
Figura 76: Punto de desempeño del módulo A para la dirección Y según el ETABS.....	137
Figura 77: Punto de desempeño del módulo B para la dirección X.....	139
Figura 78: Punto de desempeño del módulo B para la dirección X según el ETABS	139
Figura 79: Punto de desempeño del módulo B para la dirección Y	141
Figura 80: Punto de desempeño del módulo B para la dirección Y según el ETABS	142
Figura 81: Desempeño sísmico del módulo A en la dirección X.....	143
Figura 82: Desempeño sísmico del módulo A en la dirección Y.....	144
Figura 83: Desempeño sísmico del módulo B en la dirección X.....	144
Figura 84: Desempeño sísmico del módulo B en la dirección Y.....	145
Figura 85: Generación de rótulas en la dirección X del módulo A.....	146
Figura 86: Generación de rótulas en la dirección Y del módulo A.....	146
Figura 87: Generación de rótulas en la dirección X del módulo B	147
Figura 88: Generación de rótulas en la dirección Y del módulo B	147
Figura 89: Corrección del sismo de Ancash en la dirección X	149
Figura 90: Corrección del sismo de Ancash en la dirección Y	149
Figura 91: Espectro elástico para la dirección X e Y.....	150
Figura 92: Periodos para los ZUS compatibles – Módulo A	150
Figura 93: Periodos para los ZUS compatibles – Módulo B.....	150
Figura 94: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección X - módulo A	151
Figura 95: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección Y - módulo A	151
Figura 96: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección X - módulo B	152
Figura 97: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección Y – módulo B.....	152
Figura 98: Asignación de registro sísmico por medio del software ETABS	153

Figura 99: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque A.....	153
Figura 100: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque A.	154
Figura 101: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque A.....	154
Figura 102: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque A.	154
Figura 103: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque A.....	155
Figura 104: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque A	155
Figura 105: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque A.....	155
Figura 106: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque A	156
Figura 107: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque A.....	156
Figura 108: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque A	156
Figura 109: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque A.....	157
Figura 110: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque A	157
Figura 111: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque B.....	157
Figura 112: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque B.	158
Figura 113: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque B.....	158
Figura 114: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque B.	158
Figura 115: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque B.....	159
Figura 116: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque B	159
Figura 117: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque B.....	159
Figura 118: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque B	160
Figura 119: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque B.....	160
Figura 120: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque B	160
Figura 121: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque B.....	161
Figura 122: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque B	161
Figura 123: Ubicación del reforzamiento del módulo A.....	165
Figura 124: Ubicación del reforzamiento del módulo B.....	166
Figura 125: Encamisado de columna atravesando la losa.....	167
Figura 126: Encamisado de las columnas C2 y C4.....	170
Figura 127: Diseño de columna T.....	173
Figura 128: Diagrama de interacción para una columna T - eje X del módulo A.....	174

Figura 129: Diagrama de interacción para una columna T - eje Y del módulo A	174
Figura 130: Diseño de columna L	175
Figura 131: Diagrama de interacción para una columna L - eje X del módulo A	175
Figura 132: Diagrama de interacción para una columna L - eje Y del módulo A	176
Figura 133: Modelamiento en ETABS - módulo A reforzado	177
Figura 134: Modelamiento en ETABS - módulo B reforzado	178
Figura 135: Espectro inelástico de pseudo aceleración de los bloques reforzados - dirección X	179
Figura 136: Espectro inelástico de pseudo aceleración de los bloques reforzados - dirección Y	179
Figura 137: Asignación del modelo de Mander para el concreto por medio del ETABS.....	187
Figura 138: Columna de 25 cm x 25 cm	188
Figura 139: Dimensiones del núcleo de la columna de 25 cm x 25 cm	189
Figura 140: Relación de esfuerzo confinado de la columna de 25 cm x 25 cm.....	190
Figura 141: Curva esfuerzo – deformación según el modelo de Mander	192
Figura 142: Comparación de la curva esfuerzo – deformación calculada vs el programa ETABS	192
Figura 143: Curva momento-rotación de la columna N°11 en el eje X – módulo A reforzado	194
Figura 144: Control de desplazamiento del bloque A y B reforzados: a) eje X y b) eje Y....	195
Figura 145: Curva de capacidad de la dirección X del módulo A reforzado	196
Figura 146: Curva de capacidad de la dirección Y del módulo A reforzado	196
Figura 147: Curva de capacidad de la dirección X del módulo B reforzado	197
Figura 148: Curva de capacidad de la dirección Y del módulo B reforzado	197
Figura 149: Punto de desempeño del módulo A reforzado para la dirección X	198
Figura 150: Punto de desempeño del módulo A reforzado para la dirección X según el ETABS	199
Figura 151: Punto de desempeño del módulo A reforzado para la dirección Y	199
Figura 152: Punto de desempeño del módulo A reforzado para la dirección Y según el ETABS	200
Figura 153: Punto de desempeño del módulo B reforzado para la dirección X.....	200
Figura 154: Punto de desempeño del módulo B reforzado para la dirección X según el ETABS	201
Figura 155: Punto de desempeño del módulo B reforzado para la dirección Y.....	202

Figura 156: Punto de desempeño del módulo B reforzado para la dirección Y según el ETABS	202
Figura 157: Desempeño sísmico del módulo A reforzado en la dirección X	203
Figura 158: Desempeño sísmico del módulo A reforzado en la dirección Y	203
Figura 159: Desempeño sísmico del módulo B reforzado en la dirección X.....	204
Figura 160: Desempeño sísmico del módulo B reforzado en la dirección Y.....	204
Figura 161: Generación de rótulas en la dirección X del módulo A reforzado	205
Figura 162: Generación de rótulas en la dirección Y del módulo A reforzado	205
Figura 163: Generación de rótulas en la dirección X del módulo B reforzado.....	206
Figura 164: Generación de rótulas en la dirección Y del módulo B reforzado.....	206
Figura 165: Periodos para los ZUS compatibles – Módulo A reforzado	207
Figura 166: Periodos para los ZUS compatibles – Módulo B reforzado	207
Figura 167: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección X - módulo A reforzado	208
Figura 168: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección Y - módulo A reforzado	208
Figura 169: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección X - módulo B reforzado	209
Figura 170: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección Y - módulo B reforzado	209
Figura 171: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque A reforzado	210
Figura 172: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque A reforzado.....	210
Figura 173: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque A reforzado	211
Figura 174: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque A reforzado.....	211
Figura 175: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque A reforzado	211
Figura 176: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque A reforzado.....	212
Figura 177: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque A reforzado	212

Figura 178: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque A reforzado.....	212
Figura 179: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque A reforzado	213
Figura 180: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque A reforzado.....	213
Figura 181: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque A reforzado	213
Figura 182: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque A reforzado.....	214
Figura 183: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque B reforzado	214
Figura 184: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque B reforzado.....	214
Figura 185: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque B reforzado	215
Figura 186: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque B reforzado.....	215
Figura 187: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque B reforzado	215
Figura 188: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque B reforzado.....	216
Figura 189: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque B reforzado	216
Figura 190: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque B reforzado.....	216
Figura 191: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque B reforzado	217
Figura 192: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque B reforzado.....	217
Figura 193: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque B reforzado	217
Figura 194: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque B reforzado.....	218

Lista de tablas

Tabla 1: Factores de zona.....	36
Tabla 2: Factores de suelo.....	37
Tabla 3: Periodos del espectro dinámico.....	37
Tabla 4: Factores de uso.....	38
Tabla 5: Coeficientes de Reducción (Ro)	38
Tabla 6: Espesor mínimo del muro	42
Tabla 7: Valores para el coeficiente Co	48
Tabla 8: Valores para el factor (a).....	48
Tabla 9: Valores para el factor Cm	48
Tabla 10: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales - Vigas de concreto armado	52
Tabla 11: Criterios numéricos de aceptación para rotaciones de rótulas plásticas en columnas de Concreto Armado	52
Tabla 12: Criterios numéricos de aceptación para rotaciones de rótulas plásticas en muros estructurales de concreto armado	53
Tabla 13: Niveles de movimiento sísmico	60
Tabla 14: Clasificación de sistemas estructurales por número de niveles	62
Tabla 15: Niveles de diseño	63
Tabla 16: Valores de derivas máximas para cada nivel de daño para un Low - Code.....	64
Tabla 17: Valores de derivas máximas para cada nivel de daño para un Moderate - Code.....	65
Tabla 18: Objetivos de desempeño sísmico recomendados por Visión 2000.....	65
Tabla 19: Objetivo de desempeño de la Norma E.030.....	66
Tabla 20: Variables de Operacionalización	72
Tabla 21: Matriz de Consistencia.....	77
Tabla 22: Descripción de los módulos del centro educativo.....	80
Tabla 23: Ubicación de los testigos diamantinos en el bloque A.....	87
Tabla 24: Ubicación de los testigos diamantinos en el bloque B.....	87
Tabla 25: Resultados del F ^c corregido de los testigos diamantinos en el bloque A.....	88
Tabla 26: Resultados del F ^c corregido de los testigos diamantinos en el bloque B	89
Tabla 27: Resultados del F ^c promedio para cada nivel	89
Tabla 28: Ubicación de las muestras utilizadas para el ensayo de carbonatación	89
Tabla 29: Resultados del pH de las muestras extraídas de los bloques A y B	90
Tabla 30: Ubicación de los elementos estructurales ensayados.....	91

Tabla 31: Resistencias de la albañilería confinada.....	92
Tabla 32: Propiedades mecánicas del acero de ambos módulos	93
Tabla 33: Propiedades mecánicas de la albañilería de ambos módulos	93
Tabla 34: Propiedades mecánicas del concreto-módulo A	93
Tabla 35: Propiedades mecánicas del concreto-módulo B.....	94
Tabla 36: Cargas muertas utilizadas para ambos módulos	94
Tabla 37: Cargas vivas utilizadas para ambos módulos.....	95
Tabla 38: Tabla resumen de parámetros sísmicos.....	97
Tabla 39: Masa del módulo A	98
Tabla 40: Masa del módulo B	98
Tabla 41: Cortante basal del módulo A.....	99
Tabla 42: Cortante basal del módulo B	99
Tabla 43: Verificación del artículo 28.2.2-Norma Peruana E.030.....	100
Tabla 44: Fuerzas sísmicas por nivel del módulo A	100
Tabla 45: Fuerzas sísmicas por nivel del módulo B.....	100
Tabla 46: Cortantes basales del módulo A.....	101
Tabla 47: Cortantes basales del módulo B	101
Tabla 48: Participación modal del bloque A	102
Tabla 49: Participación modal del bloque B	102
Tabla 50: Verificación de distorsiones del módulo A.....	103
Tabla 51: Verificación de derivas en el módulo B.....	103
Tabla 52: Junta sísmica del módulo A	103
Tabla 53: Junta sísmica del módulo B	104
Tabla 54: Irregularidad de piso blando del módulo A	104
Tabla 55: Irregularidad de piso blando del módulo B.....	105
Tabla 56: Irregularidad de piso débil del módulo A	105
Tabla 57: Irregularidad de piso débil del módulo B.....	105
Tabla 58: Irregularidad de masa o peso de los bloques A y B	105
Tabla 59: Irregularidad torsional del módulo A.....	106
Tabla 60: Irregularidad torsional del módulo B	106
Tabla 61: Esfuerzo axial máximo del módulo A.....	107
Tabla 62: Esfuerzo axial máximo del módulo B.....	108
Tabla 63: Control de fisuración del módulo A.....	108
Tabla 64: Control de fisuración del módulo B.....	108

Tabla 65: Parámetros de modelado y criterios de aceptación de la viga 25x40 - módulo A .	116
Tabla 66: Coeficientes k_1 y k_2 del diagrama de Hognestad	118
Tabla 67: Comparación de resultados del cálculo manual y el ETABS	119
Tabla 68: Valores de la curva de capacidad para muros de albañilería	120
Tabla 69: Cálculo de la cortante y desplazamiento de los muros del Módulo A.....	121
Tabla 70: Cálculo de la cortante y desplazamiento de los muros del Módulo B	121
Tabla 71: Parámetros de modelado y criterios de aceptación de la columna 30x45 - módulo A	126
Tabla 72: Valores del factor C_o	131
Tabla 73: Valores del coeficiente “a”	132
Tabla 74: Valores del coeficiente “ C_m ”	133
Tabla 75: Valores de la curva bilineal del módulo A para la dirección X	133
Tabla 76: Valores de la curva bilineal del módulo A para la dirección Y	136
Tabla 77: Valores de la curva bilineal del módulo B para la dirección X	139
Tabla 78: Valores de la curva bilineal del módulo B para la dirección Y	142
Tabla 79: Cortantes y desplazamientos del AENL y ADNL del bloque A.....	162
Tabla 80: Cortantes y desplazamientos del AENL y ADNL del bloque B.....	162
Tabla 81: Derivas del AENL y ADNL del bloque A.....	163
Tabla 82: Derivas del AENL y ADNL del bloque B	163
Tabla 83: Desempeño sísmico según HAZUS de los bloques A y B	164
Tabla 84: Cálculo del reforzamiento del módulo A.....	170
Tabla 85: Cálculo del reforzamiento del módulo B	171
Tabla 86: Estados de falla en la dirección X para una columna T – módulo A.....	173
Tabla 87: Estados de falla en la dirección Y para una columna T – módulo A.....	173
Tabla 88: Propiedades mecánicas del concreto-módulo A reforzado	176
Tabla 89: Propiedades mecánicas del concreto-módulo B reforzado	177
Tabla 90: Tabla resumen de parámetros sísmicos de los bloques reforzados	179
Tabla 91: Masa del módulo A reforzado.....	180
Tabla 92: Masa del módulo B reforzado	180
Tabla 93: Cortante basal del módulo A reforzado	181
Tabla 94: Cortante basal del módulo B reforzado.....	181
Tabla 95: Verificación del artículo 28.2.2-Norma Peruana E.030 – bloques reforzados	181
Tabla 96: Fuerzas sísmicas por nivel del módulo A reforzado	181
Tabla 97: Fuerzas sísmicas por nivel del módulo B reforzado	182

Tabla 98: Cortantes basales del módulo A reforzado	182
Tabla 99: Cortantes basales del módulo B reforzado.....	182
Tabla 100: Participación modal del bloque A reforzado.....	183
Tabla 101: Participación modal del bloque B reforzado.....	183
Tabla 102: Verificación de distorsiones del módulo A reforzado	184
Tabla 103: Verificación de distorsiones del módulo B reforzado.....	184
Tabla 104: Junta sísmica del módulo A reforzado	184
Tabla 105: Junta sísmica del módulo B reforzado	185
Tabla 106: Irregularidad de piso blando del módulo A reforzado	185
Tabla 107: Irregularidad de piso blando del módulo B reforzado	185
Tabla 108: Irregularidad de piso débil del módulo A reforzado	186
Tabla 109: Irregularidad de piso débil del módulo B reforzado	186
Tabla 110: Irregularidad de masa o peso de los bloques A y B reforzados	186
Tabla 111: Irregularidad torsional del módulo A reforzado	186
Tabla 112: Irregularidad torsional del módulo B reforzado.....	187
Tabla 113: Datos de la columna de 25 cm x 25 cm	188
Tabla 114: Características del acero de refuerzo de la columna de 25 cm x 25 cm	189
Tabla 115: Cálculo del coeficiente de confinamiento efectivo de la columna de 25 cm x 25 cm	189
Tabla 116: Cálculo de esfuerzos de confinamiento de la columna de 25 cm x 25 cm	190
Tabla 117: Cálculo del esfuerzo y deformación última del concreto-columna de 25 cm x 25cm	191
Tabla 118: Cálculos de esfuerzos y deformaciones a la compresión para un concreto confinado y no confinado.....	191
Tabla 119: Tabla 11-7 del ATC 40 para rotaciones de rótulas plásticas en muros de concreto armado.....	193
Tabla 120: Valores de la curva bilineal del módulo A reforzado para la dirección X.....	198
Tabla 121: Valores de la curva bilineal del módulo A reforzado para la dirección Y.....	199
Tabla 122: Valores de la curva bilineal del módulo B reforzado para la dirección X.....	201
Tabla 109: Valores de la curva bilineal del módulo B reforzado para la dirección Y	201
Tabla 124: Cortantes y desplazamientos del AENL y ADNL del bloque A reforzado	218
Tabla 125: Cortantes y desplazamientos del AENL y ADNL del bloque B reforzado	219
Tabla 126: Derivas del AENL y ADNL del bloque A.....	219
Tabla 82: Derivas del AENL y ADNL del bloque B	219

Tabla 128: Desempeño sísmico según HAZUS de los bloques A y B reforzados.....	220
Tabla 129: Presupuesto del reforzamiento del bloque A reforzado	221
Tabla 130: Presupuesto del reforzamiento del bloque B reforzado	221

Resumen

El propósito principal de este estudio consiste en evaluar el desempeño sismorresistente mediante análisis estáticos y dinámicos no lineales en la I.E. Nuestra Señora de la Paz, para lo cual se empleó el software ETABS, con el propósito de determinar la necesidad de realizar mejoras estructurales. Previo a la ejecución de estos análisis, se evaluaron los edificios de acuerdo con la Norma E.030, donde se identificaron deficiencias en las juntas sísmicas y las derivas de los pisos en la dirección X. A través del análisis Pushover, se generaron curvas de capacidad para cada bloque, destacando que el módulo B obtuvo un mayor desplazamiento de 0.37 metros y una fuerza cortante de 120.58 toneladas en la dirección X, mientras que en Y se obtuvo una fuerza cortante de 342.49 toneladas con un desplazamiento de 0.016 metros. Según estos resultados, ambos módulos presentaron un rendimiento clasificado como "Colapso" en la coordenada X y "Funcional" en la coordenada Y. Para el análisis dinámico no lineal, se seleccionaron tres registros sísmicos que se sometieron a correcciones de línea base y escalado. En ambos módulos, se observaron derivas máximas de 0.058 en la coordenada X y 0.002 en Y. Utilizando la metodología HAZUS, se determinó que el desempeño estructural fue catalogado como "Completo daños estructurales" en X y "Ligeros daños estructurales" en Y. Como resultado, se propuso implementar un refuerzo mediante el diseño y encamisado en las columnas con el fin de mejorar el rendimiento y reducir los desplazamientos laterales.

Palabras clave: análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal, desempeño sísmico, desplazamientos, rótulas plásticas, colapso estructural.

Abstract

The main purpose of this study is to evaluate the seismic-resistant performance by means of nonlinear static and dynamic analyses at Nuestra Señora de la Paz School, for which ETABS software was used to determine the need for structural improvements. Prior to the execution of these analyses, the buildings were evaluated according to Standard E.030, where deficiencies were identified in the seismic joints and the drifts of the floors in the X direction. Through Pushover analysis, capacity curves were generated for each block, highlighting that module B obtained a greater displacement of 0.37 meters and a shear force of 120.58 tons in the X direction, while in Y a shear force of 342.49 tons was obtained with a displacement of 0.016 meters. According to these results, both modules presented a performance classified as "Collapse" in the X coordinate and "Functional" in the Y coordinate. For the nonlinear dynamic analysis, three seismic records were selected and subjected to baseline corrections and scaling. In both modules, maximum drifts of 0.058 in X-coordinate and 0.002 in Y-coordinate were observed. Using HAZUS methodology, it was determined that the structural performance was categorized as "Full structural damage" in X and "Slight structural damage" in Y. As a result, it was proposed to implement reinforcement by design and jacketing in the columns in order to improve performance and reduce lateral displacements.

Keywords: nonlinear static analysis, nonlinear dynamic analysis, seismic performance, displacements, kneecaps plastics, structural collapse.

Introducción

El problema principal que afecta al centro educativo Nuestra Señora de la Paz es la incógnita que se tiene con respecto a su desempeño sísmico y que actualmente se encuentra afectada por fallas estructurales y patologías, estas deficiencias podrían llevar al colapso a la edificación durante la ocurrencia de sismos de grandes magnitudes. Estos fenómenos naturales generan movimientos oscilatorios en el suelo que se propagan hasta la base de la estructura, creando fuerzas que actúan en los elementos estructurales, dando lugar al colapso de las estructuras, produciendo muertes y pérdidas económicas [1]. En los últimos 20 años se han producido a nivel mundial 35580 terremotos de magnitud significativa, llegando hasta 9 grados en la escala de Richter, lo que representa un desafío significativo para todo tipo de construcciones [2] por ejemplo: el terremoto de Chile (1960), con una magnitud de 9.5, provocando 1600 muertes y millones de edificaciones destruidas [3]; el sismo de Nazca (1996), de magnitud IX en la escala de Mercalli, impactó a 638 personas, destruyendo 18,046 viviendas, 44 centros de salud y 448 centros educativos [4]; el sismo de México (2017), con una magnitud de 7.1, provocando 370 muertes, 7289 heridos y 6 edificios destruidos con una antigüedad menor a un año [5]. En muchos países se han desarrollado muchas metodologías de solución respaldadas por evidencia experimental, las cuales anticipan el comportamiento estructural con enfoques apropiados. Desafortunadamente, en el caso de Perú, estas metodologías no han sido integradas en las normativas de diseño antisísmico, lo que agrava aún más la situación.

La unidad de investigación está situada en Perú, un país con una actividad sísmica significativa debido a su ubicación en una región reconocida como el "Cinturón de Fuego del Pacífico", este se caracteriza por su extensión de alrededor de 40,000 kilómetros y la frecuente ocurrencia de sismos con magnitudes superiores a 7Mw en los países circundantes al Océano Pacífico. Según las investigaciones realizadas por Tavera [6], estos eventos se generan a raíz del proceso de subducción de la placa oceánica de Nazca bajo la placa continental Sudamericana. Esta interacción resulta en la liberación de más del 80 % de la energía acumulada en el interior, contribuyendo al 90 % de los terremotos registrados a nivel mundial [7]. Esto explica por qué en Perú, durante los últimos cinco años, hemos presenciado un aumento constante en la frecuencia de eventos sísmicos. Tavera señala que [8], en 2017 se registraron 397 eventos sísmicos, seguidos de 619 sismos en 2018, 550 en 2019 y 811 en 2020. Finalmente, durante los últimos 8 meses del 2021, se contabilizaron 612 sismos, dentro del cual se encuentra el sismo reciente que se dio en Piura, afectando a 13637 personas, 4293 viviendas y 58 centros educativos [9]; a pesar de esto, hay regiones en donde no se han producido movimientos

telúricos en largos periodos de tiempo lo cual ha causado la acumulación de energía formando lagunas sísmicas como es el caso del departamento de Lambayeque. En la parte occidental del Perú se han identificado cinco lagunas sísmicas, donde la quinta laguna se ubica frente a la zona costera de Chiclayo, capaz de producir sismos de 7.5 Mw [10]; pudiendo afectar directamente la muestra de estudio, por ello es importante que las edificaciones de la nación sean construidas con estructuras resistentes y diseñadas por profesionales calificados, de esta manera tendrán un mejor desempeño sísmico ante futuros sismos.

Actualmente existen instituciones que se encuentran en malas condiciones. Según el Ministerio de Educación del Perú [11], informó que, de los 54 368 centros educativos públicos del país, solo el 37% están aptos para su funcionamiento, mientras que el 50 % necesita una reconstrucción completa y el 13 % rehabilitaciones parciales. Estos desafíos surgen debido a la falta de adherencia a las regulaciones en el proceso de diseño de las edificaciones, una supervisión deficiente durante la ejecución de proyectos, insuficiente mantenimiento, y episodios de corrupción, como los que ocurrieron en la década de los 90, durante la presidencia de Alberto Fujimori. Durante ese período, se construyeron numerosas instituciones educativas, incluyendo la I.E. Nuestra Señora de la Paz, muchas de las cuales exhibieron deficiencias estructurales en un corto período de tiempo.

En el departamento de Lambayeque se han producido sismos de bajas magnitudes de entre 2 Mw a 5 Mw; donde según INDECI no suelen producir muertes ni daños significativos en las edificaciones; sin embargo, es conveniente prevenirlas ante futuros terremotos, para lograr esto, es fundamental construir estructuras que cuenten con un sólido desempeño ante eventos sísmicos. Sin embargo, en la ciudad de Chiclayo, se pueden notar construcciones con fallos en su estructura que no reciben la atención adecuada, como en el caso de las instituciones educativas, por ejemplo, el colegio primario Juan Velasco y el colegio Chilcal Alto del distrito de Oyotún, donde este último presenta fisuramientos; a su vez, los centros educativos Nicolás La Torre García y Nuestra Señora de la Paz, siendo esta última el centro educativo que se pretende evaluar su desempeño sísmico [12].

La I.E. Nuestra Señora de la Paz está expuesta en una situación de vulnerabilidad frente a posibles sísmicos. La razón de esto radica en que su estructura fue diseñada de acuerdo con la primera modificación de la norma E.030 del año 1977. Sin embargo, esta versión ha sido revisada y actualizada, lo que ha generado discrepancias con la última modificación de la norma E.030 del 2019. Según Blanco Blasco [13], en el año 1977 el Perú se clasificaba en tres regiones

sísmicas, pero en 2019, esta distribución se actualizó y pasó a incluir cuatro zonas sísmicas, con Lambayeque ahora ubicada en la zona 4. Además de esta reorganización, se realizaron correcciones en los factores de reducción (R), los factores de suelo (S), el factor de amplificación sísmica (C), el periodo fundamental de vibración (T), y, como resultado, se modificó el cálculo para determinar la cortante basal de las estructuras.

Esta institución se ubica en la Urbanización Las Brisas, distrito de Chiclayo, departamento de Lambayeque. Su infraestructura tiene una antigüedad de 27 años y abarca un área de 10018.41 m², la cual se divide en 5 bloques. En esta institución, se atiende a 970 alumnos y 60 trabajadores. En relación a su mantenimiento estructural se realizó una encuesta para la dirección y plana docente (Anexo N°5), donde se obtuvo que dicha institución solo es sometida a un mantenimiento arquitectónico, al mismo tiempo, existe una inseguridad por parte de la dirección y plana docente acerca de cómo la estructura podría responder en caso de un sismo.

Los resultados de esta situación se manifiestan claramente a través de una serie de patologías y deficiencias estructurales que afectan a la institución en cuestión. Entre estas problemáticas, destacan fisuras, grietas y desprendimientos de material que se observan en diversas partes de los muros, columnas y la losa aligerada. Estos fenómenos están contribuyendo al proceso de corrosión del acero de refuerzo. Paralelamente, se han identificado inconvenientes relacionados con la humedad, la eflorescencia y la erosión en el concreto de la estructura. Debido a estos problemas, es probable que este centro educativo pueda experimentar deterioro en su estructura en caso de un terremoto, lo cual podría amenazar la seguridad de las personas que lo ocupan. Por consiguiente, resulta esencial realizar una evaluación del desempeño sísmico con el fin de prevenir tales daños y salvaguardar vidas humanas.

La incerteza en cuanto al desempeño sísmico del establecimiento educativo ya mencionado es una problemática relevante en la actualidad. Por esta razón, resulta imperativo llevar a cabo una evaluación exhaustiva que permita determinar como el colegio se comportaría frente a sismos de diferentes magnitudes. Dicha evaluación se llevará a cabo mediante análisis estáticos como dinámicos no lineales, en estricto cumplimiento con las directrices establecidas en la NORMA E-030, ASCE/SEI 41-17, ATC-40, SEAOC-VISION 2000 y HAZUS 99 (FEMA). En caso de que se obtenga un desempeño desfavorable, se propondrá un nuevo diseño o reforzamiento estructural, teniendo en cuenta la optimización de los componentes estructurales.

Para esta investigación se tiene como formulación del problema: ¿Cuál es el nivel de desempeño sismorresistente mediante el análisis estático y dinámico no lineal de la I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz de la ciudad de Chiclayo-Lambayeque?

En esta investigación se busca analizar el comportamiento sísmico de la I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz, por medio de la metodología de los análisis no lineales (Pushover y Tiempo-Historia), que posibilita anticipar la respuesta de la estructura en situaciones inelásticas. Esta edificación tiene una infraestructura antigua y actualmente presenta fallas estructurales, lo cual, aumenta la probabilidad que ante un evento sísmico llegue a colapsar, es por ello que se evaluará cada uno de los aspectos que traerá consigo esta investigación.

En el aspecto práctico, esta investigación se propone abordar la incógnita sobre el nivel de desempeño sísmico del colegio Nuestra Señora de la Paz. Este objetivo será alcanzado a través de la implementación de métodos de evaluación modernos, mediante el empleo de análisis no lineales estáticos y dinámicos. Además, se busca determinar si las instituciones educativas con infraestructuras antiguas cumplen con los principios y parámetros establecidos por las normativas actuales. Es importante destacar que, en el norte del país, no se han producido sismos significativos, lo que ha restringido la realización de investigaciones exhaustivas en cuanto al desempeño sísmico de las edificaciones en esta región. Por lo tanto, este proyecto contribuirá al avance del conocimiento en áreas geográficas donde la investigación en este campo es escasa, a la vez servirá como material de apoyo para futuras investigaciones, donde pretendan evaluar el desempeño sísmico de edificaciones, ya sean colegios o viviendas, en otras regiones del país.

Esta investigación será importante en el aspecto social, ya que al determinar el desempeño sísmico por medio del análisis no lineal estático y dinámico, se busca evaluar el comportamiento sísmico de una edificación, con el objetivo de determinar si esta se comportaría de manera segura en caso de un evento sísmico. En caso contrario, se emprenderá un diseño de reforzamiento para abordar esta problemática, con la finalidad de prevenir accidentes y salvar vidas humanas. Es esencial destacar que la institución educativa es una edificación esencial, cuya población escolar ha ido aumentando en los últimos cuatro años y que actualmente cuenta con 1030 personas aproximadamente entre estudiantes y trabajadores. Además, esta institución podría potencialmente servir como refugio en caso de futuros eventos sísmicos. Por tanto, esta investigación posibilitará asegurar la protección de los estudiantes, profesores y personal administrativo, teniendo en cuenta su importancia en la comunidad.

En el aspecto económico, posibilitará la evaluación de los potenciales perjuicios que la estructura podría experimentar en caso de sismo de considerable magnitud, lo cual reducirá gastos en reconstrucciones parciales o totales de la infraestructura y en reparaciones del mobiliario educativo. Según el Banco Interamericano de Desarrollo [14], afirma que el Perú tendría grandes pérdidas económicas que podrían bordear los 17 730 millones de dólares si llegara a producirse un terremoto de 8.5 grados con un tsunami semejante al que se produjo en Chile en el 2010, por ello es fundamental prevenir la vulnerabilidad de las estructuras y analizar su respuesta ante un terremoto.

En el aspecto ambiental, se reducirá la cantidad de escombros y residuos inertes que podría generar el colapso de edificaciones como el de la institución educativa a causa de sismos de grandes intensidades, lo cual reducirá la contaminación del aire y degradación de la calidad paisajística.

Según las justificaciones ya mencionadas, el desempeño sísmico en las edificaciones es de gran importancia, puesto que, se reducirá la contaminación en el medio ambiente y se reducirán los gastos en reparaciones de las infraestructuras, lo que resultará en una mejora significativa en la seguridad y la calidad de vida de los residentes de nuestra nación.

Para concluir se tiene como objetivo general evaluar el desempeño sismorresistente utilizando análisis no lineal estático y dinámico en la I.E.11124 Nuestra Señora de la Paz del distrito de Chiclayo y como objetivos específicos: a) Realizar un estudio de vulnerabilidad en la I.E. Nuestra Señora de la Paz para identificar las zonas críticas; b) Determinar el estado actual de las muestras de estudio de la I.E. Nuestra Señora de la Paz mediante los ensayos de escáner o pachómetro y extracción de diamantina de no ser posible se utilizará el ensayo de esclerometría; c) Analizar la estructura aplicando el análisis estático y dinámico no lineal, mediante el software ETABS; d) Establecer una comparación de los resultados obtenidos del análisis estático y dinámico no lineal; e) Plantear una propuesta de diseño o reforzamiento estructural dependiendo de los resultados obtenidos; y f) Determinar los costos de la propuesta de reforzamiento estructural planteada.

Revisión de la literatura

Antecedentes del problema

De entre varios estudios vinculados al tema, se seleccionaron nueve tesis de los cuales se dividen en tres de carácter internacional, nacional y local.

Antecedentes Internacionales

Según Gonzales [15], el propósito fundamental de este estudio radicó en evaluar la ductilidad y el comportamiento de una infraestructura aporticada construida en concreto armado, sometiéndola a fuerzas gravitacionales y laterales. La investigación también incluyó un análisis estático para las cargas horizontales y un análisis dinámico basado en los modos de un espectro de diseño. Durante este proceso, se identificaron rótulas plásticas en elementos como pilares de confinamiento y vigas con el fin de determinar los coeficientes de capacidad de disipación de energía, utilizando un enfoque de análisis no lineal (Pushover). Según los resultados del estudio se concluyó que las rótulas predominan principalmente en las plantas inferiores del edificio, lo que sugiere la necesidad de reforzar esas áreas de acuerdo con los estándares sísmicos aplicables. Además, se obtuvieron valores de ductilidad que se acercaron significativamente a los especificados en la NSR-10. Por último, en cuanto a la cuestión de los costos, se optó por aumentar favorablemente el nivel de ductilidad a DMO. Esto se hizo con la intención de reducir el tamaño de las secciones de los pilares, lo que podría resultar en costos de construcción más económicos.

Orellana y Parra [16], señalan que Ecuador experimenta una amenaza sísmica significativa debido a su posición en el Cinturón de Fuego del Pacífico, lo que conlleva la presencia de numerosas fallas en las estructuras. Este desafío se agrava por la falta de conocimiento en el diseño, la escasez de estudios preliminares y el uso de materiales de construcción inadecuados, entre otros factores. En el marco de este estudio, se focalizó en la evaluación del desempeño sísmico de una infraestructura aporticada de concreto armado, conforme a las normativas ecuatorianas. La investigación incluyó un análisis no lineal Tiempo-Historia, la identificación del punto de desempeño y los desplazamientos máximos. Se realizaron comparaciones entre los resultados de análisis no lineales, se identificaron las áreas más vulnerables ante sismos, y se formuló una metodología simple para la evaluación del desempeño sísmico utilizando el software SAP 2000. Los resultados destacaron una cortante basal máxima de 3070 kg para un desplazamiento de 17.5 cm, con una rigidez lateral estática de 493.88 kg/cm. Además, mediante la aplicación del enfoque ATC 40, se identificó un punto de desempeño de 19.60 para una

aceleración espectral de 0.224 g, y una deriva máxima de 1.84% entre los pisos 3 y 2. Por otro lado, mediante el método FEMA 356, se obtuvo un punto de desempeño de 19.2 cm, una aceleración espectral de 0.226 g y una deriva máxima de 1.80% entre los niveles 3 y 2. En última instancia, se concluyó que la estructura cumplía con la condición de "viga débil-columna fuerte", aunque su comportamiento global resultaba inadecuado y no cumplía con los criterios de desempeño necesarios para ser considerada una edificación esencial.

Espinoza y Paredes [17], afirma que en Ecuador se caracteriza por su alta actividad sísmica, la cual ha resultado en la trágica pérdida de más de 60,000 vidas humanas. Además, existe un número significativo de edificios construidos conforme a los estándares de construcción del año 1985 donde no consideraban los criterios de diseño sísmico en ese momento, por esta razón esta investigación tuvo como propósito evaluar el desempeño de un edificio mediante la aplicación del método FEMA 440. Para lograrlo, se elaboró un modelo utilizando el software ETABS, con el fin de determinar el nivel de desempeño y analizar los espectros de capacidad y demanda sísmica. En el análisis lineal, se identificó una máxima cortante estática de 199.38 toneladas, así como una cortante dinámica máxima de 193.67 toneladas en la coordenada X y 268.45 toneladas en la coordenada Y. Además, se observó que el porcentaje de torsión fue del 13.43 % en el primer modo y del 68 % en el segundo modo de vibración. Respecto a las derivas en X, se encontró que no cumplen con los estándares en todos los niveles, aunque sí se cumplen en Y. En el análisis no lineal, se identificaron un total de 12 rótulas plásticas en las vigas en los cuatro niveles del edificio, y varias rótulas plásticas en los 14 tipos de columnas. Se concluyó que las rótulas en las vigas en voladizo aumentan la probabilidad de colapso de estas estructuras. Por otro lado, las rótulas ubicadas en las columnas garantizan que el edificio cumpla con los estándares de ocupación inmediata y seguridad de vida. Finalmente, se determinó que el desplazamiento en el techo del edificio alcanza los 16.67 centímetros en la coordenada X, basado en el punto de desempeño establecido en el análisis.

Antecedentes Nacionales

Calcina [18], asegura que el Perú experimenta una actividad sísmica y volcánica significativa debido a su posición en el Cinturón de Fuego del Pacífico. Esta situación conlleva a terremotos de considerable magnitud, generando consecuencias de gran impacto tanto en el ámbito económico como en el humano. Por ello, el propósito de la presente investigación fue comparar la eficacia de los análisis no lineales estático y dinámico en la evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos. En este contexto, se evaluó la capacidad

estructural del edificio y se identificaron las áreas propensas a desarrollar rótulas plásticas. En cuanto a los resultados obtenidos, se registraron desplazamientos máximos de 28.53 mm en la coordenada X y 34.56 mm en la coordenada Y en el último piso del edificio. Además, en términos de la curva de capacidad, se observó un máximo desplazamiento de 11.62 cm en X, con una cortante basal de 1373.92 Toneladas, y un máximo desplazamiento de 26.84 cm en Y, con una cortante basal de 1476.63 Toneladas. Respecto a las rótulas plásticas, se llevaron a cabo simulaciones de sismos ocurridos en 1966, 1970, 1974 y 2007, sin embargo, no se observó un colapso de las mismas. En resumen, se puede concluir que ambos análisis no lineales son herramientas útiles para determinar el daño en los componentes estructurales y determinar si cumplen con los estándares de desempeño requeridos. Además, se observó que las rótulas plásticas tienden a desarrollarse principalmente en las vigas de menor longitud, como también, se destacó que la ductilidad lateral experimenta un aumento cuando se disminuye la cantidad de acero en las columnas.

López [19], sostiene que Perú está ubicado en una zona geográfica con una alta actividad sísmica, lo que lo expone constantemente a los efectos de terremotos. Lo que agrava la situación es que muchas de sus construcciones han sido diseñadas utilizando métodos basados en análisis elásticos, sin tener en cuenta la respuesta inelástica que típicamente experimentan durante un sismo. En este estudio, se optó por evaluar el nivel de desempeño sísmico de una infraestructura de viviendas multifamiliar mediante un análisis Pushover. Se buscó también identificar las posiciones de las rótulas plásticas en los componentes estructurales del edificio y determinar la resistencia estructural de la edificación a través de dicho análisis, con el propósito de establecer el punto de desempeño de la estructura. Para llevar a cabo esta investigación, se siguieron las directrices establecidas por las normativas ASCE 41-13, FEMA 356 y SEAOC-VISION 2000. El procedimiento incluyó la determinación de las dimensiones y propiedades de los materiales empleados, la generación de un modelo estructural utilizando el software SAP2000, la realización de un análisis estático no lineal en las coordenadas X e Y, la interpretación de los resultados obtenidos, la identificación de los puntos de desempeño basándose en la curva de capacidad, y la evaluación del nivel de desempeño de la edificación. Como conclusión, se determinó que la estructura exhibió un desempeño sísmico satisfactorio en ambas direcciones, lo que contribuye a salvaguardar a los ocupantes y mitigar el riesgo de posibles colapsos futuros. Además, mediante este análisis no lineal, se estableció que la capacidad máxima de la estructura en las direcciones X e Y fue de 490.60 toneladas y 750.74 toneladas, respectivamente.

La Rosa y Vila [20], confirma un aumento significativo en la construcción de edificios irregulares y susceptibles de colapsar en el Perú, país ubicado en una zona con una elevada actividad sísmica con más de 216 terremotos registrados. Es esencial realizar una evaluación exhaustiva de la vulnerabilidad sísmica mediante un análisis no lineal, que permita identificar las máximas fuerzas cortantes capaces de provocar desplazamientos en las estructuras. El estudio se centró en analizar el comportamiento sísmico del Edificio Prisma Tower en Lima mediante un análisis Tiempo-Historia, utilizando el software ETABS para determinar desplazamientos laterales máximos y fuerzas cortantes críticas. Los resultados indicaron que los desplazamientos laterales en los pisos 7, 8 y 9 superaron los valores permisibles según la Norma E-030. Además, se identificaron irregularidades torsionales en la coordenada X en los tres niveles superiores, así como irregularidades en la dirección del eje Y en todos los niveles del edificio. De manera alarmante, se identificaron fuerzas cortantes máximas de 15,575.25 toneladas en la dirección X y 16,761.41 toneladas en la dirección Y en la curva de capacidad estática no lineal. Estos hallazgos señalan un elevado riesgo de colapso ante la ocurrencia de un sismo. En síntesis, los resultados del estudio indican que el Edificio Prisma Tower podría experimentar un colapso en caso de un terremoto, y esta posibilidad aumenta considerablemente en un período de retorno de 475 y 970 años, evidenciándose un incremento progresivo en los desplazamientos laterales a lo largo del tiempo.

Antecedentes Locales

Correa [21], asegura que el Perú, debido a su ubicación geográfica altamente sísmica, ha experimentado a lo largo de la historia significativos impactos tanto en términos económicos como sociales. Este contexto ha dado lugar a la presencia de numerosas edificaciones en diversas ciudades del país que han sufrido un deterioro considerable debido a la frecuencia de eventos sísmicos. Estos daños se manifiestan en forma de grietas, rajaduras, desprendimientos de material, asentamientos y otros problemas estructurales, representando una gran amenaza para la seguridad de quienes habitan o trabajan en estas construcciones. En respuesta a esta problemática, se han desarrollado nuevas técnicas y métodos, como el enfoque conocido como método Pushover. Este método se emplea para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras y anticipar posibles daños futuros. Esta investigación realizada en el año 2019 tuvo como propósito de realizar un análisis no lineal Pushover en el bloque N°2 de aulas del colegio militar Elías Aguirre-Chiclayo. Para este fin, se empleó el software ETABS para modelar la estructura, determinar la cortante basal, la participación modal y los desplazamientos laterales,

siguiendo los parámetros establecidos por la norma E-030. Posteriormente, se realizó un análisis no lineal para obtener el diagrama de momentos-curvatura de las columnas, la curva de capacidad, los desplazamientos y evaluar el nivel de desempeño. Los resultados indicaron que se obtuvieron distorsiones de entrepiso adecuados en ambas coordenadas sin presentar irregularidades. En el sentido X, se observó un desplazamiento de 3.14 centímetros con una fuerza sísmica de 501.33 toneladas, mientras que en Y, el desplazamiento fue de 2.18 centímetros con una fuerza sísmica de 781.45 toneladas. Se identificaron rotulas plásticas en las columnas, y como medida para abordar este problema, se propuso el diseño de columnas en forma de T y L. En conclusión, se determinó que la estructura exhibe un nivel de desempeño completamente operacional en ambos sentidos, demostrando un comportamiento estructural confiable frente a sismos severos.

Bravo y Montenegro [22], sostiene que en numerosos países se han registrado eventos sísmicos significativos que han llevado a la destrucción de estructuras, como lo ocurrido en Perú. La región costera de Perú es conocida por su alta actividad sísmica, como lo demuestra el terremoto de Pisco, que resultó en la devastación de 76,000 edificios. A pesar de la falta de eventos sísmicos importantes en Lambayeque, es fundamental implementar diseños estructurales adecuados en todas las edificaciones y evaluar su capacidad de resistencia en condiciones inelásticas. Con el objetivo de analizar la respuesta sísmica de los bloques B y C del complejo residencial Colibrí en Chiclayo, esta investigación se enfoca en diversas evaluaciones, como la determinación de la curva de capacidad, el espectro de capacidad, el espectro de demanda y los puntos de desempeño. Los resultados obtenidos indican que los bloques B y C no cumplen con los límites de derivas establecidos por la norma E-030. Además, se identificaron irregularidades en torsión y altura en estas estructuras durante el estudio. En cuanto al nivel de desempeño, se observó que en la coordenada X, los bloques alcanzaron un nivel de seguridad de vida, mientras que en la coordenada Y, lograron un nivel de prevención de colapso. Sin embargo, en ambos bloques, las vigas mostraron tendencia a fallar antes que las columnas y muros en el sentido X, mientras que en Y, las columnas demostraron ser la primera componente en fallar, lo que comprometió la estabilidad general de la estructura. En resumen, se concluyó que los bloques B y C no lograron alcanzar los objetivos de desempeño sísmico definidos en las pautas de evaluación de desempeño sismorresistente de la ATC 40 y la FEMA 356.

Chuquicahua [23], argumenta que el Perú se encuentra en una situación de vulnerabilidad frente a eventos naturales, en particular los terremotos. La susceptibilidad a eventos sísmicos de esta zona proviene de su posición en el Anillo de Fuego del Pacífico, un área responsable del 85% de los terremotos a nivel mundial. También se argumenta que la normativa E.030 de diseño sismorresistente evalúa las estructuras en base a la intensidad de los movimientos telúricos, plantea incertidumbres sobre cómo se comportarán las edificaciones ante sismos de distintas magnitudes. Este interrogante es especialmente relevante para edificaciones avanzadas que incorporan tecnologías como los disipadores de energía. Por lo tanto, esta investigación busca emplear los análisis no lineales estático y dinámico en un edificio de concreto armado equipado con disipadores de energía. Este enfoque se elige por su capacidad para evaluar de manera más precisa el desempeño sísmico en comparación con la norma E.030. Los objetivos específicos incluyen llevar a cabo un estudio de mecánica de suelos, realizar ensayos de módulo de elasticidad, y determinar la curva de capacidad y los puntos de desempeño de la estructura. Los resultados del análisis de mecánica de suelos indican la presencia de limos de baja plasticidad. En cuanto al análisis estructural, se concluye que el edificio cumple con los requisitos de derivas máximas y las irregularidades, logrando un nivel de desempeño de seguridad de vida en la coordenada Y. Sin embargo, en la coordenada X, no alcanza dicho nivel de desempeño.

Bases Teórico Científicas

Bases legales

La Norma Técnica E-020 Cargas (2006)

Establece requisitos esenciales con el propósito de garantizar que las cargas consideradas en el diseño de las estructuras se mantengan dentro de los límites definidos. Su objetivo, es asegurar que las edificaciones, de acuerdo a su función, tengan la capacidad de resistir de manera eficiente diversas tipologías de cargas, tales como las cargas permanentes, variables, sísmicas, provenientes del viento, entre otras. Finalmente, el objetivo principal de la norma es proteger la integridad de la población mediante la edificación de estructuras sólidas y duraderas [24].

La Norma Técnica E-030 Diseño Sismorresistente (2019)

Establece una serie de parámetros y requisitos de resistencia que deben ser cumplidos en la construcción de edificios, con el objetivo de garantizar un adecuado desempeño frente a eventos sísmicos. De esta manera, se previene el colapso de las estructuras en caso de un terremoto, se minimizan los daños materiales y se protege la vida humana. Esta normativa incluye una

zonificación sísmica del Perú, permite la supervisión de la calidad durante la realización de la obra y es apropiado tanto para la construcción de edificaciones nuevas como para aquellas que requieran reparaciones debido a defectos estructurales [25].

La Norma Técnica E-060 Concreto Armado (2009)

Define procesos y criterios particulares que involucran la evaluación, diseño de materiales, cálculo de refuerzos, condiciones de carga, inspección de la calidad y supervisión de estructuras fabricadas con concreto armado tanto simple como preesforzado. Estas medidas tienen como objetivo prevenir el deterioro y la aparición de patologías en un corto plazo, asegurando así la durabilidad de las estructuras y protegiendo tanto la vida de la población como el patrimonio del país [26].

La Norma Técnica E-070 Albañilería (2020)

Establece directrices para el diseño estructural, incluyendo el análisis sísmico y fuerzas de diseño, junto con la inspección de la calidad de materiales y métodos constructivos utilizados en estructuras de albañilería confinada y en el refuerzo de estructuras de albañilería existentes. Estas medidas se aplican con el objetivo de garantizar la seguridad y la capacidad de resistencia de las construcciones frente a eventos sísmicos [27].

NTP 339.059 (2011) Método para la obtención y ensayo de corazones diamantino y vigas seccionadas de hormigón (concreto)

Expone los procedimientos que deben seguirse en la obtención, preparación y evaluación por medio de ensayos de los núcleos de concreto. Su aplicación se hace necesaria en casos de construcciones que presenten irregularidades durante su proceso de edificación, muestren deficiencias en el proceso de curado o en estructuras de mayor antigüedad. El propósito principal de esta norma es determinar la resistencia a la compresión, la calidad del material y la integridad estructural. Su utilización es esencial para garantizar que las construcciones cumplan con los estándares técnicos requeridos y tengan una vida útil prolongada [28].

Norma ASTM C-4262 (1999) Standard Test Method for pH of Chemically Cleaned or Etched Concrete Surfaces

Esta norma proporciona criterios detallados acerca del método para medir el pH de una superficie de concreto previamente sometida a una limpieza destinada a eliminar impurezas y recubrimientos. Dentro de estas directrices, se especifican los criterios necesarios para la adecuada preparación de la muestra, las técnicas de medición, los dispositivos utilizados, como

el Peachímetro, y los criterios de aceptación. El propósito de esta norma es simplificar la toma de decisiones y la aplicación de medidas preventivas en caso de que el concreto de una estructura presente un pH inadecuado, lo que podría impactar negativamente en su rendimiento frente a cargas y eventos sísmicos [29].

Norma ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Como propósito de esta norma es proporcionar metodologías y procedimientos destinados a la evaluación sísmica y la mejora de estructuras preexistentes. Esta aborda enfoques de diseño, mejoras sísmicas como el reforzamiento, contribuye a detectar posibles falencias y a evaluar el desempeño sísmico de infraestructuras en su comportamiento inelástico. Este rango se divide en tres categorías, que van desde el estado operacional hasta el colapso, siendo este último el umbral en el cual la mayoría de los componentes, tanto estructurales como no estructurales, han experimentado fallas significativas. La aplicación de esta regulación es crucial, ya que garantiza la salvaguarda de la seguridad pública y la reducción de daños en caso de un sismo [30].

Norma HAZUS (1999)

Esta norma facilita la evaluación y la reducción de los peligros naturales, tales como inundaciones y terremotos, entre otros. Se emplean técnicas y enfoques metodológicos para estimar los posibles daños económicos, evaluar la vulnerabilidad y determinar el desempeño sísmico de las construcciones considerando variables como el tipo de sistema estructural, la cantidad de niveles y las derivas de entrepiso. Estos procedimientos asisten a los ingenieros en la toma de decisiones apropiadas destinadas a minimizar la magnitud de dichos desastres [31].

Norma ATC-40 (1996)

La norma ATC-40 brinda criterios fundamentales para evaluar y mejorar la resistencia sísmica de los edificios. Se ocupa de múltiples aspectos, como la clasificación del desempeño sísmico en función a su capacidad para resistir terremotos, el uso de métodos de inspección detallada para determinar su estado actual, identificar el punto de desempeño y analizar la demanda sísmica a través de espectros de demanda y capacidad y la formulación de estrategias para rehabilitar las estructuras. Su objetivo principal radica en promover la seguridad tanto de los individuos como de las construcciones situadas en áreas susceptibles a terremotos [32].

Bases teóricas

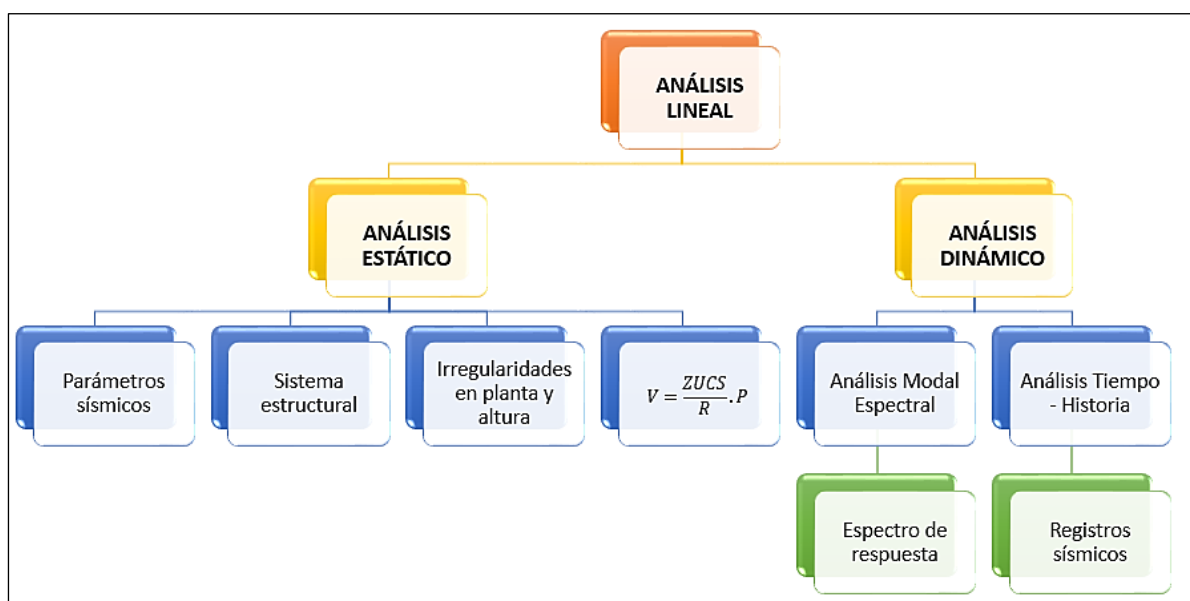
Sismos

Los movimientos sísmicos y los terremotos surgen a raíz de la liberación de energía ocasionada por una grieta interna en la Tierra. En el momento de un sismo, esta energía se disipa en forma de ondas sísmicas que se expanden en diversas direcciones dentro del planeta antes de alcanzar la superficie. Para ello, existen estaciones sísmicas que, por medio de softwares, obtienen parámetros sísmicos de profundidad, origen, magnitud, intensidad, etc. Esta información es importante para diversos estudios de sismicidad, previniendo que las edificaciones colapsen ante estos sismos [33].

Análisis lineal según la Norma E.030

Este análisis se emplea para establecer las propiedades de las estructuras cuando se sitúan dentro de un rango elástico, lo que implica aspectos como la capacidad de absorber impactos y el hecho de que su resistencia permanecen constantes con el tiempo, permitiendo que las deformaciones regresen a su forma original. La desventaja de este análisis es que da valores inexactos si se aplica a edificaciones irregulares que no actúen de manera elástica, es por ello que es importante aplicar otros métodos que la evalúen en el rango no lineal, para obtener resultados exactos de su comportamiento sismorresistente antes sismos severos. Esta evaluación se realiza siguiendo los criterios definidos por la normativa E-030 de resistencia sísmica, que se divide en dos tipos: uno estático y otro dinámico [22].

Figura 1: Tipos de análisis lineales en el Perú



Fuente: Norma Técnica E.030 (2019)

- Análisis estático lineal

Este análisis se enfoca en examinar las fuerzas internas y externas que una construcción debe resistir. Esta evaluación se focaliza principalmente en el comportamiento elástico, identificando las fuerzas laterales elásticas y empleando métodos elásticos para calcular tanto la capacidad como la demanda de los componentes estructurales. Además, mediante la modelización de la estructura, se establecen parámetros como la aceleración espectral, desplazamientos horizontales, deformaciones y fuerza cortante basal.

a) Parámetros Sísmicos de la Norma E.030

En los parámetros establecidos, se incluye la zonificación sísmica, que se divide en cuatro regiones sísmicas basadas en investigaciones efectuadas en el Perú. Cada una de estas regiones posee un valor conocido como "factor de zona" (Z), el cual se expresa como la aceleración máxima horizontal que el suelo firme podría experimentar con una probabilidad del 10% de que sea superado en un lapso de 50 años. La Tabla 1 presenta estos factores [25].

Tabla 1: Factores de zona

ZONA	FACTOR DE ZONA
1	0.10
2	0.25
3	0.35
4	0.45

Fuente: Norma E.030

Es crucial identificar el tipo de suelo donde se puedan llevar a cabo las aceleraciones sísmicas. Esto se logra a través de la realización de estudios de sitio y la obtención de perfiles de suelo específicos para cada proyecto, ya que las magnitudes de estas aceleraciones tienden a variar en función de la topografía del área y las características del estrato subyacente. Para determinar estos perfiles de suelo, se emplean técnicas que incluyen la evaluación de la resistencia al cizallamiento del suelo, las pruebas de penetración y la medición de la velocidad de las ondas de cizallamiento. El factor de suelo (S), los periodos del espectro TP y TL y el factor de amplificación sísmica (C) pueden calcularse una vez identificado el tipo de perfil de suelo. Los parámetros del suelo mencionados anteriormente se muestran en la tabla 2, y los periodos "TP" y "TL" se muestran en la tabla 3 [25].

Tabla 2: Factores de suelo

FACTOR DE SUELO "S"				
Zona \ Suelo	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030

Tabla 3: Periodos del espectro dinámico

PERIODOS "Tp" y "TL"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL (s)	3	2.5	2	1.6

Fuente: Norma E.030

A partir de los periodos espectrales (TP, TL), debe calcularse el factor de amplificación sísmica (C), teniendo en cuenta los siguientes requisitos:

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

$$T_p < T < T_L \quad \longrightarrow \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_p \quad \longrightarrow \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right)$$

La Norma también hace referencia a cuatro clasificaciones: esenciales, importantes, comunes y temporales. En la primera se incluyen construcciones como hospitales, plantas de purificación de agua, estaciones de bomberos, escuelas, entre otros. En la segunda se encuentran lugares como estadios, cines, centros comerciales, bibliotecas, entre otros. En la tercera se engloban edificios de uso común, como casas, restaurantes, oficinas, etc. Por último, tenemos las construcciones provisionales como casetas [25]. Según el uso que se le va a dar a una estructura, se puede determinar el factor de uso (U), que de acuerdo con [34], menciona que se amplifica más la aceleración en edificaciones esenciales a comparación de las edificaciones comunes, con el objetivo de que estas tengan una mayor resistencia.

Tabla 4: Factores de uso

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR USO (U)
A	Edificaciones esenciales	1.5
B	Edificaciones importantes	1.3
C	Edificaciones comunes	1.0
D	Edificaciones temporales	Criterio del Proyectista

Fuente: Norma E.030

Acero, concreto armado, albañilería reforzada o confinada y madera son las cuatro clases de materiales que componen los sistemas estructurales de la norma [25]. Para edificaciones de concreto armado se tiene lo siguiente:

- **Pórticos:** Es necesario que las columnas puedan soportar al menos el 80% del esfuerzo cortante basal.
- **Muros Estructurales:** Al menos el 70% del esfuerzo cortante basal debe ser soportado por las placas.
- **Dual:** Sugiere el uso de columnas y placas estructurales, cuyas placas deben poder resistir entre el 20% y el 70% del esfuerzo cortante basal.
- **Muros de Ductilidad Limitada:** Sus muros son de concreto armado y tienen espesores relativamente pequeños, lo que los hace resistentes tanto a las fuerzas sísmicas como a las gravitatorias.

El coeficiente básico de reducción (R_o) se determina en función del sistema estructural utilizado, según se especifica en la tabla 5. Asimismo, se analizan las irregularidades en la configuración tanto en planta como en elevación para identificar sus factores (I_a , I_p). Estos parámetros se emplean en el cálculo del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R).

Tabla 5: Coeficientes de Reducción (R_o)

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción (R_o)
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros Estructurales	6
Muros de ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

Fuente: Norma E.030

Según la Norma [25], se tiene las siguientes irregularidades en altura (Ia):

- ✓ **Irregularidad de Rigidez (Piso Blando):** En las coordenadas X e Y, se requiere que, en el entrepiso de una edificación, la rigidez lateral debe ser inferior al 70% de la rigidez encontrada en el piso superior o al 80% de la rigidez media de los tres pisos superiores más cercanos.
- ✓ **Irregularidad de Extrema Rigidez:** Se aplican los mismos criterios pero con un porcentaje de 60% y 70%.
- ✓ **Irregularidad de Resistencia (Piso Débil):** En las coordenadas X e Y, es imperativo que la resistencia en el entrepiso de la edificación sea menor al 80% de la resistencia observada en el nivel superior.
- ✓ **Irregularidad de Extrema Resistencia:** Se aplican los mismos criterios pero con un porcentaje de 65%.
- ✓ **Irregularidad de Masa o Peso:** Ocurre cuando el primer piso de un edificio pesa más de 1.5 veces que el siguiente nivel. Es importante destacar que esta condición no es válida para los sótanos ni para las azoteas
- ✓ **Irregularidad Geométrica Vertical:** Se da cuando en ambos ejes, la dimensión en planta de la edificación que puede resistir fuerzas laterales es mayor que 1.3 veces la dimensión de un nivel contiguo. Es importante mencionar que esta condición no es válida para sótanos ni azoteas.
- ✓ **Discontinuidad de los Sistemas Resistentes:** Se aplica en situaciones en las cuales un elemento estructural soporta una carga que supera el 10% de la fuerza cortante, y también cuando se produce una desviación vertical o una alteración en la dirección causada por un desplazamiento que supera el 25% de la dimensión del elemento.
- ✓ **Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes:** Se aplican los mismos criterios pero con un porcentaje de 25% de la cortante basal.

Según la Norma [25], se tiene las siguientes irregularidades en planta (Ip):

- ✓ **Irregularidad Torsional:** Se aplica cuando en ambas coordenadas, el desplazamiento relativo máximo de entrepiso en un extremo de un edificio excede 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del entrepiso bajo la misma carga.
- ✓ **Irregularidad Torsional Extrema:** Se emplean las mismas condiciones, pero el desplazamiento relativo es 1.5 veces superior al desplazamiento relativo promedio de los extremos de entrepisos bajo la misma carga.

- ✓ **Esquinas Entrantes:** Sucede cuando las esquinas entrantes en las los sentidos X o Y son superiores al 20% de la dimensión total en planta.
- ✓ **Discontinuidad del Diafragma:** Se produce cuando hay variaciones notables en la rigidez de los diafragmas, como aberturas superiores al cincuenta por ciento de la superficie bruta del diafragma.
- ✓ **Sistemas no Paralelos:** Se presenta cuando los elementos que contrarrestan las fuerzas laterales en ambas coordenadas no están alineados. Es significativo señalar que cuando los muros o pórticos crean ángulos inferiores a 30°, o cuando los elementos paralelos resisten menos del 10% de la fuerza cortante del piso, no se cumple este criterio.

La norma estipula que debe determinarse el peso total de un edificio. Este peso se compone de toda la carga muerta (100%) y de una parte determinada de la carga viva, que varía en función de la categoría de la estructura. Por ejemplo, para las estructuras de uso común se utiliza el 25% de la carga viva, mientras que para los edificios esenciales se emplea el 50% de esta carga [25].

En el marco del análisis estático lineal, es esencial tener en cuenta la fuerza cortante en la base. Esta variable está vinculada a diversos factores, como el uso del edificio, las propiedades del suelo, la ubicación del edificio, los coeficientes de reducción y el peso total de la estructura. La ecuación empleada para realizar este análisis es la siguiente:

$$V = \left(\frac{Z * U * S * C}{R} \right) * P$$

En cualquier edificación, es fundamental llevar a cabo una comprobación de derivas, conforme a las directrices estipuladas por la Norma E.060 para edificaciones de concreto armado, se establece que la distorsión de entrepiso debe situarse en el rango de 0.007 [26]. Asimismo, de acuerdo con la Norma E.070 para estructuras de albañilería confinada, se requiere que la distorsión de entrepiso se mantenga dentro de los límites de 0.005 [27].

- **Análisis dinámico lineal**

El análisis dinámico lineal se utiliza de manera efectiva para modelar edificaciones dentro del rango elástico. En este enfoque, se utiliza un análisis modal espectral para calcular la respuesta dinámica de la estructura. Esto se logra mediante el espectro de respuesta inelástico, al mismo tiempo que se determina la respuesta modal máxima para todos los modos. Es crucial que la masa de la estructura contribuya en un 90% en ambos sentidos.

En este proceso de análisis, es necesario calcular el espectro de pseudoaceleraciones para cada dirección debido a que algunas edificaciones pueden tener sistemas estructurales distintos en cada una de ellas [25]. A modo de ejemplo, en el presente proyecto de investigación, se implementan pórticos de concreto armado en la coordenada X, mientras que en Y se emplean muros de albañilería confinada. Como resultado, los espectros de pseudoaceleraciones difieren entre estas direcciones. La fórmula para determinar este espectro es la siguiente:

$$S_a = \left(\frac{Z * U * S * C}{R} \right) * g$$

En el análisis modal espectral, es imperativo garantizar que la cortante basal dinámica sea inferior al 80% para edificaciones regulares y al 90% para edificaciones irregulares en comparación con la cortante estática. Si estas condiciones no se cumplen, será necesario escalar los resultados obtenidos. En cuanto al análisis de tiempo historia, la normativa establece que se deben seleccionar al menos tres registros, los cuales deben abarcar al menos dos direcciones ortogonales [25].

Criterios de la Norma E.070

La normativa establece que este sistema se fundamenta en la construcción de muros de ladrillo de arcilla, los cuales quedan confinados entre columnas y vigas soleras. El proceso de construcción implica levantar los muros en primer lugar y luego, en conjunto con el encofrado, verter concreto en las columnas. Finalmente, se procede a colocar la losa junto con las vigas soleras [27]. Según la Norma E.070, especifica que este tipo de sistema debe cumplir con los siguientes requisitos:

- ✓ La capacidad de resistencia a la compresión del hormigón utilizado en columnas y vigas soleras será de 175 kg/cm².
- ✓ Para este sistema se emplea dos tipos de conexiones: al ras donde se utiliza refuerzo horizontal el cual se ancla a la columna a uno 12.5 cm y dentada donde el ladrillo sobresale 5 cm.
- ✓ Es necesario instalar juntas en la unión de los elementos de confinamiento con el tabique.
- ✓ La altura de la estructura y su zonificación sísmica definirán el espesor mínimo del muro de albañilería.

Tabla 6: Espesor mínimo del muro

ZONA SÍSMICA	ESPESOR MÍNIMO EFECTIVO DEL MURO
1	$t \geq \frac{h}{25}$
2 y 3	$t \geq \frac{h}{20}$

Fuente: Norma E.030

- ✓ Es necesario comprobar la densidad de los muros portantes, la cual guarda relación con los parámetros sísmicos y el número de niveles (N), tal como se aprecia en la fórmula siguiente:

$$\frac{\text{Área de corte de los muros}}{\text{Área en planta}} = \frac{\sum L * t}{A_p} \geq \frac{Z * U * S * N}{56}$$

- ✓ Es necesario calcular el máximo esfuerzo axial que actúa sobre el muro, el cual es ocasionado por las cargas vivas y muertas, para ello se emplea la siguiente fórmula:

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

- ✓ La normativa nos indica que, en caso de un terremoto de magnitud moderada, no debe haber fisuras en los muros, y esto se comprueba mediante una ecuación que involucra la fuerza cortante del muro (V_e) y la fuerza cortante relacionada con el agrietamiento diagonal (V_m).

$$V_e \leq 0.55 * V_m$$

- ✓ La normativa establece que la fuerza cortante relacionada con el agrietamiento diagonal depende de factores como la carga gravitacional (P_g), la resistencia de cizallamiento de la albañilería (V'_m), así como las dimensiones del muro, es decir, su longitud (L) y su espesor (t). El cálculo de esta fuerza se realiza de la siguiente manera:

$$V_m = 0.5 * V'_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g$$

Análisis no lineal

El análisis no lineal se centra en resolver estructuras en un rango inelástico, considerando la no linealidad geométrica y el comportamiento tenso-deformacional de los materiales. Para aplicar este enfoque, es fundamental contar con las propiedades de los materiales que conforman las estructuras en cuestión. Este análisis proporciona resultados sobre el comportamiento de la infraestructura con una menor incertidumbre, ya que identifica posibles

mecanismos de falla y evalúa la probabilidad de un colapso progresivo. En términos generales, el análisis no lineal está conformado por dos categorías (Estático y Dinámico no lineal) [35].

Tipos de comportamiento estructural no lineal

Los elementos estructurales de concreto armado presentan dos categorías de comportamiento no lineal en estructuras que son:

- No linealidad mecánica

La no linealidad mecánica, también conocida como no linealidad de los materiales, hace referencia a las deformaciones permanentes que superan el 50 % en los elementos estructurales. Estos materiales pierden su resistencia y rigidez a medida que experimentan estas deformaciones. Un ejemplo característico de este fenómeno es el concreto, cuyo comportamiento deformacional se ve influenciado por varios factores, como las cargas que soporta, su vida útil, el grado de confinamiento, entre otros. Cuando el concreto supere el estado tensional límite comenzarán a presentarse deficiencias como fisuras, agrietamientos y desprendimientos [36].

- No linealidad geométrica

Según Recuero [36], la no linealidad geométrica se debe a los desplazamientos que surgen en la estructura como consecuencia de las cargas que soporta. Estos desplazamientos provocan modificaciones en la configuración de los elementos estructurales, generando así cambios en la orientación de las fuerzas aplicadas y la disminución de la rigidez de dichos elementos.

Hay dos casos principales en la no linealidad geométrica: en primer lugar, los desplazamientos de los nodos en los pórticos provocan la aparición de momentos adicionales de vuelco debido a los cambios en las cargas verticales; en segundo lugar, las deformaciones por flexión introducen momentos adicionales que pueden ocasionar la inestabilidad de los elementos estructurales.

Análisis estático no lineal (PUSHOVER)

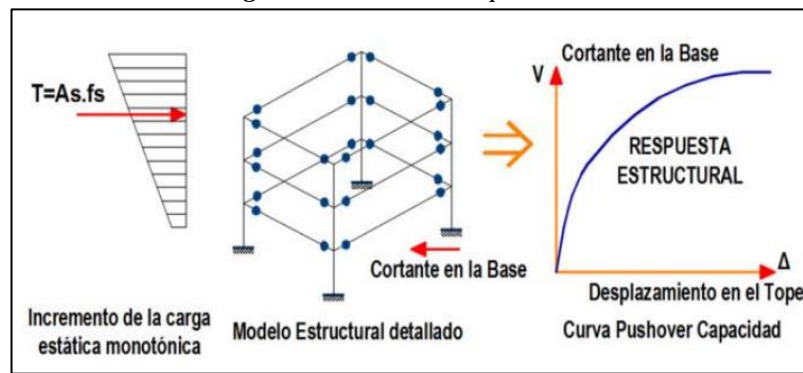
Este análisis conocido como análisis pushover, posibilita la determinación de la curva de capacidad y la demanda de las estructuras. La curva de capacidad está intrínsecamente ligada a la deformación de la estructura, su rigidez y resistencia, mientras que la demanda está relacionada con la ubicación del edificio y el riesgo sísmico [37]. Durante el análisis pushover, se aplican a la estructura cargas laterales diversas para simular las fuerzas generadas durante un sismo. Estas fuerzas se incrementan progresivamente hasta que los elementos estructurales se deforman, dando lugar a la formación de rótulas plásticas. Este fenómeno conlleva a una

redistribución de esfuerzos y conduce a la estructura a alcanzar su capacidad máxima, culminando en su eventual colapso.

✚ Curva de capacidad estructural

La curva de capacidad representa la manera en que una estructura responde ante un evento sísmico, es decir, su capacidad para soportar estos fenómenos naturales depende de la resistencia máxima que tengan sus elementos estructurales y la deformación máxima que pueden experimentar. Esta curva de capacidad establece la correlación entre las fuerzas en la base de la estructura y los desplazamientos laterales en su nivel más alto, los cuales se generan en respuesta a una demanda sísmica [38].

Figura 2: Curva de Capacidad



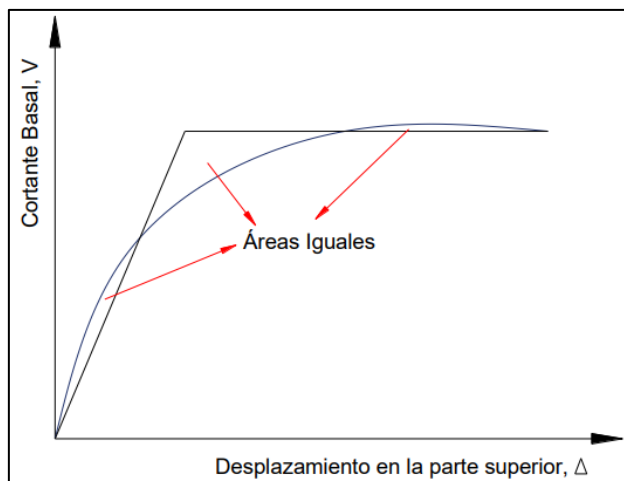
Fuente: Análisis Sísmico por Desempeño, Aguilar (2003)

✚ Representación bilineal

Al introducir rótulas plásticas en los componentes estructurales, se forma la curva de capacidad, aunque no se observan alteraciones significativas en cuanto a la rigidez y resistencia de la edificación. Por ende, es fundamental definir la curva bilineal, ya que esta refleja las modificaciones en la curva de capacidad y el comportamiento de la estructura mediante un punto de fluencia [39].

Se utilizan tres conceptos para construir la forma bilineal de la curva de capacidad propuesta por la norma ASCE/SEI 41-17 [30]. El primero se denomina "rigidez tangente horizontal" y consiste en trazar una línea horizontal en el cortante basal (V_u) después de trazar una línea tangente a la curva de capacidad. Para el segundo principio, denominado "rigideces tangentes", es necesario trazar líneas tangentes en las zonas elástica y plástica. El concepto de "áreas iguales", el tercer y último principio, exige iterar sobre un gráfico para que las áreas por encima y por debajo de la curva, que indican la energía disipada de la estructura, sean aproximadamente iguales. Al adherirse a estos tres criterios, se logra la intersección que define el punto de fluencia [39].

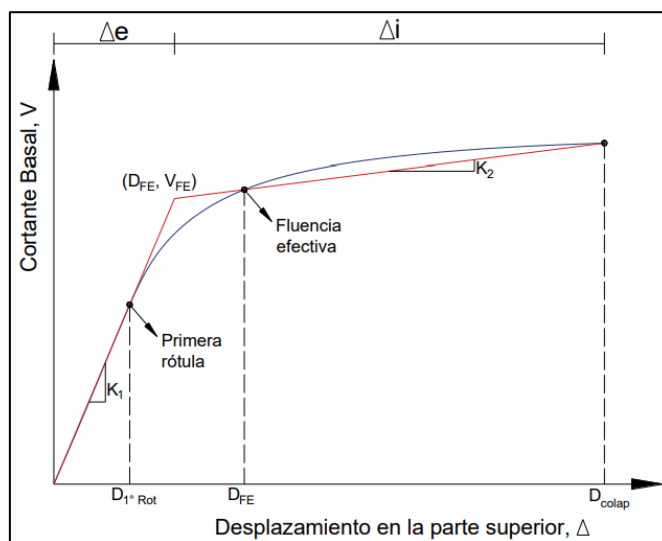
Figura 3: Principio de áreas iguales



Fuente: Desempeño sísmico del módulo A de la I.E. San Ramón, Villatty (2017)

En la figura 4, se puede notar cómo la curva bilineal, en conjunto con el punto de fluencia, establece el intervalo de desplazamientos, abarcando tanto los que son elásticos (Δe) como los que son inelásticos (Δi) en la estructura.

Figura 4: Zona de desplazamiento elástico e inelástico



Fuente: Desempeño sísmico del módulo A de la I.E. San Ramón, Villatty (2017)

Obtención del punto de desempeño aplicando el método de coeficientes

La ubicación del punto de desempeño se establece a partir de la máxima respuesta sísmica experimentada por la estructura durante un evento sísmico, lo cual reviste una importancia crucial en el análisis de la vulnerabilidad sísmica. Según los resultados obtenidos, pueden proponerse nuevos diseños y mejoras en los elementos estructurales de un edificio, contribuyendo así a la reducción de costos y a la creación de construcciones más seguras [38].

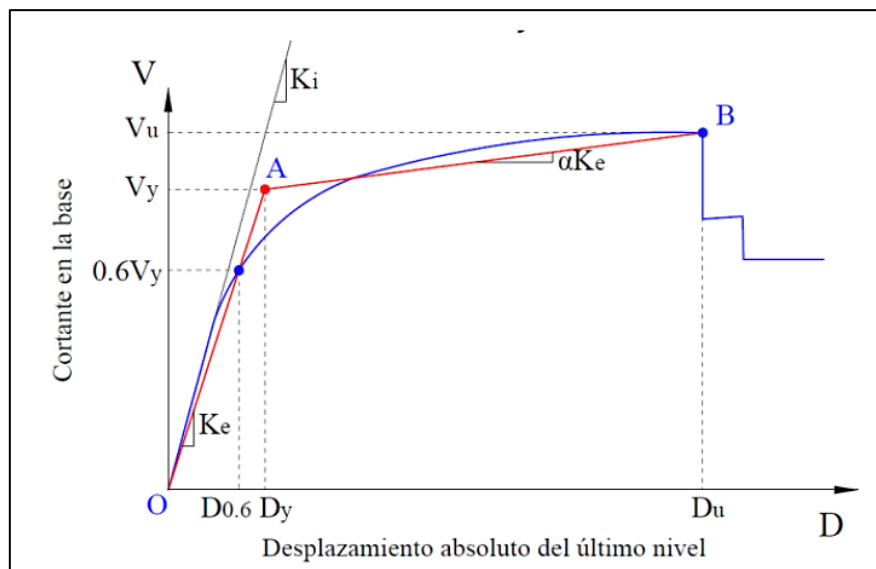
Para determinar el desplazamiento objetivo, se siguieron los procedimientos establecidos por [40] y los indicados por el ASCE / SEI 41.17 [30]:

- ❶ Para crear la curva de capacidad, se utilizó el análisis estático no lineal.
- ❷ Para determinar la cortante de fluencia basal y el punto de fluencia se emplea el criterio de igualación de regiones (V_y).
- ❸ Trazar una línea que comience en el punto 0 y termine en el lugar donde la fuerza cortante de la curva de capacidad sea igual a $0.6V_y$.
- ❹ Determinar el desplazamiento de fluencia (D_y) y la rigidez lateral efectiva (K_e), es posible obtener estos valores a través de la gráfica generada por el software ETABS o mediante las ecuaciones que se presentan a continuación:

$$K_e = \frac{0.6 * V_y}{D_{0.6}} \quad D_y = \frac{V_y}{K_e}$$

- ❺ Comenzando en (0), trazamos la primera línea y continuamos hasta llegar al punto de fluencia. A continuación, se traza la segunda línea, que une el punto A (coordenadas V_y , Δy) y el punto B (coordenadas V_d , Δd). Este último denota el punto de la curva en el que el desplazamiento objetivo produce la mayor fuerza cortante. Es crucial recordar que, en este punto, el esfuerzo cortante se deteriora en un 60% del límite elástico de fluencia efectiva.

Figura 5: Curva de capacidad con su representación bilineal



Fuente: Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño de un edificio de 8 pisos diseñado con la Norma E.030, Choque y Luque (2019)

- ⑥ Mediante la siguiente ecuación, podemos calcular el desplazamiento objetivo:

$$\delta t = C_0 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g$$

- ⑦ Para establecer el desplazamiento objetivo, es esencial definir varios factores. Uno de ellos es el peso sísmico (W), que en este estudio se determina sumando el 50% de la carga viva y el 100% de la carga muerta, siendo este porcentaje aplicado específicamente a estructuras esenciales. Además, se necesita la rigidez lateral elástica del edificio que se obtiene a partir de la curva bilineal producida en el software ETABS, así como el periodo fundamental (T_i) y el espectro de pseudoaceleración (S_a) y, que se obtienen mediante el análisis modal espectral. Sin embargo, hay otros parámetros que se determinan a través de ecuaciones, como los siguientes:

- Periodo fundamental efectivo, el cual se calcula para la dirección X y Y:

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{ki}{Ke}}$$

- Relación del límite elástico con la demanda de resistencia:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$$

- Coeficiente de modificación que establece la relación del desplazamiento inelástico máximo con el desplazamiento elástico previsto:

$$C_1 = \frac{\mu_{strength} - 1}{a * T_e^2}$$

- Coeficiente de modificación que representa la influencia de la forma de histéresis

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} * \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2$$

- Coeficiente de modificación que asocia el desplazamiento espectral, que sólo tiene en cuenta un grado de libertad- y el desplazamiento del nivel final de la estructura, que tiene varios grados de libertad. Este coeficiente se determina según el número de niveles del edificio, utilizando la tabla siguiente:

Tabla 7: Valores para el coeficiente C_o

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
	1	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Fuente: ASCE/SEI, 41-17 (2017)

- En lo que respecta al factor de masa participativa (C_m) y al factor relacionado con el tipo de suelo (a), se presenta la siguiente información:

Tabla 8: Valores para el factor (a)

Tipo de perfil	Velocidad promedio de propagación	Promedio (m/s)	Similar en ASCE 41-17
Roca dura (S0)	> 1500 m/s	1500	A
Roca o suelo rígido (S1)	500 a 1500 m/s	1000	B
Suelos intermedios (S2)	180 a 500 m/s	340	C
Suelos blandos (S3)	< 180 m/s	180	D
Condiciones excepcionales (S4)	Acorde al EMS	-	E

$a = 130$ para clase A y B

$a = 90$ para clase C

$a = 60$ para clase D y E

Fuente: ASCE/SEI, 41-17 (2017)

Tabla 9: Valores para el factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI, 41-17 (2017)

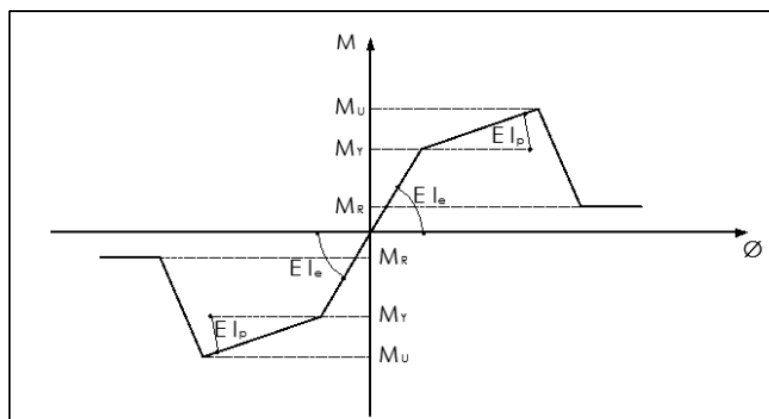
Diagramas de momento-curvatura

Para analizar las características de las estructuras en un entorno no lineal, es crucial poseer un conocimiento exhaustivo de los diagramas momento-curvatura aplicados a componentes estructurales como vigas y columnas, en una construcción de concreto armado. Estos diagramas resultan fundamentales para determinar la ductilidad inherente a la sección transversal de cada uno de estos elementos. Dicho de otro modo, nos permiten comprender la capacidad de resistencia para soportar deformaciones plásticas antes de fallar, así como el modo en que se

comportan sus rótulas plásticas y cómo se redistribuyen los momentos elásticos. Cuando un componente alcanza la región inelástica, tiene una mayor susceptibilidad a fallas frágiles si su ductilidad por curvatura es insuficiente, lo que a su vez se traduce en una capacidad limitada para disipar energía. En contraste, cuando la ductilidad es alta, se favorece una mayor capacidad de disipación de energía [38].

Según Hinostroza [41], menciona que el diagrama de momento-curvatura se compone de tres regiones de trabajo del elemento, como se muestra en la Figura 6. En la primera región (hasta el punto Y), el concreto se encuentra en su capacidad máxima para soportar esfuerzos de tracción, no se generan daños debido a su comportamiento elástico. La segunda región (hasta el punto U) señala el término del comportamiento elástico, marcado por el punto de fluencia del acero. Finalmente, en la tercera región (hasta el punto R), el acero llega a su punto de rotula y el concreto alcanza su máxima deformación útil.

Figura 6: Estados límites del diagrama momento-curvatura



Fuente: Diagrama momento-curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI41 y sistema de computación CEINCI-LAB, Aguilar et al. (2015)

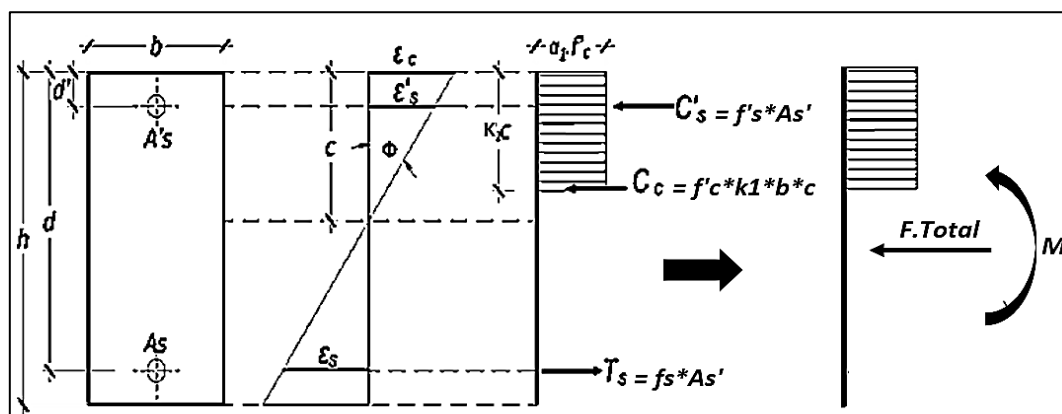
Para el cálculo de un punto de momento curvatura se realiza el siguiente procedimiento [42]:

- i. Se escoge el valor máximo de deformación permitida para el concreto, se denota por ϵ_c .
- ii. Se determina el eje neutro "C" y se traza el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección a partir de este punto.
- iii. Las curvas constitutivas del acero y el concreto se utilizan para calcular los esfuerzos pertinentes a partir de las deformaciones calculadas.
- iv. A partir de los esfuerzos, se obtienen las fuerzas que actúan sobre la sección compuesta de acero y concreto, las cuales se calculan multiplicando cada esfuerzo por el área respectiva.

- v. La carga axial resultante que actúa sobre la sección transversal se representa mediante la suma vectorial de estas fuerzas. Se examina la presencia de un equilibrio de fuerzas, considerando la carga axial especificada. En caso de que no pueda alcanzarse el equilibrio, se repite el paso "ii" del procedimiento, ajustando la profundidad del eje neutro, ya sea aumentándola o reduciéndola.
- vi. Una vez que el paso "v" ha producido el equilibrio, el momento flector interno en la ubicación final del eje neutro se halla multiplicando cada fuerza por la distancia entre el centroide plástico de la sección y el eje de referencia.

Para calcular la curvatura se divide la deformación del concreto (ϵ_c) por la distancia al eje neutro. Este método determina un punto en el diagrama momento-curvatura. Los procedimientos de "ii" a "vi" se repiten para los puntos restantes, y se da un nuevo valor a ϵ_c [42]. Estos pasos se pueden apreciar en la figura 7.

Figura 7: Procedimiento para determinar un punto de diagrama Momento-curvatura



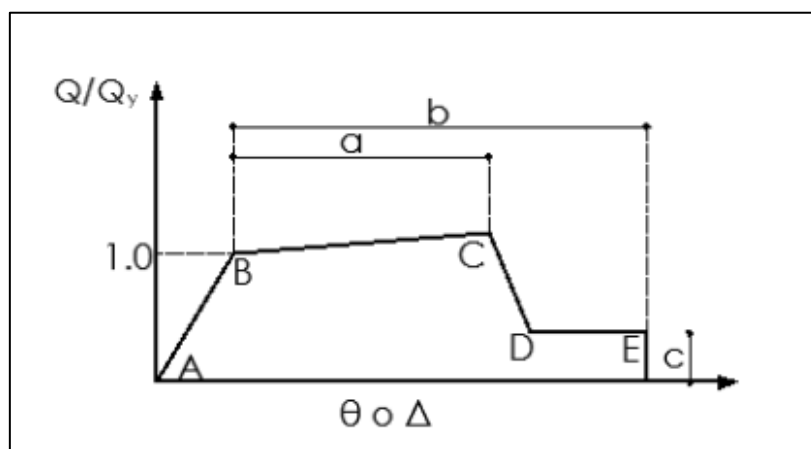
Fuente: Estudio de alteraciones en el comportamiento estructural de vigas de hormigón armado con nudos híbridos mediante el empleo de gráficos momento-curvatura, Castañeda et al. (2016)

Diagramas de momento-rotación

La principal diferencia entre los diagramas momento-curvatura y momento-rotación es que relacionan la rotación y el momento flector en una posición determinada del elemento estructural, como columnas, vigas y placas. Estos diagramas ilustran cómo cambia el momento flector a medida que comienzan a rotar los extremos del elemento estructural, lo que permite evaluar la capacidad estructural para soportar cargas y deformaciones [43].

En la Figura 8, se representa un momento inicial que crece linealmente con la rotación hasta que se vuelve no lineal, alcanzando este patrón hasta el punto B, que indica el límite elástico del material. Después de este punto, se manifiesta un comportamiento no lineal, estableciéndose una relación entre la rotación (θy) y el momento de fluencia (M_y). A partir del punto C, el elemento alcanza su máxima resistencia y luego disminuye, lo que indica el colapso del elemento estructural. La variable "c" se utiliza para determinar el momento residual (M_R), mientras que la rotación final del segmento DE se determina mediante la variable "b". En la zona residual, se observa una deformación a la compresión que oscila entre 0.004 y 0.008 [43].

Figura 8: Estados límites del diagrama momento-rotación



Fuente: Diagrama momento-curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI41 y sistema de computación CEINCI-LAB, Aguilar et al. (2015)

Existen regulaciones que facilitan la evaluación del nivel de rendimiento no lineal de cada componente estructural en relación con su ángulo de rotación, como las normas ASCE/SEI 41-17 y ATC-40, que tienen en cuenta los niveles de desempeño, que incluyen prevención al colapso (CP), seguridad de vida (LS) e inmediatamente operacional (IO).

En el contexto de procedimientos no lineales que involucran vigas de concreto armado, la tabla 10.7 de ASCE/SEI 41-17 proporciona parámetros de modelización y criterios numéricos de aceptación. De manera análoga, las tablas 11.4 y 11.7 del ATC-40 ofrecen criterios numéricos de aceptación para las rotaciones de rótulas plásticas en columnas y muros estructurales de concreto armado.

Tabla 10: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales - Vigas de concreto armado

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure^b								
$\frac{P_u - P_{bal}}{P_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: Norma Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-17 (2017)

Tabla 11: Criterios numéricos de aceptación para rotaciones de rótulas plásticas en columnas de Concreto Armado

Component Type	Performance Level ^a						
	Primary			Secondary			
	IO	LS	SS	LS	SS		
1. Columns controlled by flexure¹							
$\frac{P^s}{A_s f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V^s}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
≥ 0.4	C	≤ 3	0.0	0.005	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2. Columns controlled by shear^{1,3}							
Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_s f'_c} \leq 0.1$			0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
Other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}							
Hoop spacing ≤ d/2			0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
4. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}							
Conforming reinforcement over the entire length			0.0	0.0	0.005	0.005	0.01
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: Norma Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC-40 (1996)

Tabla 12: Criterios numéricos de aceptación para rotaciones de rótulas plásticas en muros estructurales de concreto armado

Table 11-7. Numerical Acceptance Criteria for Plastic Hinge Rotations in Reinforced Concrete Walls and Wall Segments Controlled by Flexure, in radians

Component Type	Performance Level ^a						
	Primary			Secondary			
	IO	LS	SS	LS	SS		
1. Walls and wall segments controlled by flexure							
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w J_w f'_c}$ ¹	$\frac{v}{t_w f'_c}$ ²	Boundary Element ³					
≤ 0.1	≤ 3	C	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	C	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	C	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	C	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

Fuente: Norma Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC-40 (1996)

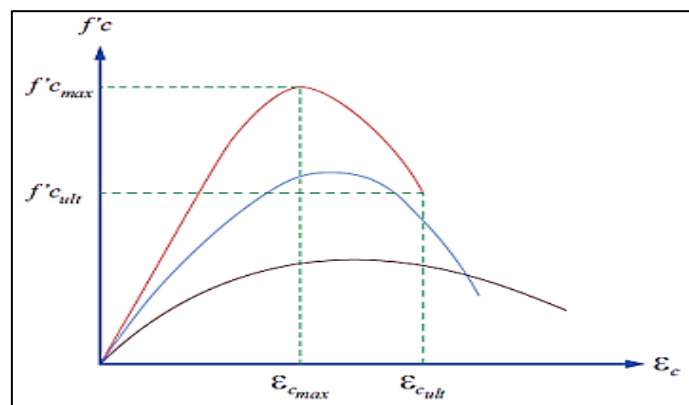
Para realizar estos gráficos es necesario conocer las curvas de esfuerzo-deformación para materiales como acero y el concreto.

Modelos de comportamiento de los materiales

Concreto no confinado

El concreto no confinado tiene la capacidad de resistir a la compresión, pero su vulnerabilidad se encuentra en la tensión. En relación con su curva esfuerzo-deformación, esta inicia de manera lineal hasta llegar a la mitad de la máxima resistencia a la compresión. Posteriormente, exhibe una rama curva que pasa por la resistencia máxima a la compresión y alcanza la deformación unitaria de aplastamiento del concreto. Cuando se trata de concreto de alta resistencia, la curva esfuerzo-deformación tiende a ser pronunciada y delgada; sin embargo, en el caso de concreto de baja resistencia, es probable que presente áreas planas extensas después de superar el límite elástico [44].

Figura 9: Curvas esfuerzo-deformación a compresión en probetas estándar



Fuente: Paulay y Priestley (1992)

• Modelo de hognestad

Este conocido modelo se utiliza para secciones cuadradas, rectangulares y circulares. En su gráfica de esfuerzo-deformación, se presenta una curva parabólica de segundo grado, que asciende hasta alcanzar su máxima resistencia. Después, desciende linealmente con una pendiente predeterminada hasta llegar a la deformación unitaria última, que tiene un valor aproximado de 0.004, con un esfuerzo del 0.85 de la resistencia característica del concreto (f'_c) [44]. Las siguientes expresiones se utilizan para calcular las ramas y la pendiente en este modelo.

- Primera rama: $f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_0}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$; si $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$
- Segunda rama: $\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c}$
- Tercera rama: $f(\varepsilon_c) = f'_c * \left[\left(\frac{\varepsilon_u - 0.85 \cdot \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{0.15 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right) \right]$; si $\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$

Donde:

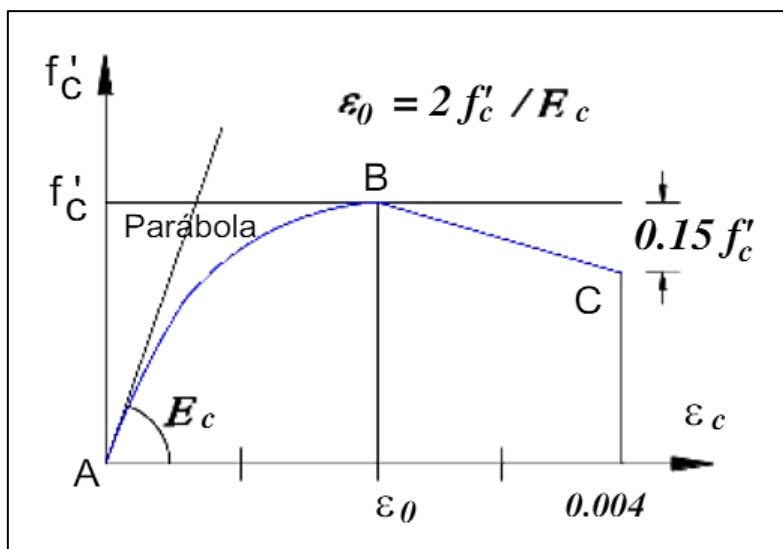
E_c : Módulo de elasticidad del concreto

f'_c : Resistencia máxima a compresión de una probeta ensayada.

ε_0 : Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima del concreto.

ε_u : Deformación de ruptura

Figura 10: Curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión



Fuente: Modelo de Hognestad (1951)

Concreto Confinado

El concreto confinado, también conocido como concreto reforzado, presenta una mayor resistencia a la compresión, mayor ductilidad y una mejor capacidad para resistir la tensión. Esto se debe a su composición, que incluye barras de acero colocadas longitudinal y transversalmente con distancias mínimas permitidas entre ellas para evitar la flexión y el posible fallo de los estribos [44]. En cuanto a su comportamiento bajo carga, existen dos modelos de curva esfuerzo-deformación:

- **Modelo de Kent y Park**

Se aplica a secciones con forma cuadrada y rectangular. Los autores argumentan que el efecto del confinamiento influye poco en la resistencia, actuando de manera similar a un concreto convencional. Su curva de esfuerzo-deformación se compone de tres ramas distintas: en la primera (rama A), el comportamiento se asemeja al de un concreto convencional y sigue una forma parabólica de segundo grado. La segunda (rama B) se asemeja a una línea recta y comienza después de conseguir la máxima resistencia, momento en el cual se produce una degradación del 80 % en su resistencia. Finalmente, la tercera (rama C) no experimenta aumentos en sus esfuerzos y muestra deformaciones que superan el ε_{20} [44].

➤ Primera rama:

$$f_{cA} = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \text{ si } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$$

➤ Segunda rama:

$$f_{cB} = f'_c [1 - z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)]; \text{ si } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$$

➤ Tercera rama:

$$f_{cC} = 0.20f'_c; \text{ si } \varepsilon_c > \varepsilon_{20c}$$

Donde:

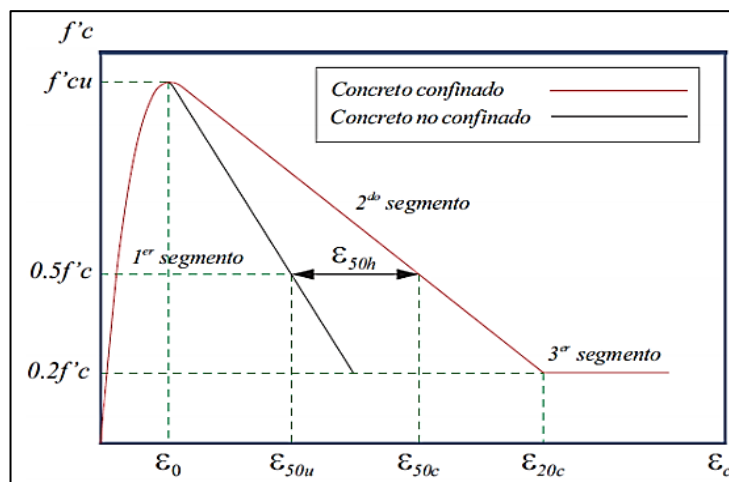
ε_c : Módulo de elasticidad del concreto

f'_c : Resistencia máxima a compresión de una probeta de concreto ensayada

ε_0 : Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima del concreto.

ε_{20c} : Deformación unitaria asociada al $0.20f'_c$

Figura 11: Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y no confinado



Fuente: Modelo de Kent y Park (1971)

• Modelo de Mander

De acuerdo con este modelo, tanto la resistencia a la compresión como la capacidad de deformación del concreto aumentan con el confinamiento. Este enfoque permite el uso de secciones cuadradas, rectangulares o circulares. Cuando el refuerzo transversal del concreto muestra fracturas, esto indica que ha alcanzado su punto crítico de deformación y, como consecuencia, se observarán deformaciones transversales significativas [44]. Para su curva esfuerzo-deformación se describe mediante las siguientes fórmulas:

- 1) $f_c = \frac{xr f_{cc}}{r-1+x^r}$
- 2) $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$
- 3) $r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$
- 4) $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto no confinado

f_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado

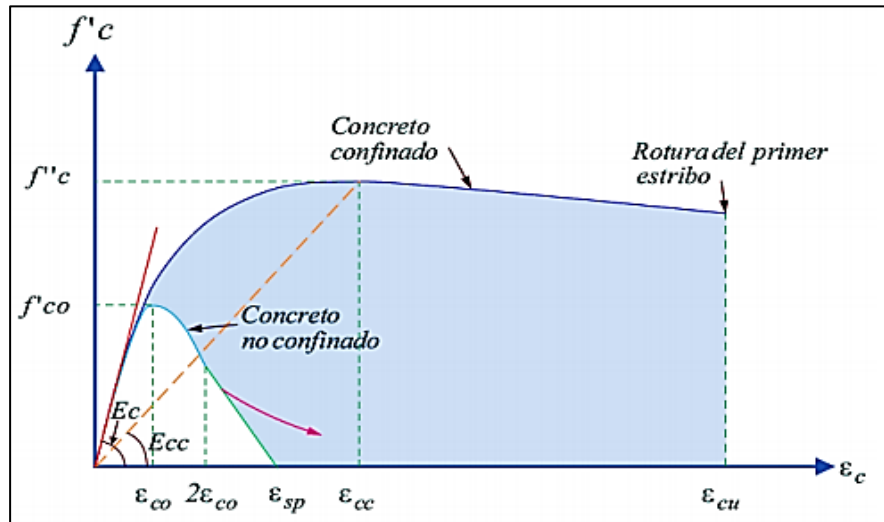
E_{sec} : Módulo secante asociado al esfuerzo máximo confinante

ε_c : Deformación unitaria del concreto

ε_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple

ε_{c0} : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto

Figura 12: Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y confinado



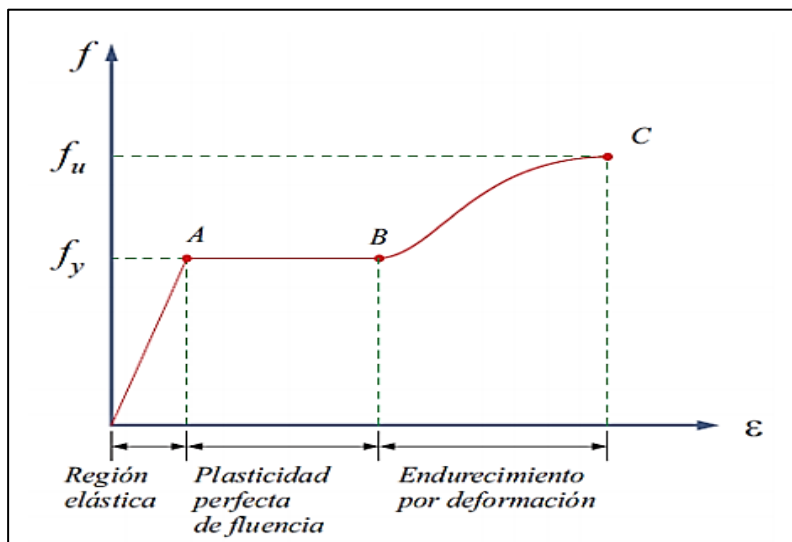
Fuente: Modelo de Mander (1988)

Acero de refuerzo

– Modelo trilineal

Se aplica cuando la curva de esfuerzo-deformación del acero bajo tensión presenta tres segmentos distintos: una rama inicial elástica lineal, seguida por la rama de post fluencia y finalmente la rama de endurecimiento debido a la deformación. Esta última comienza en la región de fluencia, donde el acero es capaz de absorber cargas adicionales [44].

Figura 13: Curva de esfuerzo-deformación del modelo trilineal

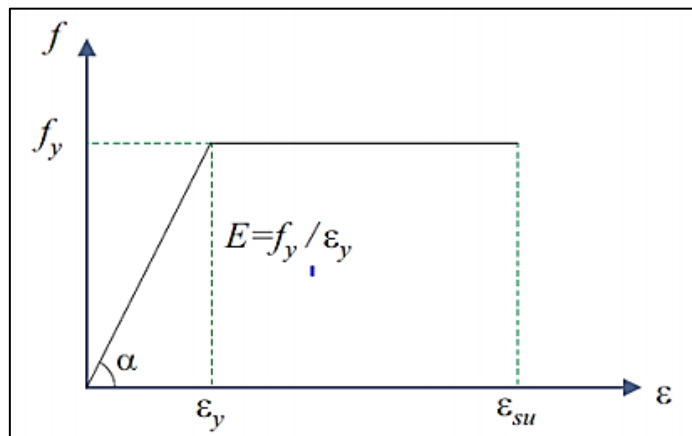


Fuente: García y Calderón (2018)

– Modelo elastoplástico perfecto

Este modelo considera que el comportamiento elástico es proporcional a las deformaciones, despreciando el endurecimiento en el acero por deformación, ya que considera que no tiene la capacidad de soportar esfuerzos mayores a la fluencia [44].

Figura 14: Curva de esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico



Fuente: García y Calderón (2018)

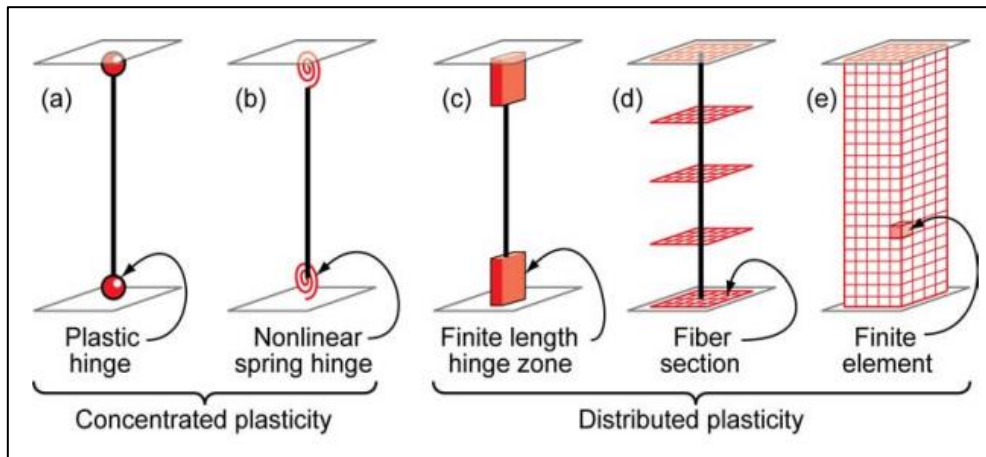
Modelos de plasticidad

Según Fuentes [45], las estructuras pueden abordar la no linealidad mediante modelos de plasticidad, denominados rótulas, que se dividen en dos tipos fundamentales según su enfoque. El primero, llamado plasticidad distribuida, se destaca por discretizar la longitud y sección transversal de un componente estructural en elementos finitos. El segundo, denominado plasticidad concentrada, se caracteriza por concentrar los efectos no lineales en las articulaciones o extremos del elemento.

Estos modelos previamente mencionados pueden ser categorizados en distintos tipos de plasticidad, lo que resulta en un total de cinco modelos, como se ilustra en la figura 15. Estos modelos representan la distribución de la no linealidad a lo largo de la longitud y la sección transversal de un componente estructural, por ejemplo, una columna, una viga, un muro, u otros. El primer modelo (Figura 15-a) se considera uno de los más simples, ya que concentra las respuestas no lineales en los extremos del elemento, que están representados por rótulas rígido-plásticas. El segundo modelo (Figura 15-b) exhibe un comportamiento similar al modelo anterior, pero utiliza rótulas de resorte en lugar de rígido-plásticas. El tercer modelo (Figura 15-c) es eficaz y distribuye la plasticidad mediante rótulas finitas en los extremos, las cuales pueden ser fijas o variables dependiendo de las propiedades del momento-curvatura de la sección del elemento. El cuarto modelo (Figura 15-d), conocido como modelo tipo fibra, es altamente preciso, ya que

distribuye las respuestas inelásticas a través de integraciones numéricas en la sección y longitud del elemento, permitiendo la evaluación de los esfuerzos en cualquier punto de su longitud. El quinto modelo (Figura 15-e) se caracteriza por discretizar completamente el elemento en microelementos finitos con propiedades no lineales. Los dos últimos modelos mencionados ofrecen ventajas significativas, pero requieren un mayor poder computacional [46].

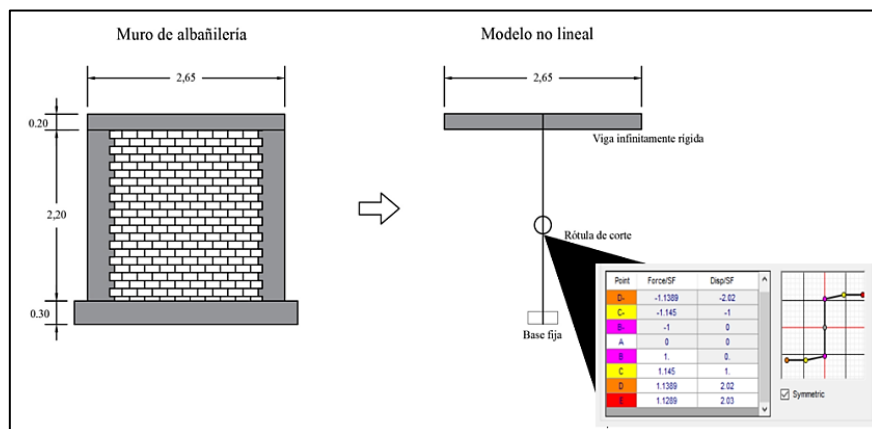
Figura 15: Modelos de plasticidad para elementos estructurales



Fuente: *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, Deierlein (2010)*

Los muros de albañilería se examinan mediante el programa ETABS, tratándolos como elementos tipo frame para determinar su comportamiento no lineal. Durante este proceso, se inserta una rótula de corte en la mitad de la longitud del muro y se lleva a cabo un análisis fundamentado en las características de la curva de capacidad en el eje donde se esperan las deformaciones. Además, para las vigas de confinamiento, serán idealizadas con una rigidez infinita a través de brazos rígidos [47].

Figura 16: Modelo para evaluar la no linealidad de un muro de albañilería



Fuente: *Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal, Gonzales (2020)*

Movimientos sísmicos de diseño

Evaluar el desempeño de las infraestructuras, es fundamental elegir una serie de eventos sísmicos que reflejen la intensidad en cada nivel de desempeño. Los niveles de amenaza sísmica, o eventos sísmicos de diseño, están relacionados con la probabilidad de que vuelvan a producirse terremotos en un plazo de tiempo determinado. La gravedad de estos pueden variar dependiendo del momento en que sucedan, pudiendo ser desde leves, moderados hasta extremadamente severos.

– Según el comité visión 2000

Este comité propone intervalos de posibles momentos en los que pueden ocurrir eventos sísmicos, así como las probabilidades de que un terremoto supere una cierta severidad durante un período específico [38]. Este comité presenta cuatro niveles sísmicos que se describen a continuación:

Tabla 13: Niveles de movimiento sísmico

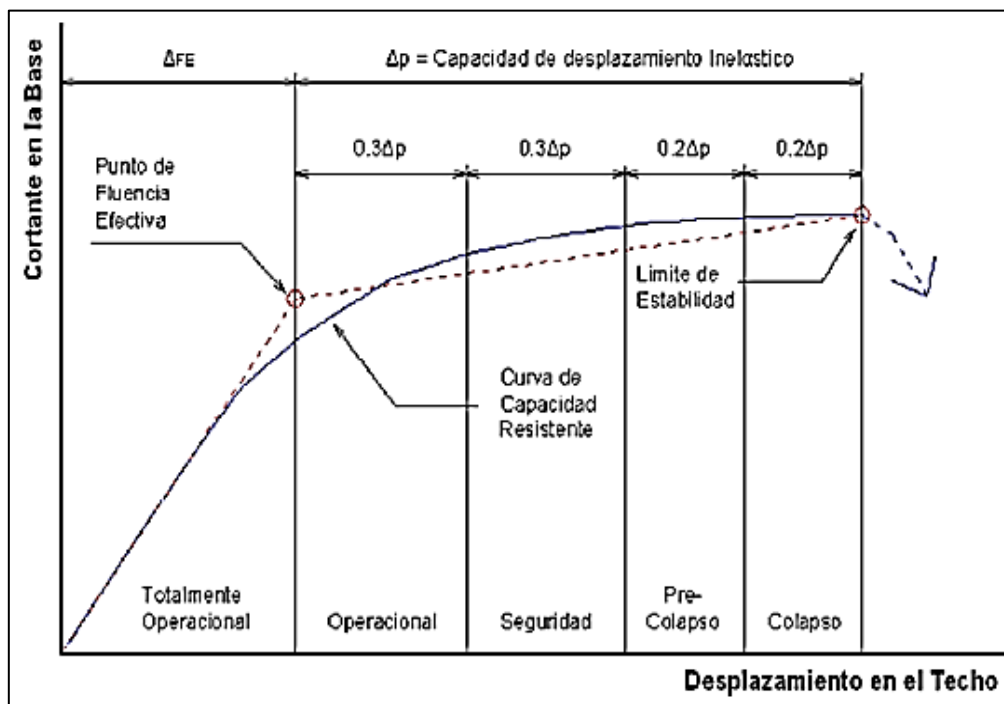
MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	950 años	10% en 100 años

Fuente: SEAOC Visión (2000)

Desempeño sísmico

Es la evaluación del estado de daños físicos que pueden ocurrir en los componentes estructurales y no estructurales durante un evento sísmico. Dentro de este contexto, la curva de capacidad que asocia los desplazamientos, tanto inelásticos (Δ_p) como de fluencia efectiva (Δ_{Fe}), está categorizada en varios niveles de desempeño por el comité SEAOC Vision 2000 [39]. En la figura 17, se representan estos niveles de desempeño, cada uno con su propio valor porcentual de desplazamiento no lineal.

Figura 17: Sectorización de los Niveles de Desempeño según Visión 2000



Fuente: Diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero, Silva (2017)

– Según Visión 2000

El comité visión 2000 [48], sugiere los siguientes cuatro niveles de desempeño estándar comúnmente referenciados, estos son:

- **Totalmente Operacional:** Este nivel se logra cuando los elementos, ya sean estructurales o no estructurales, del edificio no han experimentado daños. Esto implica que su funcionalidad no ha sufrido alteraciones y se ha mantenido su estado de utilidad y seguridad.
- **Operacional:** Este nivel se alcanza cuando se observan daños moderados en elementos no estructurales y en su contenido, junto con daños leves en elementos estructurales. A pesar de esto, es factible realizar reparaciones parciales con el fin de restaurar la capacidad funcional de la estructura.
- **Seguridad de Vida:** Cuando se producen daños moderados en los elementos no estructurales y estructurales del edificio, así como en su contenido, se alcanza este nivel. Tanto la rigidez como la capacidad para soportar fuerzas laterales adicionales se reducen significativamente en este escenario. A pesar de esto, la edificación no llega a colapsar, y es factible llevar a cabo reparaciones para restaurar su funcionalidad.

- **Prevención del Colapso:** Este nivel se da cuando la estructura está a punto de colapsar como consecuencia a la degradación de la rigidez y su capacidad para soportar fuerzas laterales, lo que ha afectado negativamente los servicios de evacuación. En consecuencia, es poco probable que pueda mantenerse operativa.
- **Colapso:** Este nivel se da cuando la edificación colapsa totalmente y ya no puede soportar cargas laterales, en este caso los servicios ya no funcionan y la edificación no puede continuar con su funcionamiento.

– **Según HAZUS**

El FEMA introduce la metodología HAZUS, que evalúa los niveles de daño a las estructuras en relación con las máximas derivas de entrepiso. Esta norma contempla una variedad de sistemas estructurales y los categoriza según la cantidad de niveles presentes en la estructura, esto se observa en la tabla 14. Estos sistemas específicos serán empleados para esta investigación [49].

Tabla 14: Clasificación de sistemas estructurales por número de niveles

Tipo de sistema estructural	Descripción	Altura				
		Rango		Típico		
		N° de niveles	Niveles	Pies	Metros	
C1L	Pórticos de concreto armado resistente a momento	Baja altura	1-3	2	20	6.1
C1M		Mediana altura	4-7	5	50	15.2
C1H		Alta altura	8+	12	120	36.6
C2L	Muros de concreto armado	Baja altura	1-3	2	20	6.1
C2M		Mediana altura	4-7	5	50	15.2
C2H		Alta altura	8+	12	120	36.6
URML	Muros de mampostería no reforzados	Baja altura	1-2	1	15	4.6
URMM		Mediana altura	3+	3	35	10.7

Fuente: FEMA-HAZUS99 (2003)

Esta norma categoriza el desempeño utilizando códigos que varían según la ubicación y la antigüedad. Por ejemplo, en la tabla 15 se presentan códigos que reflejan la relevancia de la estructura. El High – Code se aplica a construcciones en países extranjeros, el Moderate – Code se utiliza en estructuras diseñadas en países de Sudamérica, el Low – Code se asigna a edificios creados bajo normas antiguas, mientras que el Pre – Code se aplica a edificaciones rústicas que no han seguido ninguna normativa sísmica [49].

Tabla 15: Niveles de diseño

N°	Nivel de diseño	Importancia
1	High - Code	Edificios típicos
2	Moderate - Code	
3	Low - Code	
4	Pre - Code	
5	Special High - Code	Edificios esenciales
6	Special Moderate - Code	
7	Special Low - Code	

Fuente: FEMA-HAZUS99 (2003)

La Norma HAZUS [49] propone cuatro estados de daño en función del tipo de sistema estructural, los cuales son:

- **Pórticos de concreto armado (C1):**

- Ligeros daños estructurales: Algunas vigas, columnas y las zonas que rodean las juntas sísmicas presentan grietas por flexión o cizallamiento.
- Daños estructurales moderados: Numerosas vigas y columnas muestran grietas finas, y algunos elementos estructurales dúctiles han llegado a su capacidad de fluencia, resultando en grietas por flexión de mayor tamaño y desprendimientos de material de concreto.
- Daños estructurales extensos: Existencia de grietas extensas debidas a flexión en algunos de los componentes estructurales debido a que han alcanzado su capacidad dúctil, a la vez se producen deformaciones y desprendimientos de material; los elementos no dúctiles fallan por cizallamiento y en las columnas se dan fallos en los empalmes del acero de refuerzo, pudiendo ocasionar un colapso parcial.
- Daño estructural completo: En este punto, la estabilidad de la estructura corre el riesgo de derrumbarse o ya lo ha hecho debido a una pérdida de estabilidad.

- **Muros de concreto armado (C2):**

- Ligeros daños estructurales: La mayoría de las superficies de los muros presentan fisuras diagonales y en algunos lugares hay pequeños desprendimientos de concreto.
- Daños estructurales moderados: Se ha superado la capacidad de fluencia de los muros de concreto, lo que ha provocado graves desprendimientos de material y fisuras diagonales de mayor tamaño

- Daños estructurales extensos: Los muros han excedido su capacidad de rotura por la presencia de grietas diagonales que los atraviesan, además se producen fallas en el acero de refuerzo pudiendo ocasionar un colapso parcial de la estructura.
 - Daño estructural completo: En este nivel, la integridad de la estructura se encuentra en un estado crítico, ya sea al borde del colapso o después de haber colapsado debido a los problemas que han surgido en las vigas, columnas y muros de soporte.
- **Muros de mampostería no reforzada (URM):**
 - Ligeros daños estructurales: En el exterior de los muros de albañilería, se observan grietas en forma diagonal y escalonadas, que son grandes cerca de las ventanas y puertas.
 - Daños estructurales moderados: Las grietas se presentan en mayor porcentaje sobre la superficie y se producen desprendimientos de unidades de albañilería en los muros.
 - Daños estructurales extensos: Los muros presentan grandes aberturas por agrietamiento y se producen derrumbes de varias paredes.
 - Daño estructural completo: En este nivel, la integridad de la estructura se encuentra en una situación crítica, al borde de colapsar o incluso ya ha colapsado debido a las fallas que se han manifestado en la mayoría de los muros de mampostería y los componentes de confinamiento.

Para esta investigación se utilizará la tabla 16 y 17 donde se muestran las derivas de entrepiso con sus respectivos niveles de daño las cuales están vinculados al sistema estructural y del tipo de código “Low – Code” y “Moderate – Code”.

Tabla 16: Valores de derivas máximas para cada nivel de daño para un Low - Code

Building Properties			Interstory Drift at			
Type	Height (inches)		Threshold of Damage State			
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete
C1L	240	180	0.0063	0.0100	0.0250	0.0625
C1M	600	450	0.0042	0.0067	0.0167	0.0417
C1H	1440	864	0.0031	0.0050	0.0125	0.0313
C2L	240	180	0.0050	0.0096	0.0247	0.0625
C2M	600	450	0.0033	0.0064	0.0164	0.0417
C2H	1440	864	0.0025	0.0048	0.0123	0.0313
URML	180	135	0.0038	0.0075	0.0187	0.0438
URMM	420	315	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292

Fuente: FEMA-HAZUS99 (2003)

Tabla 17: Valores de derivas máximas para cada nivel de daño para un Moderate - Code

Building Properties			Interstory Drift at			
Type	Height (inches)		Threshold of Damage State			
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete
C1L	240	180	0.0063	0.0108	0.0292	0.0750
C1M	600	450	0.0042	0.0072	0.0194	0.0500
C1H	1440	864	0.0031	0.0054	0.0146	0.0375
C2L	240	180	0.0050	0.0105	0.0289	0.0750
C2M	600	450	0.0033	0.0070	0.0193	0.0500
C2H	1440	864	0.0025	0.0053	0.0145	0.0375
URML						
URMM						

Fuente: FEMA-HAZUS99 (2003)

Objetivos del diseño por desempeño

La elección de objetivos de diseño adecuados es crucial, ya que contemplan la cantidad anticipada de movimiento sísmico y los niveles de desempeño requeridos para una estructura. Por lo tanto, para elegirlos de manera adecuada, es esencial considerar factores como la función de la estructura, su relevancia, y los costos asociados al mantenimiento, entre otros [23].

Propuesta del comité Visión 2000

Este comité [23], divide las estructuras en tres grupos en función de su importancia durante y después de un sismo.

- ❖ **Estructuras básicas:** Estas no se incluyen en los primeros grupos.
- ❖ **Estructuras esenciales:** Dentro de estas se encuentran las edificaciones esenciales como hospitales, colegios, entre otros, las cuales se encargan de las intervenciones post-terremoto.
- ❖ **Estructuras críticas:** Son aquellos que tienen materiales nocivos que resultan una gran peligrosidad para la comunidad.

Tabla 18: Objetivos de desempeño sísmico recomendados por Visión 2000

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Operacional	Inmediatamente Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	I	D.I.	D.I.	D.I.
Ocasional	II	I	D.I.	D.I.
Raro	III	II	I	D.I.
Muy Raro	-	III	II	I

I	Estructuras básicas.
II	Estructuras esenciales o riesgosas (Hospitales, bomberos, edificios multifamiliares)
III	Estructuras de seguridad crítica
D.I.	Desempeño Inaceptable

Fuente: SEAOC Visión 2000 Comité, 1995

Propuesta de la Norma E.030

La Norma E.030 [25] se basa en los criterios establecidos por Visión 2000 y sugiere que las edificaciones de clase A (esenciales) deben cumplir con un desempeño de seguridad de vida para un terremoto máximo con un periodo de retorno de 2500 años. Este nivel se calcula multiplicando el valor por un factor de zona de 1,50, según la norma E.031 [50]. Conforme a este factor, la magnitud del terremoto actual es 1,5 veces la del terremoto de diseño, con un periodo de retorno de 475 años. Sin embargo, este factor se utiliza específicamente para edificaciones esenciales.

Tabla 19: Objetivo de desempeño de la Norma E.030

ACELERACIÓN DEL SUELO (G)	NIVEL DE MOVIMIENTO DEL SISMO	NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS				
		TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	RESGUARDO DE VIDA	CERCA AL COLAPSO	COLAPSO
-----	FRECUENTE	Yellow	Orange	Brown	Brown	Red
----	OCASIONAL	Light Green	Yellow	Orange	Brown	Red
0.45g	SISMO DE DISEÑO	Green	Light Green	Yellow	Orange	Red
0.45x1.5= 0.675g	SISMO MÁXIMO	Green	Green	Yellow	Yellow	Red

Annotations in the table: A black arrow points down from the 'RESGUARDO DE VIDA' cell in the 'FRECUEnte' row to the 'RESGUARDO DE VIDA' cell in the 'SISMO DE DISEÑO' row. A red arrow points right from the 'SISMO DE DISEÑO' row to the 'RESGUARDO DE VIDA' cell. Another red arrow points right from the 'SISMO MÁXIMO' row to the 'RESGUARDO DE VIDA' cell. The 'RESGUARDO DE VIDA' cell in the 'SISMO DE DISEÑO' row is labeled 'NORMA E030 Edificio Común'. The 'RESGUARDO DE VIDA' cell in the 'SISMO MÁXIMO' row is labeled 'NORMA E030 Edificio Esencial'.

Fuente: Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 Virgen de la Paz, Cienfuegos (2022)

Análisis dinámico no lineal (tiempo historia)

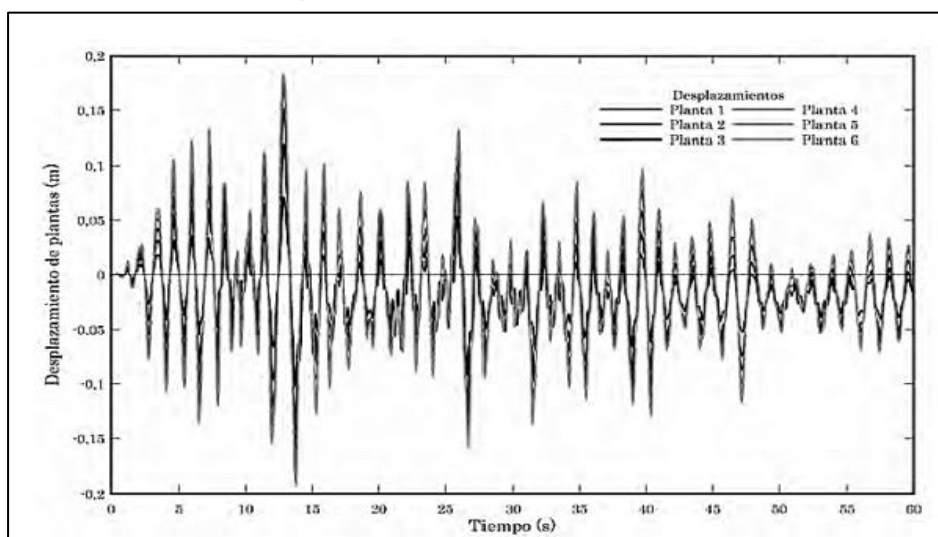
Para este análisis implica determinar cómo una estructura responde dinámicamente por medio de acelerogramas. Esto nos permite calcular la cortante basal con las aceleraciones absolutas y desplazamientos máximos que se producen desde el inicio hasta el final de un sismo. Sin embargo, es importante destacar que, al comienzo de un terremoto, los resultados de este tipo de análisis tienden a ser menos precisos. Por esta razón, es necesario elegir terremotos significativos que han sucedido en la historia, obteniéndose resultados más exactos y acordes con la realidad [51].

Para calcular el análisis dinámico, la norma E030 establece que se necesitan al menos tres series de datos de aceleración. Como opción, se pueden utilizar registros sintéticos. Las deformaciones de los elementos, las derivas de entrepiso y las fuerzas de diseño deben

calcularse como el promedio de la respuesta de cada conjunto de datos de aceleración cuando los resultados incorporen un mínimo de siete conjuntos de datos. Por otro lado, las distorsiones y deformaciones de entrepiso se considerarán como la máxima respuesta si hay menos de siete conjuntos de datos [25].

Los acelerogramas se crean mediante un análisis dinámico no lineal basado en una estimación probable de la aceleración máxima del lugar. Luego, se miden los desplazamientos que se producen y se evalúa el nivel de daño para determinar el desempeño sísmico de la estructura. En la figura 18 se muestran los resultados de un análisis dinámico no lineal realizado en una edificación determinada. En este gráfico se muestra la relación entre el tiempo y los desplazamientos en cada nivel del edificio. Es evidente que la magnitud de los desplazamientos aumenta con el tiempo. Esto nos indica que la edificación experimentó un considerable daño durante el evento sísmico.

Figura 18: Respuesta obtenida del análisis dinámico no lineal



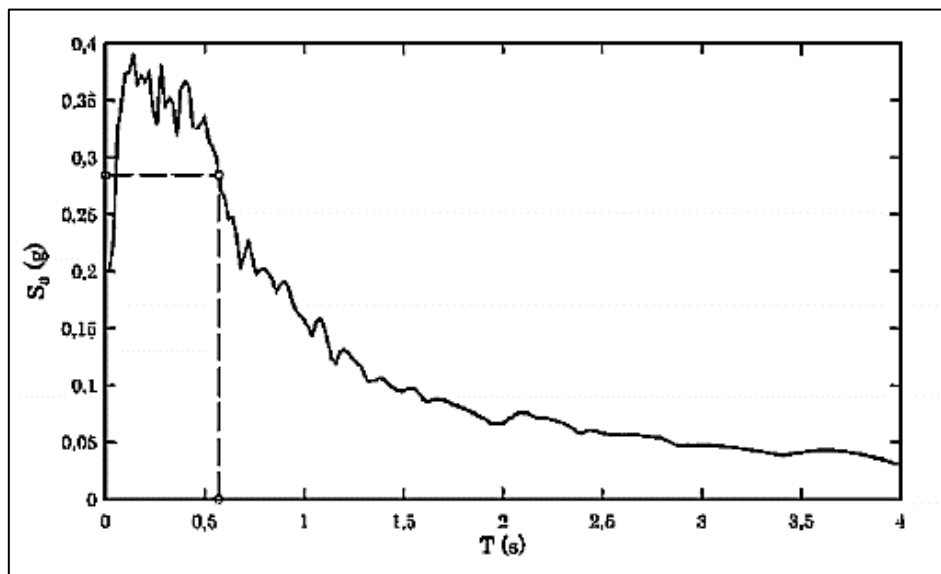
Fuente: Proyecto Sismorresistente de Estructuras Porticadas, Vielma y Barbat (2011)

Análisis dinámico incremental (ADI)

Este tipo de evaluación constituye una variante del método previamente mencionado, conocido como "dinámico incremental". En este enfoque, la base de la infraestructura es sometida por registros sísmicos de diferentes intensidades en forma de aceleraciones, los cuales se escalan hasta obtener la respuesta sísmica en varios niveles de peligro sísmico. El proceso de escalamiento comienza con un valor máximo de aceleración. En caso de que no se produzca la plastificación global, se selecciona el mayor valor de los parámetros de evaluación. Este valor puede corresponder a la aceleración relativa en un punto específico del edificio. Luego, el espectro de respuesta producido por el acelerograma escalado se utiliza para aumentar en un

5% las ordenadas del acelerograma del registro sísmico. Al tener en cuenta varias magnitudes sísmicas, este tipo de estudio también permite calcular la fuerza cortante en la base en función de los máximos desplazamientos en cada nivel. Este proceso se repite hasta que el edificio llega al borde del colapso [52].

Figura 19: Determinación de la aceleración del AID



Fuente: Proyecto Sismorresistente de Estructuras Porticadas, Vielma y Barbat (2011)

Reforzamiento en edificaciones

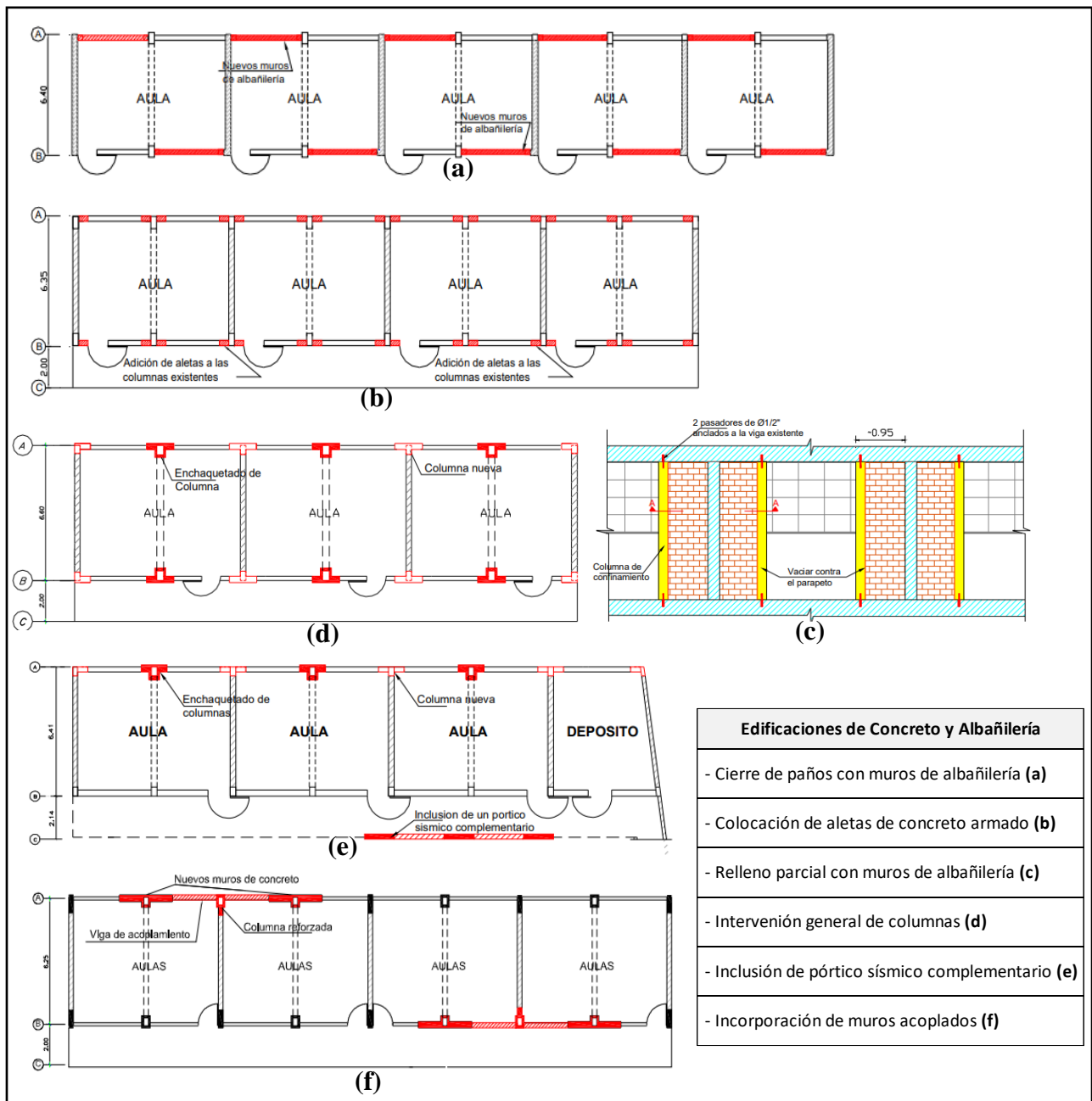
Es importante la reparación y reforzamiento estructural, especialmente en estructuras que fueron construidas con normas antiguas, ya que ayudará a mejorar su desempeño sísmico ante la presencia de solicitaciones sísmicas, sin embargo, estos reforzamientos también se aplican en estructuras con poco tiempo de antigüedad, por ejemplo, cuando se le quiere dar un distinto uso a la estructura o porque fue construida con deficientes procesos constructivos y un mal diseño estructural.

Es fundamental identificar el modo en que una estructura puede reforzarse, lo cual implica la necesidad de analizar detalladamente su posible punto de fallo. Este análisis se lleva a cabo mediante un enfoque estático no lineal, en el cual se evalúan las rótulas plásticas y se determina cuáles elementos estructurales son los primeros en fallar.

Dentro del reforzamiento existen dos tipos de intervenciones, la primera consiste en disminuir la vulnerabilidad del elemento (preventiva) y la segunda pretende reemplazar los elementos en malas condiciones por otros que puedan mejorar el comportamiento de la estructura (correctiva).

Las escuelas construidas antes de 1997, bajo el estándar 780 Pre-NDSR-97, presentan una alta susceptibilidad sísmica y resulta económicamente poco viable mejorar significativamente su desempeño frente a terremotos. Por lo tanto, el objetivo principal del reforzamiento en estas estructuras es evitar un colapso repentino, lo que brinda un margen de tiempo adicional para la evacuación segura de profesores y estudiantes. Según Muñoz et al. [53], presenta los siguientes métodos de reforzamiento para edificios albañilería confinada y concreto:

Figura 20: Métodos de reforzamientos para instituciones educativas peruanas



Fuente: Técnicas de reforzamiento de bajo costo para edificios escolares peruanos, Muñoz et al. (2007)

Según Ariza et al. [54], recomienda reforzamientos como encamisados con concreto de alta resistencia o fibras de carbono, adición de columnas, placas y muros de mampostería reforzadas con mallas en ambas caras, inclusión de marcos de acero arriostrados o pórticos sísmicos de concreto, entre otros. Estos refuerzos previamente indicados pueden ocasionar un incremento de la rigidez y ductilidad de la estructura.

En esta investigación se evaluará el desempeño sísmico y dependiendo de su mecanismo de falla se realizará un reforzamiento estructural preventivo.

Materiales y métodos

Tipo de investigación

Según Borja [55], el presente estudio se encuentra dentro de dos categorías:

De acuerdo al fin que se percibe:

- Es una Investigación Aplicada, ya que, tiene como finalidad solucionar los problemas que presenta el centro educativo Nuestra Señora de la Paz, utilizando métodos ya existentes.

De acuerdo al tipo de datos utilizados:

- Dado que los resultados de las pruebas se analizarán numéricamente, la investigación es de naturaleza cuantitativa. Con el fin de determinar el desempeño sísmico del edificio, estos datos serán utilizados para crear un modelo de la estructura en el software ETABS y evaluar lo establecido en las normas internacionales y peruanas, incluyendo ASCE 41-17, ATC-40, y HAZUS99.

Nivel de investigación

Según Borja [55], presenta el siguiente nivel de investigación:

- Es una Investigación Descriptiva, puesto que se observará y describirá las características de los problemas que presenta la unidad de estudio en este caso el centro educativo Nuestra Señora de la Paz.

Diseño de contrastación de hipótesis

Según Hernández [56], presenta el siguiente diseño de contrastación de hipótesis:

- Este estudio se basa en un enfoque No Experimental, lo que implica que no se realizarán manipulaciones en las variables dependientes e independientes, ni se alterarán los resultados obtenidos de varios ensayos llevados a cabo en el centro educativo.

Según el alcance de la investigación

Según Hernández [56], presenta el siguiente alcance:

- Esta investigación se lleva a cabo utilizando un Alcance Transeccional o Transversal, lo que implica la recopilación de datos en un periodo específico, como en el caso de los ensayos planificados, con el objetivo de analizar y describir las variables bajo estudio.

Población y muestra de estudio

Según Borja [55], es un conjunto total de elementos que se examinarán en el estudio debe ser cuidadosamente definida, ya que el objetivo es obtener conclusiones significativas de dicha población. En el contexto de esta investigación en particular, la población se compone de la infraestructura de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, ubicada en el distrito de Chiclayo.

Según Hernández [56], la muestra representa la esencia o un subgrupo específico de elementos que forman parte de un conjunto previamente establecido, conocido como población, del cual se obtendrá información. En este estudio en particular, la muestra estará compuesta por los bloques A y B del centro educativo. Estos bloques se seleccionaron debido a que presentan un mayor número de problemas estructurales y albergan a una mayor cantidad de estudiantes.

Criterio de selección

Según Borja [55], se distinguen dos categorías de muestreo: no probabilístico y probabilístico. En este estudio, se emplea un muestreo no probabilístico, dado que la muestra fue seleccionada según el criterio del investigador.

Formulación de la hipótesis

Mediante el análisis no lineal estático y dinámico se obtendrá un nivel de desempeño sísmico de colapso para un sismo máximo de la I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz del distrito de Chiclayo.

Operacionalización de variables

En nuestra investigación se tiene las siguientes variables:

Variabes Independientes

- ✓ Análisis estático no lineal.
- ✓ Análisis dinámico no lineal.

Variable Dependiente

- ✓ Desempeño sismorresistente de la I.E.11124 Nuestra Señora de la Paz del distrito de Chiclayo.

Tabla 20: Variables de Operacionalización

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
VARIABLES INDEPENDIENTES				
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	El análisis estático no lineal consiste en someter la estructura a un conjunto de cargas laterales en una dirección que se van incrementando gradualmente hasta que la estructura alcanza su capacidad última. Esto permite a los investigadores examinar la capacidad estructural, o la resistencia a la deformación de un edificio bajo una distribución prevista de fuerzas inerciales.	Las curvas que representan la relación entre el esfuerzo y la deformación de los materiales, seguidas por las de cada elemento estructural hasta llegar a la estructura en su totalidad, posibilitarán que el análisis Pushover determine el nivel de desempeño sísmico de la estructura	CARGAS LATERALES	Desplazamientos
				Derivas
			CAPACIDAD ESTRUCTURAL	Asignación de cargas y espectros de diseño
				Configuración estructural
				Definición de materiales
				Asignación de rótulas plásticas
				Rigidez
			PUNTO DE DESEMPEÑO	Curva bilineal
				Curva de capacidad
				Fuerza cortante en la base
Método de coeficientes				
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	El análisis dinámico no lineal es una técnica que utiliza acelerogramas para evaluar la respuesta dinámica de una estructura, así como los desplazamientos máximos obtenidos para evaluar el desempeño sísmico de la estructura y el nivel de daños.	Comenzando por la selección de los registros sísmicos y su escalado, el análisis Tiempo-Historia permitirá conocer el desempeño de la estructura a través de los niveles de daño. A partir de ahí, se obtendrán los espectros de pseudoaceleración, cortante y desplazamiento para cada acelerograma.	REGISTROS SÍSMICOS	Selección de registros sísmicos
				Escalado de registros sísmicos
				Espectros pseudo aceleraciones
				Cortantes en la base
				Desplazamientos

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
VARIABLES INDEPENDIENTES				
DESEMPEÑO SÍSMICO	El modo en que una estructura responde ante un terremoto se denomina desempeño sísmico y puede ser cuantificado. La evaluación busca determinar si las normas de diseño sismorresistente cumplen con los objetivos previstos.	El desempeño sísmico nos brinda la capacidad de entender cómo se comportan las estructuras durante los eventos sísmicos, permitiendo identificar posibles fallas en una estructura. Para llevar a cabo esta evaluación, se modelará la estructura utilizando el software ETABS y se realizará un análisis sísmico conforme a los parámetros establecidos por la norma E-030. Además, se llevará a cabo un análisis estático y dinámico no lineal siguiendo las normativas establecidas por los códigos ASCE/SEI 41-17, ATC-40 y HAZUS99.	NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	Frecuente
				Ocasional
				Sismo de diseño
				Sismo máximo
			NIVEL DE DESEMPEÑO	Operacional
				Funcional
				Seguridad de vida
				Prevención de colapso
				Colapso

Fuente: Desarrollo propio

Técnicas de recolección de datos

Se utilizaron las siguientes técnicas para el desarrollo de este estudio:

- **Observación directa:** La observación permitió hacer apreciaciones en campo de las patologías y fallas que se encontraban en la infraestructura, por medio de esta se tomarán los apuntes necesarios para comprobar si cumple con los parámetros de las normas.
- **Encuesta:** Esta técnica permitirá determinar si se realizan mantenimientos estructurales constantes en la I.E. Nuestra Señora de la Paz, como también, si los trabajadores se sienten seguros con su infraestructura en caso de que ocurriera un fenómeno natural.
- **Análisis de Documentos:** Esta técnica permitirá la interpretación de la información recolectada por medio de diferentes fuentes bibliográficas como tesis, artículos, libros, planos, informes, normas y todo lo relacionado a nuestro tema de investigación, ya que esto permitirá tomar criterios para realizar una buena investigación.

Instrumentos de recolección de datos

Se empleará para este estudio lo siguiente:

- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
- Libros, Tesis, revistas y Artículos de investigación
- Planos del centro educativo
- Cuestionario
- Ensayos de laboratorio
- Fichas de análisis
- Cámara fotográfica

Los programas que se emplearán son:

- Microsoft Office, Excel, Word y PowerPoint
- El software ETABS.

Procedimientos

En la I.E. Nuestra Señora de la Paz, se realizó un análisis de vulnerabilidad para esta investigación. El objetivo principal era encontrar posibles patologías y fallas estructurales en las muestras de estudio. Además, se buscó determinar cuál de los elementos estructurales estaba más afectado cualitativamente y evaluar el grado de daño en ambos módulos. También se realizó un ensayo de diamantina en las vigas y columnas de los módulos A y B para obtener información sobre la resistencia del concreto, la cual se utilizará para los análisis no lineales.

Posteriormente, se llevó a cabo el ensayo de carbonatación para medir el pH del concreto y evaluar el estado actual del material. Debido a la falta de planos estructurales, se ejecutó el ensayo de pachómetro para determinar los recubrimientos, espaciamientos, diámetros y la distribución del acero longitudinal y transversal en las columnas y vigas, lo cual fue esencial para aplicar los análisis no lineales.

La estructura se compone de dos sistemas estructurales: muros de albañilería en la orientación vertical (Y) y pórticos de concreto armado orientados horizontalmente (X). Para simular estos sistemas se utilizó el programa ETABS, teniendo en cuenta las características locales, las mediciones realizadas en el sitio y los planos arquitectónicos.

Posteriormente, de acuerdo con las pautas establecidas en la norma E-030 [25], se llevó a cabo la evaluación estructural mediante el método de análisis elástico lineal. El propósito fue identificar posibles irregularidades en los módulos y calcular los desplazamientos laterales y la fuerza cortante basal. Asimismo, se obtuvieron el espectro de respuesta y las derivas en cada nivel en ambas direcciones mediante el análisis dinámico modal espectral.

En la ejecución del análisis Pushover de los módulos A y B del centro educativo, se consideró los materiales en un estado inelástico tanto las vigas como las columnas. El propósito principal era adquirir los puntos de desempeño y las curvas de capacidad. Además, se llevó a cabo un análisis Tiempo-Historia para realizar una comparación con los resultados obtenidos del otro método no lineal ya mencionado. Esto se debe a que el análisis dinámico no lineal utiliza acelerogramas reales, los cuales ejercen un impacto directo en el comportamiento de los módulos, lo que a su vez conduce a la obtención de un ZUS de registros sísmicos diferente.

En última instancia, se llevó a cabo la comparación de los resultados obtenidos de ambos análisis no lineales, tanto para el módulo A como para el módulo B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz.

Plan de procesamiento y análisis de datos

Para facilitar la comprensión de la metodología, se ha desarrollado una estrategia de procesamiento de datos que comprende los pasos siguientes:

FASE I: Recopilación anticipada de información

- ✓ Planos de la edificación y antecedentes del proyecto.
- ✓ Información bibliográfica asociado a nuestro tema de investigación, en este caso al análisis no lineal estático y dinámico.
- ✓ Normas nacionales e internacionales vigentes vinculadas al análisis lineal, no lineal y a los ensayos requeridos (NTP E-030, ATC-40, ASCE 41-17, HAZUS99, etc.)

FASE II: Ejecución de ensayos y obtención de muestras

- ✓ Realizar visitas a campo para obtención de datos.
- ✓ Obtención de los materiales requeridos para los ensayos.
- ✓ Realización de los ensayos de escáner, carbonatación del concreto y extracción de corazones diamantino a las vigas y columnas.
- ✓ Obtención y registro de datos de las muestras.

FASE III: Aplicación del análisis lineal

- ✓ Empleando el programa ETABS, se modelaron los bloques A y B definiendo las secciones de los componentes estructurales y estableciendo las propiedades lineales de los materiales.
- ✓ Determinar las combinaciones de carga pertinentes y asignar las cargas vivas y muertas de la estructura de acuerdo con los requisitos de la norma E.020.
- ✓ Verificar que los resultados cumplan con los parámetros de la Norma E.030, como las derivas, los desplazamientos, las irregularidades, las cortantes estáticas y dinámicas, entre otros.
- ✓ Verificar si los muros de albañilería confinada cumplen con los criterios de la Norma E.070.

FASE IV: Aplicación del análisis estático y dinámico no lineal

- ✓ Establecer los materiales con sus propiedades inelásticas en el ETABS.
- ✓ Realizar el análisis Pushover y dinámico no lineal del centro educativo en los sentidos X e Y para determinar las cortantes, desplazamientos, distorsiones de entrepiso y mecanismos de falla.

- ✓ Seleccionar los registros sísmicos para obtener los acelerogramas y ZUS compatibles de los módulos.
- ✓ Obtener la curva de capacidad del centro educativo para las coordenadas X e Y.
- ✓ Obtener los puntos de desempeño utilizando el programa ETABS y comparándolo con el cálculo manual empleando la curva bilineal, junto con la aplicación del método de coeficientes propuesto por la norma ASCE 41-17.
- ✓ Identificar la posición de las rótulas plásticas en los componentes estructurales y comprender su comportamiento mediante el estudio del análisis Pushover.
- ✓ Evaluar los niveles de desempeño sísmico y daños para un sismo máximo según el comité VISION 2000 y HAZUS99.

FASE V: Análisis de resultados

- ✓ Evaluar los resultados que se adquieren de los análisis no lineales.
- ✓ Comparar los resultados de los dos análisis no lineales con respecto al nivel de desempeño.
- ✓ Discusión de resultados, para definir si se necesita un nuevo diseño o reforzamiento estructural.
- ✓ Elaboración de conclusiones y recomendaciones.

FASE VI: Reforzamiento Estructural

- ✓ Plantear una propuesta de reforzamiento estructural para las zonas más vulnerables,
- ✓ Determinar los costos del proyecto de reforzamiento estructural.

Matriz de consistencia

Tabla 21: Matriz de Consistencia

SITUACIÓN PROBLEMÁTICA	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	HIPÓTESIS	OBJETIVO GENERAL	VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
				VARIABLES INDEPENDIENTES				
La incerteza sobre el desempeño sísmico que tiene la I.E. Nuestra Señora de la Paz para sismos de diversas magnitudes.	¿Cuál es el nivel de desempeño sismorresistente mediante el análisis estático y dinámico no lineal de la I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz de la ciudad de Chiclayo-Lambayeque?	Mediante el análisis no lineal estático y dinámico se obtendrá un nivel de desempeño de colapso para un sismo máximo de la I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz del distrito de Chiclayo.	Evaluar el desempeño sismorresistente utilizando análisis no lineal estático y dinámico en la I.E.11124 Nuestra Señora de la Paz del distrito de Chiclayo.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	El análisis estático no lineal consiste en someter la estructura a un conjunto de cargas laterales en una dirección que se van incrementando gradualmente hasta que la estructura alcanza su capacidad última. Esto permite a los investigadores examinar la capacidad estructural, o la resistencia a la deformación de un edificio bajo una distribución prevista de fuerzas inerciales.	Las curvas que representan la relación entre el esfuerzo y la deformación de los materiales, seguidas por las de cada elemento estructural hasta llegar a la estructura en su totalidad, posibilitarán que el análisis Pushover determine el nivel de desempeño sísmico de la estructura	CARGAS LATERALES	Desplazamientos Derivas
				CAPACIDAD ESTRUCTURAL	Asignación de cargas y espectros de diseño			
					Configuración estructural			
					Definición de materiales			
					Asignación de rótulas plásticas			
				PUNTO DE DESEMPEÑO	Rigidez			
					Curva bilineal			
					Curva de capacidad			
					Fuerza cortante en la base			
				REGISTROS SÍSMICOS	Método de coeficientes			
					Selección de registros sísmicos			
					Escalado de registros sísmicos			
Espectros pseudo aceleraciones								
NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	Cortantes en la base							
	Desplazamientos							
	Frecuente							
	Ocasional							
NIVEL DE DESEMPEÑO	Sismo de diseño							
	Sismo máximo							
	Operacional							
	Funcional							
NIVEL DE DESEMPEÑO	Seguridad de vida							
	Prevención de colapso							
				VARIABLES INDEPENDIENTES			Colapso	
				DESEMPEÑO SÍSMICO	El modo en que una estructura responde ante un terremoto se denomina desempeño sísmico y puede ser cuantificado. La evaluación busca determinar si las normas de diseño sismorresistente cumplen con los objetivos previstos.	El desempeño sísmico nos brinda la capacidad de entender cómo se comportan las estructuras durante los eventos sísmicos, permitiendo identificar posibles fallas en una estructura. Para llevar a cabo esta evaluación, se modelará la estructura utilizando el software ETABS y se realizará un análisis sísmico conforme a los parámetros establecidos por la norma E-030. Además, se llevará a cabo un análisis estático y dinámico no lineal siguiendo las normativas establecidas por los códigos ASCE/SEI 41-17, ATC-40 y HAZUS99.		

Fuente: Desarrollo propio

Consideraciones éticas

Se llevaron a cabo inspecciones regulares en la I.E. Nuestra Señora de la Paz con el propósito de realizar un estudio de vulnerabilidad, ensayos de diamantina y escáner. Estas acciones se llevaron a cabo con la plena autorización de la directora a cargo y los resultados que se obtuvieron se manejaron de manera confidencial.

La ejecución de los ensayos de diamantina y escáner fueron realizados por personal técnico altamente capacitado, cumpliendo rigurosamente con las normativas vigentes, asegurando así la obtención de datos fiables. Durante cada sesión de asesoramiento, se abordaron las observaciones y se consideraron las recomendaciones proporcionadas por el asesor en diversas etapas del proceso, con el objetivo de prevenir posibles errores en futuras investigaciones que se basen en este trabajo.

Resultados y discusión

Especificaciones técnicas de las muestras de estudio

→ Ubicación

Ubicado en la calle Sor Ana de los Ángeles de la Urbanización Las Brisas, en el distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, se encuentra la Institución Educativa N° 11124 Nuestra Señora de la Paz. Con un perímetro de 400.38 m y una extensión total del terreno es de 10,307.793 m².

La calle Sor Ana de los Ángeles de la Urbanización Santa Alejandrina limita al sur con la propiedad de la institución educativa. Limita al norte con la calle Juan Pablo II, al este con la avenida Pedro Cieza de León y al oeste con la calle El Prado, que forma parte de la urbanización Las Brisas.

Figura 21: Ubicación de la I.E. Nuestra Señora de la Paz



Fuente: Google earth (2023)-Desarrollo propio

→ Descripción arquitectónica

El centro educativo está constituido por cinco pabellones, de los cuales cuatro constan de dos pisos. Estos fueron construidos en los años 1991 y 1994 y siguen el diseño arquitectónico conocido como 780 Pre NDSR-97. En el marco de este estudio, se realizará un análisis no lineal de las estructuras de los bloques A y B. La Tabla 22 detalla el área construida de cada módulo, lo que suma un total de 2450.974 metros cuadrados.

Tabla 22: Descripción de los módulos del centro educativo

Bloque	N° Niveles	Tipo de Ambiente	Área construida (m2)
A	2	Aulas	1023.76
B	2	Aulas	673.312
C	2	Cocina, oratorio y dirección	278.08
D	2	Almacén, laboratorio y aulas	355.914
E	1	Aulas	119.908

Fuente: Planos de arquitectura (2021)-Desarrollo propio

El bloque A consta de dos pisos y está compuesto por 6 aulas en cada piso, destinadas al uso de los estudiantes de primaria. Además, cuenta con un módulo a su izquierda de un solo nivel, cuyo uso es de baños destinados tanto a estudiantes como a profesores. Asimismo, dispone de dos escaleras que conducen al segundo piso, donde cada una de ellas posee un ambiente que se utiliza como oficina, tal como se ilustra en la figura 22.

De acuerdo a los planos arquitectónicos y las mediciones efectuadas en campo, el primer nivel de este bloque tiene un área techada de 228 metros cuadrados, mientras que el segundo nivel abarca 179 metros cuadrados y cada piso tiene una altura de 3 metros. En términos de su estructura, la coordenada X está compuesto por pórticos de concreto armado, mientras que en la coordenada Y de muros albañilería confinada con 25 centímetros de espesor, donde estos están contruidos con ladrillos tipo King Kong. Como elementos estructurales importantes tenemos las columnas, donde se presentan tres secciones típicas (25x25 cm, 25x40 cm y 30 x45 cm). Asimismo, se tiene las vigas de concreto armado con cuatro secciones típicas: 25x20 cm, 25x40 cm, 30x70 cm y 30x40 cm. En las figuras 25 y 26, se aprecia los planos arquitectónicos de los bloques A y B. Además, en la figura 27, se aprecia con detalle la losa aligerada, que tiene un espesor de 20 centímetros. Ambos niveles, presentan ventanas de 1.50 metros de ancho con un alféizar de 1.3 metros, así como ventanas de 0.75 metros de ancho con un alféizar de 2.1 metros, las cuales proporcionan luz natural a los espacios interiores. También, en el segundo nivel, la estructura cuenta con un corredor que incluye un parapeto de 1 metro de altura con una tabiquería de 15 centímetros de espesor, la cual está confinada con vigas soleras y columnetas. En lo que concierne a las juntas sísmicas (Figura 24), a pesar de su antigüedad, esta estructura tiene juntas en la conexión de los componentes estructurales con la tabiquería de un espesor de 1 a 2 pulgadas, lo que previene problemas de columnas cortas. Además, cada bloque está conformado por dos módulos, los cuales presentan una junta de 2.5 centímetros.

El bloque B comprende cuatro aulas en cada piso, destinadas a los estudiantes de secundaria. Junto a él, se encuentra un módulo de un solo nivel que alberga baños para estudiantes y profesores. Además, dispone de una escalera que conduce al segundo piso, donde se encuentra un ambiente designado como oficina (Figura 23). Cada piso tiene un área techada de 152 m² y una altura de 3 m. En lo que respecta a su diseño estructural, utiliza pórticos de concreto armado en la coordenada X, mientras que emplea albañilería confinada en la coordenada Y. Las dimensiones de sus muros, columnas, vigas y losa son idénticas a las del bloque A, de la misma manera que las ventanas, alféizares y parapetos. Además, al igual que en la estructura anterior, se han añadido juntas de aislamiento entre la tabiquería y los elementos estructurales, así como entre los módulos que componen todo el bloque. En lo que respecta a los revestimientos de ambos bloques, los muros han sido enlucidos y recubiertos con pintura. En cuanto a los suelos, se han empleado tanto cemento pulido como cerámica. Los ambientes cuentan con ventanas de cristal con marcos metálicos en cada uno de los tabiques, puertas de madera e instalaciones eléctricas.

Figura 22: Fachada interior del módulo A



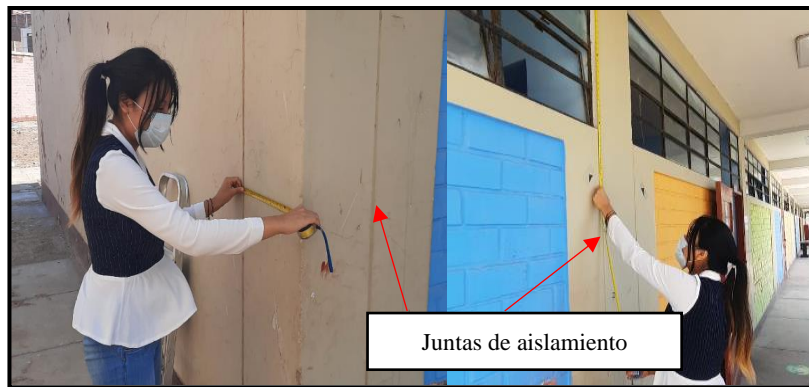
Fuente: Desarrollo propio

Figura 23: Fachada interior del módulo B



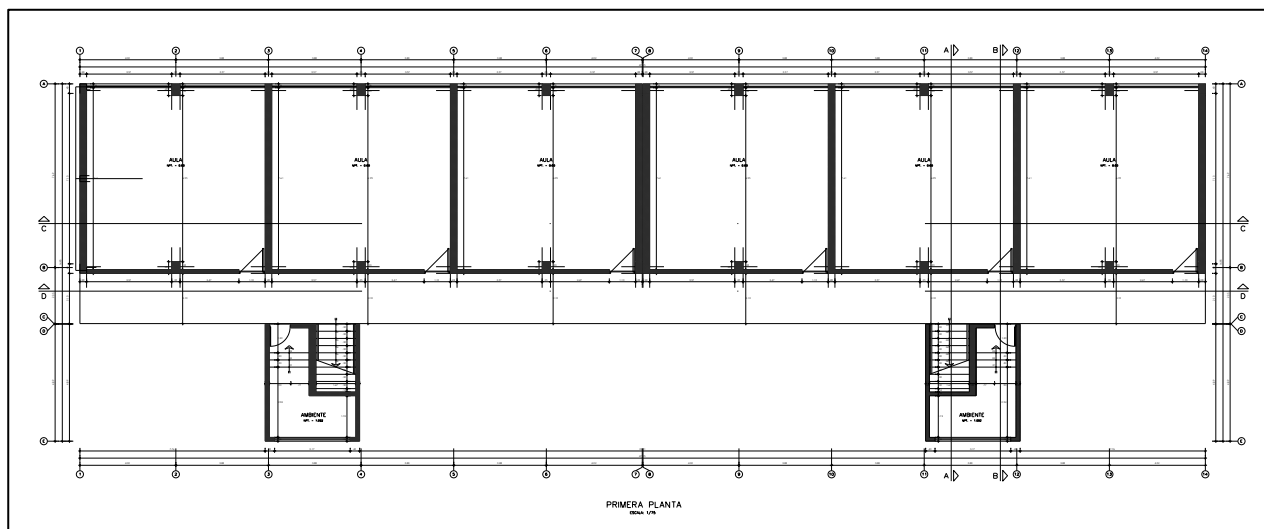
Fuente: Desarrollo propio

Figura 24: Mediciones en campo y juntas de aislamiento



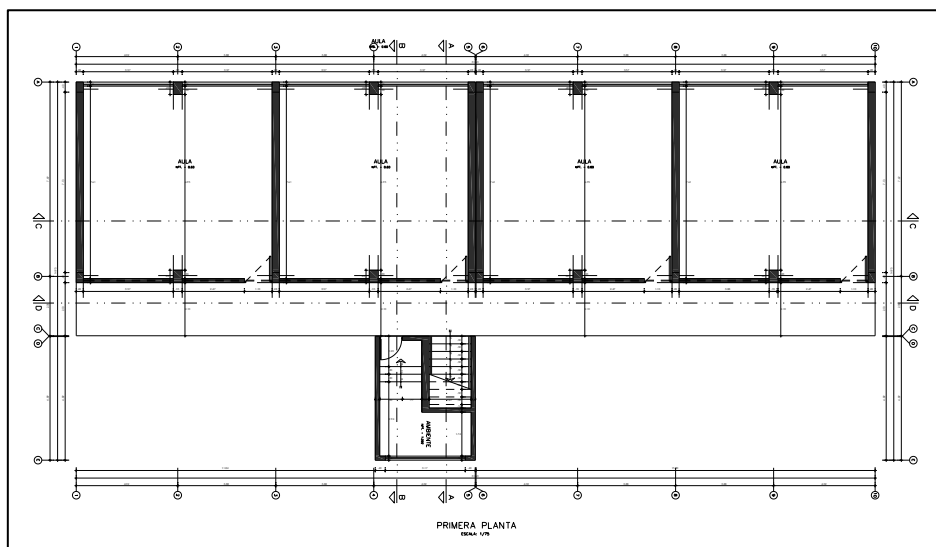
Fuente: Desarrollo propio

Figura 25: Plano de arquitectura en planta – Bloque A



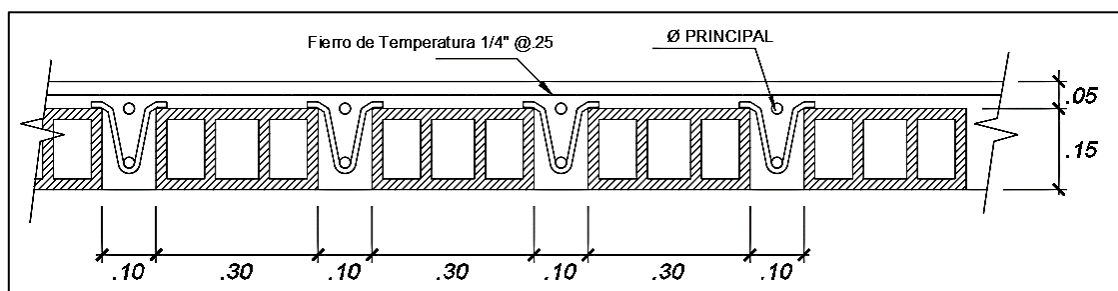
Fuente: Arq. Guerrero Samamé (2021)

Figura 26: Plano de arquitectura en planta – Bloque B



Fuente: Arq. Guerrero Samamé (2021)

Figura 27: Detalle de losa aligerada



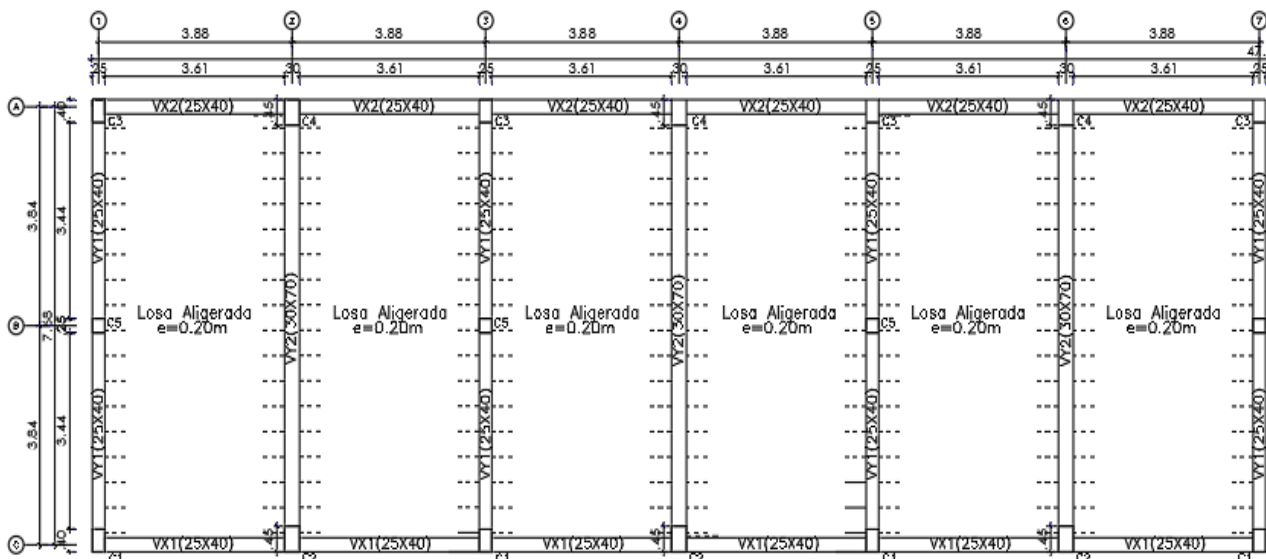
Fuente: Desarrollo propio

→ Descripción estructural

Los cinco bloques del centro educativo son de un sistema tipo 780 Pre, ya que fueron construidos en el año 1994; su sistema estructural se caracteriza por tener muros portantes de albañilería y pórticos de concreto armado. También tienen vigas peraltadas y columnas para proporcionar rigidez a la edificación.

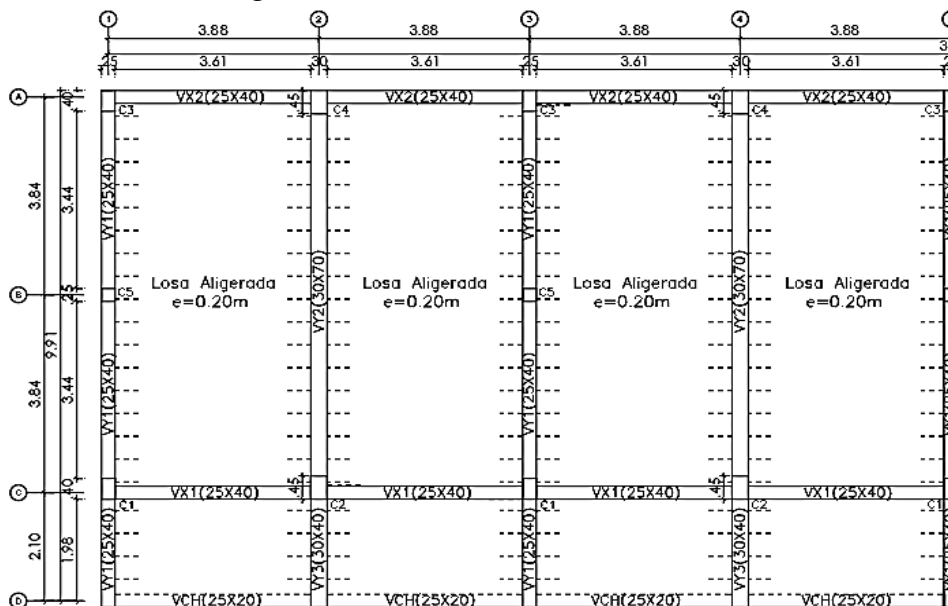
En esta investigación no fue posible acceder a los planos estructurales, por lo que fue necesario realizar el ensayo de escáner del acero para poder elaborarlos. En la figura 28 se aprecia la configuración estructural del módulo A, donde en la coordenada Y, los ejes 1, 3, 5 y 7 consisten en muros portantes de albañilería que funcionan como separadores para los ambientes. Cada uno de estos muros presenta columnas de confinamiento con dimensiones de 0.25 m x 0.40 m y vigas soleras de las mismas dimensiones, que transfieren las cargas verticales y trabajan. Las columnas confinadas, tienen forma rectangular, tienen como objetivo principal aumentar la capacidad de flexión de los muros para soportar las fuerzas sísmicas. En los ejes 2, 4 y 6, se encuentran vigas peraltadas de 0.30 m x 0.70 m debido a su longitud de luz libre considerable y porque soporta la losa aligerada. Además, en estos ejes se disponen columnas rectangulares de 0.30 m x 0.45 m. Con respecto a la coordenada X, los ejes A y C, están conformados por pórticos de concreto armado con vigas de 0.25 m x 0.40 m. En la figura 29, se muestra la configuración estructural del módulo B, que guarda una gran semejanza con la del módulo A previamente mencionado. Sin embargo, se distingue por la presencia de tres muros portantes en el eje 1, 3 y 5 en la coordenada Y, junto con dos vigas peraltadas en el eje 2 y 4.

Figura 28: Plano estructural del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 29: Plano estructural del módulo B



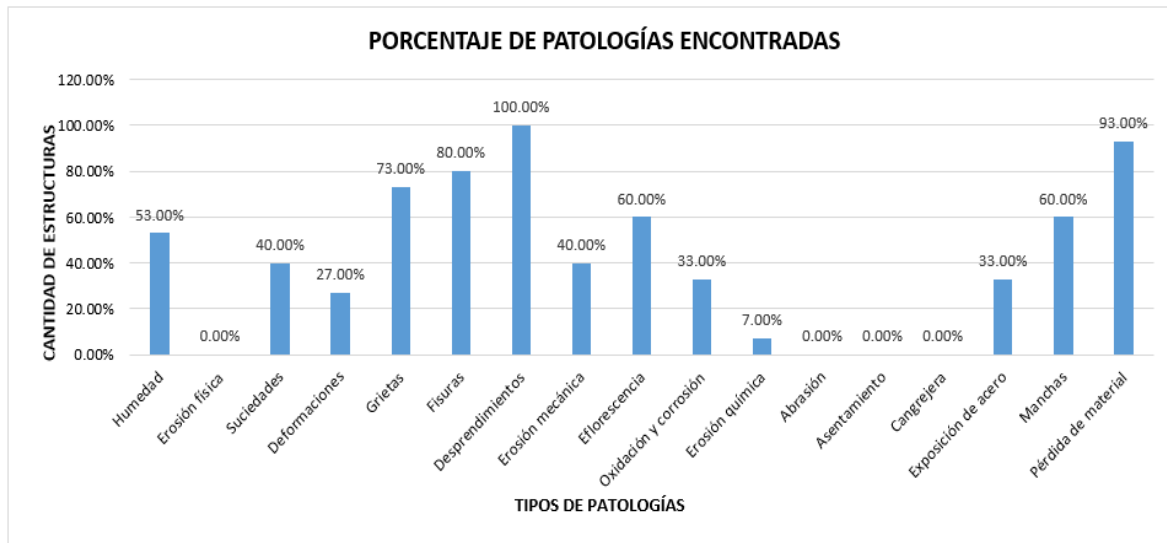
Fuente: Desarrollo propio

- Estudio de vulnerabilidad

A partir del estudio de vulnerabilidad realizado en el colegio, se identificaron diversas patologías, siendo las más frecuentes las grietas, fisuras, desprendimientos y pérdida de material, los cuales se presentan en mayor porcentaje en las columnas. Además, se concluyó que el módulo B se encuentra en mejores condiciones que el módulo A, con un nivel de severidad leve. Estos resultados se aprecian en el anexo N°1.

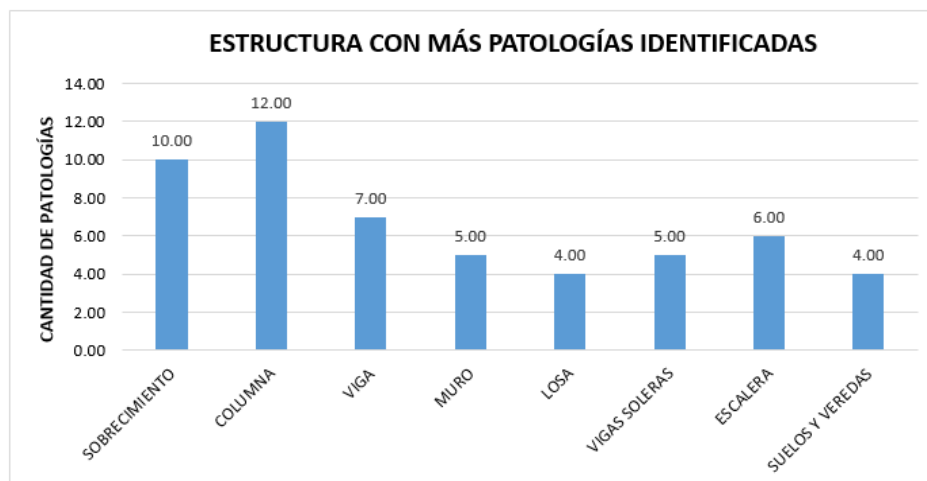
Seguidamente, se presenta un resumen mediante gráficos.

Figura 30: Porcentaje de patologías encontradas en el bloque A



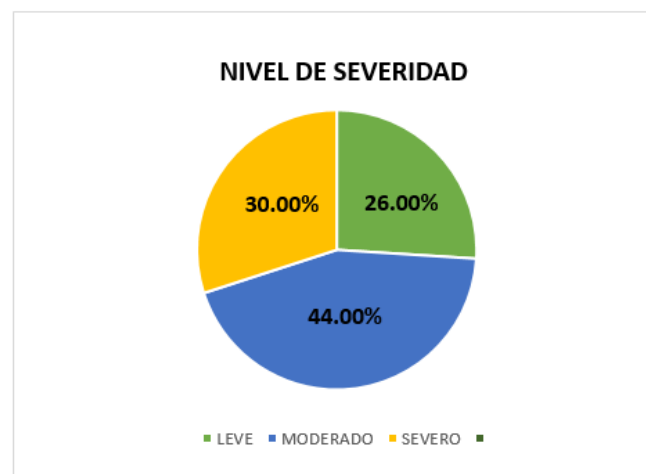
Fuente: Desarrollo propio

Figura 31: Estructura con más patologías identificadas del bloque A



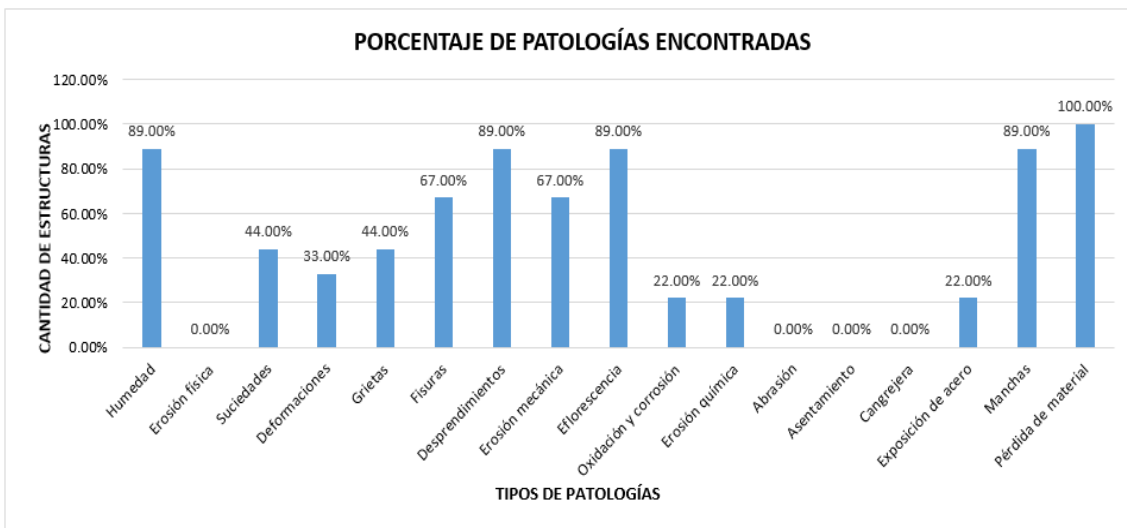
Fuente: Desarrollo propio

Figura 32: Nivel de severidad del bloque A



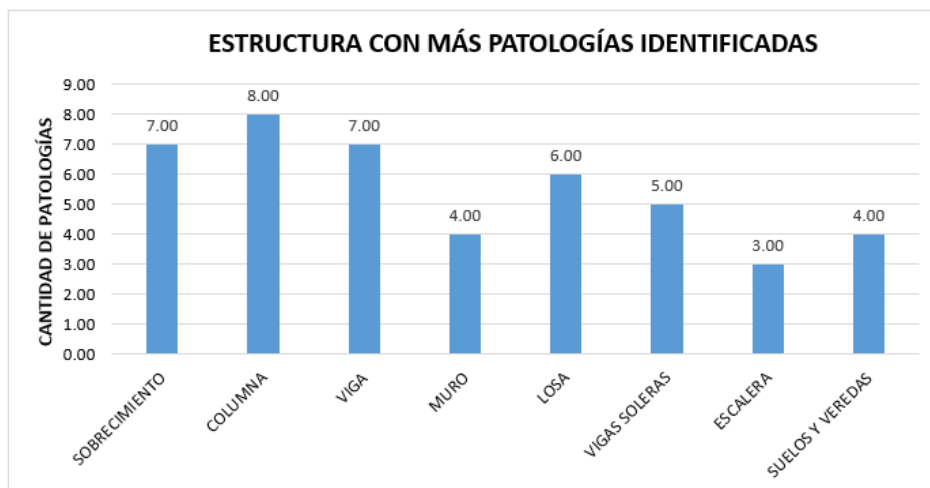
Fuente: Desarrollo propio

Figura 33: Porcentaje de patologías encontradas en el bloque B



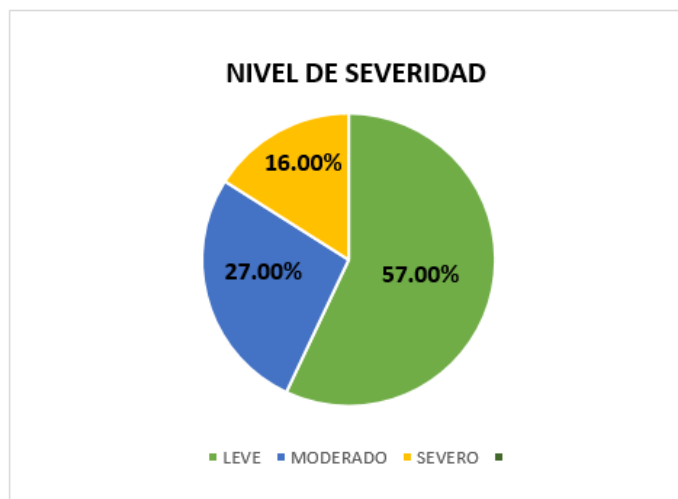
Fuente: Desarrollo propio

Figura 34: Estructura con más patologías identificadas del bloque B



Fuente: Desarrollo propio

Figura 35: Nivel de severidad del bloque B



Fuente: Desarrollo propio

- Propiedades de los materiales

❶ Concreto Armado

Se ejecutó el ensayo de diamantina para determinar las condiciones actuales del concreto en los módulos A y B del centro educativo. En el primer nivel, se tomaron 3 muestras de las columnas y 3 de las vigas, mientras que en el segundo nivel se extrajeron 2 muestras de las columnas y 3 de las vigas. Esto resultó en un total de 11 muestras para cada módulo. Este ensayo se ejecutó con el propósito de realizar ensayos de compresión en las muestras obtenidas y calcular el valor del f'_c del concreto. Los detalles completos de estos resultados se encuentran en el anexo N°2.

Seguidamente, se contempla una tabla resumen con las muestras de diamantina extraídas:

Tabla 23: Ubicación de los testigos diamantinos en el bloque A

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	REFERENCIA	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-1	1er	3ra Aula	"A"	Columna
D-2		3ra Aula		Viga
D-3		4ta Aula		Viga
D-4		4ta Aula		Columna
D-5		6ta Aula		Viga
D-6		6ta Aula		Columna
D-7	2do	1ra Aula		Viga
D-8		1ra Aula		Columna
D-9		2da Aula		Viga
D-10		5ta Aula		Viga
D-11		5ta Aula		Columna

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 24: Ubicación de los testigos diamantinos en el bloque B

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	REFERENCIA	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-1	1er	1ra Aula	"B"	Columna
D-2		1ra Aula		Viga
D-3		2da Aula		Columna
D-4		2da Aula		Viga
D-5		3ra Aula		Columna
D-6		3ra Aula		Viga
D-7	2do	4ta Aula		Columna
D-8		4ta Aula		Viga
D-9		2da Aula		Columna
D-10		2da Aula		Viga
D-11		1ra Aula		Viga

Fuente: Desarrollo propio

Posteriormente, se procedió a realizar el ensayo de compresión de las 22 muestras extraídas, siguiendo las indicaciones establecidas en la norma NTP 339.034. Esta evaluación se llevó a cabo en un lapso de 48 horas desde la obtención de los testigos, con el fin de determinar la resistencia a la compresión ($f'c$) de cada muestra y calcular un valor promedio para las vigas y columnas de cada piso. En la tabla 25, se evidencia que las resistencias a la compresión de las columnas del bloque A varían desde un valor máximo de 192 kg/cm² hasta un mínimo de 57 kg/cm². En cuanto a las vigas de este bloque, se obtuvo una máxima resistencia de 141 kg/cm² y una mínima de 106 kg/cm². Por otro lado, la tabla 26 muestra que las columnas del bloque B presentaron una máxima resistencia de 208 kg/cm² y una mínima de 80 kg/cm², mientras que las vigas de este bloque exhibieron un valor máximo de 181 kg/cm² y uno mínimo de 81 kg/cm².

Según estos resultados, se puede concluir que este centro educativo fue diseñado con un ($f'c$) de 210 kg/cm². No obstante, debido a su antigüedad y a la escasa disponibilidad de información en aquel período acerca de los controles de calidad de los materiales o posibles fallos en los procedimientos de construcción, esto ha resultado en una reducción importante de la resistencia actual del concreto, por lo que no cumple con los estándares de resistencia a la compresión recomendados por las normativas. Esto ha desencadenado problemas relacionados con la sobre resistencia de la estructura, de tal manera que, ante la presencia de un terremoto, el colegio puede colapsar, lo que podría representar un peligro para sus ocupantes. Estos resultados son fundamentales para aplicar un análisis no lineal de las muestras en estudio, ya que por medio de estos se pudo obtener un promedio del $f'c$ para cada nivel y emplear estos valores en los modelamientos del ETABS, esto se contempla en la tabla 27. Los resultados se aprecian en el anexo N°2.

Tabla 25: Resultados del $F'c$ corregido de los testigos diamantinos en el bloque A

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'c CORREGIDO (kg/cm ²)
D-1	1er	"A"	Columna	57
D-2			Viga	141
D-3			Viga	131
D-4			Columna	192
D-5			Viga	107
D-6			Columna	135
D-7	2do		Viga	124
D-8			Columna	62
D-9			Viga	125
D-10			Viga	106
D-11			Columna	72

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 26: Resultados del F'c corregido de los testigos diamantinos en el bloque B

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'c CORREGIDO (kg/cm ²)
D-1	1er	"B"	Columna	208
D-2			Viga	82
D-3			Columna	110
D-4			Viga	120
D-5			Columna	205
D-6			Viga	81
D-7	2do		Columna	80
D-8			Viga	166
D-9			Columna	89
D-10			Viga	127
D-11			Viga	181

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 27: Resultados del F'c promedio para cada nivel

BLOQUE	N° DE PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'c CORREGIDO (kg/cm ²)
"A"	1er	Columnas y Vigas	127.17
	2do		97.8
"B"	1er	Columnas y Vigas	134.33
	2do		128.6

Fuente: Desarrollo propio

También se realizó el ensayo de carbonatación al concreto, con el fin de determinar su calidad actual. Para ello, se seleccionó 2 muestras representativas para ambos módulos, las cuales se obtuvieron de los testigos de diamantina ensayados, posteriormente se extrajo 30 gramos de concreto pulverizado de cada muestra y se procedió a ejecutar el ensayo según los parámetros de la norma ASTM D-4262. En la tabla 29 se contempla que el bloque A tiene un PH mínimo de 12.20, mientras que el bloque B alcanzó un pH máximo de 12.38, lo que indica que este material no está afectado por la carbonatación. Dichos resultados son vistos a detalle en el anexo N°3.

Tabla 28: Ubicación de las muestras utilizadas para el ensayo de carbonatación

MUESTRA	N° PISO	REFERENCIA	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-6	1er	6ta Aula	"A"	Columna
D-3	1er	2da Aula	"B"	Columna

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 29: Resultados del pH de las muestras extraídas de los bloques A y B

TESTIGO	MUESTRA	N° PISO	BLOQUE	pH	RESULTADO
D-6	1	1er	"A"	12.20	Concreto no carbonatado
	2			12.22	Concreto no carbonatado
D-3	1	1er	"B"	12.38	Concreto no carbonatado
	2			12.44	Concreto no carbonatado

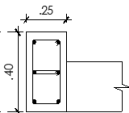
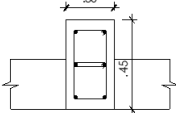
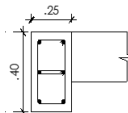
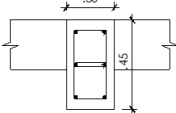
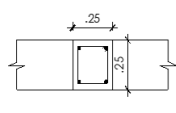
12 < pH < 13	Concreto no carbonatado
9 < pH < 12	Concreto con indicios de carbonatación
pH < 9	Concreto carbonatado

Fuente: Desarrollo propio

2 Acero Estructural

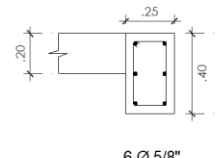
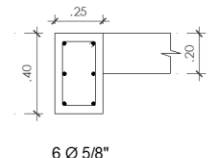
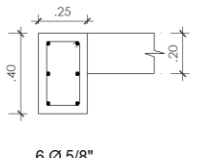
Debido a que no se pudo obtener los planos originales, se procedió a llevar a cabo un escaneo de las vigas y columnas de ambas estructuras para determinar la cantidad de acero en cada elemento. Se eligieron vigas y columnas representativas de ambos bloques del centro educativo, las cuales fueron sometidas a un escaneo utilizando un Profómetro PM-650 de la marca PROCEQ. A través de este proceso, se logró identificar los diámetros, el recubrimiento y el espaciamiento de los aceros tanto longitudinales como transversales en los 16 elementos estructurales que se analizaron. En la figura 36 y 37, se puede contemplar que en las vigas y columnas predominan los aceros longitudinales con diámetros de 5/8", 3/4" y 1/2", acompañados de aceros transversales de 3/8" y 1/4". Además, se observó que el recubrimiento de estos elementos varía entre 4 y 7 centímetros. Los detalles completos de estos resultados están en el anexo N°4.

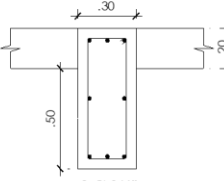
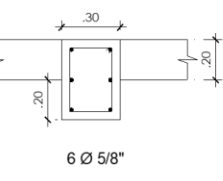
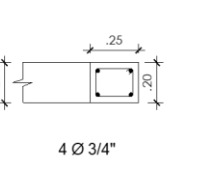
Figura 36: Secciones de columnas típicas

	COLUMNA - C1	COLUMNA - C2	COLUMNA - C3	COLUMNA - C4	COLUMNA - C5
GRÁFICO					
a x b	0.25 x 0.40	0.30 x 0.45	0.25 x 0.40	0.30 x 0.45	0.25 x 0.25
ESTRIBOS	□ Ø 3/8", 1@.05, 2@.07, 1@.17, Rto @.25	□ Ø 3/8", 1@.05, 2@.10, 1@.15, 1@.17, 3@.20, Rto @.25	□ Ø 3/8", 1@.05, 2@.07, 1@.17, Rto @.25	□ Ø 3/8", 1@.05, 2@.10, 1@.15, 1@.17, 3@.20, Rto @.25	□ Ø 1/4", 1@.05, 2@.08, 2@.11, 1@.15, 1@.23, Rto @.25
CUANTÍA	1.19%	1.27%	1.19%	1.27%	0.81%
RECUBRIMIENTO	0.04m	0.05m	0.04m	0.05m	0.04m

Fuente: Desarrollo propio

Figura 37: Secciones de vigas típicas

	VIGA - X1	VIGA - X2	VIGA - Y1
GRÁFICO			
a x b	0.25 x 0.40	0.25 x 0.40	0.25 x 0.40
ESTRIBOS	□ Ø 3/8", 1@.05, 4@.10, 1@.17, 1@.20, Rto @.25	□ Ø 3/8", 1@.05, 4@.10, 1@.17, 1@.20, Rto @.25	□ Ø 3/8", 3 @.05, 5@.10, 1@.15, Rto @.25
CUANTÍA	1.19%	1.19%	1.19%
RECUBRIMIENTO	0.05 m	0.05 m	0.05 m

	VIGA - Y2	VIGA - Y3	VIGA - CH
GRÁFICO			
a x b	0.30 x 0.70	0.30 x 0.40	0.25 x 0.20
ESTRIBOS	□ Ø 3/8", 1@.05, 6@.10, 2@.17, 2@.20, Rto @.25	□ Ø 3/8", 1@.05, 4@.10, 1@.15, 1@.17, Rto @.25	□ Ø 3/8", 1@.05, 3@.10, 1@.15, Rto @.25
CUANTÍA	1.09%	0.99%	2.28%
RECUBRIMIENTO	0.07 m	0.06 m	0.04 m

*Fuente: Desarrollo propio***Tabla 30: Ubicación de los elementos estructurales ensayados**

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Nº PISO	REFERENCIA	BLOQUE
Columna (C1)	1 er	4ta Aula	"B"
Columna (C4)	1 er	4ta Aula	
Columna (C5)	1 er	4ta Aula	
Viga (VX1)	1 er	4ta Aula	
Viga (VY1)	1 er	4ta Aula	
Viga (VY2)	1 er	4ta Aula	
Viga (VY3)	1 er	Voladizo	
Viga (VCH)	1 er	Voladizo	
Columna (C2)	2 do	1ra Aula	"A"
Viga (VX1)	2 do	1ra Aula	
Viga (VY1)	2 do	1ra Aula	
Viga (VY2)	2 do	1ra Aula	
Columna (C2)	1 er	1ra Aula	
Columna (C5)	2 do	1ra Aula	
Viga (VY3)	1 er	Voladizo	
Viga (VCH)	1 er	Voladizo	

Fuente: Desarrollo propio

3 Albañilería Confinada

Este sistema se ubica en la coordenada Y en ambos bloques. Sin embargo, en esta investigación no fue factible llevar a cabo ensayos de compresión en muretes de albañilería. Por esta razón, se optó por obtener las propiedades de los muros utilizando los datos proporcionados por la NTP E.070 de Albañilería (Tabla 31). En el caso de los módulos, se empleó ladrillo King Kong industrial, el cual mostró una resistencia de 65 kg/cm² en pilas y 8.1 kg/cm² en muretes.

Tabla 31: Resistencias de la albañilería confinada

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa (Kg/cm ²)				
Materia Prima	Tipo	Unidad f'_b	Pilas f'_m	Muretes v'_m
Arcilla	King Kong Tipo I - Artesanal	4.9 (50)	3.4 (35)	0.50 (5.1)
	King Kong Tipo II - Artesanal	6.9 (70)	3.9 (40)	0.55 (5.6)
	King Kong Tipo III - Artesanal	9.3 (95)	4.6 (47)	0.64 (6.5)
	King Kong Tipo IV - Industrial	12.7 (130)	6.4 (65)	0.79 (8.1)
	King Kong Tipo V - Industrial	17.6 (180)	8.3 (85)	0.90 (9.2)
Concreto	Industrial	17.5 (178)	7.0 (71)	0.44 (4.5)
Sílice-cal	Industrial	12.6 (129)	10.1 (103)	0.93 (9.5)

Fuente: Norma E.070 “Albañilería” (2020)

4 Tipo de Suelo

Para identificar el tipo de suelo, se tomó como referencia el análisis de mecánica de suelos realizado en el proyecto denominado “Mejoramiento del Servicio de Transitabilidad Vehicular y Peatonal de la Av. Pedro Cieza de León entre la Av. 9 de octubre y la Av. Francisco Bolognesi distrito de Chiclayo – Lambayeque” [57], el cual fue realizado en el año 2021 cerca de la zona de estudio. En dicho estudio, se realizaron 6 calicatas hasta alcanzar una profundidad de 1.50 metros, sin encontrar el nivel freático. Además, se llevaron a cabo pruebas con las muestras extraídas de cada excavación para determinar la humedad, la granulometría, los límites de Atterberg, y la clasificación del suelo utilizando las nomenclaturas ASSHTO y SUCS, entre otros.

Se obtuvo que los suelos están compuestos por: arenas arcillosas (SC), gravas arcillosas (GC), arenas arcillosas con presencia de limos (SC-SM), arcilla inorgánica (CL) y arena mal gradada con presencia de limos (SP-SM). En la figura 38 se aprecia la ubicación de las calicatas y del centro educativo en estudio.

Figura 38: Ubicación de las calicatas cerca de la zona de estudio



Fuente: Servicios de laboratorios de suelos y pavimentos SAC (2021)

En las siguientes tablas se aprecian las características empleadas para el acero, concreto y albañilería. Estas propiedades fueron utilizadas en el proceso del modelamiento de los módulos A y B del colegio en estudio mediante el software ETABS.

Tabla 32: Propiedades mecánicas del acero de ambos módulos

Propiedades - Acero de Refuerzo	
Peso Unitario =	7850 kg/m3
Módulo de Elasticidad =	2000000 kg/cm2
Esfuerzo de Fluencia f_y =	4200 kg/cm2

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 33: Propiedades mecánicas de la albañilería de ambos módulos

Propiedades - Albañilería	
Peso Unitario de Unidades de Albañilería Sólida =	1800 kg/cm3
Resistencia al Corte de Ensayo en Muretes ($v'm$) =	8.1 kg/cm2
Resistencia a la Compresión Axial ($f'm$) =	65 kg/cm2
Módulo de Elasticidad ($E_m=500 \times f'm$) =	32500 kg/cm2
Módulo de Poisson μ =	0.25

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 34: Propiedades mecánicas del concreto-módulo A

Propiedades - Concreto Armado					
Resistencia a la Compresión Promedio					
Elemento Estructural	Niveles	F'c	Módulo de Elasticidad $E=15000\sqrt{f'c}$	Peso Unitario	Módulo de Poisson μ
Columnas y Vigas	1er	127.17 kg/cm2	169155 kg/cm2	2400 kg/cm3	0.15
	2do	97.80 kg/cm2	148341 kg/cm2		

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 35: Propiedades mecánicas del concreto-módulo B

Propiedades - Concreto Armado					
Resistencia a la Compresión Promedio				Peso Unitario	Módulo de Poisson μ
Elemento Estructural	Niveles	F'c	Módulo de Elasticidad $E=15000\sqrt{f'c}$		
Columnas y Vigas	1er	134.33 kg/cm ²	173851 kg/cm ²	2400 kg/cm ³	0.15
	2do	128.60 kg/cm ²	170103 kg/cm ²		

Fuente: Desarrollo propio

Desempeño sísmico

→ Análisis lineal

En este análisis se llevará a cabo una evaluación para determinar si cumplen con lo establecido en la norma E-030. Además, por medio de los modelados, se realizará un análisis lineal tanto estático como dinámico modal espectral.

• Cargas consideradas en los módulos

En el proceso de modelado, es esencial llevar a cabo un metrado de cargas muertas y vivas, teniendo en cuenta el peso de elementos como los muros, tabiquerías, columnas, vigas y losa. Este cálculo se realizó empleando los pesos específicos de los materiales y las cargas vivas, ajustadas según el uso específico asignado a la edificación, conforme a las directrices establecidas en la Norma Peruana E.020.

✓ Cargas muertas

- Alféizar 1: $C_m = 1.3 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 1350 \text{ kg/m}^3 = 263.25 \text{ kg/m}$
- Alféizar 2: $C_m = 2.1 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 1350 \text{ kg/m}^3 = 425.25 \text{ kg/m}$
- Parapeto: $C_m = 1.0 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 1350 \text{ kg/m}^3 = 202.50 \text{ kg/m}$
- Losa aligerada: Para un espesor de 20 cm se tiene $C_m = 300 \text{ kg/m}^2$
- Acabados: $C_m = 100 \text{ kg/m}^2$

Tabla 36: Cargas muertas utilizadas para ambos módulos

CARGA MUERTA	
Alféizar 1	263.25 kg/m ²
Alféizar 2	425.25 kg/m ²
Parapeto	202.50 kg/m ²
Losa aligerada	300 kg/m ²
Acabados	100 kg/m ²

Fuente: Desarrollo propio

✓ Cargas vivas

Los módulos están conformados por aulas usándose una carga de 250 kg/m², por corredores con una carga de 400 kg/m² y techos con una carga de 100 kg/m², estos datos de obtuvieron de la Norma E.020 “Cargas”.

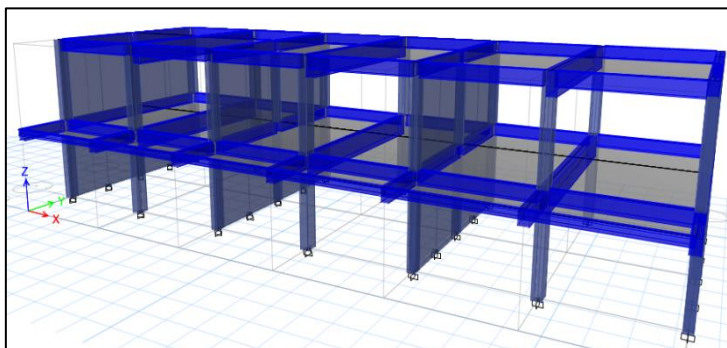
Tabla 37: Cargas vivas utilizadas para ambos módulos

CARGA VIVA	
Losa (Techo)	100 kg/m ²
Losa (Corredor)	400 kg/m ²
Losa (Aulas)	250 kg/m ²

Fuente: Desarrollo propio

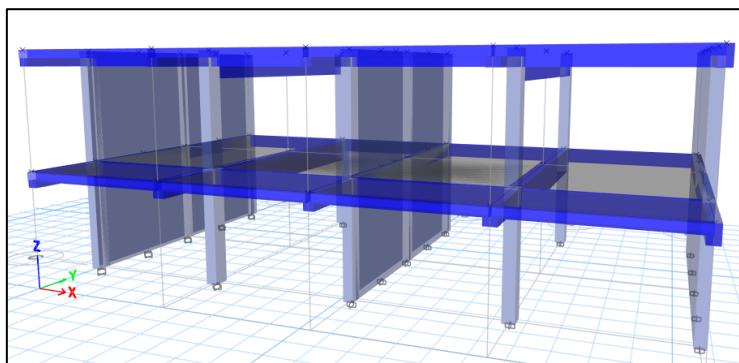
En el modelo se ha tenido en cuenta el peso sísmico. La norma E.030 establece que el 50% de la carga viva más el 100% de la carga muerta determina el peso sísmico de los edificios esenciales. Además, los muros se modelaron como elemento frame, se colocaron brazos rígidos en los elementos estructurales y las losas ligeras se modelaron como diafragmas rígidos. Estas medidas se tomaron con el propósito de prevenir deformaciones antes sollicitaciones sísmicas y compatibilizar los desplazamientos.

Figura 39: Modelamiento en ETABS - módulo A



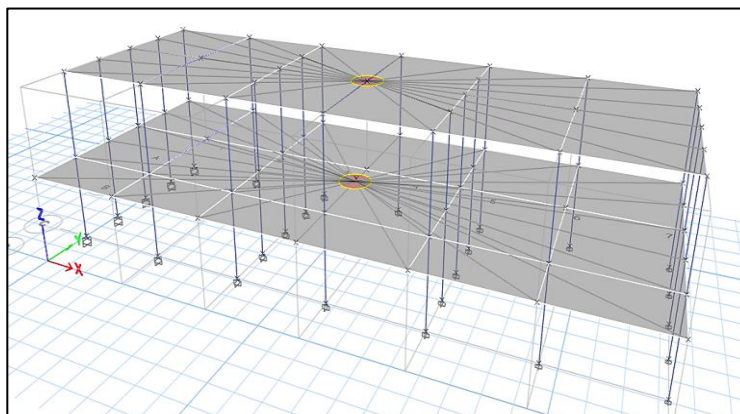
Fuente: Desarrollo propio

Figura 40: Modelamiento en ETABS - módulo B



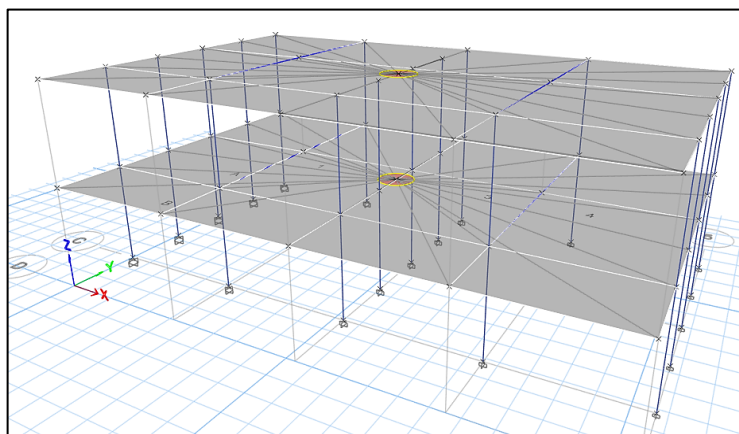
Fuente: Desarrollo propio

Figura 41: Asignación de diafragma rígido – Módulo A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 42: Asignación de diafragma rígido – Módulo B



Fuente: Desarrollo propio

- Evaluación sísmica

La determinación de los parámetros sísmicos de acuerdo con la Norma E.030 es un requisito previo para realizar un análisis estático lineal. Estos parámetros están influenciados por las particularidades de la ubicación geográfica y las propiedades de las estructuras. En este contexto, se presentan los siguiente:

- Zona sísmica (Z): Categoría 4, con un factor de 0.45 g. Debido a su ubicación en la ciudad de Chiclayo.
- Factor de uso (U): Por ser una estructura esencial del tipo A2 se tiene un factor de 1.5.
- Factor de suelo (S): Debido a su composición del suelo, que incluye arenas, gravas y limos, se categoriza como suelo de tipo S3 (suelos blandos) con un factor de 1.10, un periodo predominal (T_p) de 1 segundo y un periodo local (T_L) de 1.6 segundos.

- Factor de amplificación sísmica (C): Tiene un factor de 2.5 debido a que el periodo fundamental (T) obtenido de los modos de vibración es menor al periodo predominal (Tp).
- Coefficiente de reducción (R): Debido a que se trata de pórticos de concreto armado, la coordenada X recibe un factor de 8 mientras que en Y recibe un factor de 3 ya que tiene muros de albañilería confinada. También se obtuvo factores de irregularidad iguales a 1.

Según los parámetros ya definidos (Tabla 38), se realizó el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para ambas direcciones, empleando un tiempo de 15 segundos, tal como se ilustra en las figuras 41 y 42. Este procedimiento se realizó mediante el uso de la siguiente fórmula, en el cual (g) representa la aceleración de la gravedad.

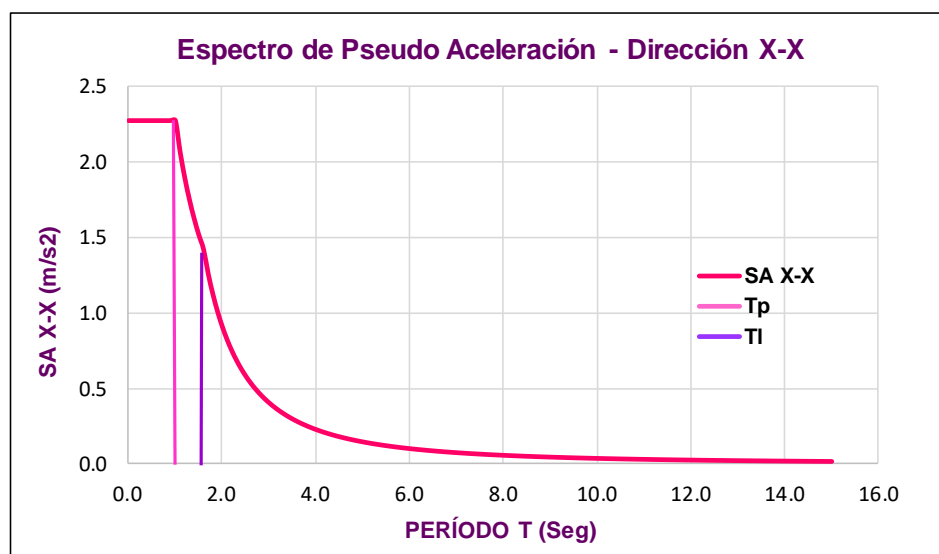
$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Tabla 38: Tabla resumen de parámetros sísmicos

TABLA RESUMEN		
Factor de Zona (Z):		0.45
Factor de Uso (U):		1.5
Factor de Suelo (S):		1.10
Periodo Predominal (Tp):		1.00
Periodo Local (Tl):		1.60
Coeficiente de Reducción (R):	Rx	8
	Ry	3

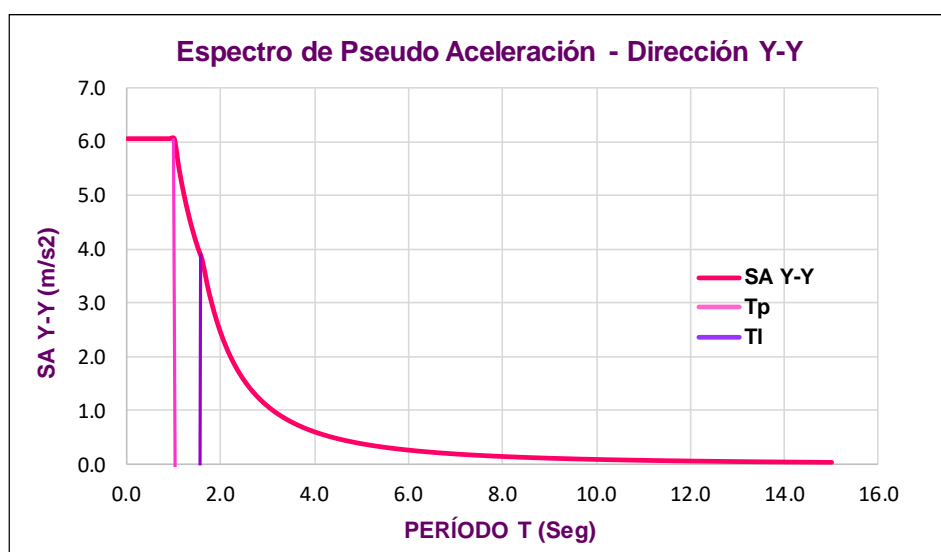
Fuente: Desarrollo propio

Figura 43: Espectro inelástico de pseudo aceleración - dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Figura 44: Espectro inelástico de pseudo aceleración - dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

- Masas de los módulos A y B

Las masas de ambas estructuras se calcularon utilizando el programa ETABS y se muestran en las tablas 39 y 40.

Tabla 39: Masa del módulo A

Módulo A		
Nivel	Masa X	Masa Y
	Tonf-s ² /m	Tonf-s ² /m
Nivel 2	13.93	13.93
Nivel 1	23.72	23.72
Total	37.64	37.64

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 40: Masa del módulo B

Módulo B		
Nivel	Masa X	Masa Y
	Tonf-s ² /m	Tonf-s ² /m
Nivel 2	11.49	11.49
Nivel 1	16.32	16.32
Total	27.81	27.81

Fuente: Desarrollo propio

Por medio de las masas obtenidas, se calculó el peso de cada módulo como se muestra a continuación:

$$\text{Área construida} = 406.47 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso (bloque A)} = m * g = 37.64 * 9.81 = 369.25 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso (bloque A)} = \frac{369.25 \text{ Ton}}{406.47 \text{ m}^2} = 0.91 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Área construida} = 303.57 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso (bloque B)} = m * g = 27.81 * 9.81 = 272.82 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso (bloque B)} = \frac{272.82 \text{ Ton}}{303.57 \text{ m}^2} = 0.90 \text{ Ton/m}^2$$

- Fuerza cortante en la base

La cortante basal se calculó una vez establecidos los parámetros sísmicos y los pesos de los dos módulos. Cada planta de la estructura experimenta fuerzas horizontales en su centro de gravedad como resultado de esta cortante. Esta se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V_{\text{basal}} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Se presentan en las tablas 41 y 42 las fuerzas de corte en la base de cada módulo en ambas direcciones. Para el bloque A, se registró una fuerza de corte de 85.68 toneladas en el sentido X y 228.49 toneladas en Y. Por otro lado, en el bloque B, se obtuvo una fuerza de corte de 63.30 toneladas en X y 168.81 toneladas en Y.

Tabla 41: Cortante basal del módulo A

Peso de la I.Educativa (P)	Cortante Basal (Vb)	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y
369.27	85.6821	228.4855

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 42: Cortante basal del módulo B

Peso de la I.Educativa (P)	Cortante Basal (Vb)	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y
272.82	63.3021	168.8056

Fuente: Desarrollo propio

En este análisis se verificó el cumplimiento del artículo 28.2.2 de la Norma E.030, que estipula que la división del factor de amplificación sísmica y el coeficiente de reducción no pueden ser inferiores a 0.11. Esta condición se cumplió satisfactoriamente en ambos módulos, como se contempla en la tabla 43.

Tabla 43: Verificación del artículo 28.2.2-Norma Peruana E.030

C/R		Verificación
Dirección X-X	0.31	Si Cumple
Dirección Y-Y	0.83	Si Cumple

Fuente: Desarrollo propio

En las tablas 44 y 45 se aprecia el cálculo de las fuerzas sísmicas en altura de ambos bloques considerándose un factor K igual 1 para ambos sentidos de análisis, el cual está en función del periodo fundamental según el artículo 28.3 de la Norma E.030.

Tabla 44: Fuerzas sísmicas por nivel del módulo A

Fuerzas Sísmicas en Altura - Dirección X-X									
Nivel	Peso Sísmico (Ton)	Altura "h"		Kx	h ^k	P x h ^k	α _x	Fx (Tonf)	Vx (Tonf)
		h (m)	h acum. (m)						
2	136.62	3.00	6.00	1	6.00	819.73	0.54	46.28	46.28
1	232.65	3.00	3.00		3.00	697.94	0.46	39.40	85.68
Total	369.27	6.00	-	-	-	1517.67			
Fuerzas Sísmicas en Altura - Dirección Y-Y									
Nivel	Peso Sísmico (Ton)	Altura "h"		Ky	h ^k	P x h ^k	α _y	Fy (Tonf)	Vy (Tonf)
		h (m)	h acum. (m)						
2	136.62	3.00	6.00	1	6.00	819.73	0.54	123.41	123.41
1	232.65	3.00	3.00		3.00	697.94	0.46	105.08	228.49
Total	369.27	6.00	-	-	-	1517.67			

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 45: Fuerzas sísmicas por nivel del módulo B

Fuerzas Sísmicas en Altura - Dirección X-X									
Nivel	Peso Sísmico (Ton)	Altura "h"		Kx	h ^k	P x h ^k	α _x	Fx (Tonf)	Vx (Tonf)
		h (m)	h acum. (m)						
2	112.72	3.00	6.00	1	6.17	696.00	0.59	37.19	37.19
1	160.09	3.00	3.00		3.05	488.80	0.41	26.12	63.30
Total	272.82	6.00	-	-	-	1184.81			
Fuerzas Sísmicas en Altura - Dirección Y-Y									
Nivel	Peso Sísmico (Ton)	Altura "h"		Ky	h ^k	P x h ^k	α _y	Fy (Tonf)	Vy (Tonf)
		h (m)	h acum. (m)						
2	112.72	3.00	6.00	1	6.00	676.33	0.58	98.71	98.71
1	160.09	3.00	3.00		3.00	480.28	0.42	70.10	168.81
Total	272.82	6.00	-	-	-	1156.62			

Fuente: Desarrollo propio

Mediante el uso del software ETABS, se obtuvieron las cortantes basales de los análisis lineales estático y dinámico. De acuerdo con la NTP. E.030, se realizó una verificación para asegurar que la cortante dinámica fuera igual o superior al 80% de la cortante estática, aplicándose esta condición a edificios regulares. Este requisito se cumplió en ambas direcciones para ambos módulos, lo que significa que no se necesita aplicar un factor de corrección. Los resultados de esta verificación se muestran en las tablas 46 y 47.

Tabla 46: Cortantes basales del módulo A

Resultados de Etabs					
Norma E.030 - Artículo 29.4.1					
Dirección	V _{dinámico}	V _{estático}	80% V _{estático}	Condición	Verificación
X-X	75.05 Ton	85.64 Ton	68.51 Ton	$V_{\text{dinámico}} \geq 80\% V_{\text{estático}}$	Cumple
Y-Y	194.29 Ton	228.43 Ton	182.74 Ton	$V_{\text{dinámico}} \geq 80\% V_{\text{estático}}$	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 47: Cortantes basales del módulo B

Resultados de Etabs					
Norma E.030 - Artículo 29.4.1					
Dirección	V _{dinámico}	V _{estático}	80% V _{estático}	Condición	Verificación
X-X	55.28 Ton	63.27 Ton	50.62 Ton	$V_{\text{dinámico}} \geq 80\% V_{\text{estático}}$	Cumple
Y-Y	143.67 Ton	168.76 Ton	135.01 Ton	$V_{\text{dinámico}} \geq 80\% V_{\text{estático}}$	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

- Participación modal y periodos de vibración

Del análisis dinámico lineal, se concluye que ambos módulos cumplen con lo que establece la Norma E.030, ya que la suma de las masas participativas supera el 90% de la masa total de la edificación. Los resultados de los modos de vibración se detallan en las tablas 48 y 49. En el caso del bloque A, en el eje X, el primer modo de vibración tiene una masa participativa del 86.48% y un período de 0.488 seg, mientras que en Y, el tercer modo de vibración presenta una participación del 83.28% con un período de 0.132 segundos. En cuanto al bloque B, se observa que en el eje X, su primer modo de vibración muestra una participación del 86.17% con un período de 0.532 seg y en el eje Y, el tercer modo presenta una participación del 83.37% con un período de 0.136 seg.

A partir de estos resultados, podemos inferir que en la coordenada X, donde se tiene un sistema de pórticos formados por vigas y columnas, se observa una baja rigidez, lo que resulta en períodos más largos. Por otro lado, en la coordenada Y, caracterizada por un sistema albañilería, se evidencia una mayor rigidez, lo que conlleva a períodos más cortos.

Tabla 48: Participación modal del bloque A

Nivel	Caso	Modos	Periodo (seg)	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz	Rx	Ry	Rz	Sum Rx	Sum Ry	Sum Rz
1	Modal	1	0.488	0.8648	0	0	0.865	0.000	0.000	0	0.2915	0.0002	0.000	0.292	0.000
	Modal	2	0.162	0.1345	0	0	0.999	0.000	0.000	0	0.7058	0.0128	0.000	0.997	0.013
	Modal	3	0.132	0	0.8328	0	0.999	0.833	0.000	0.3329	0	2.69E-05	0.333	0.997	0.013
2	Modal	4	0.122	0.0006	2.52E-05	0	1.000	0.833	0.000	3.33E-05	0.0027	0.8193	0.333	1.000	0.832
	Modal	5	0.039	0	0.1671	0	1.000	1.000	0.000	0.6667	0	1.00E-04	1.000	1.000	0.832
	Modal	6	0.037	3.95E-06	1.00E-04	0	1.000	1.000	0.000	0.0004	1.42E-05	0.1675	1.000	1.000	1.000

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 49: Participación modal del bloque B

Nivel	Caso	Modos	Periodo (seg)	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz	Rx	Ry	Rz	Sum Rx	Sum Ry	Sum Rz
1	Modal	1	0.532	0.8617	0	0	0.862	0.000	0.000	0	0.298	0.0003	0.000	0.298	0.000
	Modal	2	0.16	0.1382	0	0	1.000	0.000	0.000	0	0.7019	0.0001	0.000	1.000	0.000
	Modal	3	0.136	0	0.8337	0	1.000	0.834	0.000	0.3339	0	2.00E-04	0.334	1.000	0.001
2	Modal	4	0.132	0.0001	2.00E-04	0	1.000	0.834	0.000	2.00E-04	0.0001	0.8313	0.334	1.000	0.832
	Modal	5	0.038	0	0.1648	0	1.000	0.999	0.000	0.661	0	1.30E-03	0.995	1.000	0.833
	Modal	6	0.037	9.83E-06	1.30E-03	0	1.000	1.000	0.000	0.005	4.84E-05	0.1668	1.000	1.000	1.000

Fuente: Desarrollo propio

- Distorsiones de entrepiso

La norma E.030 establece valores específicos para las derivas, dependiendo del tipo de material utilizado en la estructura. Para ello, se emplean factores de desplazamiento lateral para cada dirección. En el caso de estructuras irregulares, este factor es igual a 0.85 R, mientras que para estructuras regulares es igual a 0.75 R. En los módulos por ser regulares, se obtuvo un factor de 6 para la coordenada X y un factor de 2.25 para el eje Y. A partir de estos factores, se determinó que ambas estructuras cumplen únicamente con las derivas en la dirección Y, ya que sus distorsiones no sobrepasan el valor límite de 0.005 establecido para la albañilería confinada. Sin embargo, en X, las distorsiones superan el valor 0.007 establecido para sistemas de concreto armado.

Tabla 50: Verificación de distorsiones del módulo A

Dirección	Sistema	N° Piso	Deriva	Deriva Máx Norma E.030	Verificación
X-X	Pórticos de Concreto Armado	2	0.019591	< 0.007	No Cumple
		1	0.016638	< 0.007	No Cumple
Y-Y	Muros de Albañilería Confinada	2	0.001872	< 0.005	Cumple
		1	0.001323	< 0.005	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 51: Verificación de derivas en el módulo B

Dirección	Sistema	N° Piso	Deriva	Deriva Máx Norma E.030	Verificación
X-X	Pórticos de Concreto Armado	2	0.023281	< 0.007	No Cumple
		1	0.018856	< 0.007	No Cumple
Y-Y	Muros de Albañilería Confinada	2	0.001892	< 0.005	Cumple
		1	0.001306	< 0.005	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

- Junta sísmica

Para determinar la junta sísmica, se requirió obtener los valores máximos de desplazamiento utilizando el ETABS. En el caso del bloque A, se registró un desplazamiento máximo de 10.82 cm, mientras que para el bloque B, dicho valor fue de 12.63 cm. Utilizando estos datos, se procedió al calcular la junta sísmica, la cual debe cumplir con dos condiciones. En primer lugar, la junta existente no debe ser menor a 2/3 de la sumatoria de desplazamientos máximos de las estructuras adyacentes. En segundo lugar, no debe ser inferior a $s = 0.006 \cdot h \geq 0.03\text{m}$. En las Tablas 52 y 53 se aprecian las juntas sísmicas calculadas de ambos bloques, las cuales sobrepasan la junta existente de 2.5 cm.

Tabla 52: Junta sísmica del módulo A

Junta Sísmica	
Dirección	X-X
D max (cm)	10.82 cm
Suma - D max (cm)	21.65 cm
Altura (m)	6.00 m
Verificación del Art. 33.2 de la Norma E.030	
Para X:	no menor que 2/3 de la suma de desplazamientos máximos
S >	14.43
S = 0.006 * h ≥ 0.03 m	
S =	0.036 >= 0.03 m
Cumple	
Junta Real (cm)	2.5 cm
Verificación	La junta del módulo es de 2.5 cm por ello no cumple con lo calculado

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 53: Junta sísmica del módulo B

Junta Sísmica	
Dirección	X-X
D max (cm)	12.63 cm
Suma - D max (cm)	25.26 cm
Altura (m)	6.00 m
Verificación del Art. 33.2 de la Norma E.030	
Para X:	no menor que 2/3 de la suma de desplazamientos máximos
S >	16.84
S = 0.006*h ≥ 0.03 m	
S =	0.036 >= 0.03 m
Cumple	
Junta Real (cm)	2.5 cm
Verificación	La junta del módulo es de 2.5 cm por ello no cumple con lo calculado

Fuente: Desarrollo propio

- Verificación de irregularidades

La norma E.030 establece que las irregularidades en altura y planta están prohibidas para estructuras esenciales situadas en la zona sísmica 4. Por esta razón, se verificaron en esta investigación.

a) Irregularidades en elevación

- Irregularidad de piso blando: Se produce cuando la rigidez de un entrepiso es inferior al 70% del entrepiso superior, o inferior al 80% de la rigidez promedio de las tres plantas superiores de un edificio.

Tabla 54: Irregularidad de piso blando del módulo A

Irregularidad de Piso blando							
Dirección	Niveles	Output Case	Rigidez en X tonf/m	Rigidez en Y tonf/m	Rigidez Lateral tonf/m	Verificación	
X-X	Nivel 2	Dx Dinámico	4357.703	0	4357.703	1.07	Regular
	Nivel 1	Dx Dinámico	9034.331	0	4676.628	-	
Y-Y	Nivel 2	Dy Dinámico	0	50030.729	50030.729	1.40	Regular
	Nivel 1	Dy Dinámico	0	119882.751	69852.022	-	

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 55: Irregularidad de piso blando del módulo B

Irregularidad de Piso blando							
Dirección	Niveles	Output Case	Rigidez en X tonf/m	Rigidez en Y tonf/m	Rigidez Lateral tonf/m	Verificación	
X-X	Nivel 2	Dx Dinámico	2948.431	0	2948.431	1.00	Regular
	Nivel 1	Dx Dinámico	5895.733	0	2947.302	-	
Y-Y	Nivel 2	Dy Dinámico	0	38839.95	38839.95	1.28	Regular
	Nivel 1	Dy Dinámico	0	88734.352	49894.402	-	

Fuente: Desarrollo propio

- Irregularidad de piso débil: Se da cuando la resistencia de un entrepiso inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediatamente superior,

Tabla 56: Irregularidad de piso débil del módulo A

Irregularidad de Piso Débil						
Dirección	Niveles	Output Case	Cortante en X tonf	Cortante en Y tonf	$V_{ni} < 0.80V_{ni+1}$	Verificación
X-X	Nivel 2	Dx Dinámico	42.6372	0.0098	1.76	Regular
	Nivel 1	Dx Dinámico	75.0548	0.0175		
Y-Y	Nivel 2	Dy Dinámico	0.0368	114.6646	1.69	Regular
	Nivel 1	Dy Dinámico	0.0467	194.2859		

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 57: Irregularidad de piso débil del módulo B

Irregularidad de Piso Débil						
Dirección	Niveles	Output Case	Cortante en X tonf	Cortante en Y tonf	$V_{ni} < 0.80V_{ni+1}$	Verificación
X-X	Nivel 2	Dx Dinámico	34.0116	0.0034	1.63	Regular
	Nivel 1	Dx Dinámico	55.2818	0.0055		
Y-Y	Nivel 2	Dy Dinámico	0.0107	91.0907	1.58	Regular
	Nivel 1	Dy Dinámico	0.0147	143.6705		

Fuente: Desarrollo propio

- Irregularidad de masa o peso: Sucede cuando el peso de un nivel es superior que 1.5 veces el peso de un nivel contiguo.

Tabla 58: Irregularidad de masa o peso de los bloques A y B

Irregularidad de Masa o Peso					
Módulo	Niveles	Peso Por Nivel	$W_i > 1.50 W_{i+1}$	$W_i > 1.50 W_{i-1}$	Verificación
A	Nivel 2	164.0066	-	0.71	Regular
	Nivel 1	232.5687	1.42	-	Regular
B	Nivel 2	133.015	-	0.83	Regular
	Nivel 1	160.0399	1.20	-	Regular

Fuente: Desarrollo propio

b) Irregularidades en planta

- Irregularidad torsional: Se da cuando el mayor desplazamiento relativo en el extremo de un entrepiso es más de 1,3 veces el desplazamiento promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Tabla 59: Irregularidad torsional del módulo A

Irregularidad Torsional						
Piso	Load Case	Dirección	Desplazamientos		Ratio	Verificación
			Absolutos	Relativos	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Ratio>1.3
Piso 2	DERIVA X (Dinámico X)	X	0.108247	0.108113	1.001	Regular
Piso 1	DERIVA X (Dinámico X)	X	0.049914	0.049846	1.001	Regular
Piso 2	DERIVA Y (Dinámico Y)	Y	0.009559	0.008778	1.089	Regular
Piso 1	DERIVA Y (Dinámico Y)	Y	0.00397	0.003646	1.089	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 60: Irregularidad torsional del módulo B

Irregularidad Torsional X-X						
Piso	Load Case	Dirección	Desplazamientos		Ratio	Verificación
			Absolutos	Relativos	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Ratio>1.3
Piso 2	DERIVA X (Dinámico X)	X	0.125648	0.124898	1.006	Regular
Piso 1	DERIVA X (Dinámico X)	X	0.056568	0.056259	1.005	Regular
Piso 2	DERIVA Y (Dinámico Y)	Y	0.009569	0.008897	1.076	Regular
Piso 1	DERIVA Y (Dinámico Y)	Y	0.003917	0.003643	1.075	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Se obtuvieron factores de irregularidad de 1, debido a que ambos bloques no presentaron ninguna irregularidad en la dirección X y Y.

- Verificación del sistema estructural de albañilería confinada

a) Densidad de muros

Se calculó la densidad de muros estructurales de acuerdo a la Norma E.070. Esta norma especifica que una edificación debe tener una mínima densidad de muros de albañilería confinada en una determinada área en planta. En la figura 45 se muestra que ambos módulos cumplen con una densidad adecuada, lo que significa que satisface el requisito establecido por la normativa.

Figura 45: Densidad mínima de muros de albañilería

DIRECCIÓN Y-Y				DIRECCIÓN Y-Y			
Muro	Longitud (L) m	Espesor (T) m	L x T m ²	Muro	Longitud (L) m	Espesor (T) m	L x T m ²
M Y-1	7.68	0.25	1.92	M Y-1	7.68	0.25	1.92
M Y-2	7.68	0.25	1.92	M Y-2	7.68	0.25	1.92
M Y-3	7.68	0.25	1.92	M Y-3	7.68	0.25	1.92
M Y-4	7.68	0.25	1.92				
Total			7.68	Total			5.76

Área en Planta :	178.79 m ²	Área en Planta :	151.79 m ²
Número de Pisos (N) :	2	Número de Pisos (N) :	2

$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$	$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$
0.043 \geq 0.027	0.038 \geq 0.027
Cumple	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

b) Esfuerzos axiales

Se realizó la verificación de esfuerzos axiales en los cuatro muros del módulo A y en tres de los muros del módulo B, con el propósito de evitar la disminución de ductilidad y posibles fallas de pandeo en los muros cuando se enfrenten a cargas sísmicas. En las tablas 61 y 62 se aprecia los esfuerzos de los muros de ambos bloques.

Tabla 61: Esfuerzo axial máximo del módulo A

ESFUERZO AXIAL MÁXIMO									
Nº Nivel	Muro	Pm (kg)	Longitud (cm)	Espesor (cm)	σ_m (kg/cm ²)	$\sigma_m \leq 0.2 * f' * m \left[1 - \left(\frac{h}{35 * t} \right)^2 \right]$	$\sigma_m \leq 0.15 * f' * m$		
1ro	M Y-1	52448.09	768	25	2.73	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-2	76766	768	25	4.00	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-3	76770.92	768	25	4.00	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-4	51645.48	768	25	2.69	11.47	Cumple	9.75	Cumple
2do	M Y-1	22309.42	768	25	1.16	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-2	31176.73	768	25	1.62	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-3	31177.43	768	25	1.62	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-4	22313.69	768	25	1.16	11.47	Cumple	9.75	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 62: Esfuerzo axial máximo del módulo B

ESFUERZO AXIAL MÁXIMO									
Nº Nivel	Muro	Pm (kg)	Longitud (cm)	Espesor (cm)	σ_m (kg/cm ²)	$\sigma_m \leq 0.2 * f' * m \left[1 - \left(\frac{h}{35 * t} \right)^2 \right]$		$\sigma_m \leq 0.15 * f' * m$	
1ro	M Y-1	55118.54	768	25	2.87	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-2	81588.07	768	25	4.25	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-3	54314.88	768	25	2.83	11.47	Cumple	9.75	Cumple
2do	M Y-1	24968.27	768	25	1.30	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-2	35987.65	768	25	1.87	11.47	Cumple	9.75	Cumple
	M Y-3	24972	768	25	1.30	11.47	Cumple	9.75	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

c) Control de fisuración

Se verificó que en ambos módulos la fuerza cortante del muro ocasionada por un sismo moderado sea menos del 55% de la fuerza cortante originada por un agrietamiento diagonal, ya que si esto no cumple significaría que los muros se agrietan. En las tablas 63 y 64 se aprecia que los muros no sufren fisuraciones.

Tabla 63: Control de fisuración del módulo A

CONTROL DE FISURACIÓN										
Nº Nivel	Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Pg (Ton)	Ve (Ton)	Me (Tn-m)	α	Vm (Ton)	0.55*Vm	Verificación
1ro	M Y-1	7.68	0.25	49.01	26.97	123.01	1.00	89.03	48.97	No Fisurado
	M Y-2	7.68	0.25	69.88	24.11	109.98	1.00	93.83	51.61	No Fisurado
	M Y-3	7.68	0.25	69.89	24.00	109.58	1.00	93.83	51.61	No Fisurado
	M Y-4	7.68	0.25	48.21	26.65	121.81	1.00	88.85	48.87	No Fisurado
2do	M Y-1	7.68	0.25	21.55	14.91	44.71	1.00	82.72	45.49	No Fisurado
	M Y-2	7.68	0.25	29.64	13.31	40.14	1.00	84.58	46.52	No Fisurado
	M Y-3	7.68	0.25	29.64	13.28	40.02	1.00	84.58	46.52	No Fisurado
	M Y-4	7.68	0.25	21.56	14.79	44.36	1.00	82.72	45.50	No Fisurado

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 64: Control de fisuración del módulo B

CONTROL DE FISURACIÓN										
Nº Nivel	Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Pg (Ton)	Ve (Ton)	Me (Tn-m)	α	Vm (Ton)	0.55*Vm	Verificación
1ro	M Y-1	7.68	0.25	51.48	26.09	121.96	1.00	89.60	49.28	No Fisurado
	M Y-2	7.68	0.25	74.29	22.50	105.21	1.00	94.85	52.17	No Fisurado
	M Y-3	7.68	0.25	50.68	25.78	120.84	1.00	89.42	49.18	No Fisurado
2do	M Y-1	7.68	0.25	24.01	15.39	46.11	1.00	83.28	45.81	No Fisurado
	M Y-2	7.68	0.25	34.04	13.28	39.92	1.00	85.59	47.07	No Fisurado
	M Y-3	7.68	0.25	24.01	15.29	45.80	1.00	83.28	45.81	No Fisurado

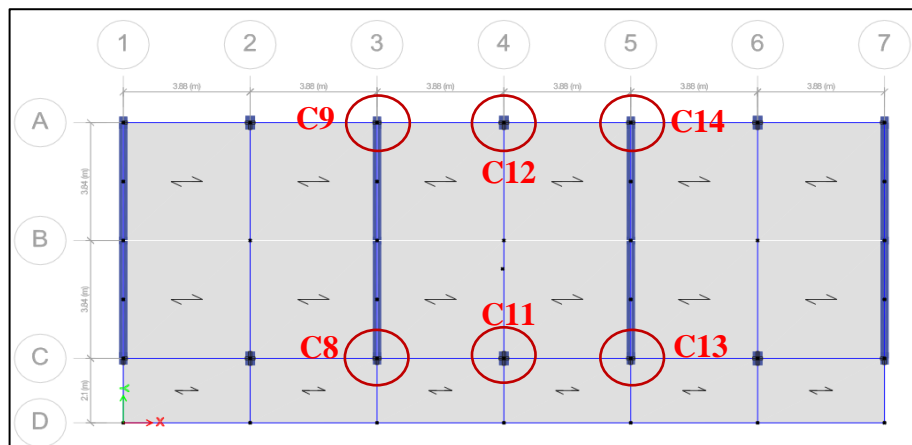
Fuente: Desarrollo propio

- Diagrama de interacción de los bloques A y B

Se realizó el diagrama de interacción de las columnas existentes en ambos módulos. Para el módulo A, entre las columnas más críticas, aquellas con una sección de 25x40 son: C8, C13, C9 y C14, mientras que las que tienen una sección de 30x45 son: C11 y C12. Esta información se aprecia en la figura 46. En cuanto al bloque B, se identificaron las columnas críticas con una sección de 25x40 como C8 y C9, mientras que todas las columnas con una sección de 30x45 resultaron ser críticas, como se puede apreciar en la figura 47.

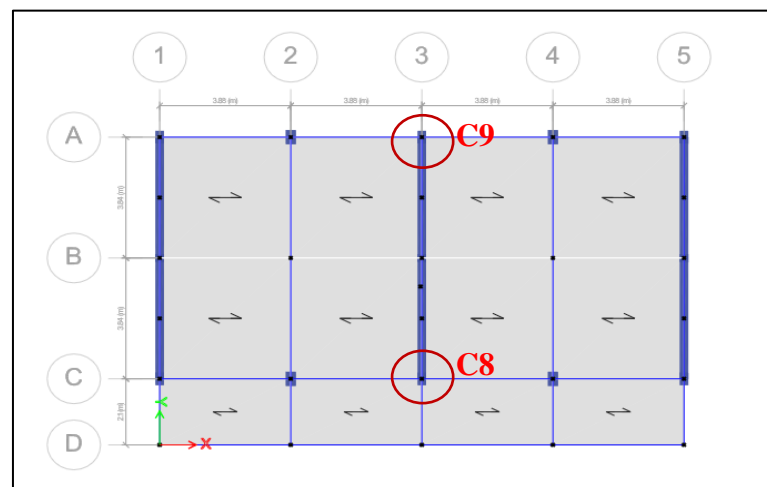
Para brindar una mayor comprensión, en las figuras 48 y 49 se muestran los diagramas del módulo A para la columna 11 con una sección de 30x45. Además, en las figuras 50 y 51 se contemplan los diagramas del módulo B para la columna 8 con una sección de 25x40.

Figura 46: Columnas críticas del módulo A



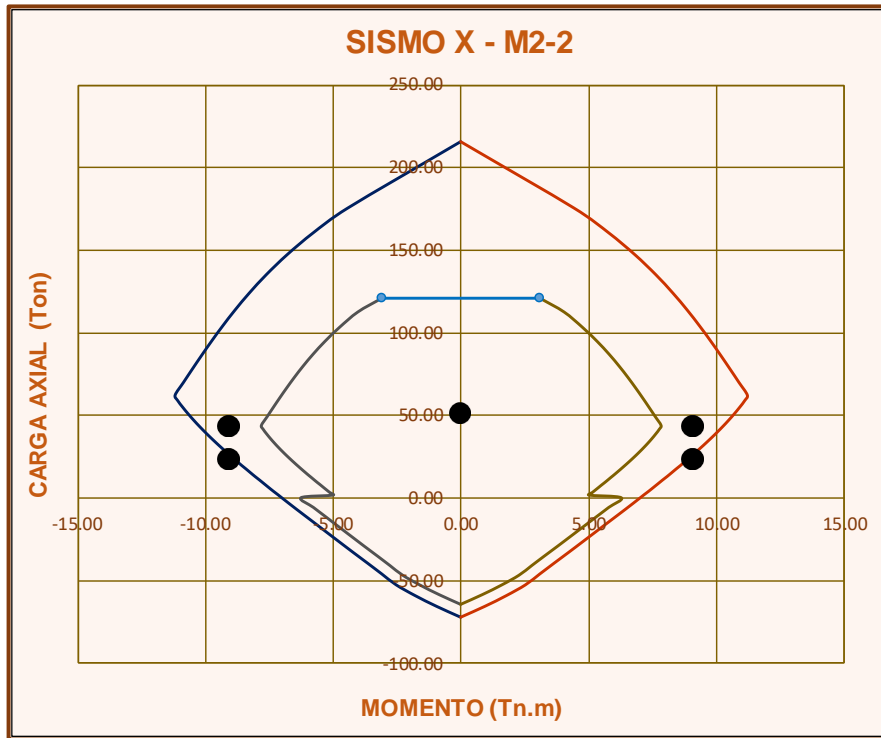
Fuente: Desarrollo propio

Figura 47: Columnas críticas del módulo B



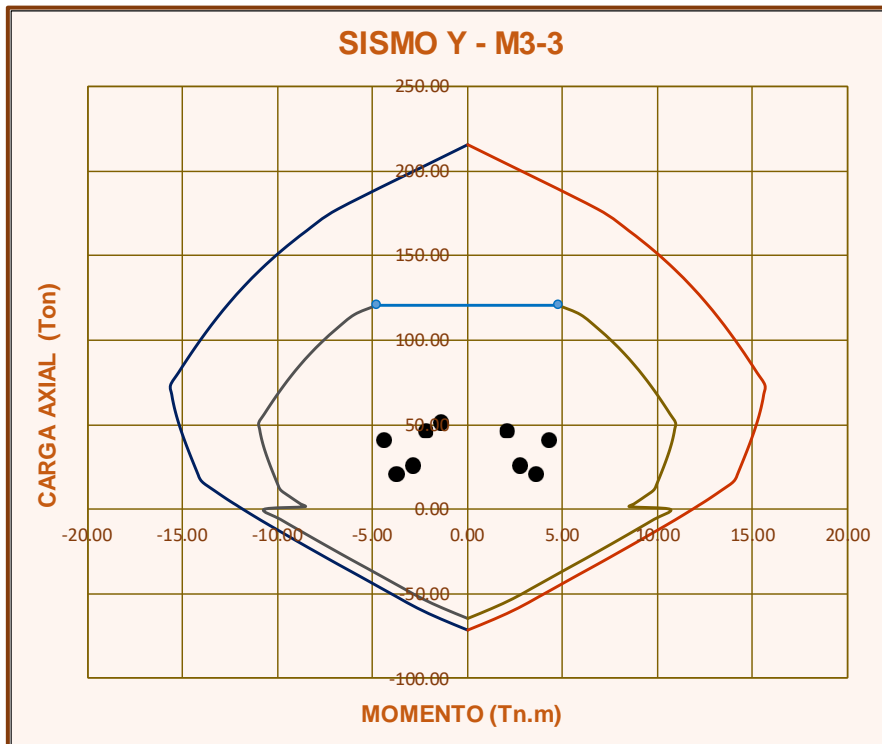
Fuente: Desarrollo propio

Figura 48: Diagrama de interacción (Columna 30x45) - eje X del módulo A



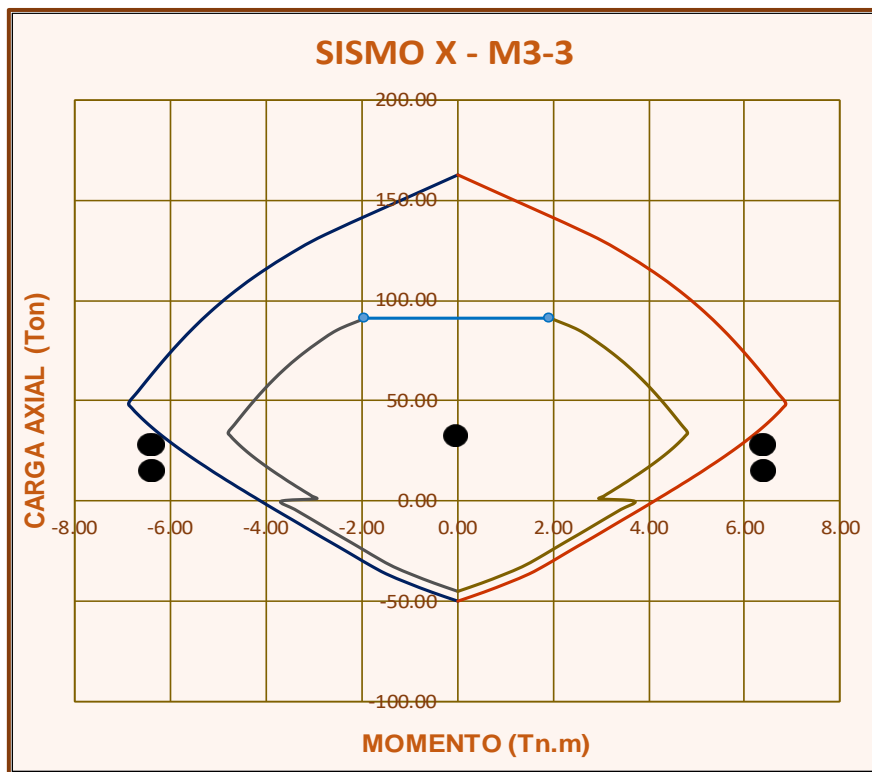
Fuente: Desarrollo propio

Figura 49: Diagrama de interacción (Columna 30x45) - eje Y del módulo A



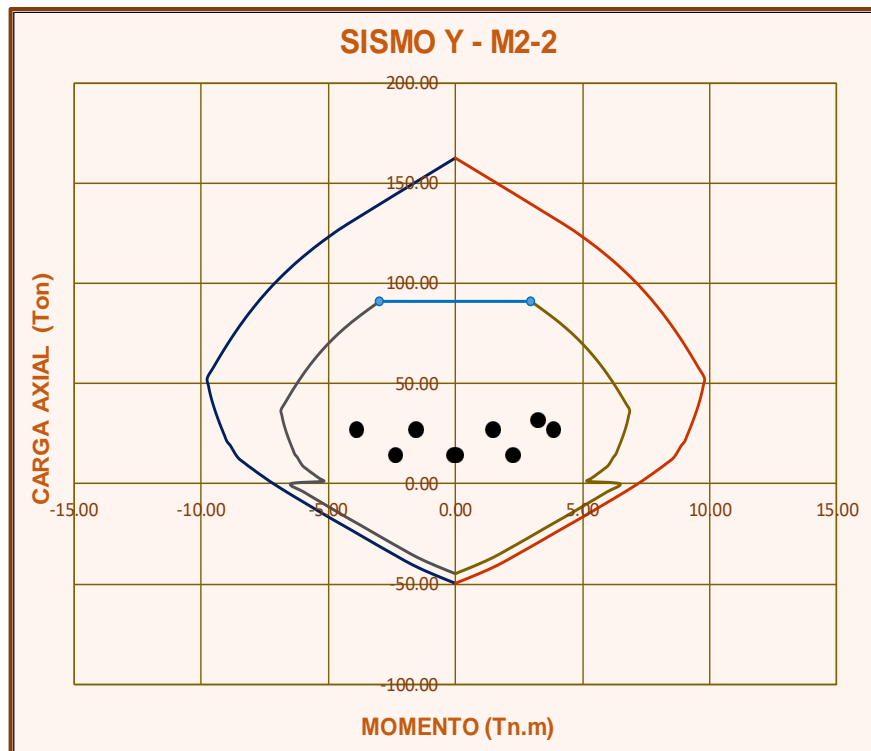
Fuente: Desarrollo propio

Figura 50: Diagrama de interacción (columna 25x40) – eje X del módulo B



Fuente: Desarrollo propio

Figura 51: Diagrama de interacción (columna 25x40) – eje Y del módulo B



Fuente: Desarrollo propio

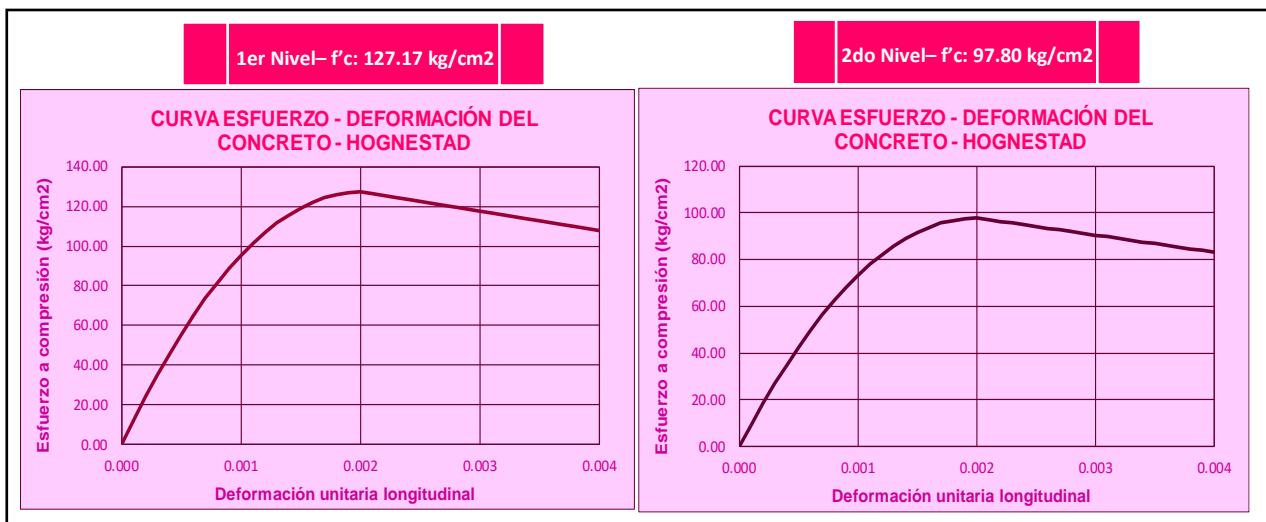
→ Análisis no lineal

- Análisis estático no lineal Pushover

A. Colocación de propiedades no lineales a los materiales

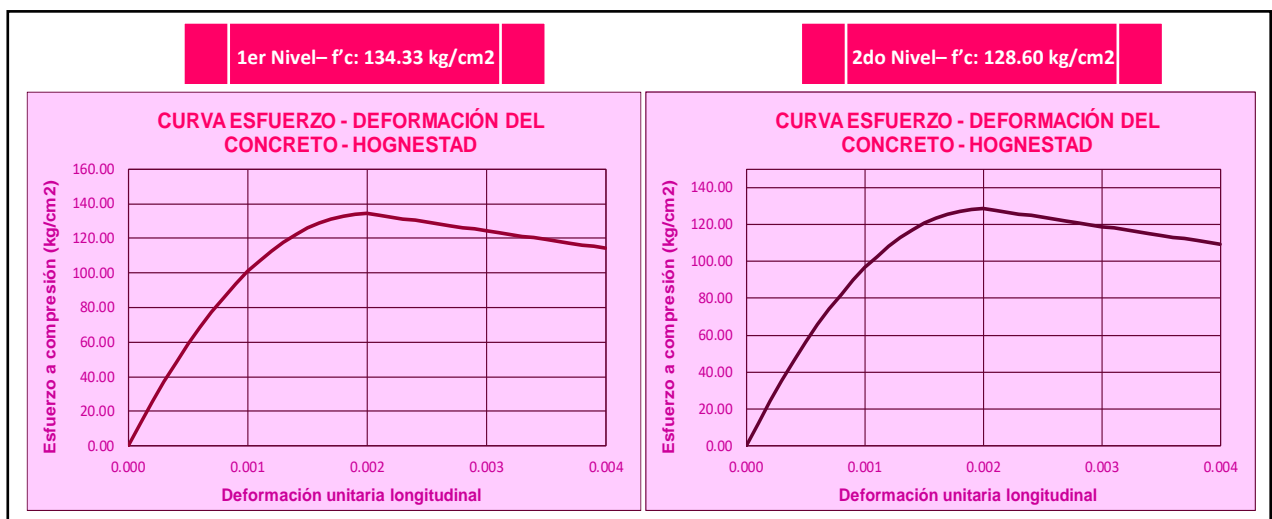
Para el concreto armado se utilizó las resistencias a la compresión obtenidas del ensayo de diamantina por cada nivel. Dado que estas resistencias fueron relativamente bajas, se optó por utilizar el modelo no lineal de Hognestad, donde su curva de esfuerzo-deformación correspondiente a los módulos están representadas en las figuras 52 y 53. Estos valores calculados mediante este modelo se incorporaron en el software ETABS para su análisis. En cuanto al acero, se aplicó el modelo no lineal desarrollado por Park, el cual fue previamente definido en el ETABS (Figura 54).

Figura 52: Diagrama esfuerzo-deformación de Hognestad – módulo A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 53: Diagrama esfuerzo-deformación de Hognestad – módulo B



Fuente: Desarrollo propio

Figura 54: Propiedades no lineales del acero de refuerzo

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	m/m
LS	0.02	-0.01	m/m
CP	0.05	-0.02	m/m

Fuente: Desarrollo propio

B. Asignación de modelo no lineal a los elementos estructurales

Se les asignaron rótulas plásticas tipo fibra a las columnas de concreto armado, las cuales se utilizan para cargar axialmente (P) y aplicar momentos (M2 y M3). Este enfoque es altamente preciso, ya que distribuye las propiedades no lineales a lo largo de toda la sección y longitud de la columna. Además, permite calcular los esfuerzos en cualquier punto de la columna, lo que facilita un análisis más preciso de las deformaciones y desplazamientos durante eventos sísmicos u otras cargas extremas.

En cuanto a las vigas de concreto armado que principalmente fallan en flexión M3, se les asignaron rótulas concentradas con momento M3. Este enfoque es conservador y realista, ya que las conexiones en vigas reales no son completamente rígidas y pueden permitir cierta rotación. El uso de rótulas concentradas es una forma de representar esta flexibilidad y permite que los momentos se redistribuyan a través de los componentes estructurales durante un análisis no lineal.

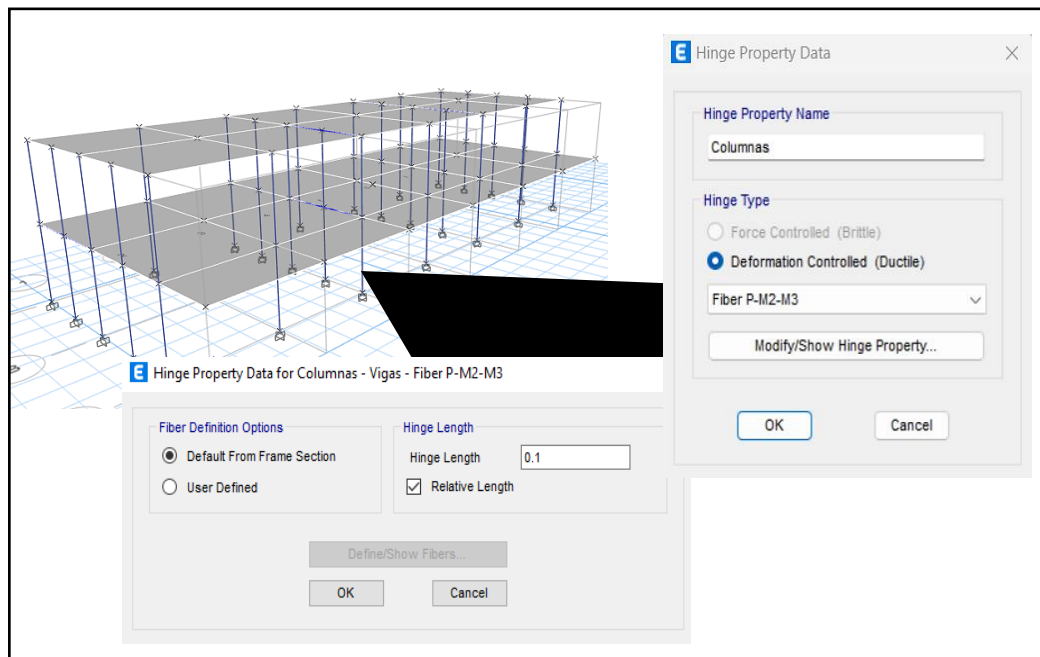
Para evaluar la no linealidad de los muros de albañilería, se les asignaron rótulas de corte con características no lineales.

Se asignó y definió a los componentes estructurales rótulas plásticas para calcular el punto de desempeño y la curva de capacidad para un terremoto máximo en ambas direcciones.

– Rótulas en columnas

Para estos elementos estructurales se asignan rótulas a una distancia de 0.10 del largo total del elemento, se suelen colocar en los extremos ya que ahí se producen los esfuerzos máximos y cuando este elemento ya no puede soportar más cargas y momentos a compresión o flexión, los esfuerzos se reparten a otros elementos.

Figura 55: Colocación de rótulas tipo fibra a las columnas



Fuente: Desarrollo propio

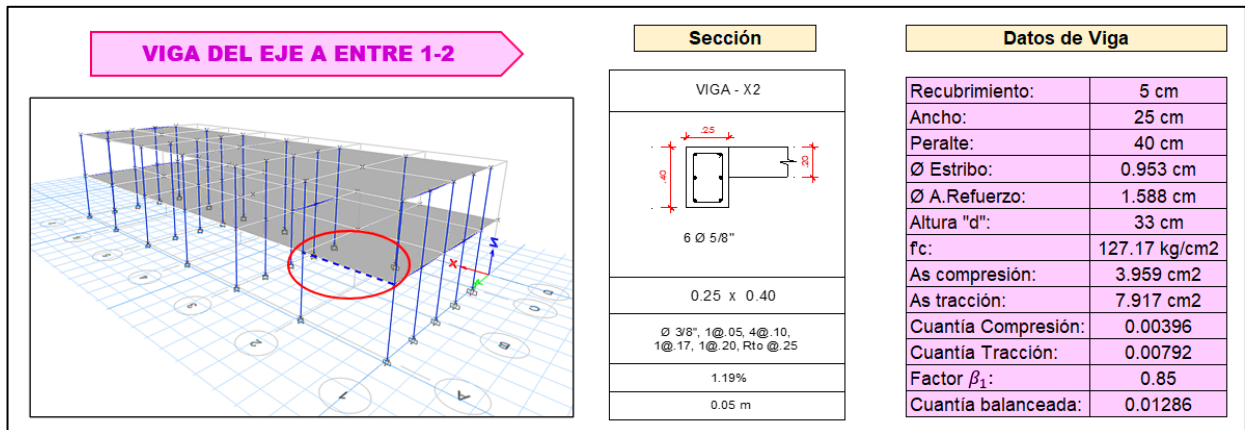
– Rótulas en vigas

Para estos elementos estructurales se asignaron rótulas concentradas con momento M3 y se calcularon en base a la tabla 10-7 del ASCE 41-17. A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo para ilustrar este proceso.

- ❶ Primero debemos definir los datos de la vida como sus dimensiones, revestimiento, diámetro, número de barras de refuerzo tanto longitudinales como transversales, resistencia a la compresión, así como sus cuantías, tal y como se ilustra en la figura 56.
- ❷ Debemos identificar la condición en la que se encuentra mi viga en la tabla, ya que esta tabla incluye 4 posibles situaciones. La primera de ellas es cuando la viga está bajo control de flexión, la segunda es cuando está bajo control de cortante, la tercera se refiere a un desarrollo inadecuado, y la cuarta se presenta cuando hay un

empotramiento inadecuado en la conexión de la viga. En el caso de las vigas en ambos bloques, aplicamos la primera condición.

Figura 56: Datos de la viga para el cálculo de rótula según el ASCE 41-17



Fuente: Desarrollo propio

- ③ Como se aplica la primera condición , se debe determinar lo siguiente :

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.00792 - 0.00396}{0.01286} = 0.31 \cong 0,$$

A través de este cálculo, se concluyó que está dentro del rango de valores igual o menor a cero.

- ④ Realizamos una verificación de la conformidad del acero de refuerzo transversal 'C' y 'NC'. Se considera que este es adecuado cuando, en la zona de la rótula flexural, los estribos están espaciados a una distancia igual o menor a $d/3$, y cuando la resistencia al corte proporcionada por los estribos (V_s) es al menos $3/4$ de la resistencia al corte de diseño (V_{ud}). Cuando una de las condiciones no cumple, se puede concluir que el acero no es adecuado. En relación a la viga, ambas condiciones mencionadas cumplen.

$$V_s = \frac{A_{se} * f_y * d}{a} * 0.85 = \frac{1.425 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 33 \text{ cm}}{10 \frac{\text{cm}}{\text{kg}}} * 0.85 = 16918.44 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d * 0.85 = 0.53 \sqrt{127.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 25 \text{ cm} * 33 \text{ cm} * 0.85 = 4223.45 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = V_s + V_c = 21141.89 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow V_s \geq V_{ud} \left(\frac{3}{4} \right) = 16918.44 \text{ kg} \geq 15856.419 \text{ kg}$$

CUMPLE

$$\rightarrow s \leq \frac{d}{3} = 10\text{cm} \leq 11\text{cm} \quad \text{CUMPLE}$$

- ⑤ Aplicamos la siguiente condición:

$$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{CE}}} = \frac{13952\text{lb}}{9.843\text{in} * 13.092\text{in} * \sqrt{1823.22\text{lb}/\text{in}^2}} = 2.5357$$

Mediante este cálculo, se determinó que se encuentra en el intervalo de valores que es igual o menor a 3(0.25). La fuerza cortante utilizada en la ecuación puede provenir tanto del análisis Pushover como del Tiempo-Historia. En este caso, para obtener esta fuerza, primero se obtuvieron las fuerzas cortantes de todas las vigas utilizando los terremotos seleccionados mediante el software ETABS. Luego, se eligió la fuerza cortante máxima para cada viga y, por último, se seleccionó la más crítica entre los tres sismos, que en este caso fue el sismo de Ancash.

- ⑥ Una vez establecidos los rangos previamente definidos, se lograron obtener tanto los parámetros de modelización como sus ángulos de rotación con sus niveles de desempeño correspondientes, estos se presentan en la tabla número 65

Tabla 65: Parámetros de modelado y criterios de aceptación de la viga 25x40 - módulo A

Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
Ángulo de rotación plástica (radianes)		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)		
a	b		Nivel de rendimiento		
		c	IO	LS	CP
0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05

Fuente: Desarrollo propio

- ⑦ Se realizó el cálculo del factor de máxima capacidad de momento flector y el momento SF. Estos valores se extrajeron de la representación gráfica de momento-curvatura proporcionada por el software ETABS para cada elemento estructural. Se obtuvo lo siguiente:

Momento máximo: 6.67 ton-m

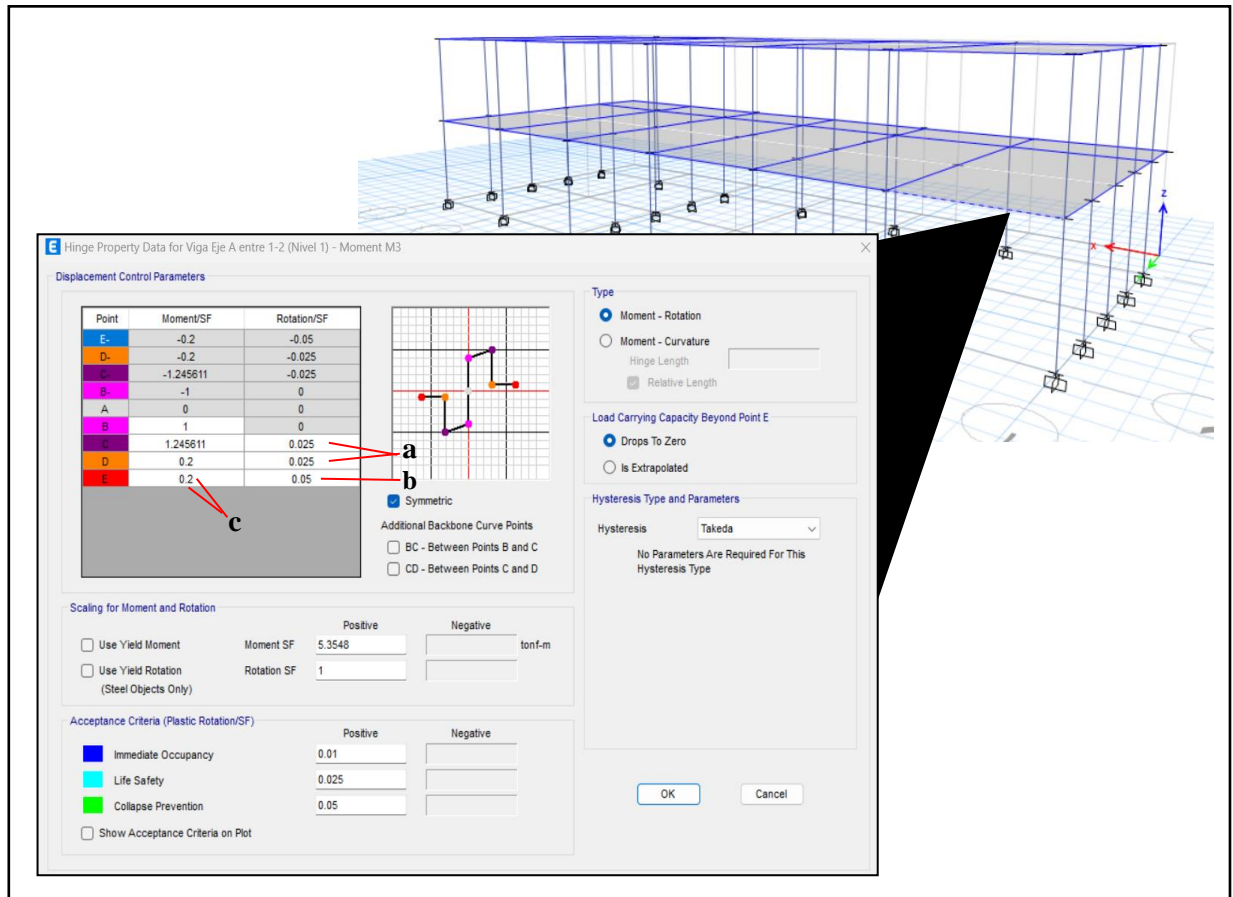
Momento SF: 5.3548 ton-m

Factor de máxima capacidad de momento flector:

$$\frac{6.67\text{ton}}{5.3548\text{ton}} = 1.245611$$

Por último, una vez que se han establecido todos estos parámetros previamente mencionados, se incorporan en cada rótula de los elementos utilizando el software ETABS, como se muestra en la figura 57.

Figura 57: Datos de la rótula ubicada en la viga del eje A entre 1-2 (Nivel 1)-módulo A



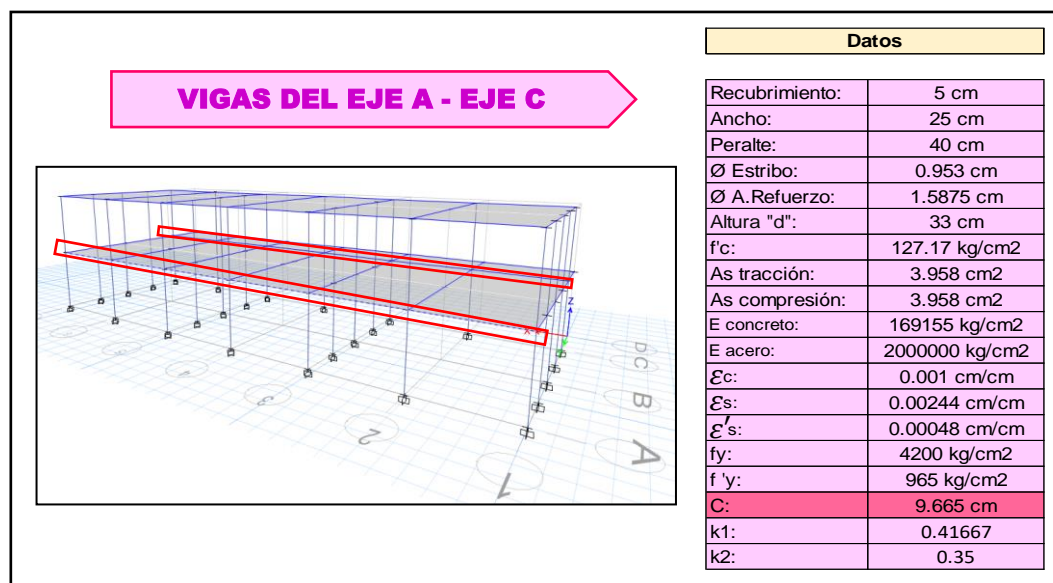
Fuente: Desarrollo propio

Con el objetivo de validar la precisión de los datos obtenidos por el software, llevamos a cabo una comparación entre el cálculo manual y el obtenido a través del programa ETABS. En el proceso de cálculo, se ejecutaron las siguientes acciones:

Verificación de momento-curvatura

- ❖ La Figura 58 presenta la definición de diversas características de la viga, tales como sus dimensiones, los diámetros de las barras de refuerzo, el módulo de elasticidad de los materiales, los esfuerzos, las deformaciones y otros factores significativos. Es importante destacar que en esta verificación se consideró que la viga tiene cuatro aceros de refuerzo con un diámetro de "5/8", teniéndose dos aceros de refuerzo que actúan a tracción y a compresión.

Figura 58: Datos de la viga para el cálculo de momento-curvatura



Fuente: Desarrollo propio

Para realizar la gráfica del momento-curvatura, se consideraron siete valores de deformación, variando desde 0.001 cm/cm hasta llegar a la deformación de ruptura de 0.004 cm/cm, específicamente para el modelo de Hognestad. Además, se definieron los coeficientes k_1 y k_2 , los cuales desempeñan un papel crucial en la obtención de la fuerza total que actúa en la sección del elemento y la distancia a la que esta fuerza trabaja. Estos coeficientes fueron calculados haciendo uso de la Tabla 66, que se obtuvo de la referencia [58]. Cabe destacar que esta tabla proporciona información para deformaciones que van desde 0 hasta 0.004 con intervalos de 0.0001, y es aplicable a elementos de diferentes resistencias del concreto.

Tabla 66: Coeficientes k_1 y k_2 del diagrama de Hognestad

ϵ_c	f_c/f_c	K1	k2
0	0	0	0
0.0001	0.1	0.04917	0.33475
0.0002	0.19	0.09667	0.33621
0.0003	0.28	0.1425	0.33772
0.0004	0.36	0.18667	0.33929
0.0005	0.44	0.22917	0.34091
0.0006	0.51	0.27	0.34259
0.0007	0.58	0.30917	0.34434
0.0008	0.64	0.34667	0.34615
0.0009	0.7	0.3825	0.34804
0.001	0.75	0.41667	0.35

Fuente: Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones Viga-Columna reforzadas con cartelas, Huansha (2019)

- ❖ Se realizó un análisis de fuerzas para determinar la ubicación de la fuerza resultante, así como las fuerzas presentes en el acero y el concreto tanto en tracción como en compresión. El objetivo de esta técnica era conseguir que todas estas fuerzas sumaran cero. Dicho procedimiento de cálculo se muestra en la Figura 59, donde se obtiene un momento de 4,8371 ton-metro y una curvatura de 10,3469 para una deformación de 0,001 cm/cm.

Figura 59: Cálculo de fuerzas y momento para una deformación de 0.001cm/cm

$C_c = f'_c * k_1 * b * c$			
Fuerza del concreto (Cc) :	12802.894 kgf	Ubicación de la fuerza (C*K2):	3.383 cm
$T_s = f_y * A_s$			
Fuerza del acero a tracción (Ts) :	16624 kgf	Σ Fuerzas = 0	0 ton
$C'_s = f'_y * A'_s$			
Fuerza del acero a compresión (C's) :	3821 kgf	Momento (Tonf.m):	4.8371 ton-m
		Curvatura (1/m)(1/1000):	10.3469

Fuente: Desarrollo propio

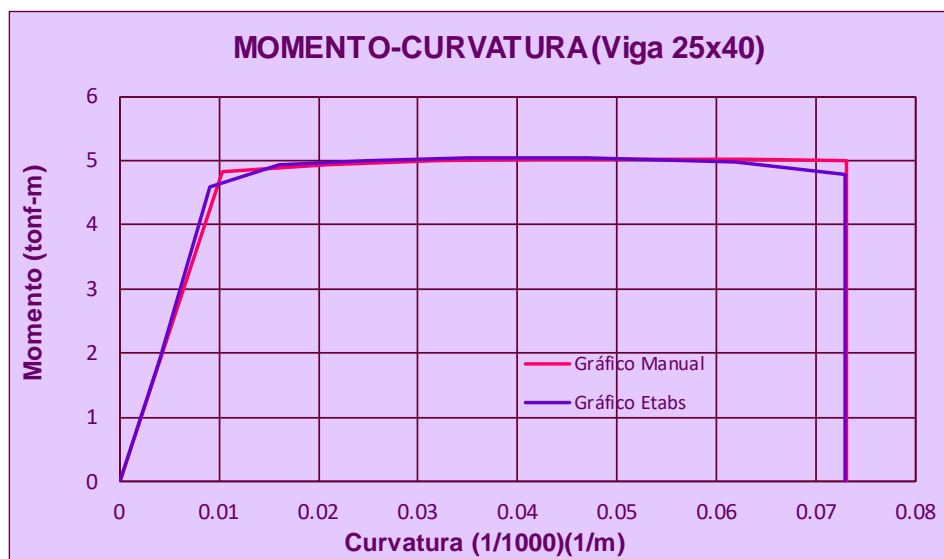
- ❖ Este proceso se repite con los demás valores de deformación, culminando en la obtención de la gráfica de momento-curvatura siguiendo el modelo de Hognestad, como se ilustra en la figura 60. En dicha figura, se evidencia una notable similitud entre los valores calculados y aquellos obtenidos a través del programa. Esta verificación se aplicó específicamente a las vigas ubicadas en el primer y segundo nivel del módulo A, que tienen una sección de 25x40 y 30x40.

Tabla 67: Comparación de resultados del cálculo manual y el ETABS

GRÁFICO MANUAL		GRÁFICO DEL ETABS	
Curvatura (1/m)(1/1000)	Momento (tonf-m)	Curvatura (1/m)(1/1000)	Momento (tonf-m)
0	0	0	0
0.0103	4.8371	0.004	1.9147
0.0207	4.9415	0.009	4.5883
0.0317	4.9919	0.016	4.9251
0.0425	5.0120	0.025	4.9961
0.0529	5.0170	0.035	5.035
0.0630	5.0152	0.047	5.044
0.0730	5.0096	0.062	4.9834
0.0730	0	0.073	4.7776
		0.073	0

Fuente: Desarrollo propio

Figura 60: Momento-curvatura manual y del ETABS para una viga de 25x40-Módulo A-1er



Fuente: Desarrollo propio

- Rótulas en muros de albañilería

Se colocaron rótulas por corte a la mitad de la longitud de los muros de albañilería y se asignando valores de acuerdo con la curva de capacidad, la cual se fundamentó en los datos obtenidos del estudio titulado "Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada realizados con ladrillos King Kong de fabricación industrial", que se detallan en tabla 68.

Tabla 68: Valores de la curva de capacidad para muros de albañilería

DERIVAS	% FUERZA
0	0
-	0.77
5.5	1.15
8.5	1
13	0.4

Fuente: Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 Virgen de la Paz, Cienfuegos (2022)

Para la rótula de corte del muro, se necesitó determinar tanto la fuerza cortante del muro como su desplazamiento. Estos dos parámetros dependen de varios factores, como las dimensiones del muro, su capacidad de resistencia a la compresión axial y la carga gravitacional, que se obtiene a partir del programa ETABS. Los cálculos para los cuatro muros en el módulo A para el primer y segundo nivel se presentan en la Tabla 69, mientras que los cálculos para los tres muros del módulo B se encuentran en la Tabla 70.

Tabla 69: Cálculo de la cortante y desplazamiento de los muros del Módulo A

M Y-1 - Nivel 1		M Y-2 - Nivel 1		M Y-3 - Nivel 1		M Y-4 - Nivel 1	
L =	768 cm	L =	768 cm	L =	768 cm	L =	768 cm
H =	300 cm	H =	300 cm	H =	300 cm	H =	300 cm
f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²
t=	25 cm	t=	25 cm	t=	25 cm	t=	25 cm
α =	1	α =	1	α =	1	α =	1
Pg=	49.01 Tn	Pg=	69.88 Tn	Pg=	69.89 Tn	Pg=	48.21 Tn
v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²
Vm =	88.67 Tn	Vm =	93.47 Tn	Vm =	93.47 Tn	Vm =	88.49 Tn
Vm/2 =	44.34 Tn	Vm/2 =	46.74 Tn	Vm/2 =	46.74 Tn	Vm/2 =	44.24 Tn
Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm
M Y-1 - Nivel 2		M Y-2 - Nivel 2		M Y-3 - Nivel 2		M Y-4 - Nivel 2	
L =	768 cm	L =	768 cm	L =	768 cm	L =	768 cm
H =	300 cm	H =	300 cm	H =	300 cm	H =	300 cm
f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²
t=	25 cm	t=	25 cm	t=	25 cm	t=	25 cm
α =	1	α =	1	α =	1	α =	1
Pg=	21.55 Tn	Pg=	29.64 Tn	Pg=	29.64 Tn	Pg=	21.56 Tn
v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²
Vm =	82.36 Tn	Vm =	84.21 Tn	Vm =	84.21 Tn	Vm =	82.36 Tn
Vm/2 =	41.18 Tn	Vm/2 =	42.11 Tn	Vm/2 =	42.11 Tn	Vm/2 =	41.18 Tn
Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm

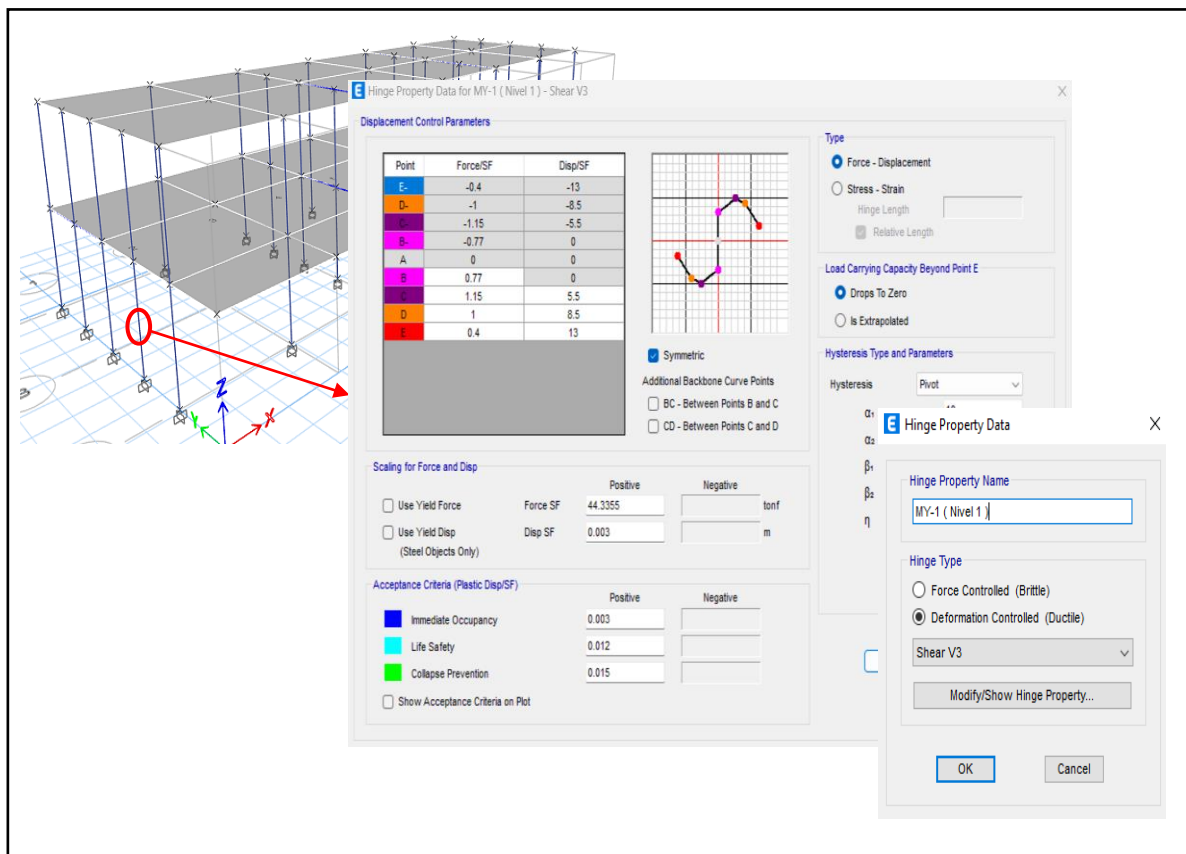
Fuente: Desarrollo propio

Tabla 70: Cálculo de la cortante y desplazamiento de los muros del Módulo B

M Y-1 - Nivel 1		M Y-2 - Nivel 1		M Y-3 - Nivel 1	
L =	768 cm	L =	768 cm	L =	768 cm
H =	300 cm	H =	300 cm	H =	300 cm
f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²
t=	25 cm	t=	25 cm	t=	25 cm
α =	1	α =	1	α =	1
Pg=	51.48 Tn	Pg=	74.29 Tn	Pg=	50.68 Tn
v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²
Vm =	89.24 Tn	Vm =	94.48 Tn	Vm =	89.05 Tn
Vm/2 =	44.62 Tn	Vm/2 =	47.24 Tn	Vm/2 =	44.53 Tn
Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm
M Y-1 - Nivel 2		M Y-2 - Nivel 2		M Y-3 - Nivel 2	
L =	768 cm	L =	768 cm	L =	768 cm
H =	300 cm	H =	300 cm	H =	300 cm
f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²	f'm =	65 kg/cm ²
t=	25 cm	t=	25 cm	t=	25 cm
α =	1	α =	1	α =	1
Pg=	24.01 Tn	Pg=	34.04 Tn	Pg=	24.01 Tn
v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²	v' =	8.1 kg/cm ²
Vm =	82.92 Tn	Vm =	85.23 Tn	Vm =	82.92 Tn
Vm/2 =	41.46 Tn	Vm/2 =	42.61 Tn	Vm/2 =	41.46 Tn
Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm	Despl=	0.30 cm

Fuente: Desarrollo propio

Figura 61: Asignación de rótulas en muros de albañilería



Fuente: Desarrollo propio

C. Asignación de cargas a la edificación

En el análisis estático no lineal se incluyeron tanto cargas monótonas como gravitacionales. En este tipo de análisis, las cargas se aplican gradualmente hasta que la estructura colapsa. En consecuencia, las deformaciones se evaluaron utilizando la carga gravitatoria, y los desplazamientos máximos en el nivel final de la estructura se determinaron utilizando la carga monotónica.

– Carga de gravedad

Para crear este caso de carga se debe tener en cuenta lo siguiente:

- ✓ Esta carga representa una posición sin deformaciones de la edificación.
- ✓ Esta carga se origina a partir de la combinación las cargas muertas (100%) y vivas (50%), debido a que es una edificación esencial. Esto se aprecia en la figura 62.

Figura 62: Carga de gravedad no lineal de ambos módulos

Load Type	Load Name	Scale Factor
Live		0.5
Dead		1

Fuente: Desarrollo propio

- Carga monotónica

Para crear este caso de carga se debe tener en cuenta lo siguiente:

- ✓ Se necesita la carga de gravedad para que trabaje con la carga monotónica.
- ✓ La disposición de las cargas debe coincidir con los modos de vibración correspondientes en cada sentido. En el caso de los módulos A y B, el primer modo de vibración ocurre en el eje X, mientras que el tercer modo se presenta en el eje Y.

Figura 63: Carga monotónica no lineal en ambas direcciones de los módulos A y B

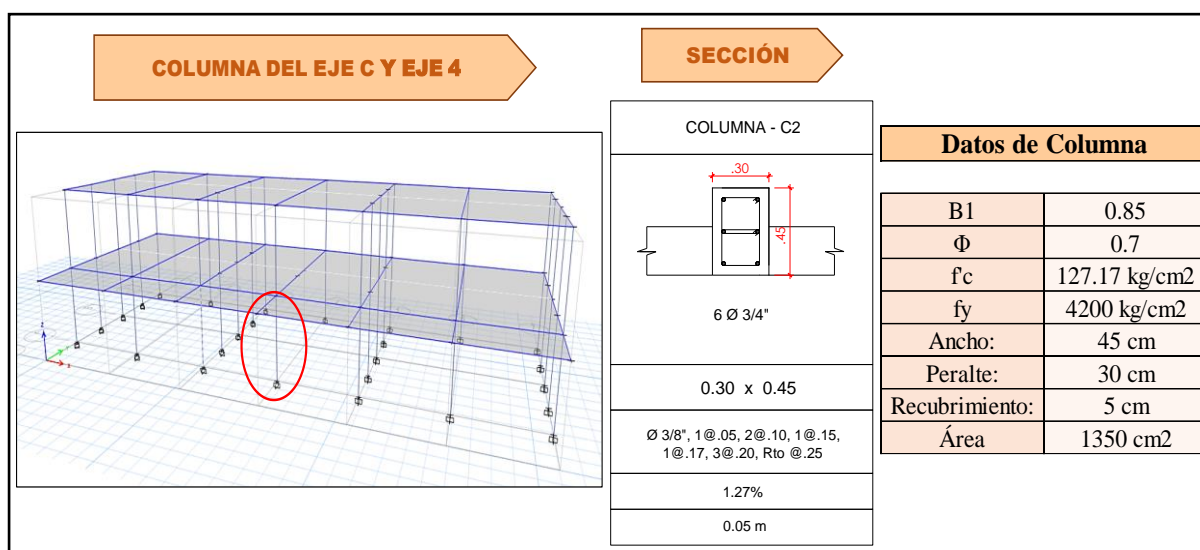
Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	3	-1

Fuente: Desarrollo propio

- ✓ En este análisis, se utilizaron desplazamientos de control mediante el software ETABS. La determinación de estos desplazamientos se llevó a cabo al evaluar la rotación de la columna más crítica, siguiendo los criterios de la tabla 11-4 establecida en la norma ATC-40. En el caso del módulo A, se analizó la columna número 11, localizada entre los ejes C y 4, con una sección de 30x45. Para esta evaluación, se siguió un procedimiento similar al descrito en la tabla 10-7 del ASCE 41-17.
- ❶ En primer lugar, es necesario especificar las características de la columna, que abarcan aspectos como sus dimensiones, su recubrimiento, los diámetros de las barras de refuerzo tanto en la dirección longitudinal como transversal, así como su resistencia a la compresión, entre otros detalles relevantes. Estos detalles se encuentran ilustrados en la figura 64.

Figura 64: Datos de la columna para el cálculo de rotación según el ATC-40



Fuente: Desarrollo propio

- ❷ Es necesario determinar la condición de las columnas con respecto a la tabla del ATC-40, la cual muestra 4 situaciones idénticas a las de la tabla 10-7 del ASCE 41-17. En cuanto a las columnas de ambos bloques, están sujetas a la primera condición, ya que están controladas por flexión.
- ❸ Como se aplica la primera condición, se debe determinar lo siguiente :

$$\frac{P}{A_s f'_c} = \frac{-51489 \text{ kg}}{1350 \text{ cm}^2 * 127.17 \text{ kg/cm}^2} = -0.2999$$

Para calcular esto, se aplicó una carga axial de 51489 kg mediante la combinación de carga "1.4CM + 1.7CV". Este cálculo confirmó que el resultado se encuentra dentro del intervalo de valores igual o menor a 0.1.

- ④ Realizamos una verificación para evaluar la conformidad del acero de refuerzo transversal en las categorías 'C' y 'NC', aplicando las mismas condiciones detalladas previamente en la tabla del ASCE. En lo que respecta a la columna, ninguna de las dos condiciones cumple con los requisitos especificados.

Se llevó a cabo un análisis de diseño por capacidad en ambas direcciones, en el cual se calcularon las fuerzas cortantes del concreto. Además, se determinaron las fuerzas cortantes amplificadas (V1) y las fuerzas cortantes últimas (V2) en base a los momentos máximos de diseño, como se muestra en la Figura 65.

Figura 65: Diseño por capacidad de la columna N°11 - módulo A

DISEÑO POR CAPACIDAD						
COMBINACIONES DE DISEÑO				2.5*Sismo		
		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	Vu2 amplif	Vu3 amplif
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	51.49	-1.38	-0.03	1.38	0.03
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	43.64	-1.11	6.34	1.11	15.89
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	43.64	-1.11	-6.40	1.11	15.95
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	23.58	-0.41	6.35	0.41	15.90
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	23.58	-0.41	-6.39	0.41	15.94
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	46.33	1.04	0.04	4.28	0.14
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	40.95	-3.27	-0.10	6.50	0.20
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	26.28	1.75	0.05	4.98	0.15
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	20.89	-2.57	-0.09	5.80	0.19

Cortantes Máximas Amplificadas (V1)	
Vu2 amplif	6.50 Ton
Vu3 amplif	15.95 Ton

Vu Seleccionada	
Vu2	6.50 Ton
Vu3	10.10 Ton

Mn para Cortantes Últimas por Capacidad	
M2	10.44 Ton.m
M3	15.15 Ton.m

ΦCortantes Resistente del Concreto	
Vc2	7.56 Ton
Vc3	6.98 Ton

Cortantes Últimas por Capacidad (V2)	
V2	6.96 Ton
V3	10.10 Ton

ΦCortantes Resistente del Acero	
Vs2	-1.06 Ton
Vs3	3.12 Ton

Fuente: Desarrollo propio

Por último, se eligen las cortantes mínimas tanto del acero como las de diseño, con el propósito de aplicar las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \Rightarrow v_s &\geq v_{ud} \left(\frac{3}{4} \right) = -1.6 \text{ ton} \geq 4.875 \text{ ton} && \text{NO CUMPLE} \\ \Rightarrow s &\leq \frac{d}{3} = 15 \text{ cm} \leq 12.67 \text{ cm} && \text{NO CUMPLE} \end{aligned}$$

⑤ Aplicamos la siguiente condición:

$$\frac{v^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}} = \frac{14105.49 \text{ lb}}{11.81 \text{ in} * 15 \text{ in} * \sqrt{1823.22 \text{ lb/in}^2}} = 1.86486$$

A través de este cálculo, se estableció que se sitúa dentro del rango igual o inferior a 3. Además, se empleó la máxima fuerza cortante de 6.40 toneladas (14105.49lb), obtenida mediante la combinación de cargas, para llevar a cabo dicho cálculo.

Después de establecer los rangos que habíamos definido previamente, pudimos determinar tanto los parámetros de modelado como los niveles de rendimiento correspondientes a sus ángulos de rotación. Los resultados se detallan en la tabla 71, donde se observa que la columna llega a su punto de colapso cuando la rotación alcanza los 0.010 radianes.

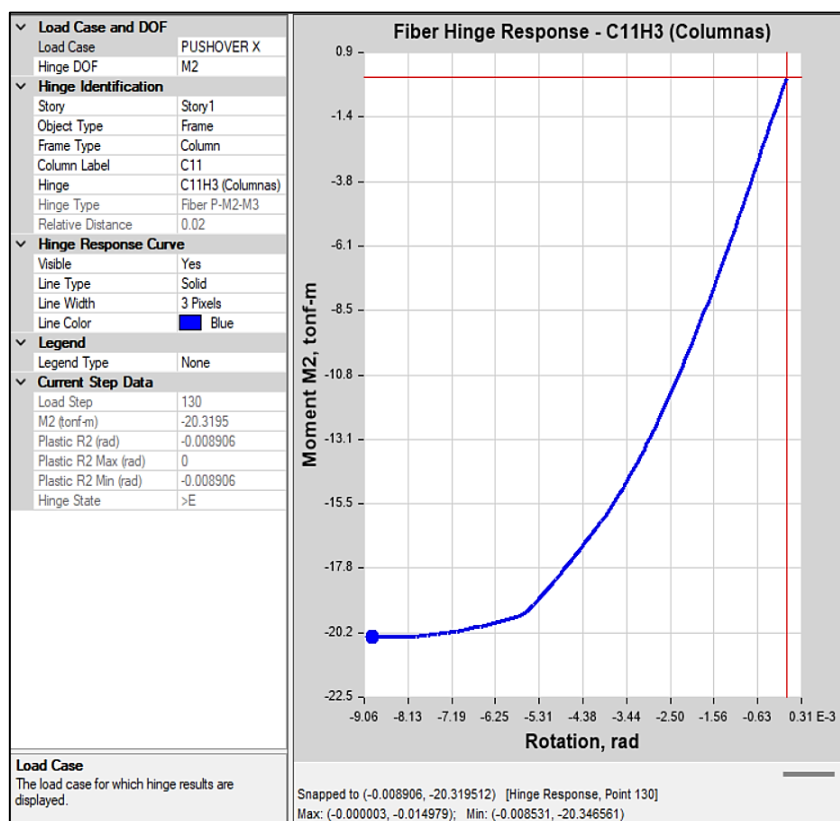
Tabla 71: Parámetros de modelado y criterios de aceptación de la columna 30x45 - módulo A

TIPO DE COMPONENTE			NIVEL DE RENDIMIENTO				
			Primaria			Secundaria	
			IO	LS	SS	LS	SS
Columnas controladas por flexión							
$\frac{P}{A_s f'_c}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.005	0.005	0.010	0.005	0.015

Fuente: Desarrollo propio

- ✓ A través del uso del software ETABS, se determinó que para el step 130, la columna experimenta un colapso con una rotación de 0.009 radianes y un momento de 20.32 toneladas-metro (ver Figura 66). Este valor se encuentra dentro del rango especificado en la Tabla 11-4 del ATC-40, que va desde 0.005 a 0.010 radianes.

Figura 66: Curva momento-rotación de la columna N°11 en el eje X – módulo A



Fuente: Desarrollo propio

- ✓ En relación al módulo A, se ha identificado que en el step 130, cuando la columna alcanza el punto de colapso, se registra un desplazamiento de 0.13 metros en la dirección X, el cual se considera como el desplazamiento de control para la curva de capacidad. En cuanto a la dirección Y, debido a la mayor rigidez de los muros de albañilería confinada en comparación con el eje X, se observa un desplazamiento máximo de 0.049 metros, tal como se muestra en la Figura 67.
- ✓ Para el módulo B, se procedió a evaluar la columna aporricada número 6, la cual está ubicada entre el eje C y el eje 2 y presenta una sección de 30x45. Los mismos procedimientos previamente mencionados se llevaron a cabo en este módulo. De acuerdo con la tabla de la norma ATC-40, se determinó que la columna colapsaría a un ángulo de rotación de 0.010 radianes. Sin embargo, al emplear el software ETABS en el step 139, se obtuvo un ángulo de rotación de 0.009 radianes, acompañado de un momento de 21.003 toneladas-metro. En este mismo step se registró un desplazamiento de control de 0.14 metros en el eje X. En cuanto al eje Y, se obtuvo un desplazamiento de 0.045 metros en la dirección Y (Figura 68).

- ✓ Esta información se obtuvo en relación a un punto cercano al centro de masa del último piso de la edificación, específicamente, se utilizó el punto con etiqueta 33 en el nivel superior para ambos módulos.

Figura 67: Control de desplazamiento del bloque A: a) eje X y b) eje Y

The figure displays two side-by-side screenshots of the 'Load Application Control for Nonlinear Static Analysis' dialog box. Both screenshots have the same layout and options, but with different values for the monitored displacement magnitude and the degree of freedom (DOF).

Screenshot a) (X-axis):

- Load Application Control:** Displacement Control, Quasi-Static (run as time history)
- Control Displacement:** Use Monitored Displacement, Use Conjugate Displacement
- Load to a Monitored Displacement Magnitude of:** 0.13 m
- Monitored Displacement:** DOF/Joint (U1, Story2, 33), Generalized Displacement
- Additional Controlled Displacements:** None
- Quasi-static Parameters:** Time History Type: Nonlinear Direct Integration History; Output Time Step Size: 1 sec; Mass Proportional Damping: 0 1/sec; Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

Screenshot b) (Y-axis):

- Load Application Control:** Displacement Control, Quasi-Static (run as time history)
- Control Displacement:** Use Monitored Displacement, Use Conjugate Displacement
- Load to a Monitored Displacement Magnitude of:** 0.0485 m
- Monitored Displacement:** DOF/Joint (U2, Story2, 33), Generalized Displacement
- Additional Controlled Displacements:** None
- Quasi-static Parameters:** Time History Type: Nonlinear Direct Integration History; Output Time Step Size: 1 sec; Mass Proportional Damping: 0 1/sec; Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

Fuente: Desarrollo propio

Figura 68: Control de desplazamiento del bloque B: a) eje X y b) eje Y

The figure displays two side-by-side screenshots of the 'Load Application Control for Nonlinear Static Analysis' dialog box. Both screenshots have the same layout and options, but with different values for the monitored displacement magnitude and the degree of freedom (DOF).

Screenshot a) (X-axis):

- Load Application Control:** Displacement Control, Quasi-Static (run as time history)
- Control Displacement:** Use Monitored Displacement, Use Conjugate Displacement
- Load to a Monitored Displacement Magnitude of:** 0.14 m
- Monitored Displacement:** DOF/Joint (U1, Story2, 33), Generalized Displacement
- Additional Controlled Displacements:** None
- Quasi-static Parameters:** Time History Type: Nonlinear Direct Integration History; Output Time Step Size: 1 sec; Mass Proportional Damping: 0 1/sec; Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

Screenshot b) (Y-axis):

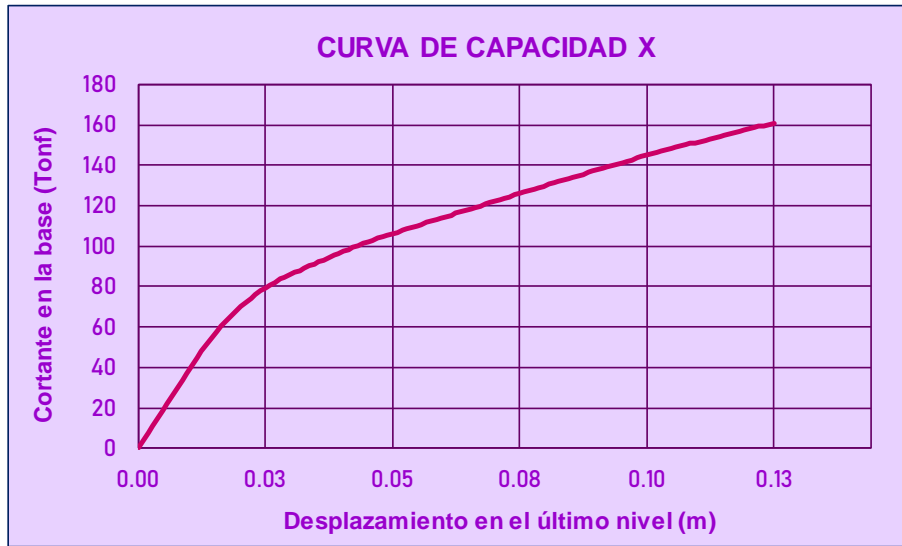
- Load Application Control:** Displacement Control, Quasi-Static (run as time history)
- Control Displacement:** Use Monitored Displacement, Use Conjugate Displacement
- Load to a Monitored Displacement Magnitude of:** 0.045 m
- Monitored Displacement:** DOF/Joint (U2, Story2, 33), Generalized Displacement
- Additional Controlled Displacements:** None
- Quasi-static Parameters:** Time History Type: Nonlinear Direct Integration History; Output Time Step Size: 1 sec; Mass Proportional Damping: 0 1/sec; Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

Fuente: Desarrollo propio

D. Curva de capacidad

En la figura 69 se puede observar que la curva de capacidad en la dirección X del módulo A comienza con una región elástica y luego alcanza una cortante máxima de 160.87 toneladas con un desplazamiento de 0.13 metros.

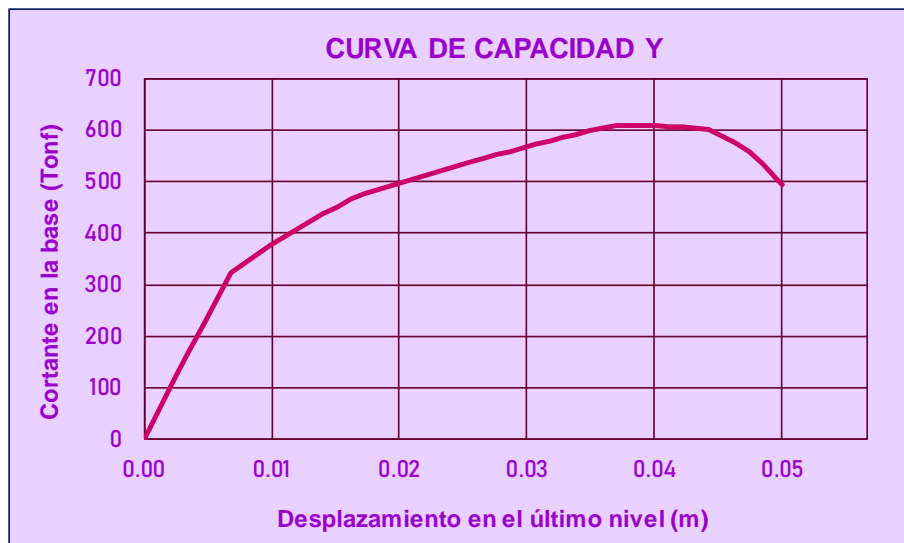
Figura 69: Curva de capacidad de la dirección X del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

En la figura 70, se presenta la representación gráfica de la curva de capacidad en la dirección Y del módulo A. Esta curva inicia de manera lineal, luego experimenta un aumento de resistencia hasta alcanzar una máxima cortante de 608.712 toneladas, acompañado por un desplazamiento de 0.038 metros. Finalmente, la curva culmina con una cortante de 493.597 toneladas y un desplazamiento último de 0.049 metros.

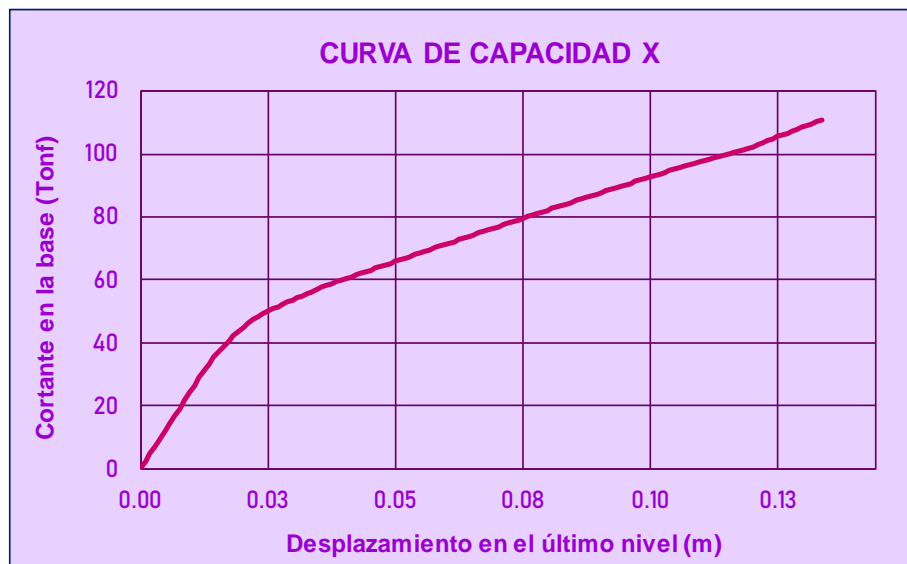
Figura 70: Curva de capacidad de la dirección Y del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

La figura 71 ilustra la curva de capacidad del módulo B en la dirección X. Esta curva comienza de manera gradual y lineal, alcanzando finalmente una cortante máxima de 110.99 toneladas con un desplazamiento de 0.14 metros.

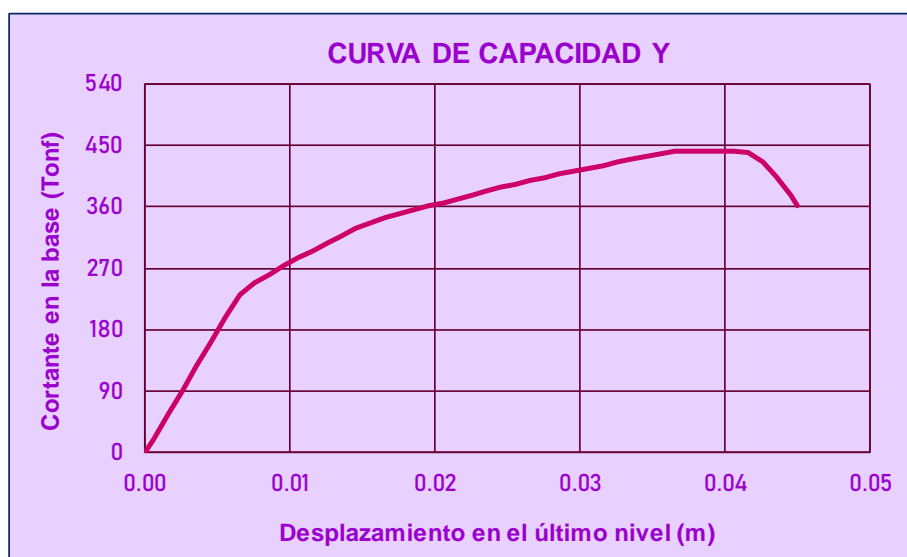
Figura 71: Curva de capacidad de la dirección X del módulo B



Fuente: Desarrollo propio

En la figura 72, podemos observar la representación gráfica de la curva de capacidad en la dirección Y del módulo B. Inicialmente, se presenta una fase lineal, seguida de un aumento gradual en la resistencia hasta alcanzar un pico de 442.682 toneladas con un desplazamiento de 0.039 metros. Finalmente, la curva concluye con una capacidad de carga de 361.226 toneladas y un desplazamiento final de 0.045 metros.

Figura 72: Curva de capacidad de la dirección Y del módulo B



Fuente: Desarrollo propio

De acuerdo a los datos obtenidos de las curvas de capacidad para ambos módulos, se puede afirmar que una estructura compuesta por muros de albañilería exhibe una mayor rigidez, ya que muestra una resistencia significativamente alta a las fuerzas cortantes con desplazamientos mínimos. Por otro lado, una estructura formada por pórticos es más flexible, lo que se traduce en mayores desplazamientos, pero una menor resistencia a las fuerzas cortantes.

E. Punto de desempeño

Utilizando el software ETABS, se determino el punto de desempeño, no obstante, con el fin de efectuar una comparación, se realizó un cálculo empleando el método de coeficientes establecido por la norma ASCE 41-17.

✓ Módulo A - Dirección X-X

Se utiliza la siguiente ecuación para calcular el desplazamiento objetivo:

$$\delta_t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times S_a \times \frac{T_e^2}{4\pi^2} \times g$$

❖ $C_0 = 1.20$

C_0 = Factor de modificación que asocia el desplazamiento del último nivel con varios grados de libertad y el desplazamiento de un sistema estructural con un grado de libertad. Este se obtiene de la siguiente tabla dada por el ASCE 41-17:

Tabla 72: Valores del factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Fuente: ASCE 41-17 (2017)

❖ $a = 60$

a = Factor que está en función al tipo de suelo. Según la tabla 73 para un suelo tipo S3 se obtiene un factor de 60

Tabla 73: Valores del coeficiente “a”

Tipo de perfil	Velocidad promedio de propagación	Promedio (m/s)	Similar en ASCE 41-17
Roca dura (S0)	> 1500 m/s	1500	A
Roca o suelo rígido (S1)	500 a 1500 m/s	1000	B
Suelos intermedios (S2)	180 a 500 m/s	340	C
Suelos blandos (S3)	< 180 m/s	180	D
Condiciones excepcionales (S4)	Acorde al EMS	-	E

a = 130 para clase A y B

a = 90 para clase C

a = 60 para clase D y E

Fuente: ASCE 41-17 (2017)

❖ $T_i = 0.488 \text{ s}$

T_i = Periodo fundamental elástico del análisis espectral

❖ $K_i = 3696.27 \text{ Ton/m}$

K_i = Rigidez lateral elástica de la edificación en la dirección X

❖ $K_e = 3696.27 \text{ Ton/m}$

K_e = Rigidez lateral efectiva obtenida de la curva bilineal

❖ $T_e = T_i \times \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.488 \times \sqrt{\frac{3696.27}{3696.27}} = 0.488 \text{ s}$

T_e = Periodo fundamental efectivo de la edificación en la dirección X

❖ Parámetros sísmicos:

$\text{Factor zona } (Z) = 0.45$

$\text{Factor uso } (U) = 1.5$

$\text{Factor suelo } (S) = 1.1$

$\text{Periodo predominal } (T_p) = 1$

$\text{Periodo local } (T_L) = 1.6$

$\text{Factor de amplificación sísmica } (C) = 2.5$

$\text{Factor de reducción elástico } (R) = 1$

❖ $S_a = \frac{ZUCS}{R} = 0.45 \times 1.5 \times 1.1 \times 2.5/1 = 1.856$

❖ $V_y = 85.1718 \text{ Ton}$

V_y = Limite elástico de la curva bilineal

❖ $W = 396.58 \text{ Ton}$

W = Peso sísmico de la edificación

❖ $C_m = 1$

C_m = Coeficiente de masa participativa. Este se obtiene de la siguiente tabla dada por el ASCE 41-17:

Tabla 74: Valores del coeficiente “ C_m ”

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Fuente: ASCE 41-17 (2017)

$$❖ U_{strng} = \frac{S_a}{V_y/W} \times C_m = \frac{1.856}{85.1718/396.58} \times 1 = 8.6430$$

U_{strng} = Relación entre el límite elástico y la demanda de resistencia elástica

$$❖ C_1 = 1 + \frac{u_{strength}^{-1}}{a \times T_e^2} = 1 + \frac{8.6430-1}{60 \times 0.488^2} = 1.535$$

C_1 = Coeficiente que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el elástico lineal

$$❖ C_2 = 1 + \frac{1}{800} \times \left(\frac{u_{strength}^{-1}}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \times \left(\frac{8.6430-1}{0.488} \right)^2 = 1.307$$

C_2 = Coeficiente de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis

Se obtiene el siguiente desplazamiento para un sismo máximo:

$$\delta_t = 1.20 \times 1.532 \times 1.307 \times 1.856 \times \frac{0.488^2}{4 * \pi^2} \times 9.81 = 0.264 \text{ m}$$

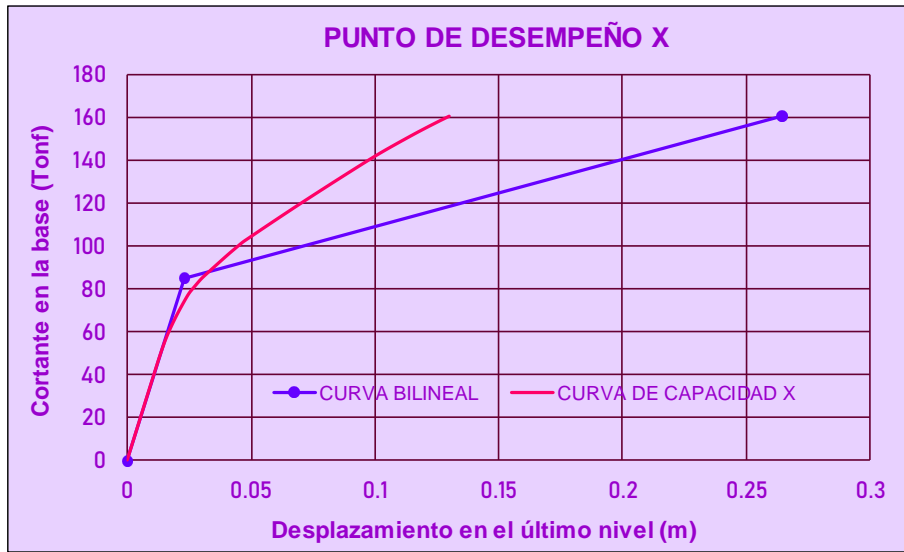
Para el módulo A en la dirección X se obtuvo un punto de desempeño de 0.264 m con una cortante de 160.866 ton.

Tabla 75: Valores de la curva bilineal del módulo A para la dirección X

CALCULADA	
CURVA BILINEAL	
D (m)	V (tn)
0	0
0.023	85.172
0.2644	160.866

Fuente: Desarrollo propio

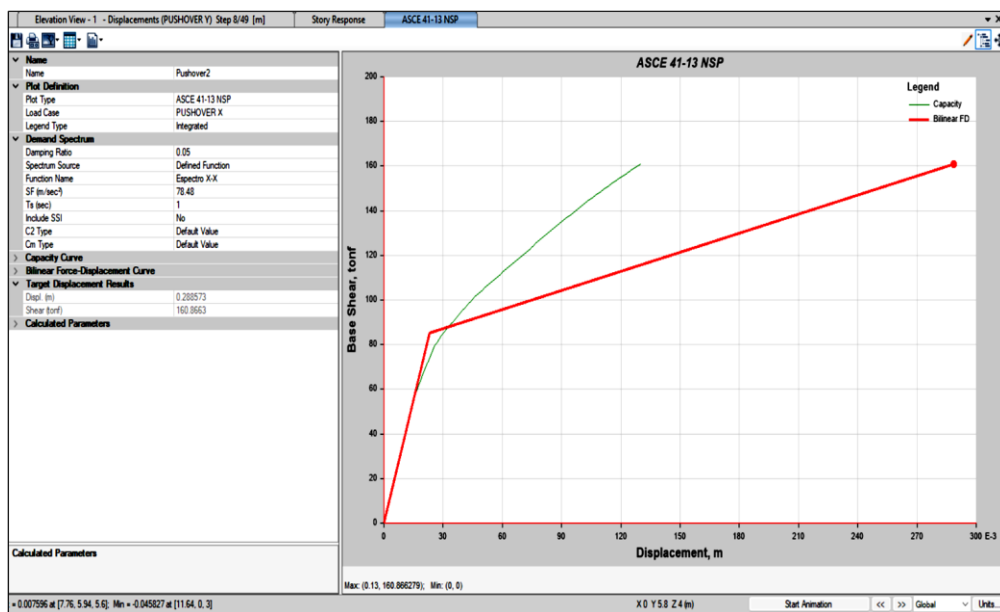
Figura 73: Punto de desempeño del módulo A para la dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Por medio del software ETABS se obtuvo una cortante de 160.866 ton para un punto de desempeño de 0.289 m.

Figura 74: Punto de desempeño del módulo A para la dirección X según el ETABS



Fuente: Desarrollo propio

✓ **Módulo A - Dirección Y-Y**

Se utiliza la siguiente ecuación para calcular el desplazamiento objetivo:

$$\delta_t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times S_a \times \frac{T_e^2}{4\pi^2} \times g$$

$$\diamond C_o = 1.20$$

C_o = Factor de modificación que asocia el desplazamiento del último nivel con varios grados de libertad y el desplazamiento de un sistema estructural con un grado de libertad. Este se obtiene de la tabla 72 dada por el ASCE 41-17.

$$\diamond a = 60$$

a = Factor que está en función al tipo de suelo. Según la tabla 73 para un suelo tipo S3 se obtiene un factor de 60

$$\diamond T_i = 0.132 \text{ s}$$

T_i = Periodo fundamental elástico del análisis espectral

$$\diamond K_i = 49520.55 \text{ Ton/m}$$

K_i = Rigidez lateral elástica de la edificación en la dirección Y

$$\diamond K_e = 49520.55 \text{ Ton/m}$$

K_e = Rigidez lateral efectiva obtenida de la curva bilineal

$$\diamond T_e = T_i \times \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.132 \times \sqrt{\frac{49520.55}{49520.55}} = 0.132 \text{ s}$$

T_e = Periodo fundamental efectivo de la edificación en la dirección Y

\diamond Parámetros sísmicos:

$$\text{Factor zona } (Z) = 0.45$$

$$\text{Factor uso } (U) = 1.5$$

$$\text{Factor suelo } (S) = 1.1$$

$$\text{Periodo predominal } (T_p) = 1$$

$$\text{Periodo local } (T_L) = 1.6$$

$$\text{Factor de amplificación sísmica } (C) = 2.5$$

$$\text{Factor de reducción elástico } (R) = 1$$

$$\diamond S_a = \frac{ZUCS}{R} = 0.45 \times 1.5 \times 1.1 \times 2.5/1 = 1.856$$

$$\diamond V_y = 335.89 \text{ Ton}$$

V_y = Limite elástico de la curva bilineal

$$\diamond W = 396.58 \text{ Ton}$$

W = Peso sísmico de la edificación

$$\diamond C_m = 1$$

C_m = Coeficiente de masa participativa. Este se obtiene de la tabla 74 dada por el ASCE 41-17.

$$\diamond U_{strng} = \frac{S_a}{V_y/W} \times C_m = \frac{1.856}{335.89/396.58} \times 1 = 2.1916$$

U_{strng} = Relación entre el límite elástico y la demanda de resistencia elástica

$$\diamond C_1 = 1 + \frac{u_{strength-1}}{a \times T_e^2} = 1 + \frac{2.1916-1}{60 \times 0.132^2} = 1.464$$

C_1 = Coeficiente que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el elástico lineal

$$\diamond C_2 = 1 + \frac{1}{800} \times \left(\frac{u_{strength-1}}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \times \left(\frac{2.1916-1}{0.132} \right)^2 = 1.102$$

C_2 = Coeficiente de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis

Se obtiene el siguiente desplazamiento para un sismo máximo:

$$\delta_t = 1.20 \times 1.464 \times 1.102 \times 1.856 \times \frac{0.132^2}{4 * \pi^2} \times 9.81 = 0.0156 \text{ m}$$

Para el módulo A en la dirección Y se obtuvo un punto de desempeño de 0.0156 m con una cortante de 464.956 ton.

Tabla 76: Valores de la curva bilineal del módulo A para la dirección Y

CALCULADA	
CURVA BILINEAL	
D (m)	V (tn)
0	0
0.007	328.948
0.01555	464.956

Fuente: Desarrollo propio

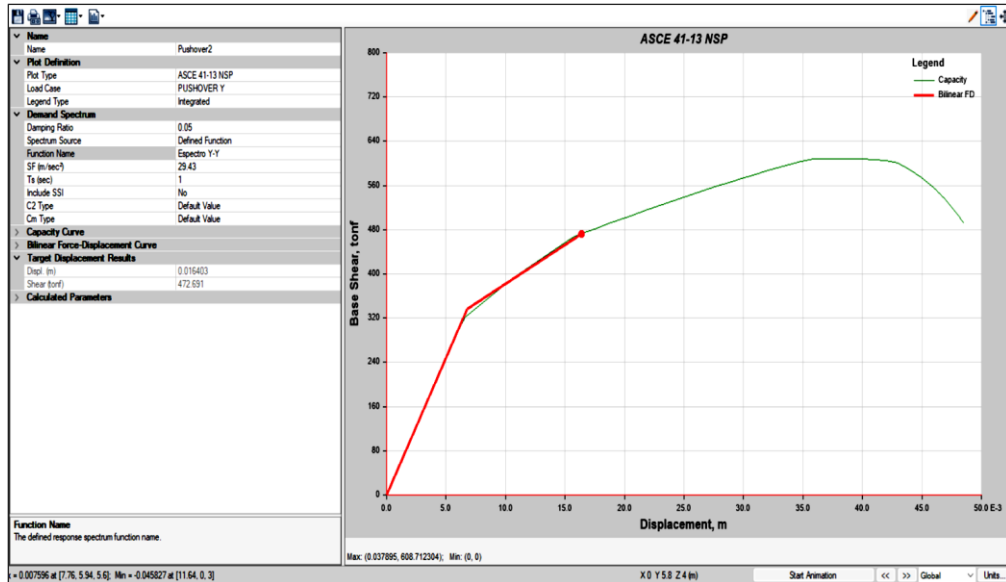
Figura 75: Punto de desempeño del módulo A para la dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

Por medio del software ETABS se obtuvo una cortante de 472.691 ton para un punto de desempeño de 0.016 m.

Figura 76: Punto de desempeño del módulo A para la dirección Y según el ETABS



Fuente: Desarrollo propio

✓ Módulo B - Dirección X-X

Se utiliza la siguiente ecuación para calcular el desplazamiento objetivo:

$$\delta_t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times S_a \times \frac{T_e^2}{4\pi^2} \times g$$

❖ $C_0 = 1.20$

C_0 = Factor de modificación que asocia el desplazamiento del último nivel con varios grados de libertad y el desplazamiento de un sistema estructural con un grado de libertad. Este se obtiene de la tabla 72 dada por el ASCE 41-17.

❖ $a = 60$

a = Factor que está en función al tipo de suelo. Según la tabla 73 para un suelo tipo S3 se obtiene un factor de 60

❖ $T_i = 0.532 \text{ s}$

T_i = Periodo fundamental elástico del análisis espectral

❖ $K_i = 2399.99 \text{ Ton/m}$

K_i = Rigidez lateral elástica de la edificación en la dirección X

❖ $K_e = 2399.99 \text{ Ton/m}$

K_e = Rigidez lateral efectiva obtenida de la curva bilineal

$$\diamond T_e = T_i \times \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.532 \times \sqrt{\frac{2399.99}{2399.99}} = 0.532 \text{ s}$$

T_e = Periodo fundamental efectivo de la edificación en la dirección X

❖ Parámetros sísmicos:

$$\text{Factor zona } (Z) = 0.45$$

$$\text{Factor uso } (U) = 1.5$$

$$\text{Factor suelo } (S) = 1.1$$

$$\text{Periodo predominal } (T_p) = 1$$

$$\text{Periodo local } (T_L) = 1.6$$

$$\text{Factor de amplificación sísmica } (C) = 2.5$$

$$\text{Factor de reducción elástico } (R) = 1$$

$$\diamond Sa = \frac{ZUCS}{R} = 0.45 \times 1.5 \times 1.1 \times 2.5/1 = 1.856$$

$$\diamond Vy = 48.12 \text{ Ton}$$

Vy = Limite elástico de la curva bilineal

$$\diamond W = 293.05 \text{ Ton}$$

W = Peso sísmico de la edificación

$$\diamond Cm = 1$$

Cm = Coeficiente de masa participativa. Este se obtiene de la tabla 74 dada por el ASCE 41-17.

$$\diamond Ustrng = \frac{Sa}{Vy/W} \times Cm = \frac{1.856}{48.12/293.05} \times 1 = 11.3050$$

$Ustrng$ = Relación entre el limite elástico y la demanda de resistencia elástica

$$\diamond C_1 = 1 + \frac{ustrng^{-1}}{a \times T_e^2} = 1 + \frac{11.3050-1}{60 \times 0.532^2} = 1.607$$

C_1 = Coeficiente que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el elástico lineal

$$\diamond C_2 = 1 + \frac{1}{800} \times \left(\frac{ustrng^{-1}}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \times \left(\frac{11.3050-1}{0.532} \right)^2 = 1.469$$

C_2 = Coeficiente de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis

Se obtiene el siguiente desplazamiento para un sismo máximo:

$$\delta_t = 1.20 \times 1.607 \times 1.469 \times 1.856 \times \frac{0.532^2}{4 * \pi^2} \times 9.81 = 0.3698 \text{ m}$$

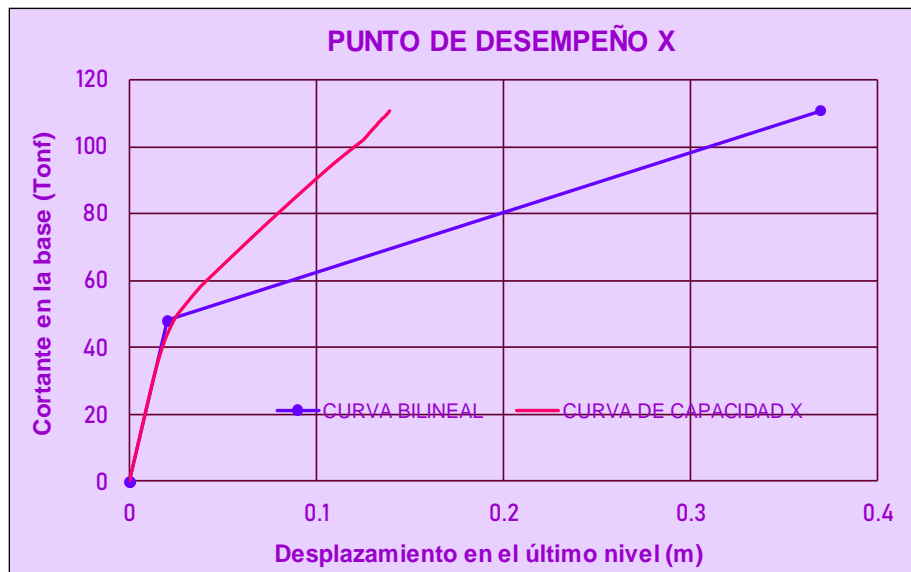
Para el módulo B en la dirección X se obtuvo un punto de desempeño de 0.3698 m con una cortante de 110.986 ton.

Tabla 77: Valores de la curva bilineal del módulo B para la dirección X

CALCULADA	
CURVA BILINEAL	
D (m)	V (tn)
0	0
0.020	48.119
0.3698	110.986

Fuente: Desarrollo propio

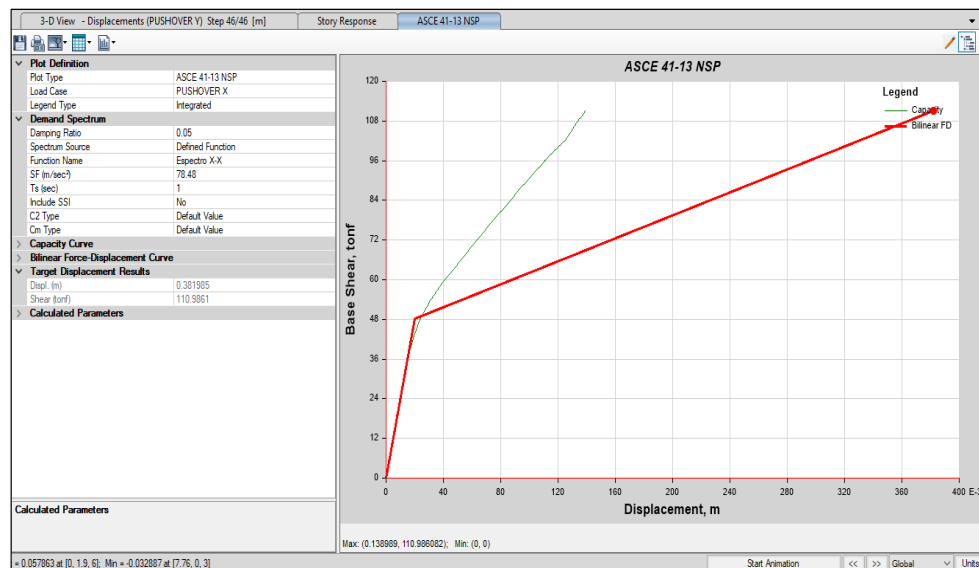
Figura 77: Punto de desempeño del módulo B para la dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Por medio del software ETABS se obtuvo una cortante de 110.986 ton para un punto de desempeño de 0.38 m.

Figura 78: Punto de desempeño del módulo B para la dirección X según el ETABS



Fuente: Desarrollo propio

✓ **Módulo B - Dirección Y-Y**

Se utiliza la siguiente ecuación para calcular el desplazamiento objetivo:

$$\delta_t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times S_a \times \frac{T_e^2}{4\pi^2} \times g$$

❖ $C_0 = 1.20$

C_0 = Factor de modificación que asocia el desplazamiento del último nivel con varios grados de libertad y el desplazamiento de un sistema estructural con un grado de libertad. Este se obtiene de la tabla 72 dada por el ASCE 41-17.

❖ $a = 60$

a = Factor que está en función al tipo de suelo. Según la tabla 73 para un suelo tipo S3 se obtiene un factor de 60.

❖ $T_i = 0.136 \text{ s}$

T_i = Periodo fundamental elástico del análisis espectral

❖ $K_i = 35676.32 \text{ Ton/m}$

K_i = Rigidez lateral elástica de la edificación en la dirección Y

❖ $K_e = 35676.32 \text{ Ton/m}$

K_e = Rigidez lateral efectiva obtenida de la curva bilineal

❖ $T_e = T_i \times \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.136 \times \sqrt{\frac{35676.32}{35676.32}} = 0.136 \text{ s}$

T_e = Periodo fundamental efectivo de la edificación en la dirección Y

❖ Parámetros sísmicos:

Factor zona (Z) = 0.45

Factor uso (U) = 1.5

Factor suelo (S) = 1.1

Periodo predominal (Tp) = 1

Periodo local (TL) = 1.6

Factor de amplificación sísmica (C) = 2.5

Factor de reducción elástico (R) = 1

❖ $S_a = \frac{ZUCS}{R} = 0.45 \times 1.5 \times 1.1 \times 2.5/1 = 1.856$

❖ $V_y = 250.09 \text{ Ton}$

V_y = Limite elástico de la curva bilineal

$$\diamond W = 293.05 \text{ Ton}$$

W = Peso sísmico de la edificación

$$\diamond C_m = 1$$

C_m = Coeficiente de masa participativa. Este se obtiene de la tabla 74 dada por el ASCE 41-17.

$$\diamond U_{strng} = \frac{S_a}{V_y/W} \times C_m = \frac{1.856}{250.09/293.05} \times 1 = 2.1751$$

U_{strng} = Relación entre el límite elástico y la demanda de resistencia elástica

$$\diamond C_1 = 1 + \frac{u_{strength}^{-1}}{a \times T_e^2} = 1 + \frac{2.1751-1}{60 \times 0.136^2} = 1.456$$

C_1 = Coeficiente que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el elástico lineal

$$\diamond C_2 = 1 + \frac{1}{800} \times \left(\frac{u_{strength}^{-1}}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \times \left(\frac{2.1751-1}{0.136} \right)^2 = 1.093$$

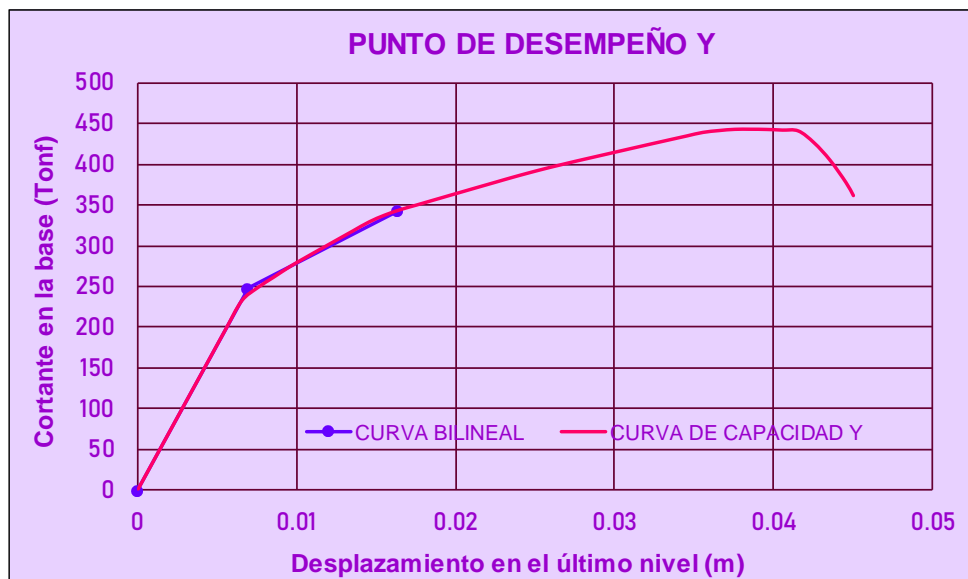
C_2 = Coeficiente de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis

Se obtiene el siguiente desplazamiento para un sismo máximo:

$$\delta_t = 1.20 \times 1.456 \times 1.093 \times 1.856 \times \frac{0.136^2}{4 * \pi^2} \times 9.81 = 0.0163 \text{ m}$$

Para el módulo B en la dirección Y se obtuvo un punto de desempeño de 0.0163 m con una cortante de 342.487 ton.

Figura 79: Punto de desempeño del módulo B para la dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

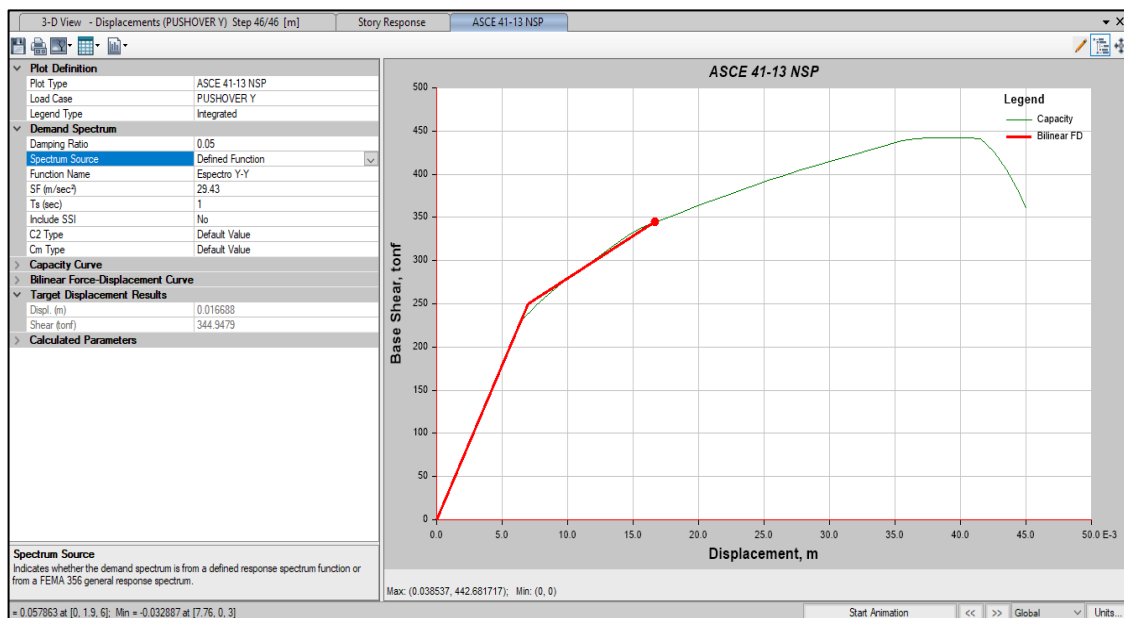
Tabla 78: Valores de la curva bilineal del módulo B para la dirección Y

CALCULADA	
CURVA BILINEAL	
D (m)	V (tn)
0	0
0.007	248.141
0.01630	342.487

Fuente: Desarrollo propio

Por medio del software ETABS se obtuvo una cortante de 344.948 ton para un punto de desempeño de 0.017 m.

Figura 80: Punto de desempeño del módulo B para la dirección Y según el ETABS



Fuente: Desarrollo propio

F. Evaluación del desempeño sísmico

Para evaluar el desempeño sísmico de los módulos A y B, se empleó la metodología propuesta por el comité Visión 2000 del SEAOC. Este comité estableció un nivel de daño que determina cómo las estructuras se ven afectadas por un evento sísmico. Para realizar esta evaluación, la curva de capacidad se divide en cinco sectores en función al desplazamiento inelástico (ΔP) de la estructura, el cual se determina a partir del punto de fluencia efectiva (FE) obtenido de la curva bilineal.

En el caso del módulo A, en el eje X, el punto de fluencia tiene un desplazamiento de 0.023 metros con una cortante de 85.172 toneladas, mientras que en el eje Y, tiene un desplazamiento de 0.015 metros con una cortante de 605.544 toneladas. En cuanto al módulo B, en el eje X, su punto de fluencia tiene un desplazamiento de 0.020 metros y tiene una cortante de 48.119 toneladas, mientras que en el eje Y, se registra un desplazamiento de 0.013 metros con una cortante de 422.755 toneladas. Cada sector de la curva representa un nivel de desempeño, que incluye las categorías de operacional, funcional, seguridad de vida, pre-colapso y colapso.

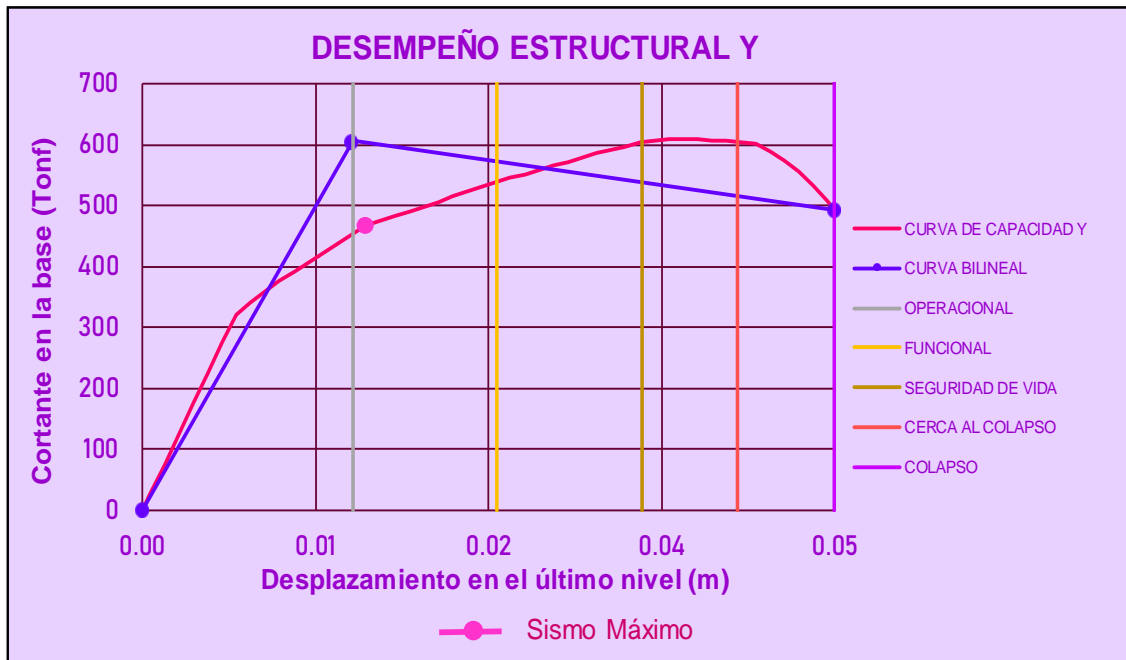
En el contexto de un centro educativo, es esencial cumplir con un nivel de desempeño de resguardo de vidas en ambas direcciones durante un sismo máximo, según lo recomienda la norma E.030. Sin embargo, al observar la Figura 81, se puede apreciar que el módulo A, en su coordenada X, alcanza un nivel de colapso con un desplazamiento de 0.2644 metros y una cortante de 160.8663 toneladas, mientras que en su coordenada Y, logra un desempeño funcional con un desplazamiento de 0.0156 metros y una cortante de 464.956 toneladas (ver Figura 82).

Figura 81: Desempeño sísmico del módulo A en la dirección X



Fuente: Desarrollo propio

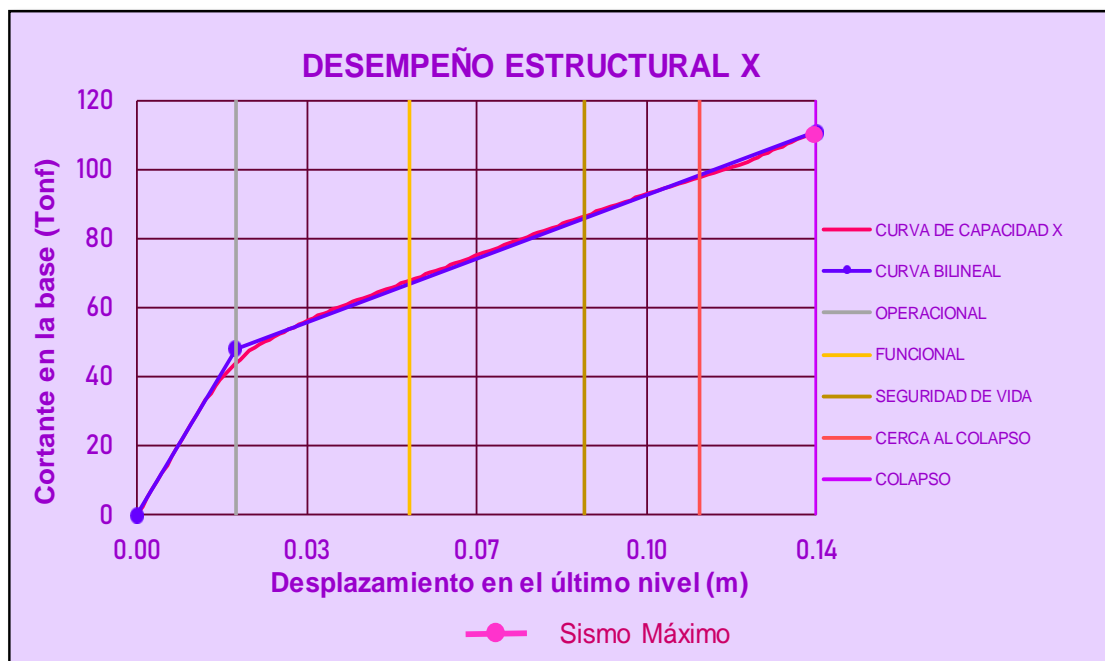
Figura 82: Desempeño sísmico del módulo A en la dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

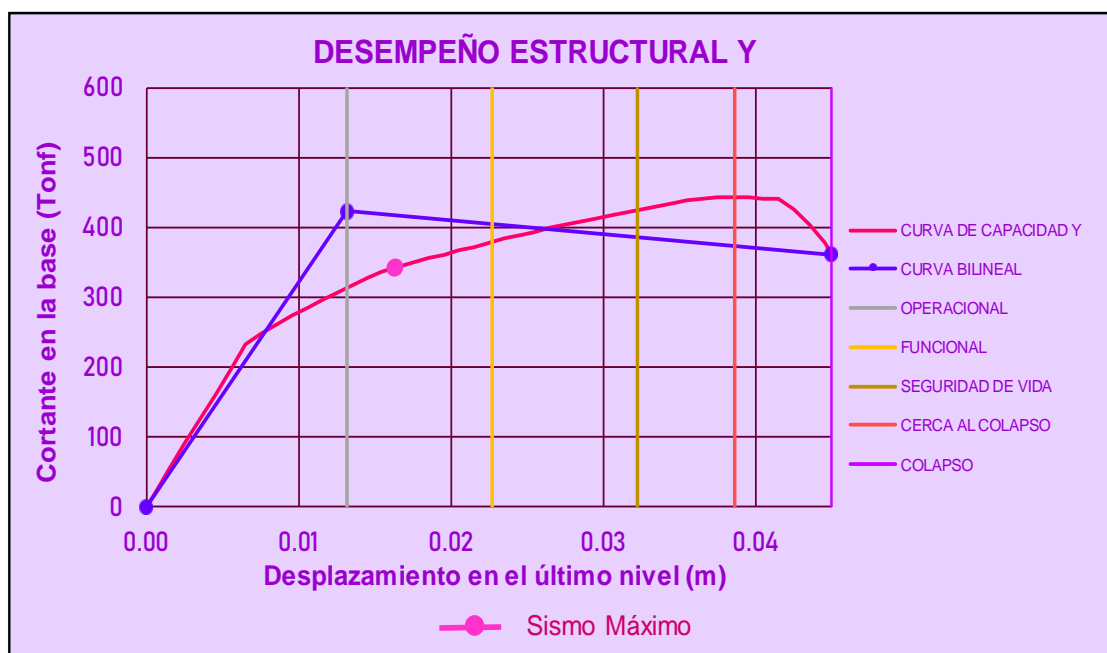
En el caso del módulo B, se obtiene un desempeño similar en ambas direcciones. En su eje X, presenta un desplazamiento de 0.3698 metros con una cortante de 110.986 toneladas (Figura 83), mientras que en su eje Y, registra un desplazamiento de 0.0163 metros con una cortante de 342.4867 toneladas (Figura 84).

Figura 83: Desempeño sísmico del módulo B en la dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Figura 84: Desempeño sísmico del módulo B en la dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

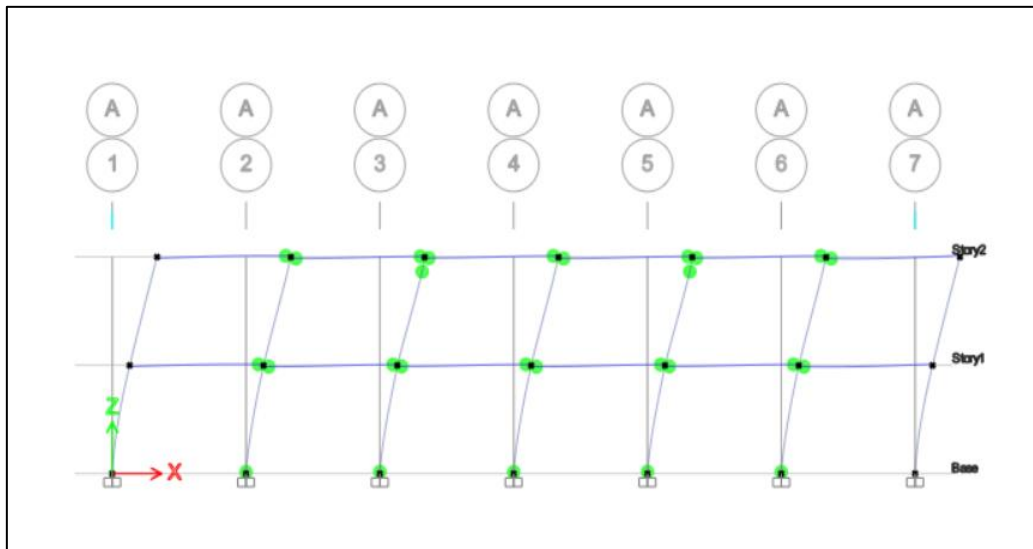
Ambos bloques experimentaron un colapso en su desempeño, lo que implica que la mayoría de sus componentes estructurales y no estructurales han experimentado fallas debido a la pérdida de rigidez y resistencia. Esto significa que no se cumplen los requisitos de la Norma en la dirección X. Por otro lado, en la dirección Y, se observa un desempeño funcional, con daños leves en elementos estructurales y no estructurales. En consecuencia, es esencial llevar a cabo un refuerzo estructural en la dirección X de ambos módulos para mejorar su capacidad sísmica y cumplir con los estándares de la Norma E.030.

G. Mecanismo de falla

✚ Módulo A

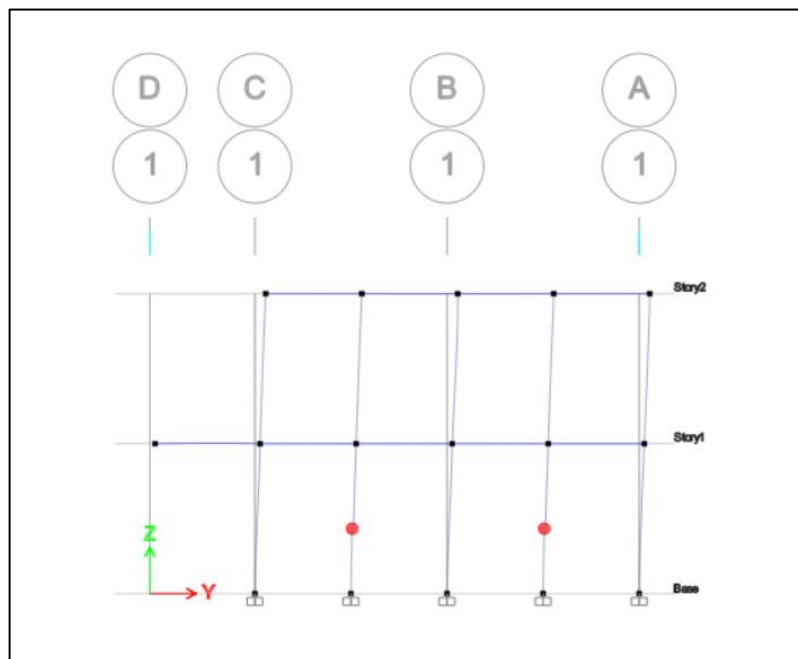
Por medio del análisis estático no lineal se evaluaron las primeras rotulaciones en los elementos estructurales. En la dirección X, se observó que las vigas estructurales comenzaron a desarrollar rótulas a un desplazamiento de 0.094 metros y una cortante de 137.819 toneladas. Posteriormente, se identificaron rótulas en la mayoría de las columnas a un desplazamiento de 0.13 metros y una cortante de 160.87 toneladas, lo que indica la formación de un mecanismo de columna fuerte y viga débil. En cuanto a la dirección Y, los muros comenzaron a fallar a un desplazamiento de 0.0071 metros y una cortante de 321.76 toneladas. Todo esto se puede visualizar en las figuras 85 y 86.

Figura 85: Generación de rótulas en la dirección X del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 86: Generación de rótulas en la dirección Y del módulo A



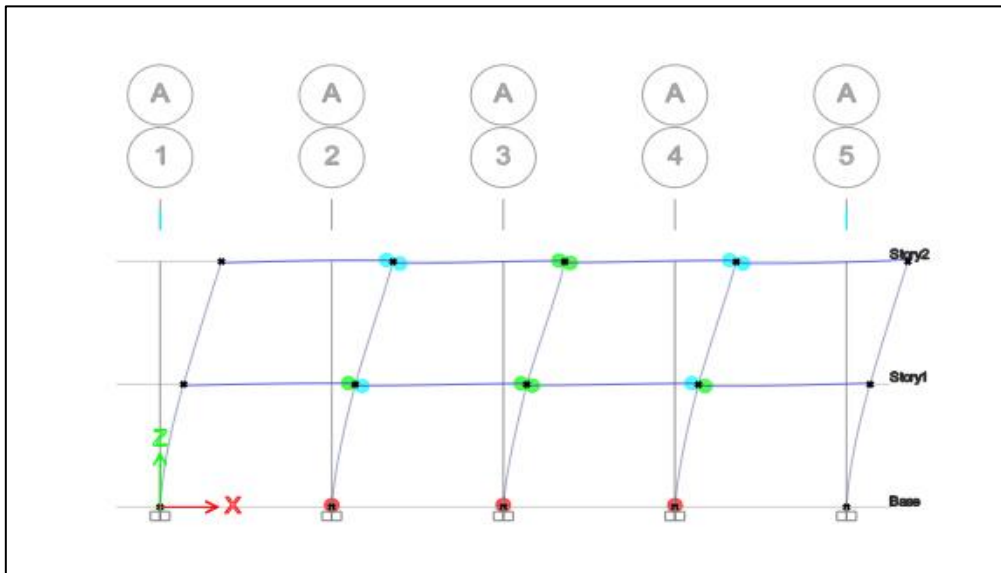
Fuente: Desarrollo propio

✚ Módulo B

Por medio del análisis estático no lineal se evaluaron las primeras rotulaciones en los elementos estructurales. En la dirección X, se observó que las vigas estructurales comenzaron a desarrollar rótulas a un desplazamiento de 0.1024 metros y una cortante de 95.98 toneladas. Posteriormente, se identificaron rótulas en la mayoría de las columnas llegando al colapso a un desplazamiento de 0.1395 metros y una

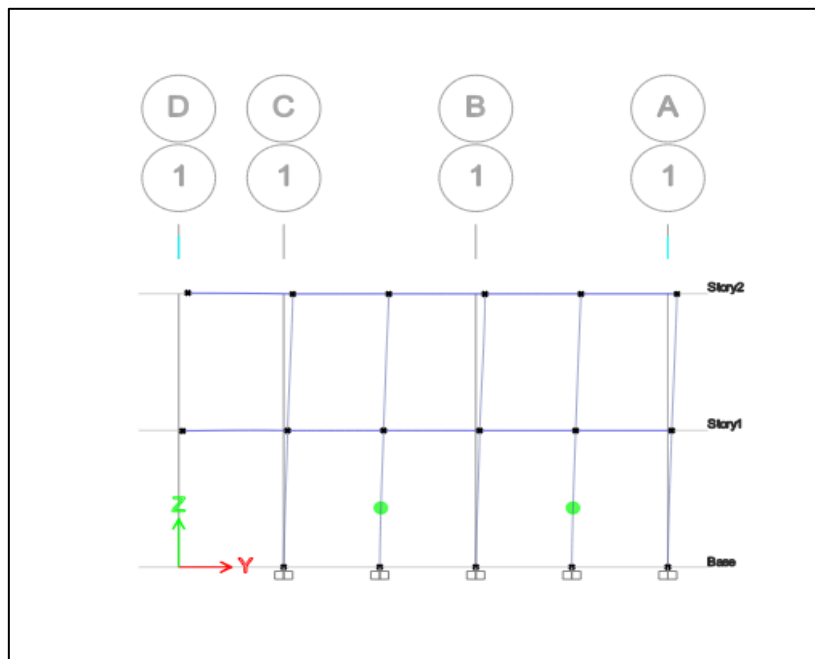
cortante de 110.99 toneladas, lo que indica la formación de un mecanismo de columna fuerte y viga débil. En cuanto a la dirección Y, los muros comenzaron a fallar a un desplazamiento de 0.0073 metros y una cortante de 231.93 toneladas. Todo esto se puede visualizar en las figuras 87 y 88.

Figura 87: Generación de rótulas en la dirección X del módulo B



Fuente: Desarrollo propio

Figura 88: Generación de rótulas en la dirección Y del módulo B



Fuente: Desarrollo propio

- Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia

A. Registros sísmicos

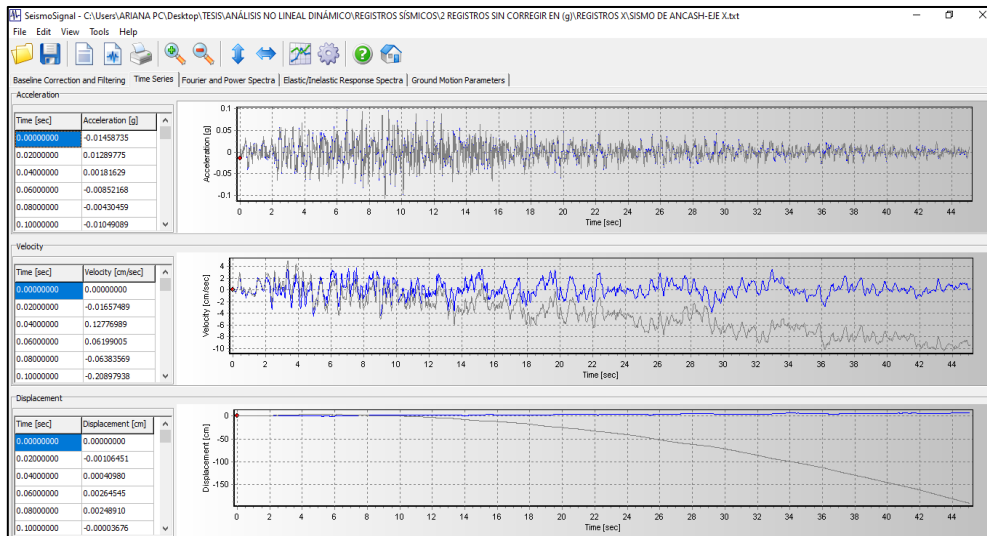
Para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal, la normativa establece la necesidad de emplear al menos tres registros sísmicos en dos direcciones. En el contexto de esta investigación, se optó por seleccionar los sismos críticos que tuvieron lugar en Perú, los cuales fueron obtenidos desde la plataforma del CISMID. Estos eventos son los siguientes:

- Terremoto de Ancash (1970), registró una magnitud de 6.6Mb, con coordenadas geográficas de 9.36 de latitud y 78.87 de longitud, además de alcanzar una profundidad de 64 kilómetros. En cuanto a las aceleraciones del suelo, se observaron valores máximos de 105.05 cm/s² en la coordenada Norte-Sur y de 97.81 cm/s² en la coordenada Este-Oeste.
- Terremoto de Arequipa (2001), registró una magnitud de 6.9Mb, con coordenadas geográficas de 16.08 de latitud y 73.77 de longitud, además de alcanzar una profundidad de 33 kilómetros. En cuanto a las aceleraciones del suelo, se observaron valores máximos de 219.99 cm/s² en la coordenada Norte-Sur y de 295.15 cm/s² en la coordenada Este-Oeste.
- Terremoto de Pisco (2007), registró una magnitud de 7.9Mw, con coordenadas geográficas de 13.67 de latitud y 76.76 de longitud, además de alcanzar una profundidad de 40 kilómetros. En cuanto a las aceleraciones del suelo, se observaron valores máximos de 46.89 cm/s² en la coordenada Norte-Sur y de 73.89 cm/s² en la coordenada Este-Oeste.

B. Corrección de registros sísmicos

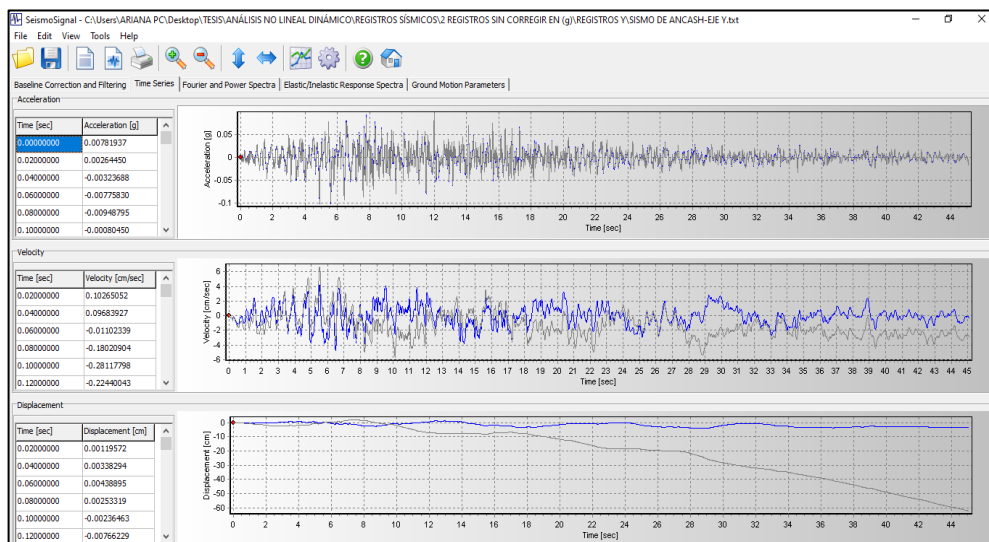
Se llevó a cabo una corrección por línea base y filtrado de vibraciones y ruidos externos de los tres registros sísmicos mediante el software SeismoSignal. Esto implicó la conversión de las aceleraciones en ambas direcciones a unidades “g” antes de introducirlas en el programa. En las figuras 89 y 90, se observa la corrección aplicada al sismo de Ancash en ambas direcciones, la cual se realizó a los demás registros sísmicos.

Figura 89: Corrección del sismo de Ancash en la dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Figura 90: Corrección del sismo de Ancash en la dirección Y



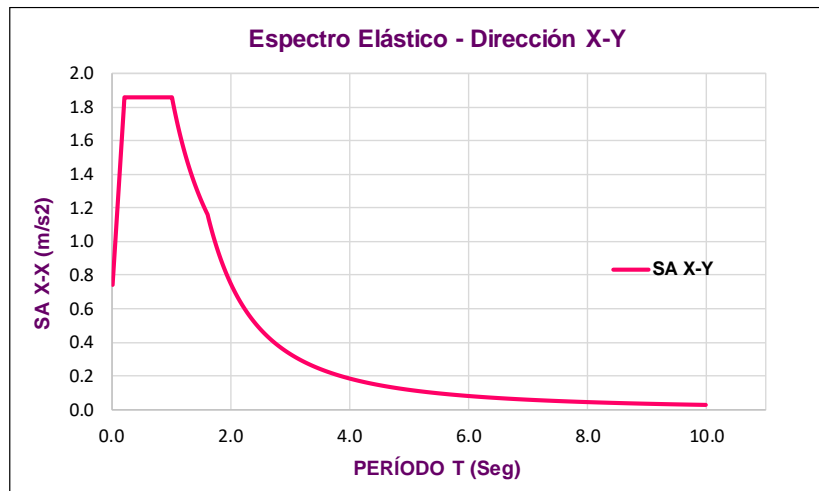
Fuente: Desarrollo propio

C. Escalamiento y compatibilización de registros sísmicos

Los registros sísmicos fueron ajustados mediante un proceso de escalamiento, el cual implicó el cálculo de un factor de escalamiento en cada dirección. Este factor se determinó considerando varios parámetros, como los factores de zona (Z), suelo (S), uso (U) y la máxima aceleración de cada eje en unidades "g". Cada valor de aceleración registrado se multiplicó por este factor de escalamiento.

Posteriormente, las aceleraciones escaladas se ingresaron en el software SeismoMatch. En este proceso, también se introdujo un espectro elástico con un coeficiente de reducción (R) igual a 1, como se muestra en la figura 91.

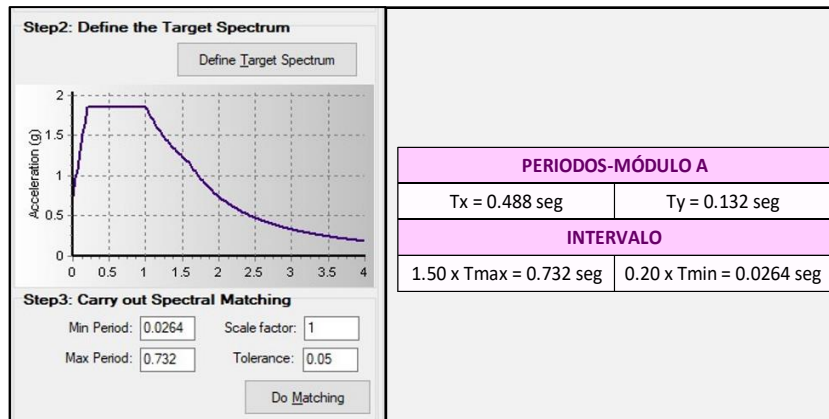
Figura 91: Espectro elástico para la dirección X e Y



Fuente: Desarrollo propio

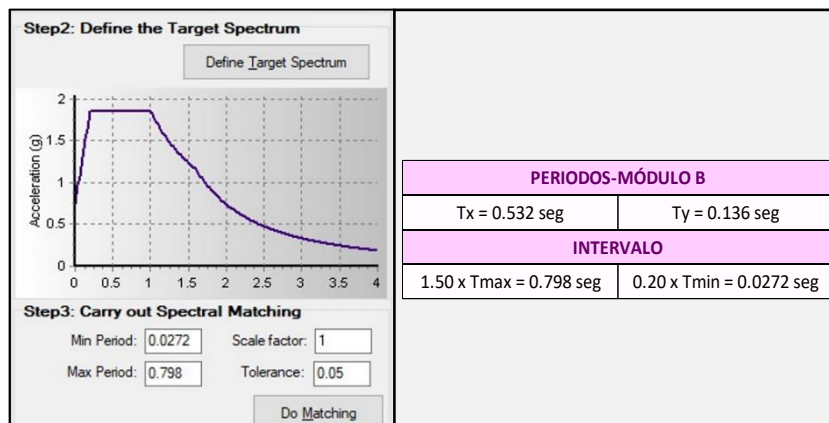
La norma E.030 y el ASCE 41-17 definen un rango de niveles de peligro en base a los periodos fundamentales de la dirección X e Y, el cual es: $[0.2T_{min} - 1.5T_{max}]$, por medio de este rango se realizó un nuevo escalamiento y se compatibilizaron los acelerogramas. A continuación, se muestran los rangos que se consideraron para el módulo A y B.

Figura 92: Periodos para los ZUS compatibles – Módulo A



Fuente: Desarrollo propio

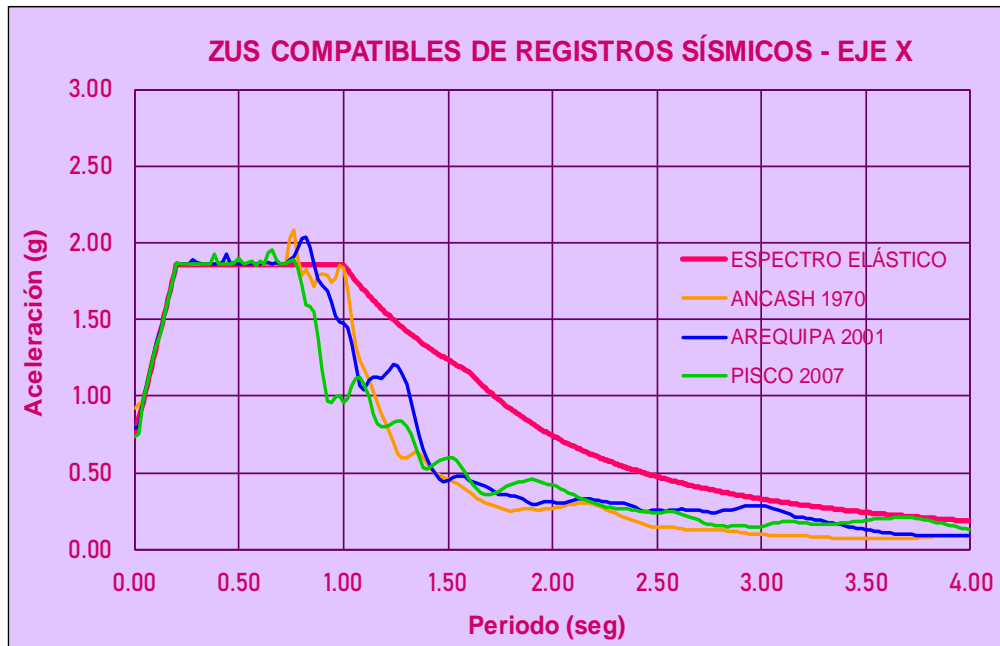
Figura 93: Periodos para los ZUS compatibles – Módulo B



Fuente: Desarrollo propio

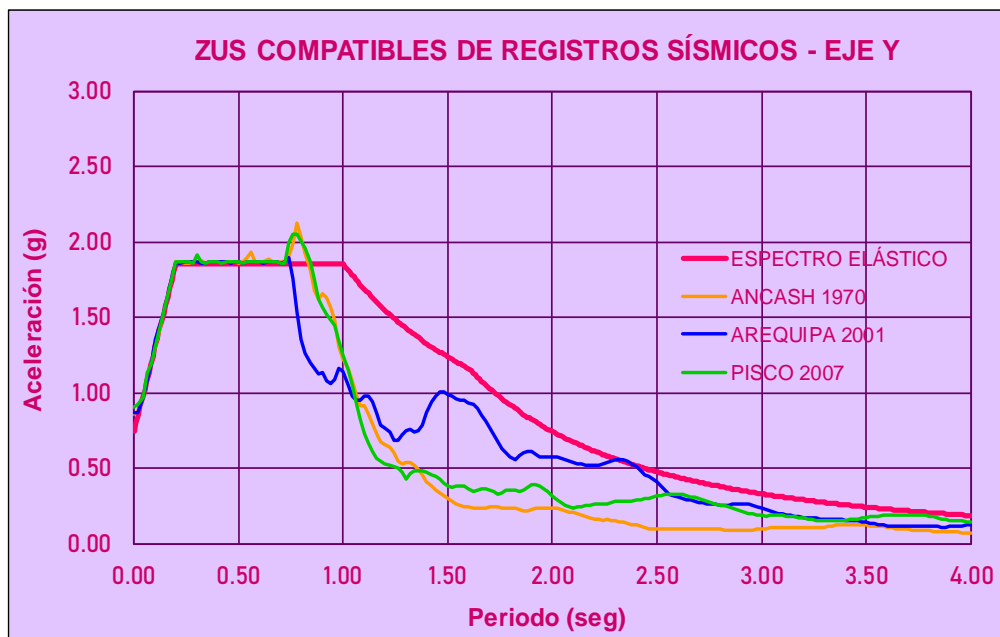
Posteriormente se obtuvieron los ZUS compatibles de registros sísmicos en ambas direcciones que cumplen con los rangos establecidos. Esto se aprecia en las figuras 94 y 95 con respecto al módulo A, mientras que las figuras 96 y 97 muestran los del módulo B.

Figura 94: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección X - módulo A



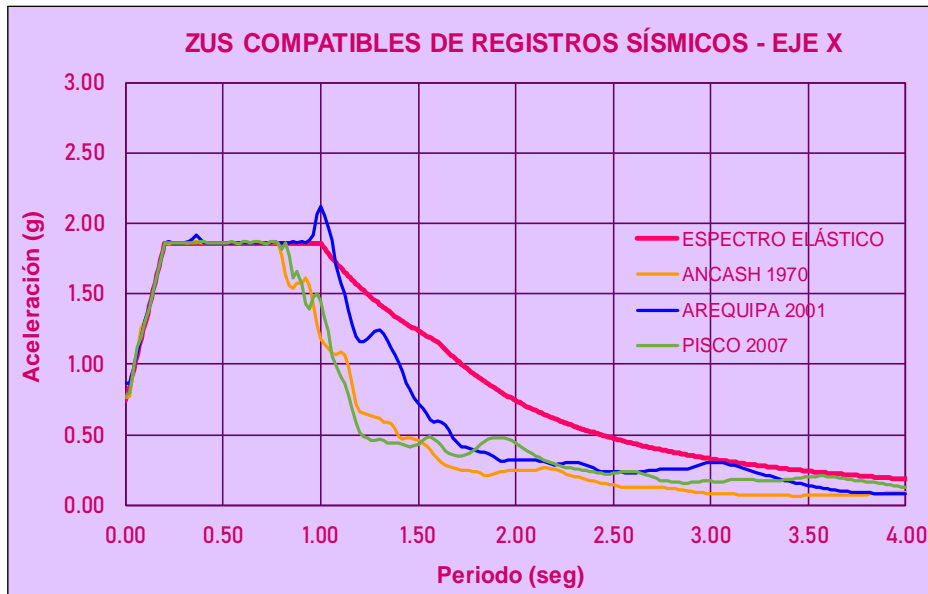
Fuente: Desarrollo propio

Figura 95: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección Y - módulo A



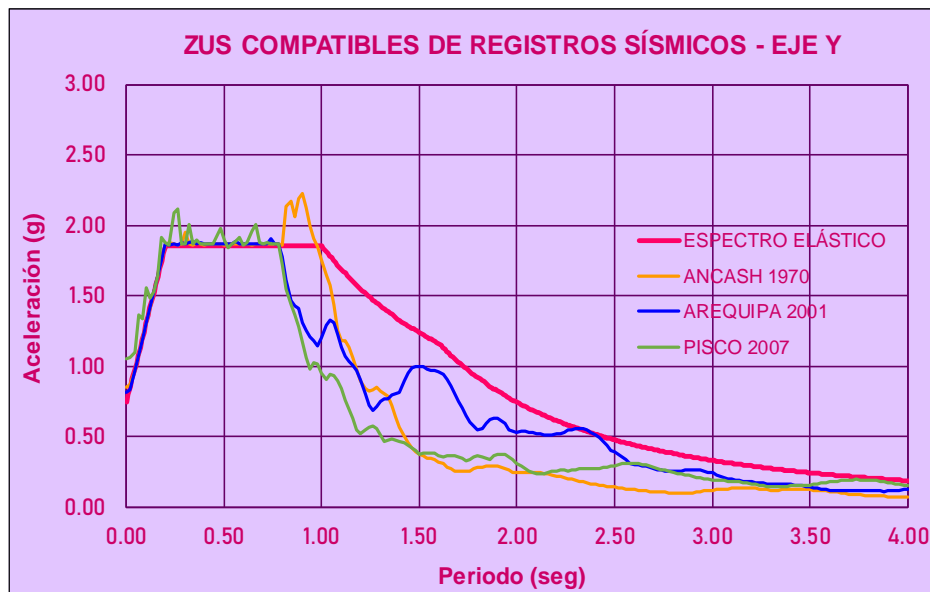
Fuente: Desarrollo propio

Figura 96: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección X - módulo B



Fuente: Desarrollo propio

Figura 97: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección Y – módulo B

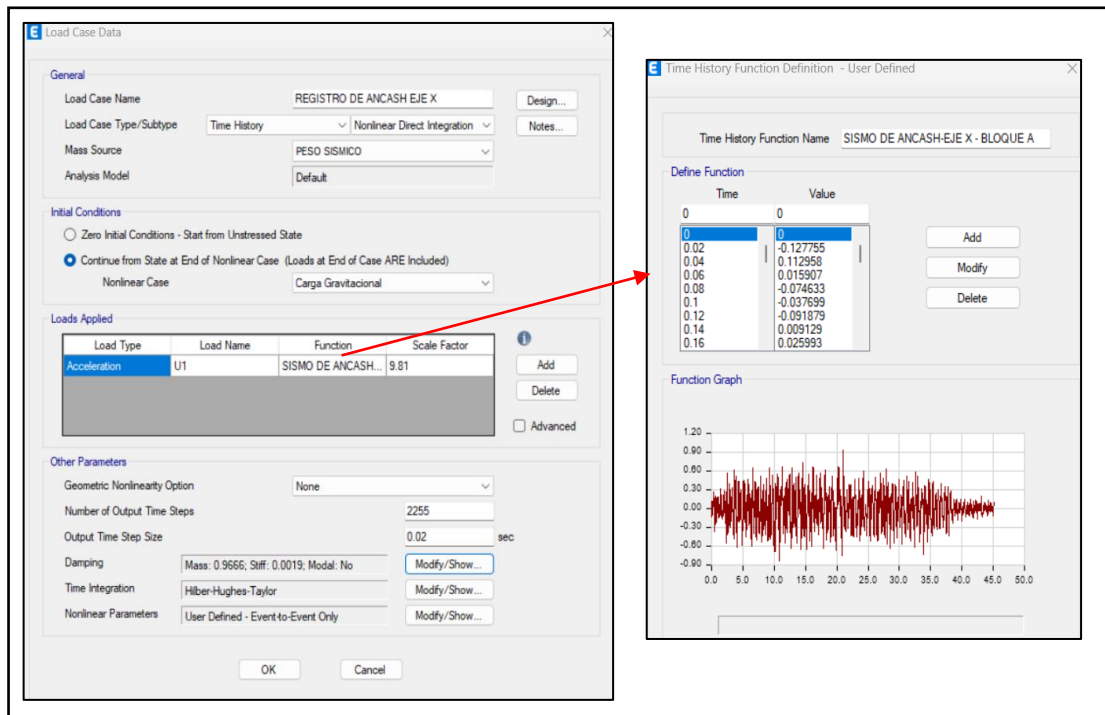


Fuente: Desarrollo propio

D. Carga gravitacional

Para este análisis por medio del programa ETABS, se debe introducir un caso de carga gravitacional, que consiste en la combinación del 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva, ya que se trata de una estructura esencial. Luego, se procede a ingresar los registros sísmicos los cuales se encuentran relacionados con la carga gravitacional. Finalmente, se obtienen los desplazamientos, las derivas de entrepiso y los cortantes basales para cada uno de estos registros.

Figura 98: Asignación de registro sísmico por medio del software ETABS

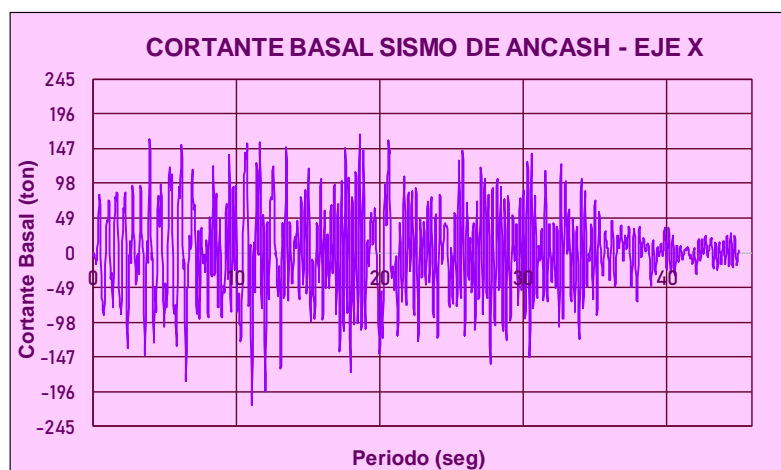


Fuente: Desarrollo propio

E. Resultados del análisis dinámico no lineal

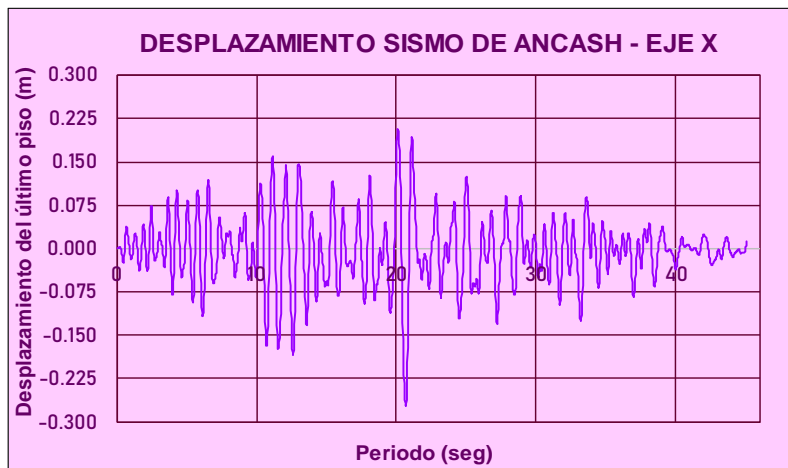
- **Módulo A**
- ① **Sismo de Ancash**
 - **Dirección X**

Figura 99: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

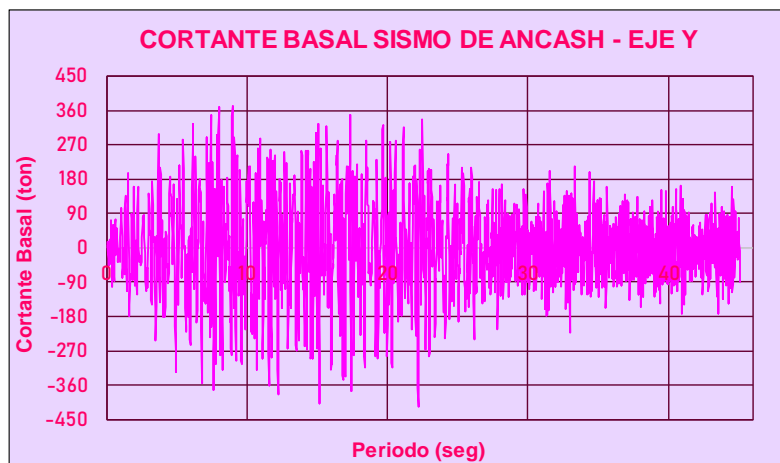
Figura 100: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

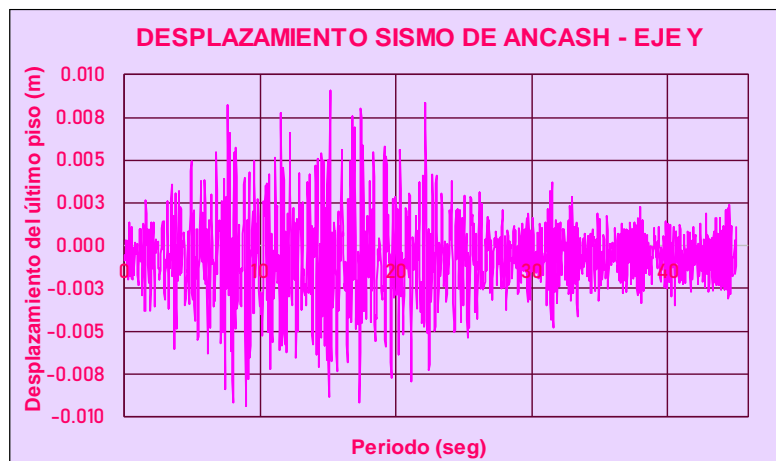
➤ **Dirección Y**

Figura 101: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 102: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque A

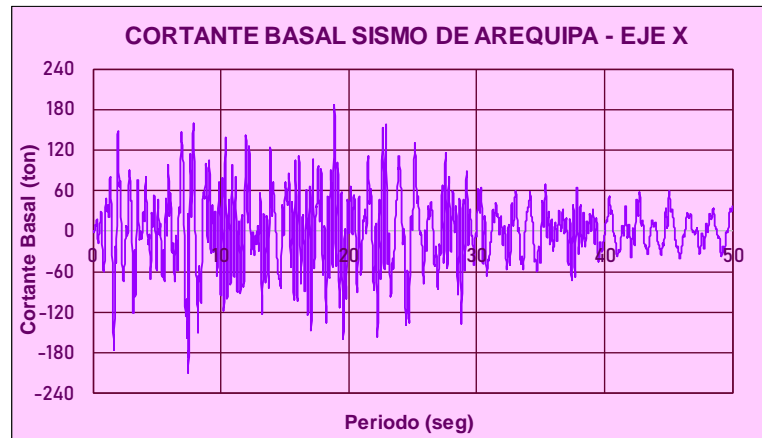


Fuente: Desarrollo propio

② Sismo de Arequipa

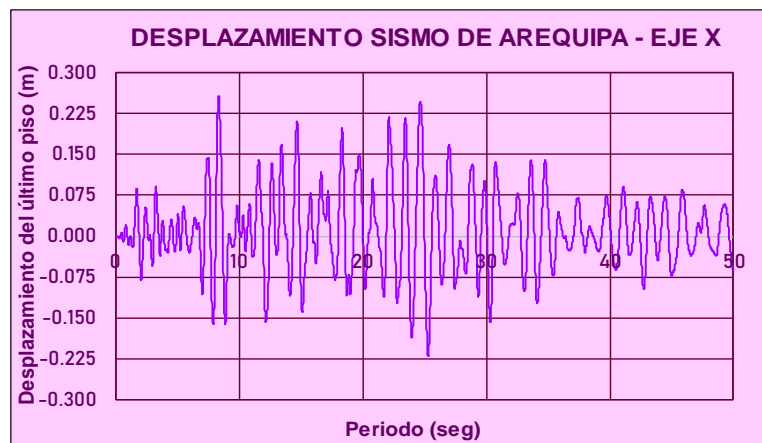
➤ Dirección X

Figura 103: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

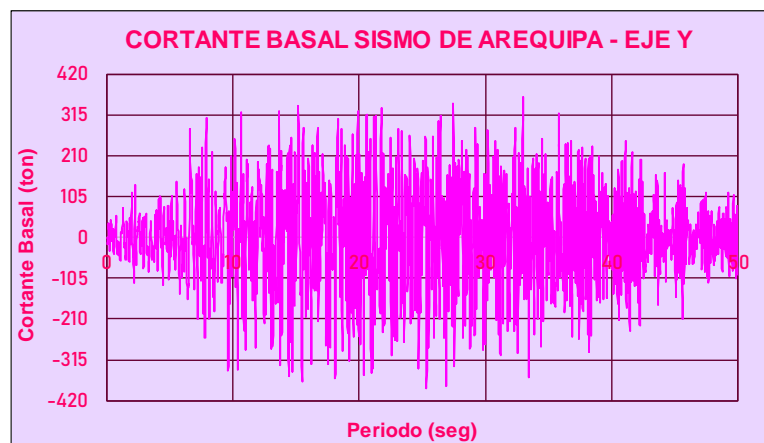
Figura 104: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

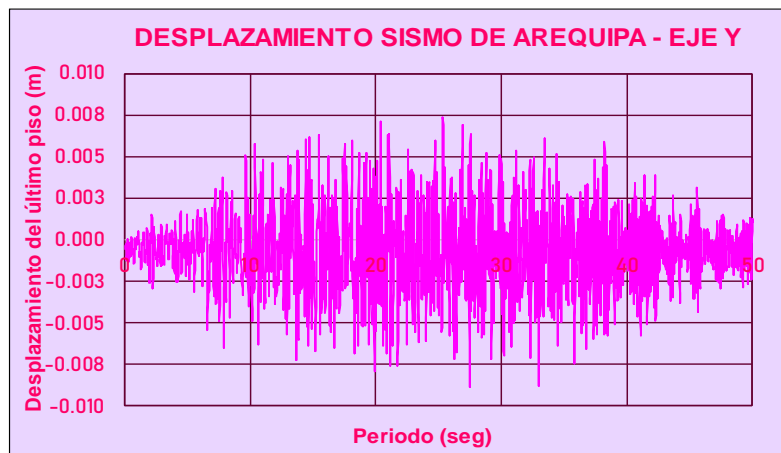
➤ Dirección Y

Figura 105: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 106: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque A

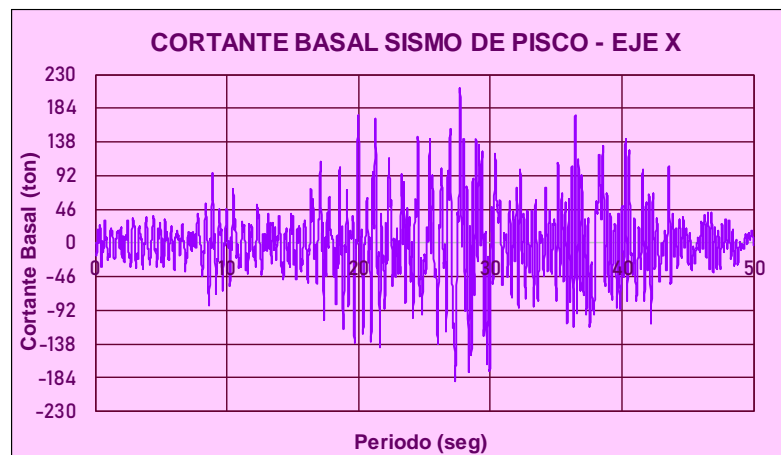


Fuente: Desarrollo propio

③ Sismo de Pisco

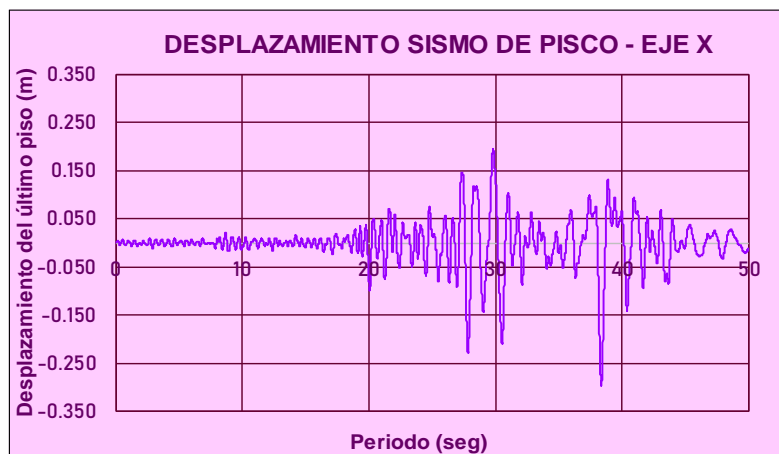
➤ Dirección X

Figura 107: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

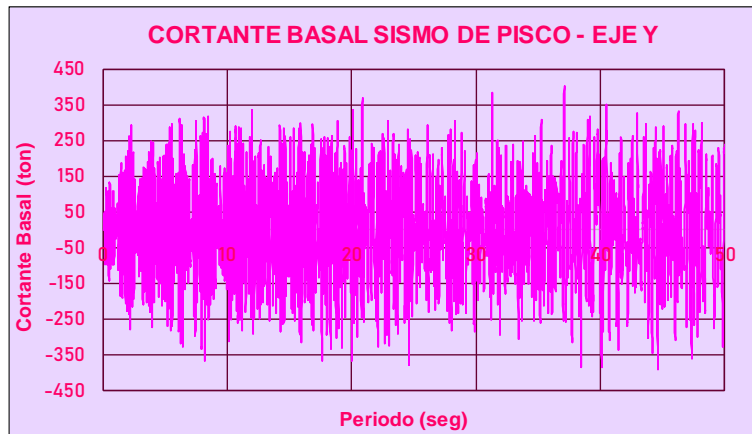
Figura 108: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

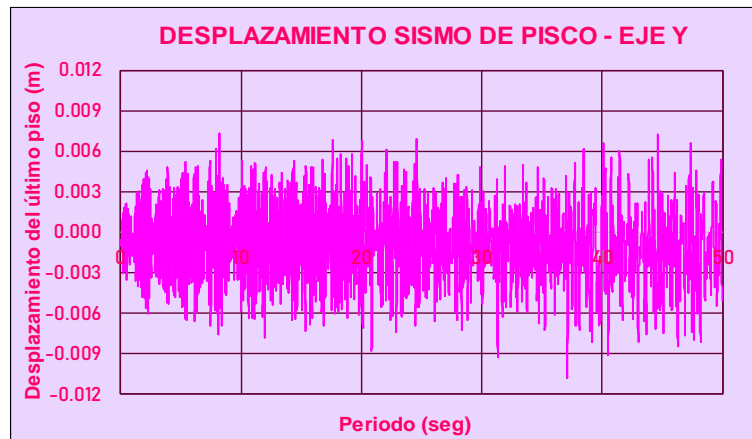
➤ **Dirección Y**

Figura 109: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 110: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque A



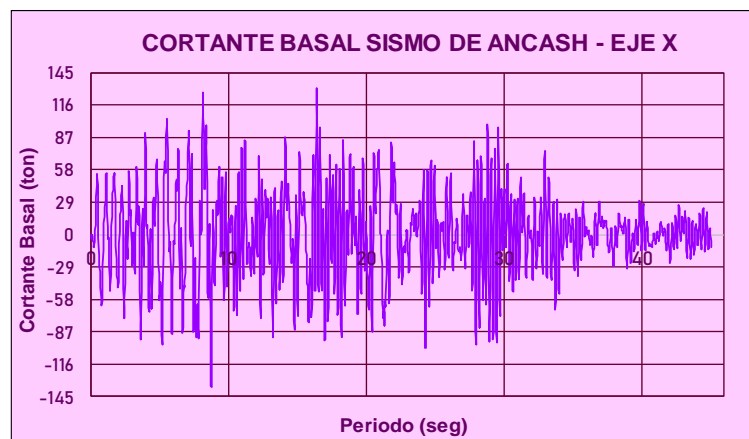
Fuente: Desarrollo propio

• **Módulo B**

❶ **Sismo de Ancash**

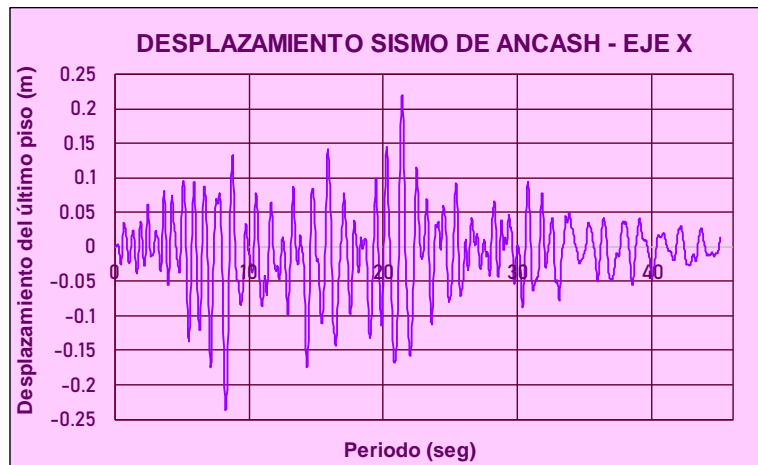
➤ **Dirección X**

Figura 111: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

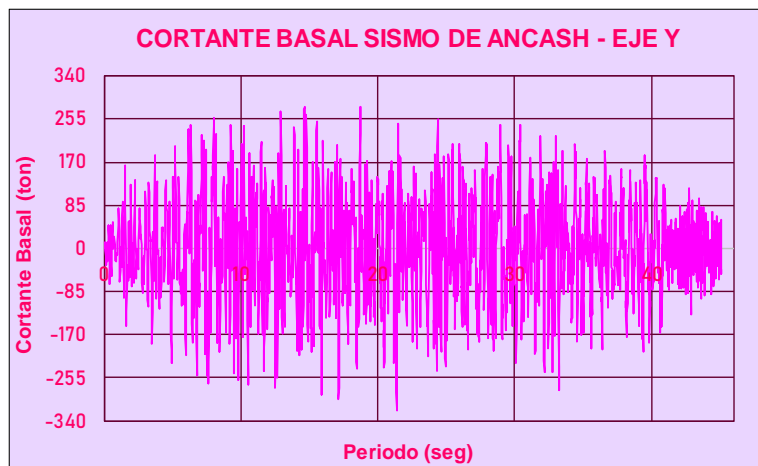
Figura 112: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

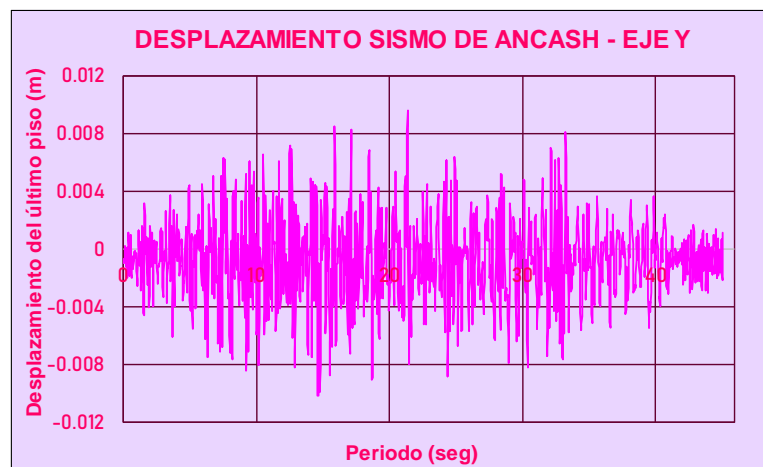
➤ **Dirección Y**

Figura 113: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

Figura 114: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque B

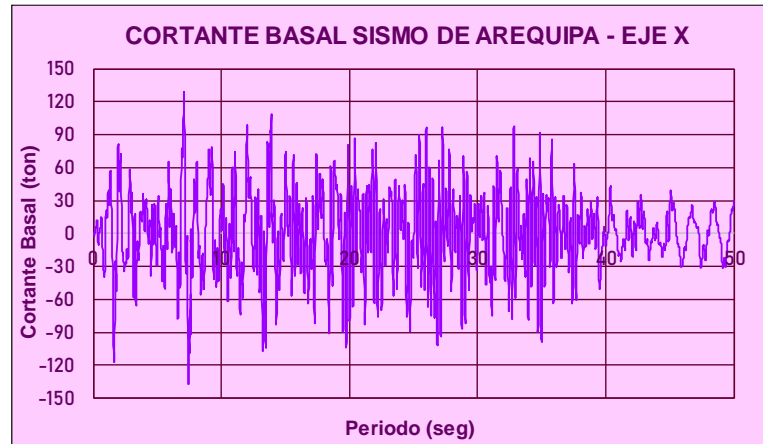


Fuente: Desarrollo propio

② Sismo de Arequipa

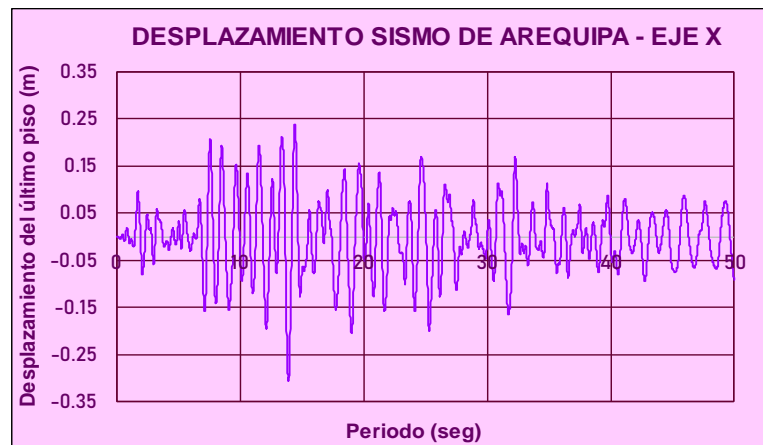
➤ Dirección X

Figura 115: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

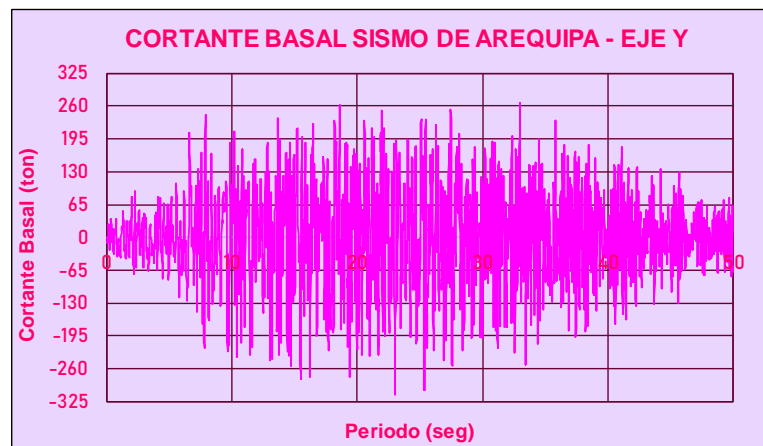
Figura 116: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

➤ Dirección Y

Figura 117: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

Figura 118: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque B

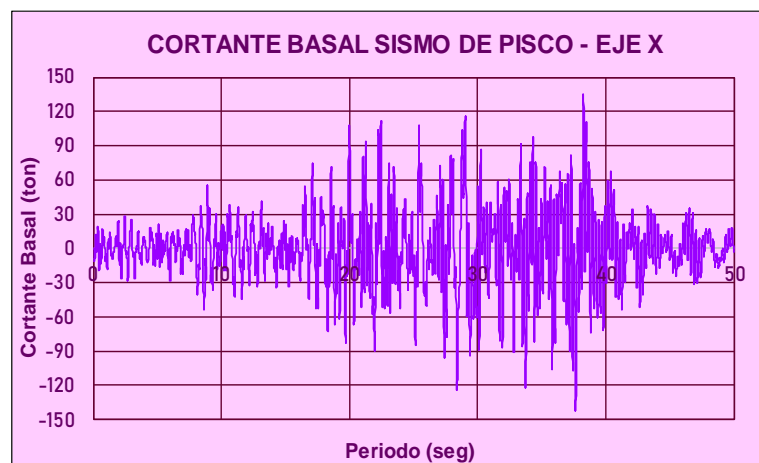


Fuente: Desarrollo propio

③ Sismo de Pisco

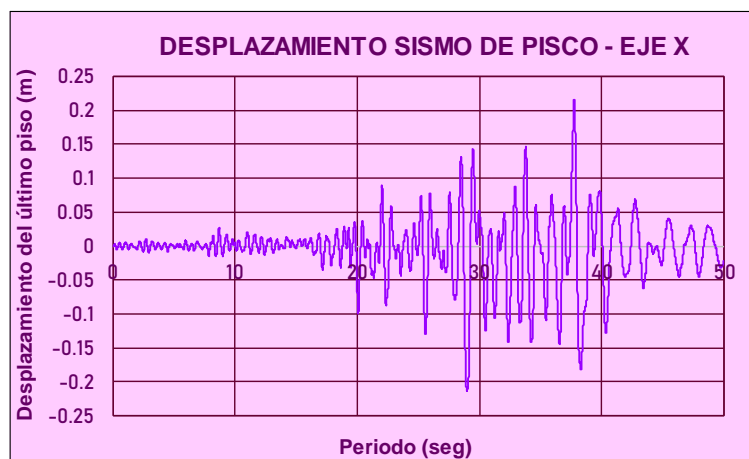
➤ Dirección X

Figura 119: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

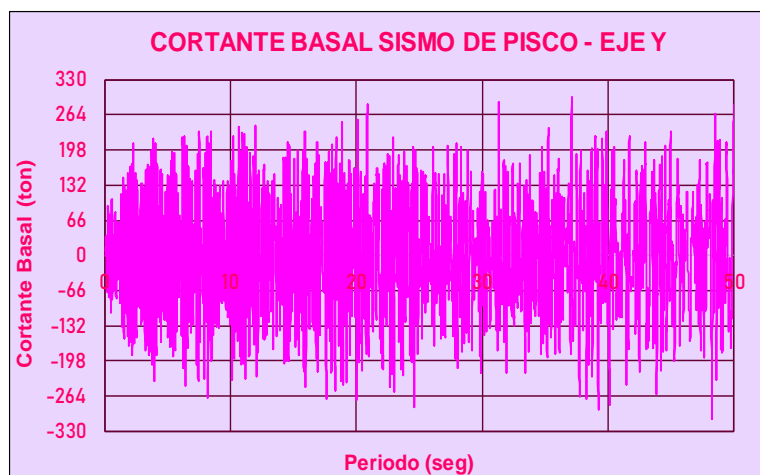
Figura 120: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

➤ **Dirección Y**

Figura 121: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

Figura 122: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque B



Fuente: Desarrollo propio

La tabla 79 presenta un resumen de las cortantes basales y los desplazamientos máximos en los ejes X e Y del módulo A, derivados de cada registro sísmico. Además, se realiza una comparación con las cortantes y desplazamientos obtenidos a través del análisis no lineal estático. Se observa que ambos análisis muestran valores similares en la coordenada Y, pero difieren en la coordenada X. Esta discrepancia se debe a que los desplazamientos máximos obtenidos de los registros sísmicos superan el desplazamiento máximo de la curva de capacidad del análisis Pushover. El mismo patrón se repite en los resultados del módulo B, como se detalla en la tabla 80.

Se obtuvieron los siguientes resultados del análisis tiempo historia del módulo A: En la dirección X, se registró una cortante máxima de 215.03 toneladas con un desplazamiento

máximo de 29.60 cm, mientras que en la dirección Y se obtuvo una cortante de 417.52 toneladas con un desplazamiento de 1.08 cm. En cuanto al módulo B, se registró una cortante máxima de 142.29 toneladas en el eje X, con un desplazamiento máximo de 30.56 cm, y una cortante de 319.90 toneladas en el eje Y, con un desplazamiento de 1.08 cm.

Tabla 79: Cortantes y desplazamientos del AENL y ADNL del bloque A

REGISTRO	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
	Cortante Basal Máximo (Ton)	Desplazamiento Objetivo Máximo (cm)	Cortante Basal Máximo (Ton)	Desplazamiento Objetivo Máximo (cm)
ANLTH - ANCASH 1970	215.03	27.26	417.52	0.94
ANLTH - AREQUIPA 2001	209.72	25.76	388.07	0.89
ANLTH - PISCO 2007	211.70	29.60	402.16	1.08
PUSHOVER	160.87	26.44	464.96	1.56
ANLTH - PROMEDIO	212.15	27.54	402.58	0.97
ANLTH - MÁXIMO	215.03	29.60	417.52	1.08

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 80: Cortantes y desplazamientos del AENL y ADNL del bloque B

REGISTRO	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
	Cortante Basal Máximo (Ton)	Desplazamiento Objetivo Máximo (cm)	Cortante Basal Máximo (Ton)	Desplazamiento Objetivo Máximo (cm)
ANLTH - ANCASH 1970	136.16	23.75	319.90	1.02
ANLTH - AREQUIPA 2001	137.52	30.56	311.22	0.98
ANLTH - PISCO 2007	142.29	21.49	307.29	1.08
PUSHOVER	110.99	36.98	342.49	1.63
ANLTH - PROMEDIO	138.66	25.27	312.80	1.02
ANLTH - MÁXIMO	142.29	30.56	319.90	1.08

Fuente: Desarrollo propio

La tabla 81 presenta las derivas máximas obtenidas en los ejes X e Y del módulo A, derivados de cada registro sísmico. Donde, se realiza una comparación con las derivas obtenidas a través del análisis no lineal estático. Se observa que ambos análisis muestran valores similares en la coordenada Y, pero difieren en la coordenada X. Esta discrepancia se debe a que los desplazamientos máximos obtenidos de los registros sísmicos superan el desplazamiento máximo de la curva de capacidad del análisis Pushover, lo que resulta en una deriva menor en comparación con las obtenidas a través del análisis tiempo historia. El mismo patrón se repite en los resultados del módulo B, como se detalla en la tabla 82.

Se obtuvieron los siguientes resultados del análisis tiempo historia del módulo A: En la dirección X, se obtuvo una deriva 0.058, mientras que en la dirección Y adquirió una deriva

de 0.002. En cuanto al módulo B, se registró una deriva máxima de 0.055 en el eje X, y una deriva de 0.002 en el eje Y.

Tabla 81: Derivas del AENL y ADNL del bloque A

REGISTRO	DERIVA MÁXIMA	
	Dirección X	Dirección Y
ANLTH - ANCASH 1970	0.048	0.002
ANLTH - AREQUIPA 2001	0.058	0.001
ANLTH - PISCO 2007	0.038	0.001
PUSHOVER	0.0264	0.003

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 82: Derivas del AENL y ADNL del bloque B

REGISTRO	DERIVA MÁXIMA	
	Dirección X	Dirección Y
ANLTH - ANCASH 1970	0.047	0.002
ANLTH - AREQUIPA 2001	0.055	0.002
ANLTH - PISCO 2007	0.048	0.002
PUSHOVER	0.029	0.003

Fuente: Desarrollo propio

F. Desempeño sísmico según HAZUS

Para la evaluación de los resultados del análisis dinámico no lineal, se hizo uso de la tabla 6.4C propuesta por la norma HAZUS 99, que se enfoca en la fragilidad estructural de edificios especiales con un nivel de diseño sísmico de código bajo. Se optó por emplear esta tabla debido a la avanzada antigüedad de las estructuras en cuestión, permitiendo así una evaluación integral del estado de la edificación en lo que respecta a daños tanto estructurales como no estructurales.

Este proceso se basó en la medición de las derivas de entrepiso obtenidas del análisis tiempo historia, las cuales se ubicaron en base a los valores establecidos en la tabla. Los resultados revelaron que tanto el módulo A como el B en la dirección X mostraron daños estructurales completos, mientras que en la dirección Y se observaron ligeros daños estructurales. Estos desempeños indican que en el eje X, la mayoría de las columnas presentaron grietas y deformaciones significativas, mientras que en el eje Y, los muros experimentaron fisuras superficiales leves que pueden ser reparadas. Los resultados

obtenidos de ambos análisis no lineales fueron muy similares. Por lo tanto, se destaca la importancia de llevar a cabo un refuerzo estructural en la dirección X de ambos bloques.

Tabla 83: Desempeño sísmico según HAZUS de los bloques A y B

METODOLOGÍA HAZUS		
REGISTROS SÍSMICOS	DESEMPEÑO ENCONTRADO	
	Dirección X	Dirección Y
Sismo de Ancash - 1970	Daños Estructurales Completos	Ligero Daño Estructural
Sismo de Arequipa - 2001	Daños Estructurales Completos	Ligero Daño Estructural
Sismo de Pisco - 2007	Daños Estructurales Completos	Ligero Daño Estructural

Fuente: Desarrollo propio

Reforzamiento estructural

Se han identificado diversos tipos y técnicas de refuerzo estructural, como se detalla previamente en la Figura 20. En el contexto de edificios escolares antiguos, es imperativo llevar a cabo estas mejoras para prevenir posibles colapsos inminentes durante eventos sísmicos y extender el tiempo disponible para la evacuación de sus ocupantes. Para elevar la capacidad sísmica de estas edificaciones, existen dos enfoques principales para su rehabilitación: a nivel de los elementos estructurales y a nivel de la estructura en su conjunto [59].

En el caso específico del centro educativo en cuestión, se optó por reforzar los elementos estructurales, realizando una intervención general en las columnas. Estas columnas forman parte del sistema aporticado, por lo cual, mediante este proceso de fortalecimiento, se pretende aumentar la ductilidad y resistencia de los bloques A y B. Esta estrategia de intervención en las columnas ofrece ventajas significativas, ya que favorece una mejor compatibilidad entre el material existente y el nuevo, además de proporcionar una baja conductividad térmica. Esto, a su vez, contribuye a la mejora de la resistencia al fuego de la estructura, al tiempo que garantiza un buen aislamiento térmico y una sólida adherencia entre el concreto nuevo y el existente.

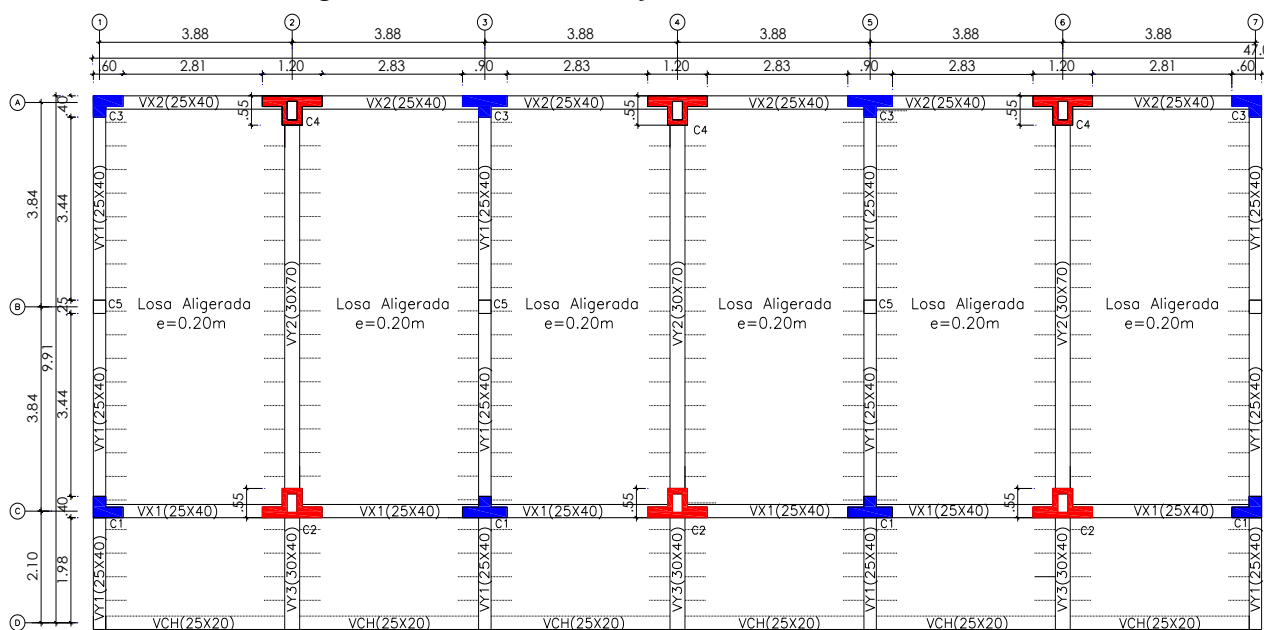
Tras analizar los resultados derivados de los modelos creados en el software ETABS, se ha llegado a la conclusión de que se requiere un reforzamiento en el eje X de las estructuras. En este eje, el análisis lineal no cumple con las de distorsiones de entrepiso establecidas en la Norma E.030. Además, según el desempeño sísmico obtenido los análisis no lineales, se ha determinado que las estructuras se encuentran en una zona de colapso en caso de un sismo máximo. Por lo tanto, para mejorar la rigidez y el desempeño en la dirección X, se ha decidido aplicar el método de enchaquetado de concreto armado en los elementos

estructurales, siguiendo la recomendación del Ingeniero Blanco Blasco. Este ingeniero ha propuesto tres métodos de reforzamiento para instituciones educativas construidas bajo normativas antiguas. Estos métodos incluyen el refuerzo con muros de albañilería, placas de concreto armado y encamisado de columnas en forma de T.

Es relevante mencionar que investigaciones previas, como las de Muñoz et al. [53] y Gómez et al. [60], han utilizado técnicas de refuerzo similares en centros educativos. Según Blanco Blasco, el encamisado de columnas en forma de T mejora la resistencia y reduce los desplazamientos laterales de entrepiso en la dirección longitudinal compuesta por pórticos flexibles. Esto tiene un efecto positivo en la reducción de las derivas y evita el choque de los tabiques con las columnas. Dado que el concreto ha demostrado tener una resistencia baja según los resultados del ensayo de compresión de diamantinas, se ha decidido reemplazar las columnas de confinamiento de los muros de albañilería por nuevas columnas en forma de T y L. Estas nuevas columnas serán de dimensiones mayores y contarán con una mayor cantidad de acero de refuerzo.

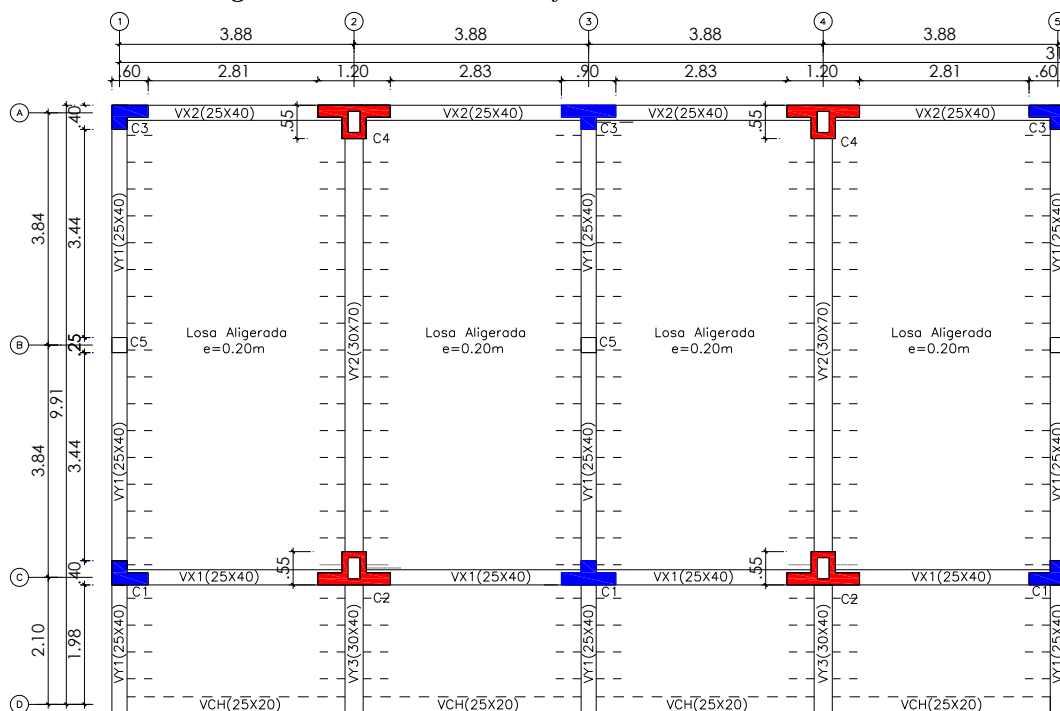
En las figuras 123 y 124 se puede observar el diseño propuesto de reforzamiento en planta. En los ejes 2, 4 y 6, se ha aplicado el encamisado de columnas, mientras que en los ejes 1, 3, 5 y 7 se muestran las nuevas dimensiones de las columnas de confinamiento. Este tipo de refuerzo se ha tomado como referencia de una de las propuestas presentadas en la investigación de Muñoz et al. [53].

Figura 123: Ubicación del reforzamiento del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 124: Ubicación del reforzamiento del módulo B



Fuente: Desarrollo propio

→ Proceso constructivo

– Encamisado de columnas

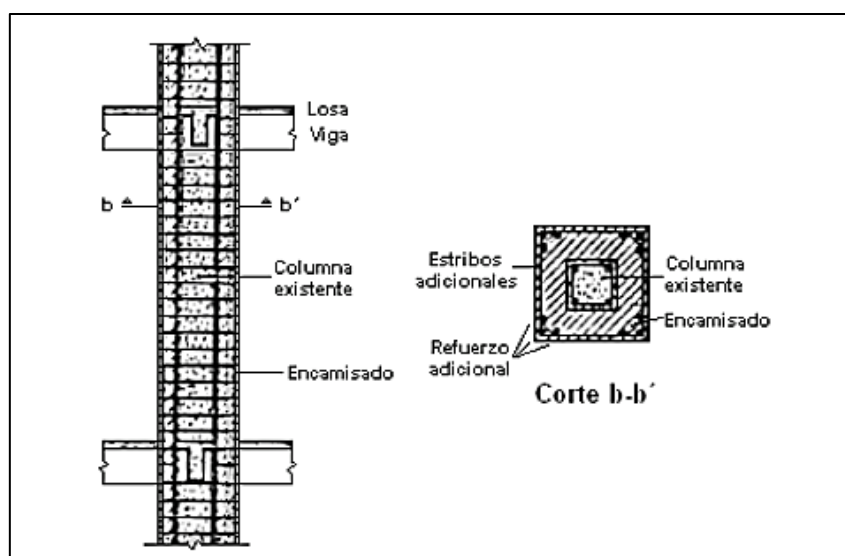
Para llevar a cabo el proceso de encamisado de columnas, se consideraron los criterios y técnicas de refuerzo presentados en la investigación de Borja y Torres [61]. Este procedimiento se enfoca exclusivamente en el encamisado de los niveles uno y dos de los bloques, dejando la inspección de las cimentaciones para futuras investigaciones, dado que no se dispone de datos sobre la cimentación actual.

La técnica de enchaquetado consiste en enfundar las columnas existentes mediante la incorporación de barras de acero de refuerzo longitudinales, transversales o mediante el uso de mallas electrosoldadas. Esto se complementa con la ampliación de la sección original a través de la aplicación de un recubrimiento de concreto altamente resistente. El propósito principal de esta estrategia es fortalecer la capacidad de las columnas para resistir fuerzas en flexión, axial y cortante, al mismo tiempo que se logra establecer el mecanismo de columna fuerte -viga débil.

➤ Criterios constructivos

- Es necesario eliminar el recubrimiento de las columnas existentes para dejar una superficie limpia y rugosa, garantizando así una excelente adherencia entre el concreto antiguo y el nuevo, permitiendo que la columna funcione de manera monolítica.
- El tamaño de los agregados a emplear en el concreto dependerá de la distancia entre el concreto existente y el encofrado, además de la disposición de las barras de acero de refuerzo.
- El concreto a emplear debe poseer una resistencia a la compresión mayor que la de las columnas existentes, así como superior a una resistencia a la compresión de 210 kg/cm². Para este proyecto se ha seleccionado un concreto con una resistencia (f'_c) de 280 kg/cm².
- El acero de refuerzo longitudinal debe atravesar tanto las vigas como la losa aligerada, incorporando estribos adicionales que atraviesen las vigas. Esto garantizará la continuidad en el elemento y, al mismo tiempo, mejorará su capacidad de resistencia a la flexión en los extremos superior e inferior de la columna.

Figura 125: Encamisado de columna atravesando la losa



Fuente: Borja y Torres (2015)

- Para los aceros longitudinales y transversales, es necesario mantener un recubrimiento de 6 cm y en emplear empalmes con una longitud superior a 20 cm. En el contexto de este proyecto, no se utiliza empalmes porque los aceros que se van a utilizar para el reforzamiento no superan los 9 metros.

- En caso de que no se realice el encamisado en las cuatro caras de la columna, se aconseja la utilización de conectores o dowels en combinación con un aditivo epóxico para anclajes. Estos elementos serán insertados en la columna existente a una distancia no menor de 15 cm, con el propósito de mejorar la transferencia de los esfuerzos cortantes entre el nuevo concreto y la columna original. En este proyecto, se llevará a cabo el encamisado en las cuatro caras de la columna, además de la instalación de conectores de 3/8" con un espaciado de 30 cm, con el fin de obtener un mejor comportamiento de las columnas.
- Para garantizar que el concreto nuevo se integre de manera efectiva con el concreto existente y evite movimientos no deseados entre ellos, se debe considerar la utilización de un aditivo especializado. Este aditivo mejorará la adherencia entre la columna existente con el encamisado, lo que, a su vez, mejorará la transmisión de esfuerzos cortantes en la zona donde se unen los dos tipos de concreto.

➤ Consideraciones de diseño

- El encamisado deberá tener un espesor mínimo de 10 cm para concreto premezclado.
- Para el encamisado se deberá considerar una cuantía entre 0.01- 0.04 del área encamisada, donde se colocarán como mínimo aceros longitudinales de 5/8" en cada esquina de las caras enchaquetadas. Para este proyecto se obtuvieron aceros longitudinales de 3/8", 5/8" y 3/4" con estribos de 1/4" y 3/8".

– Demolición y reconstrucción de columnas

Para llevar este proceso se requiere de una planificación cuidadosa para garantizar la seguridad de la estructura durante la ejecución del reforzamiento. Según Gálvez et al. [62], debemos tener en cuenta lo siguiente:

- Se debe realizar una inspección minuciosa del estado actual de los elementos estructurales con el fin de determinar si requieren ser sustituidos. En este proyecto, por medio del estudio de vulnerabilidad, se obtuvo que las columnas de ambos bloques están en condiciones deficientes. Además, los ensayos de compresión de diamantina han revelado que las columnas presentan una resistencia a la compresión insatisfactoria en comparación con las normativas vigentes.
- Es necesario llevar a cabo una revisión y rediseño de los elementos estructurales para asegurarse de que cumplan con los códigos de construcción actuales y se ajusten a los

requisitos establecidos por las normativas vigentes. En este proyecto, se llevó a cabo un diseño por flexo compresión, en el que se planea sustituir las columnas confinadas en los ejes 3 y 5 del Bloque A por columnas en forma de T, con dimensiones de 90 cm x 40 cm con espesores de 20 cm. Asimismo, en los ejes 1 y 7 del mismo bloque, se reemplazarán las columnas existentes por columnas en forma de L, con dimensiones de 60 cm x 40 cm y espesores de 20 cm y 25 cm respectivamente. En cuanto al Bloque B, se aplicarán las mismas secciones, con columnas en forma de T en su eje 3 y columnas en forma de L en los ejes 1 y 5. En lo que respecta a las cuantías de refuerzo, se seguirá el criterio establecido por la norma E.060, que establece un mínimo del 1%.

- En lo que respecta a la demolición de las columnas, es fundamental llevar a cabo este proceso de manera gradual y por secciones con el objetivo de prevenir el colapso de la edificación. Es crucial proporcionar un soporte temporal a la estructura durante la demolición de las columnas existentes, ya sea mediante el uso de sistemas temporales de refuerzo o la instalación de puntales. En este contexto, resulta esencial calcular la redistribución de las fuerzas dentro de la estructura para mantener su estabilidad.
- Luego, se continúa con la instalación de las columnas recién diseñadas, asegurándose de que estén debidamente alineadas y conectadas tanto a las vigas existentes como a la cimentación. En cuanto a la cimentación, se debe realizar una revisión para determinar si requiere de un reforzamiento o la ampliación de sus dimensiones. Sin embargo, en el contexto de esta investigación, no se llevará a cabo su evaluación debido a la falta de información disponible.

→ Diseño de reforzamiento

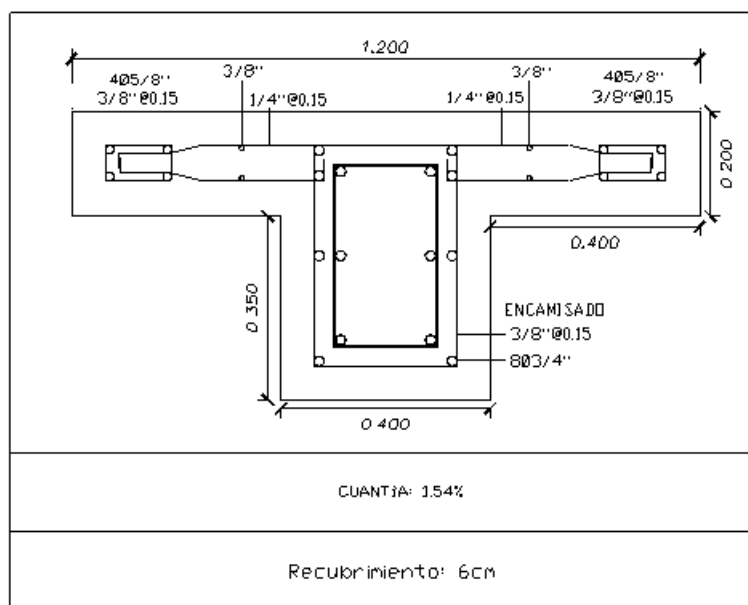
– Encamisado de columnas

Se llevaron a cabo las mejoras recomendadas por Blanco Blasco en las columnas aporricadas ubicadas en los ejes 2, 4 y 6 con el propósito de mejorar la resistencia a compresión actual del concreto (F'_c), fortalecer la capacidad de resistencia a flexo compresión de las columnas y reducir los desplazamientos laterales. Para lograr estos objetivos, se tomó en consideración una resistencia del concreto de 280 kg/cm² y se aplicó un encamisado de 10 cm de espesor, complementado con aletas de concreto de dimensiones de 40 cm x 20 cm. Además, siguiendo las pautas de diseño mencionadas previamente, se incorporaron un total de 8 varillas de 3/4", 8 varillas de 5/8" y 4 varillas de 3/8", lo que resultó en una cuantía total del 1.54 %, superando así el

requisito mínimo (1%) necesario para el encamisado. También se incluyeron conectores de anclaje de 3/8 con un espaciamiento de 30 cm.

En relación a los estribos, se empleó acero de 3/8" y 1/4" con un espaciamiento de 15 cm, conforme a los cálculos realizados de acuerdo al diseño por cortante, según lo establecido en el capítulo 21 de la Norma E.060 (Anexo 10). La figura 126 muestra el detalle del encamisado, mientras que las tablas 84 y 85 presentan los resultados de los cálculos de diseño.

Figura 126: Encamisado de las columnas C2 y C4



Fuente: Desarrollo propio

Tabla 84: Cálculo del reforzamiento del módulo A

COLUMNA C2 Y C4											
	f'c (kg/cm ²)	b (cm)	h (cm)	Alt.40x20 (cm ²)	rec (cm)	Ag (cm ²)	% As	As _{min} (cm ²)	Ø As	As (cm ²)	Verificación
PRIMER NIVEL											
EXISTENTE	127.17	30	45	-	5	1350	-	-	6 Ø 3/4	17.1	Cumple
ENCAMISADO	280	40	55	1600	6	3800	1.50%	57	8 Ø 3/4	22.8	
									8 Ø 5/8	15.84	
									4 Ø 3/8	2.84	
Total										58.6	
% As Total										1.54%	
SEGUNDO NIVEL											
EXISTENTE	97.8	30	45	-	5	1350	-	-	6 Ø 3/4	17.1	Cumple
ENCAMISADO	280	40	55	1600	6	3800	1.50%	57	8 Ø 3/4	22.8	
									8 Ø 5/8	15.84	
									4 Ø 3/8	2.84	
Total										58.6	
% As Total										1.54%	

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 85: Cálculo del reforzamiento del módulo B

COLUMNA C2 Y C4											
	f'c (kg/cm ²)	b (cm)	h (cm)	Alt.40x20 (cm ²)	rec (cm)	Ag (cm ²)	% As	As _{min} (cm ²)	Ø As	As (cm ²)	Verificación
PRIMER NIVEL											
EXISTENTE	134.33	30	45	-	5	1350	-	-	6 Ø 3/4	17.1	Cumple
ENCAMISADO	280	40	55	1600	6	3800	1.50%	57	8 Ø 3/4	22.8	
									8 Ø 5/8	15.84	
									4 Ø 3/8	2.84	
Total										58.6	
% As Total										1.54%	
SEGUNDO NIVEL											
COLUMNA C2 Y C4 - SEGUNDO NIVEL											
	f'c (kg/cm ²)	b (cm)	h (cm)	Alt.40x20 (cm ²)	rec (cm)	Ag (cm ²)	% As	As _{min} (cm ²)	Ø As	As (cm ²)	Verificación
EXISTENTE	128.6	30	45	-	5	1350	-	-	6 Ø 3/4	17.1	Cumple
ENCAMISADO	280	40	55	1600	6	3800	1.50%	57	8 Ø 3/4	22.8	
									8 Ø 5/8	15.84	
									4 Ø 3/8	2.84	
Total										58.6	
% As Total										1.54%	

Fuente: Desarrollo propio

– Diseño de columnas en T y L

Las columnas se diseñaron por flexo compresión, donde se graficó su diagrama de interacción de cada una, el cual es una representación geométrica de las combinaciones de Pn y Mn. Para realizar estos diagramas se debe considerar lo siguiente:

- Se estima que la deformación última del concreto alcanza un valor de $\epsilon_{cu}=0.003$.
- La resistencia a la tracción del concreto se desprecia
- Existe una excelente capacidad de adherencia entre el acero y el concreto.
- Pueden sustituirse los esfuerzos en la región de compresión mediante un bloque rectangular equivalente de compresiones.
- El acero exhibe un comportamiento elastoplástico ideal.

La realización del diagrama de interacción implica la variación secuencial de la posición del eje neutro "c". Para cada ubicación asumida del eje neutro, calculamos la resistencia nominal de la sección asociada, representada como Pni-Mni, mediante el principio del equilibrio.

El centroide de la sección es el punto al cual se desplazan todas las fuerzas internas, sin embargo, en el caso de una sección asimétrica, la suma de los momentos se concentra en el Centroides Plástico.

Para la construcción del diagrama se necesita calcular seis puntos fundamentales los cuales son:

- A: Falla en compresión pura
- B: Fisuración incipiente
- C: Falla balanceada
- D: Deficiencia máxima del acero
- E: Falla en flexión pura
- F: Falla en tracción pura

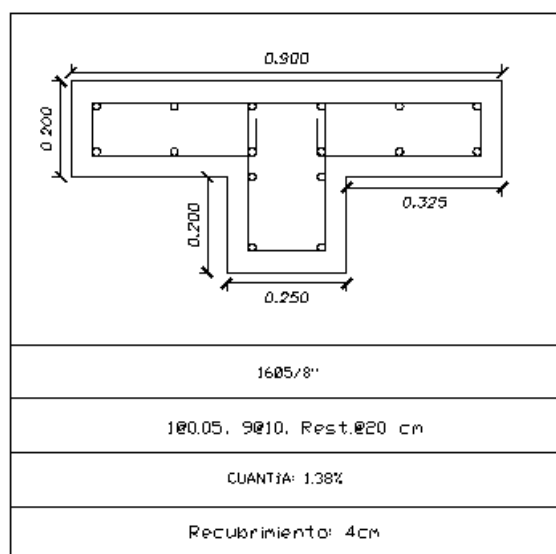
Se siguieron los siguientes procedimientos para calcular el diagrama de interacción de una columna T del módulo A:

- ❶ En primer lugar, se estableció el valor de resistencia del concreto (f'_c) para este nuevo diseño, el cual se consideró de 210 kg/cm². Además, se determinaron las dimensiones, el recubrimiento y el área de sección correspondiente, que en este caso es de 2300 cm², el diseño de la columna se puede observar en la figura 127.
- ❷ Se determinó la cantidad de acero necesaria siguiendo la norma E.060, la cual establece una cuantía mínima del 1%. En consecuencia, se requirió un total de 31.67 cm² de acero, para lo cual se instalaron un total de 16 varillas de 5/8"
- ❸ Se calculó el centroide plástico dividiendo la sumatoria de momentos sobre la sumatoria de fuerzas provenientes de los aceros y del concreto de la sección transversal del elemento, donde se obtuvo un centroide de 45 cm para una sección de columna en T de 90 cm x 40 cm con espesores de 20 cm.
- ❹ Para determinar los momentos y las cargas nominales de la sección, se varió el valor del eje neutro "C" mediante la multiplicación de diferentes valores de α , los cuales están asociados a los diversos estados de falla, como se detalla en las tablas 86 y 87. Posteriormente, se multiplicaron los momentos y cargas nominales por factores de reducción establecidos en la norma E.060. Finalmente, se generó el diagrama de interacción nominal y de diseño de la columna T, como se ilustra en las Figuras 128 y 129.
- ❺ Colocamos los puntos provenientes de las combinaciones de carga junto con el diagrama de interacción, y comprobamos que estos puntos estén dentro del diagrama de interacción de diseño. En caso contrario, es necesario corregir el diseño.

6 Realizamos el diseño por cortante del elemento siguiendo las directrices establecidas en la norma E.060. Posteriormente, llevamos a cabo el diseño de capacidad para asegurar que el elemento falle debido a flexión antes que por cortante. Para este diseño se requerirá del menor valor de estas siguientes condiciones:

- La cortante calculada a partir del momento nominal asociado a la fuerza axial P_u que de como resultado el mayor momento nominal posible.
- La cortante máxima obtenida de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

Figura 127: Diseño de columna T



Fuente: Desarrollo propio

Tabla 86: Estados de falla en la dirección X para una columna T – módulo A

Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	P_n (Ton)	M_n (T.m)	P_u (Ton)	M_u (T.m)	$-M_n$ (T.m)	$-M_u$ (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	P_o	537.91	0.00	301.23	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.08	464.20	28.47	301.23	19.93	-28.47	-19.93
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	200.15	58.14	140.11	40.70	-58.14	-40.70
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	47.84	50.82	38.27	40.66	-50.82	-40.66
Flexión Pura	Punto #5		0.00	43.78	0.00	39.40	-43.78	-39.40
Tracción Pura	Punto #6	T_o	-133.0112	0.00	-119.71	0.00	0.00	0.00

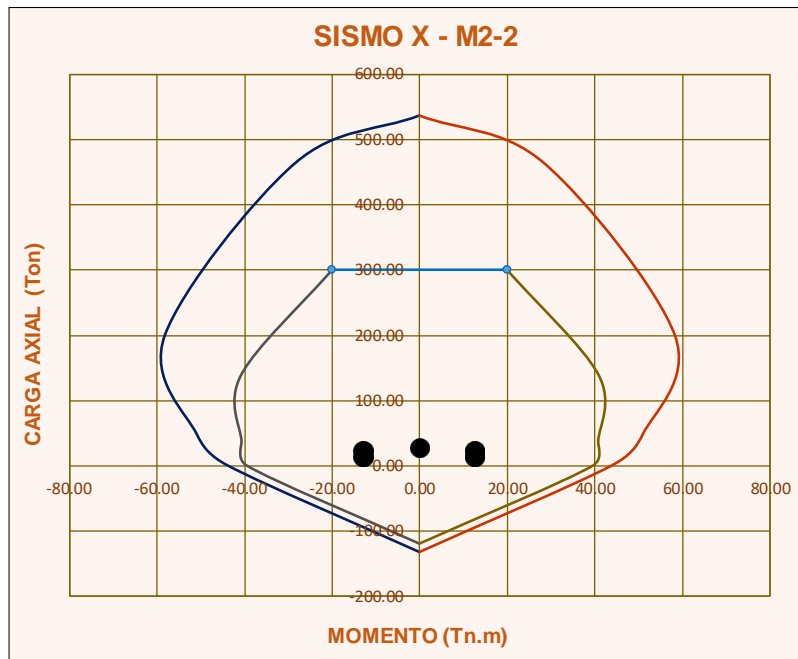
Fuente: Desarrollo propio

Tabla 87: Estados de falla en la dirección Y para una columna T – módulo A

Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	P_n (Ton)	M_n (T.m)	P_u (Ton)	M_u (T.m)	$-M_n$ (T.m)	$-M_u$ (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	P_o	537.91	0.00	301.23	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.19	493.75	9.10	301.23	6.37	-9.10	-6.37
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	332.40	23.60	232.68	16.52	-23.60	-16.52
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	181.30	23.62	145.04	18.90	-23.62	-18.90
Flexión Pura	Punto #5		0.00	14.26	0.00	12.84	-14.26	-12.84
Tracción Pura	Punto #6	T_o	-133.0112	0.00	-119.71	0.00	0.00	0.00

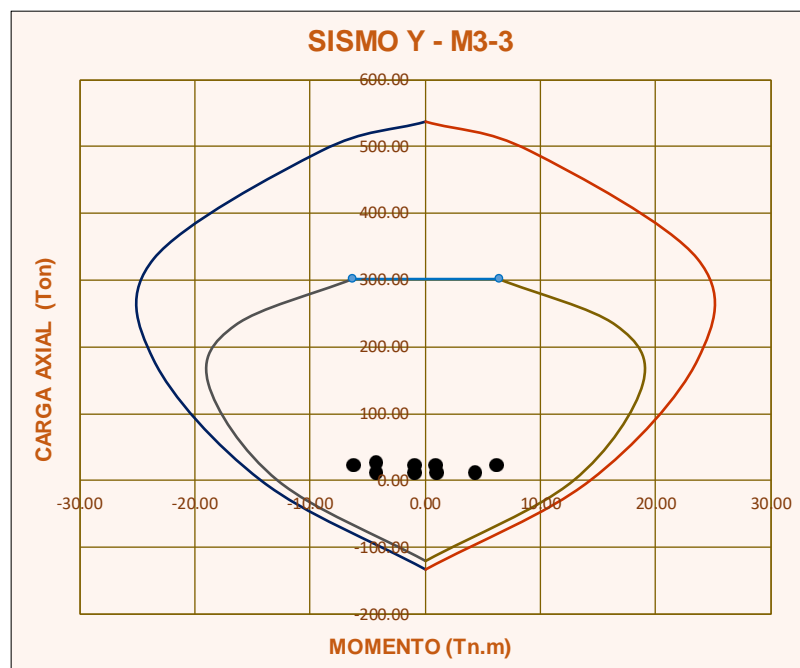
Fuente: Desarrollo propio

Figura 128: Diagrama de interacción para una columna T - eje X del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

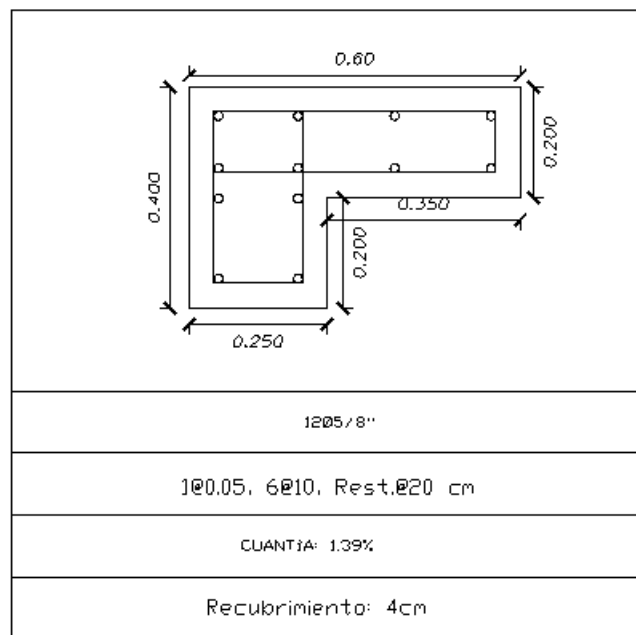
Figura 129: Diagrama de interacción para una columna T - eje Y del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

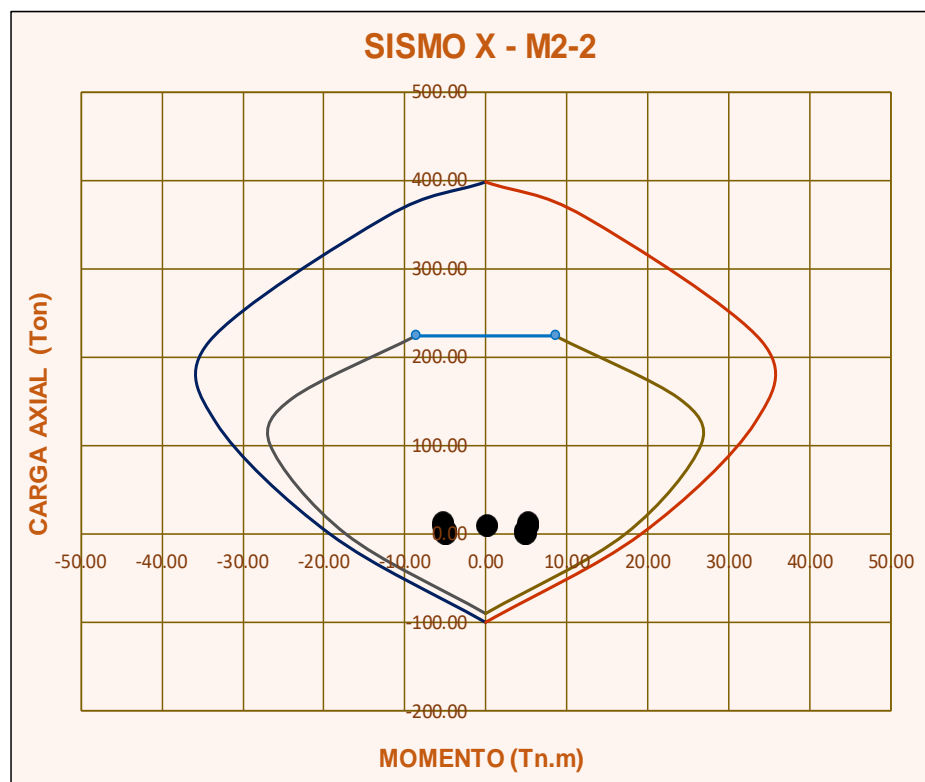
La columna L tiene una sección de 60 cm x 40 cm con espesores de 20 cm y 25 cm, teniendo un área de 1700 cm² (Figura 130), para su diseño se realizó el mismo procedimiento ya mencionado. A continuación, en las figuras 131 y 132 se muestra los diagramas de interacción para dicha columna.

Figura 130: Diseño de columna L



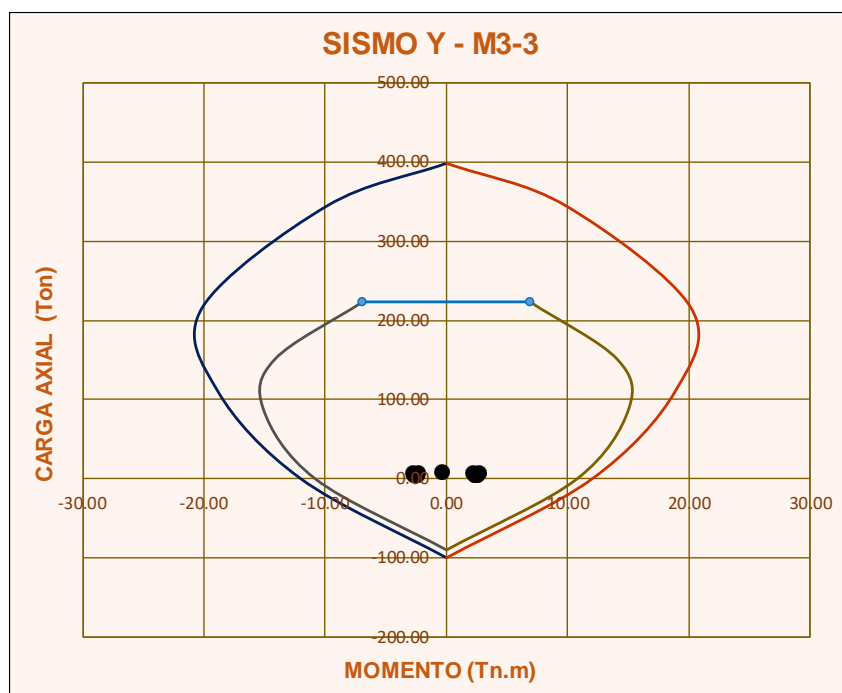
Fuente: Desarrollo propio

Figura 131: Diagrama de interacción para una columna L - eje X del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

Figura 132: Diagrama de interacción para una columna L - eje Y del módulo A



Fuente: Desarrollo propio

Los diagramas de interacción de las columnas se ven más a detalle en el Anexo 7.

→ Verificación del reforzamiento

– Modelamiento de los bloques reforzados

Para ambos modelamientos se mantienen las mismas propiedades del acero y la albañilería utilizados en los bloques no reforzados, sin embargo, varían las propiedades de las columnas de concreto armado. A continuación, se presentan tablas que detallan las características empleadas para el concreto.

Tabla 88: Propiedades mecánicas del concreto-módulo A reforzado

Propiedades - Concreto Armado					
Resistencia a la Compresión Promedio				Peso Unitario	Módulo de Poisson μ
Elemento Estructural	Niveles	F'c	Módulo de Elasticidad $E=15000\sqrt{f'c}$		
Vigas	1er	127.17 kg/cm ²	169155 kg/cm ²	2400 kg/cm ³	0.15
	2do	97.80 kg/cm ²	148341 kg/cm ²		
Columnas Encamisadas	1er - 2do	280.00 kg/cm ²	250998 kg/cm ²	2400 kg/cm ³	0.15
Columnas Diseñadas	1er - 2do	210.00 kg/cm ²	217371 kg/cm ²		

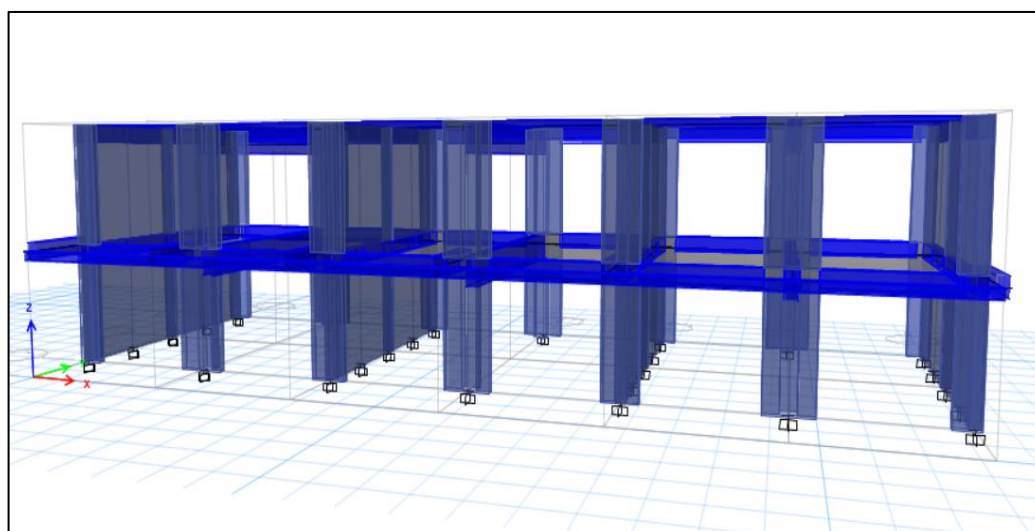
Fuente: Desarrollo propio

Tabla 89: Propiedades mecánicas del concreto-módulo B reforzado

Propiedades - Concreto Armado					
Resistencia a la Compresión Promedio					
Elemento Estructural	Niveles	F'c	Módulo de Elasticidad $E=15000\sqrt{f'c}$	Peso Unitario	Módulo de Poisson μ
Vigas	1er	134.33 kg/cm ²	173851 kg/cm ²	2400 kg/cm ³	0.15
	2do	128.60 kg/cm ²	170103 kg/cm ²		
Columnas Encamisadas	1er - 2do	280.00 kg/cm ²	250998 kg/cm ²	2400 kg/cm ³	0.15
Columnas Diseñadas	1er - 2do	210.00 kg/cm ²	217371 kg/cm ²		

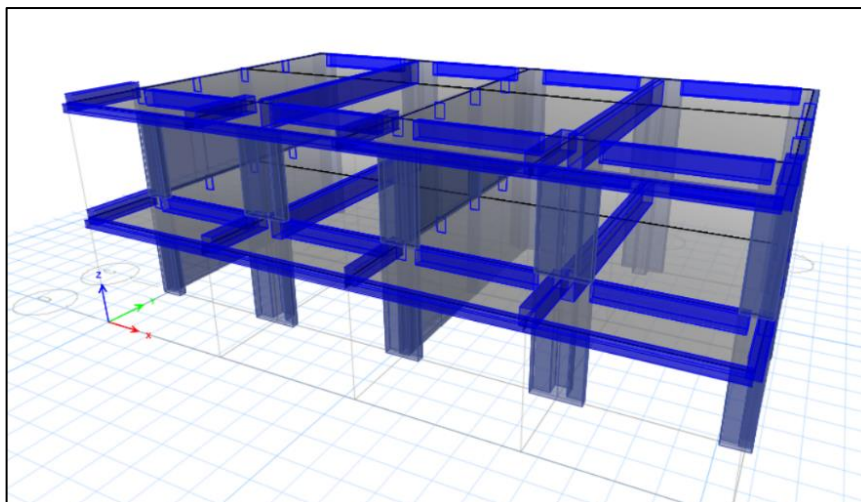
Fuente: Desarrollo propio

En los modelamientos de los bloques reforzados efectuados a través del programa ETABS, se aplicaron las mismas consideraciones de cargas y procedimientos utilizados en los modelamientos de los bloques no reforzados. La diferencia principal radica en la modificación de las secciones de las columnas y sus propiedades del concreto. Además, se colocaron brazos rígidos en los elementos estructurales. Sin embargo, es importante destacar que en los bloques reforzados no se colocó "release" en ninguna de las vigas, ya que los nuevos elementos verticales permiten cumplir con la longitud de desarrollo requerida, situación que contrasta en los bloques no reforzados. En las figuras 133 y 134 se aprecian los modelamientos de los bloques reforzados utilizados para el análisis lineal y no lineal.

Figura 133: Modelamiento en ETABS - módulo A reforzado

Fuente: Desarrollo propio

Figura 134: Modelamiento en ETABS - módulo B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

– Evaluación sísmica del reforzamiento

Después de definir los nuevos elementos estructurales, se realizó el modelado lineal de ambos bloques donde definen los parámetros sísmicos conforme a la Norma E.030, los cuales se mantienen los mismos factores que se utilizaron para el no reforzado, a excepción del factor de reducción, que fue modificado.

- Zona sísmica (Z): Se tiene un factor de 0.45 g.
- Factor de uso (U): Se tiene un factor de 1.
- Factor de suelo (S): Se tiene un factor de 1.10 con un periodo predominal (T_p) de 1 seg y un periodo local (T_L) de 1.6 seg.
- Factor de amplificación sísmica (C): Se tiene un factor de 2.5.
- Coeficiente de reducción (R): En la dirección X donde se aplicó el reforzamiento se tiene un factor de 6 para muros portantes ya que según la envolvente que da el ETABS, las columnas encamisadas actúan como placas de concreto armado. En la dirección Y se tiene un factor de 3 por ser de muros portantes de albañilería confinada, además se obtuvieron factores de irregularidad de 1.

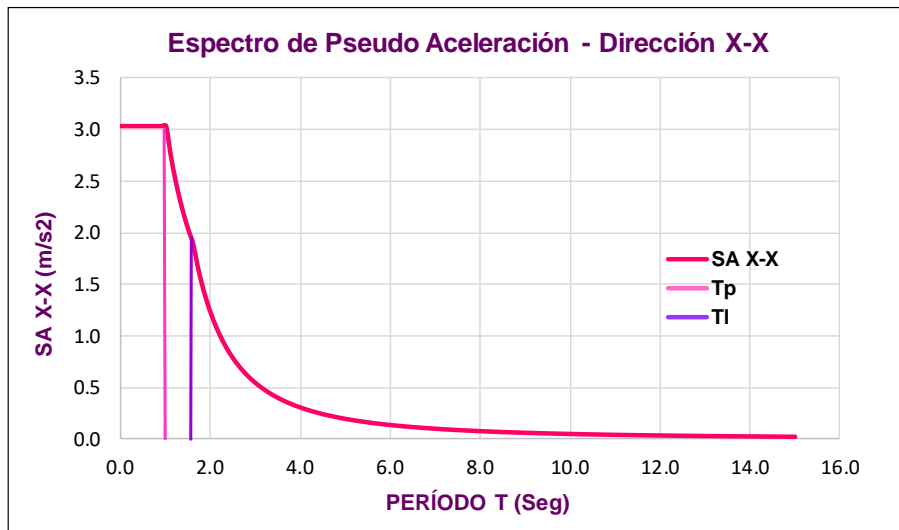
Según los parámetros ya definidos (Tabla 90), se realizó el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para ambas direcciones, tal como se ilustra en las figuras 135 y 136.

Tabla 90: Tabla resumen de parámetros sísmicos de los bloques reforzados

TABLA RESUMEN		
Factor de Zona (Z):		0.45
Factor de Uso (U):		1.5
Factor de Suelo (S):		1.10
Periodo Predominal (Tp):		1.00
Periodo Local (TI):		1.60
Coeficiente de Reducción (R):	Rx	6
	Ry	3

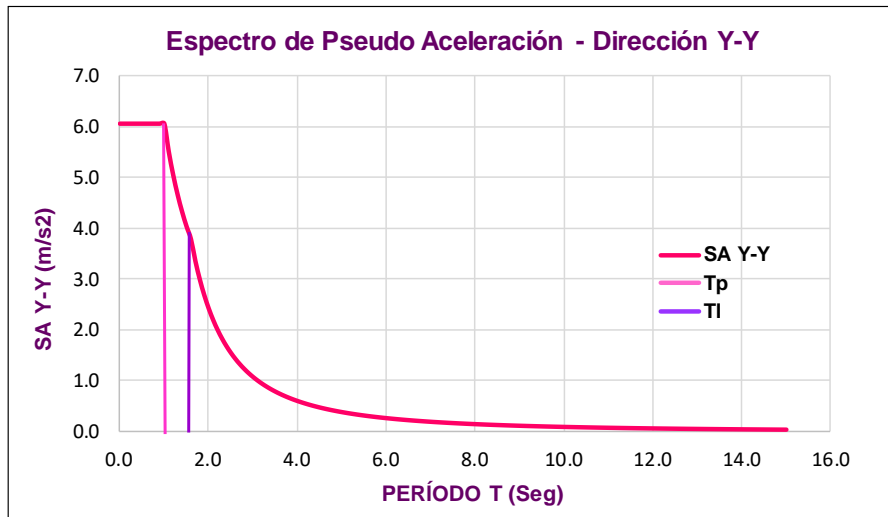
Fuente: Desarrollo propio

Figura 135: Espectro inelástico de pseudo aceleración de los bloques reforzados - dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Figura 136: Espectro inelástico de pseudo aceleración de los bloques reforzados - dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

– Masas de los módulos A y B reforzados

Las masas de ambas estructuras se calcularon utilizando el software ETABS y se muestran en las tablas 91 y 92.

Tabla 91: Masa del módulo A reforzado

Módulo A		
Nivel	Masa X	Masa Y
	Tonf-s²/m	Tonf-s²/m
Nivel 2	14.53	14.53
Nivel 1	25.15	25.15
Total	39.68	39.68

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 92: Masa del módulo B reforzado

Módulo B		
Nivel	Masa X	Masa Y
	Tonf-s²/m	Tonf-s²/m
Nivel 2	11.90	11.90
Nivel 1	17.29	17.29
Total	29.18	29.18

Fuente: Desarrollo propio

Por medio de las masas obtenidas, se calculó el peso de cada módulo como se muestra a continuación:

$$\text{Área construida} = 406.47 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso (bloque A reforzado)} = m * g = 39.68 \times 9.81 = 389.26 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso (bloque A reforzado)} = \frac{389.26 \text{ Ton}}{406.47 \text{ m}^2} = 0.96 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Área construida} = 303.57 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso (bloque B reforzado)} = m * g = 29.18 \times 9.81 = 286.26 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso (bloque B reforzado)} = \frac{286.26 \text{ Ton}}{303.57 \text{ m}^2} = 0.94 \text{ Ton/m}^2$$

– Fuerza cortante en la base

Después de establecer los parámetros sísmicos y pesos de ambos módulos, se realizó el cálculo de la cortante basal. En las tablas 93 y 94 se presentan las fuerzas cortantes de cada módulo reforzado en ambas direcciones. Para el bloque A reforzado, se registró una fuerza de corte de 120.4306 toneladas en la dirección horizontal (X) y 240.8612

toneladas en la dirección vertical (Y). Por otro lado, en el bloque B, se obtuvo una fuerza de corte de 88.5711 toneladas en la dirección horizontal (X) y 177.1423 toneladas en la dirección vertical (Y).

Tabla 93: Cortante basal del módulo A reforzado

Peso de la I.Educativa (P)	Cortante Basal (Vb)	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y
389.27	120.4306	240.8612

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 94: Cortante basal del módulo B reforzado

Peso de la I.Educativa (P)	Cortante Basal (Vb)	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y
286.29	88.5711	177.1423

Fuente: Desarrollo propio

En este análisis se verificó el cumplimiento del artículo 28.2.2 de la Norma E.030, donde dicha condición se cumplió en ambos módulos reforzados, como se aprecia en la tabla 95.

Tabla 95: Verificación del artículo 28.2.2-Norma Peruana E.030 – bloques reforzados

C/R		Verificación
Dirección X-X	0.42	Si Cumple
Dirección Y-Y	0.83	Si Cumple

Fuente: Desarrollo propio

En las tablas 96 y 97 se aprecia el cálculo de las fuerzas sísmicas en altura de ambos bloques reforzados según el artículo 28.3 de la Norma E.030.

Tabla 96: Fuerzas sísmicas por nivel del módulo A reforzado

Fuerzas Sísmicas en Altura - Dirección X-X									
Nivel	Peso Sísmico (Ton)	Altura "h"		Kx	h ^k	P x h ^k	α _x	Fx (Tonf)	Vx (Tonf)
		h (m)	h acum. (m)						
2	142.56	3.00	6.00	1	6.00	855.34	0.54	64.56	64.56
1	246.71	3.00	3.00		3.00	740.14	0.46	55.87	120.43
Total	389.27	6.00	-	-	-	1595.48			
Fuerzas Sísmicas en Altura - Dirección Y-Y									
Nivel	Peso Sísmico (Ton)	Altura "h"		Ky	h ^k	P x h ^k	α _y	Fy (Tonf)	Vy (Tonf)
		h (m)	h acum. (m)						
2	142.56	3.00	6.00	1	6.00	855.34	0.54	129.13	129.13
1	246.71	3.00	3.00		3.00	740.14	0.46	111.74	240.86
Total	389.27	6.00	-	-	-	1595.48			

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 97: Fuerzas sísmicas por nivel del módulo B reforzado

Fuerzas Sísmicas en Altura - Dirección X-X									
Nivel	Peso Sísmico (Ton)	Altura "h"		Kx	h ^k	P x h ^k	α _x	F _x (Tonf)	V _x (Tonf)
		h (m)	h acum. (m)						
2	116.72	3.00	6.00	1	6.00	700.33	0.58	51.30	51.30
1	169.57	3.00	3.00		3.00	508.70	0.42	37.27	88.57
Total	286.29	6.00	-	-	-	1209.04			

Fuerzas Sísmicas en Altura - Dirección Y-Y									
Nivel	Peso Sísmico (Ton)	Altura "h"		Ky	h ^k	P x h ^k	α _y	F _y (Tonf)	V _y (Tonf)
		h (m)	h acum. (m)						
2	116.72	3.00	6.00	1	6.00	700.33	0.58	102.61	102.61
1	169.57	3.00	3.00		3.00	508.70	0.42	74.53	177.14
Total	286.29	6.00	-	-	-	1209.04			

Fuente: Desarrollo propio

Mediante el uso del software ETABS, se obtuvieron las cortantes basales del análisis estático y el análisis dinámico modal espectral. De acuerdo con la norma E.030, se realizó la verificación de cortantes, cumpliéndose en ambos ejes para ambos módulos reforzados. Los resultados de esta verificación se presentan en las tablas 98 y 99.

Tabla 98: Cortantes basales del módulo A reforzado

Resultados de Etabs					
Norma E.030 - Artículo 29.4.1					
Dirección	V _{dinámico}	V _{estático}	80% V _{estático}	Condición	Verificación
X-X	101.41 Ton	120.40 Ton	96.32 Ton	$V_{dinámico} \geq 80\% V_{estático}$	Cumple
Y-Y	203.69 Ton	240.80 Ton	192.64 Ton	$V_{dinámico} \geq 80\% V_{estático}$	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 99: Cortantes basales del módulo B reforzado

Resultados de Etabs					
Norma E.030 - Artículo 29.4.1					
Dirección	V _{dinámico}	V _{estático}	80% V _{estático}	Condición	Verificación
X-X	74.25 Ton	88.55 Ton	70.84 Ton	$V_{dinámico} \geq 80\% V_{estático}$	Cumple
Y-Y	150.02 Ton	177.10 Ton	141.68 Ton	$V_{dinámico} \geq 80\% V_{estático}$	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

– Participación modal y periodos de vibración

Del análisis dinámico lineal, se concluye que en ambos módulos se cumple con el requisito establecido por la Norma E.030, ya que la suma de las masas participativas supera el 90% de la masa total de la estructura. En lo que respecta a los modos de vibración, los resultados se detallan en las tablas 100 y 101. En el caso del bloque A

reforzado, en el eje X, el primer modo de vibración tiene una masa participativa del 82.32% y un período de 0.176 segundos, mientras que en el eje Y, el segundo modo de vibración presenta una participación del 82.68% con un período de 0.132 segundos. En cuanto al bloque B reforzado, se observa que en el eje X, su primer modo de vibración muestra una participación del 82.05% con un período de 0.191 segundos, y en el eje Y, el segundo modo de vibración presenta una participación del 82.85% con un período de 0.137 segundos.

A partir de estos resultados, podemos inferir que en la dirección X, donde el sistema está compuesto por vigas y columnas en forma de T y L, se evidencia un incremento en la rigidez, lo que ha resultado en periodos de vibración más cortos en comparación con los bloques no reforzados. Por otro lado, en la dirección Y, que se caracteriza por un sistema de muros de albañilería, presenta una mayor rigidez, lo que conlleva a periodos más cortos que los de la dirección X.

Tabla 100: Participación modal del bloque A reforzado

Nivel	Caso	Modos	Periodo (seg)	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz	Rx	Ry	Rz	Sum Rx	Sum Ry	Sum Rz
1	Modal	1	0.176	0.8232	0	0	0.823	0.000	0.000	0	0.3824	5.40E-06	0.000	0.382	0.000
	Modal	2	0.132	0	0.8268	0	0.823	0.827	0.000	0.3784	0	1.18E-05	0.378	0.382	0.000
	Modal	3	0.119	1.80E-05	9.92E-06	0	0.823	0.827	0.000	2.10E-05	0.003	8.26E-01	0.378	0.385	0.826
2	Modal	4	0.045	0.1733	0.00E+00	0	0.997	0.827	0.000	1.81E-06	0.6035	0.0033	0.378	0.989	0.830
	Modal	5	0.039	2.64E-06	0.1731	0	0.997	1.000	0.000	0.6215	8.74E-06	3.77E-05	1.000	0.989	0.830
	Modal	6	0.035	3.40E-03	3.95E-05	0	1.000	1.000	0.000	0.0001	1.11E-02	0.1703	1.000	1.000	1.000

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 101: Participación modal del bloque B reforzado

Nivel	Caso	Modos	Periodo (seg)	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz	Rx	Ry	Rz	Sum Rx	Sum Ry	Sum Rz
1	Modal	1	0.191	0.8205	0	0	0.821	0.000	0.000	0	0.3712	1.01E-02	0.000	0.371	0.010
	Modal	2	0.137	0	0.8285	0	0.821	0.829	0.000	0.3755	0	1.56E-05	0.376	0.371	0.010
	Modal	3	0.124	8.20E-03	1.46E-05	0	0.829	0.829	0.000	2.95E-05	0.0041	8.17E-01	0.376	0.375	0.827
2	Modal	4	0.047	0.166	1.24E-06	0	0.995	0.829	0.000	5.08E-06	0.6051	0.0062	0.376	0.980	0.833
	Modal	5	0.039	6.37E-06	0.1715	0	0.995	1.000	0.000	0.6242	2.36E-05	1.00E-04	1.000	0.980	0.833
	Modal	6	0.035	5.40E-03	1.00E-04	0	1.000	1.000	0.000	0.0002	1.95E-02	0.1672	1.000	1.000	1.000

Fuente: Desarrollo propio

– Distorsiones de entrepiso

Para las derivas se utilizaron factores de desplazamiento, donde los módulos por ser regulares, se obtuvo un factor de 6 para la dirección X y un factor de 2.25 para el eje Y. A partir de estos factores, se determinó que ambas estructuras cumplen con los límites de derivas establecidos. En la dirección X, las distorsiones no exceden el valor límite de

0.007, que es aplicable a sistemas de concreto armado, y en la dirección Y, no superan el valor límite de 0.005, que es el establecido para sistemas de albañilería confinada.

Tabla 102: Verificación de distorsiones del módulo A reforzado

Dirección	Sistema	N° Piso	Deriva	Deriva Máx Norma E.030	Verificación
X-X	Muros Estructurales	2	0.002903	< 0.007	Cumple
		1	0.001958	< 0.007	Cumple
Y-Y	Muros de Albañilería Confinada	2	0.001889	< 0.005	Cumple
		1	0.001295	< 0.005	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 103: Verificación de distorsiones del módulo B reforzado

Dirección	Sistema	N° Piso	Deriva	Deriva Máx Norma E.030	Verificación
X-X	Muros Estructurales	2	0.003586	< 0.007	Cumple
		1	0.002311	< 0.007	Cumple
Y-Y	Muros de Albañilería Confinada	2	0.001902	< 0.005	Cumple
		1	0.001278	< 0.005	Cumple

Fuente: Desarrollo propio

– Junta sísmica

Para determinar la junta sísmica, se requirió obtener los valores máximos de desplazamiento utilizando el ETABS. En el caso del bloque A reforzado, se registró un desplazamiento máximo de 1.46 cm, mientras que para el bloque B reforzado, dicho valor fue de 1.72 cm. A continuación, se presentan en las Tablas 104 y 105 las juntas sísmicas de ambos bloques, las cuales sobrepasan la junta existente de 2.5 cm.

Tabla 104: Junta sísmica del módulo A reforzado

Junta Sísmica	
Dirección	X-X
D max (cm)	1.46 cm
Suma - D max (cm)	2.91 cm
Altura (m)	6.00 m
Verificación del Art. 33.2 de la Norma E.030	
Para X:	no menor que 2/3 de la suma de desplazamientos máximos
S >	1.94
S = 0.006*h ≥ 0.03 m	
S =	0.036 >= 0.03 m
Cumple	
Junta Real (cm)	2.5 cm
Verificación	La junta del módulo es de 2.5 cm por lo cual con el reforzamiento no cumple con la condición II

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 105: Junta sísmica del módulo B reforzado

Junta Sísmica	
Dirección	X-X
D max (cm)	1.72 cm
Suma - D max (cm)	3.44 cm
Altura (m)	6.00 m
Verificación del Art. 33.2 de la Norma E.030	
Para X:	no menor que 2/3 de la suma de desplazamientos máximos
S >	2.29
S = 0.006*h ≥ 0.03 m	
S =	0.036 ≥ 0.03 m
Cumple	
Junta Real (cm)	2.5 cm
Verificación	La junta del módulo es de 2.5 cm por lo cual con el reforzamiento no cumple con la condición II

Fuente: Desarrollo propio

– Verificación de irregularidades

a) **Irregularidades en elevación**

▪ Irregularidad de piso blando

Tabla 106: Irregularidad de piso blando del módulo A reforzado

Irregularidad de Piso blando							
Dirección	Niveles	Output Case	Rigidez en X tonf/m	Rigidez en Y tonf/m	Rigidez Lateral tonf/m	Verificación	
X-X	Nivel 2	Dx Dinámico	31319.727	0	31319.727	1.51	Regular
	Nivel 1	Dx Dinámico	78604.568	0	47284.841	-	
Y-Y	Nivel 2	Dy Dinámico	0	51744.642	51744.642	1.47	Regular
	Nivel 1	Dy Dinámico	0	127845.3	76100.658	-	

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 107: Irregularidad de piso blando del módulo B reforzado

Irregularidad de Piso blando							
Dirección	Niveles	Output Case	Rigidez en X tonf/m	Rigidez en Y tonf/m	Rigidez Lateral tonf/m	Verificación	
X-X	Nivel 2	Dx Dinámico	21270.047	0	21270.047	1.41	Regular
	Nivel 1	Dx Dinámico	51190.897	0	29920.85	-	
Y-Y	Nivel 2	Dy Dinámico	0	39920.126	39920.126	1.35	Regular
	Nivel 1	Dy Dinámico	0	93961.695	54041.569	-	

Fuente: Desarrollo propio

- Irregularidad de piso débil

Tabla 108: Irregularidad de piso débil del módulo A reforzado

Irregularidad de Piso Débil						
Dirección	Niveles	Output Case	Cortante en X tonf	Cortante en Y tonf	$V_{ni} < 0.80V_{ni+1}$	Verificación
X-X	Nivel 2	Dx Dinámico	60.0387	0.0486	1.69	Regular
	Nivel 1	Dx Dinámico	101.4106	0.0711		
Y-Y	Nivel 2	Dy Dinámico	0.0967	120.1646	1.70	Regular
	Nivel 1	Dy Dinámico	0.1423	203.6938		

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 109: Irregularidad de piso débil del módulo B reforzado

Irregularidad de Piso Débil						
Dirección	Niveles	Output Case	Cortante en X tonf	Cortante en Y tonf	$V_{ni} < 0.80V_{ni+1}$	Verificación
X-X	Nivel 2	Dx Dinámico	46.9113	0.0674	1.58	Regular
	Nivel 1	Dx Dinámico	74.25	0.1017		
Y-Y	Nivel 2	Dy Dinámico	0.1367	94.7878	1.58	Regular
	Nivel 1	Dy Dinámico	0.2034	150.0166		

Fuente: Desarrollo propio

- Irregularidad de masa o peso

Tabla 110: Irregularidad de masa o peso de los bloques A y B reforzados

Irregularidad de Masa o Peso					
Módulo	Niveles	Peso Por Nivel	$W_i > 1.50 W_{i+1}$	$W_i > 1.50 W_{i-1}$	Verificación
A	Nivel 2	178.1114	-	0.72	Regular
	Nivel 1	246.6303	1.38	-	Regular
B	Nivel 2	142.4854	-	0.84	Regular
	Nivel 1	169.5103	1.19	-	Regular

Fuente: Desarrollo propio

b) Irregularidades en planta

- Irregularidad torsional

Tabla 111: Irregularidad torsional del módulo A reforzado

Irregularidad Torsional						
Piso	Load Case	Dirección	Desplazamientos		Ratio	Verificación
			Absolutos	Relativos	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Ratio > 1.3
Piso 2	DERIVA X (Dinámico X)	X	0.014556	0.014406	1.010	Regular
Piso 1	DERIVA X (Dinámico X)	X	0.005874	0.005806	1.012	Regular
Piso 2	DERIVA Y (Dinámico Y)	Y	0.009525	0.008783	1.084	Regular
Piso 1	DERIVA Y (Dinámico Y)	Y	0.003886	0.003585	1.084	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 112: Irregularidad torsional del módulo B reforzado

Irregularidad Torsional						
Piso	Load Case	Dirección	Desplazamientos		Ratio	Verificación
			Absolutos	Relativos	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Ratio > 1.3
Piso 2	DERIVA X (Dinámico X)	X	0.010758	0.009925	1.084	Regular
Piso 1	DERIVA X (Dinámico X)	X	0.006933	0.006527	1.062	Regular
Piso 2	DERIVA Y (Dinámico Y)	Y	0.005705	0.005342	1.068	Regular
Piso 1	DERIVA Y (Dinámico Y)	Y	0.003835	0.003592	1.068	Regular

Fuente: Desarrollo propio

→ Análisis no lineal

- Análisis estático no lineal Pushover

A. Colocación de propiedades no lineales de los materiales

Se empleó una resistencia a la compresión (f'_c) de 280 kg/cm² para las columnas encamisadas y de 210 kg/cm² para las columnas diseñadas de concreto armado. Como resultado, se optó por utilizar el modelo no lineal de Mander únicamente para las columnas, a través del software ETABS (ver Figura 137). En cuanto a las vigas, se mantuvo el modelo previamente mencionado de Hognestad. En relación con otros materiales introducidos antes del reforzamiento de los bloques, sus propiedades y modelos no lineales se siguen manteniendo iguales.

Figura 137: Asignación del modelo de Mander para el concreto por medio del ETABS

Fuente: Desarrollo propio

Para el modelo de Mander, se llevarán a cabo los cálculos tanto para el concreto confinado como para el no confinado. Posteriormente, compararemos los resultados con el software ETABS. La sección que se abordará es la siguiente:

Figura 138: Columna de 25 cm x 25 cm

COLUMNNA - C5
0.25 x 0.25
$\square \emptyset 1/4"$, 1@.05, 2@.08, 2@.11, 1@.15, 1@.23, Rto @.25
0.81%
0.04 m

Fuente: Desarrollo propio

- En primer lugar, procedemos a definir los parámetros de la columna, incluyendo sus dimensiones, resistencia a la compresión (210 kg/cm² en este ejemplo), esfuerzo de fluencia (4200 kg/cm²), deformación del concreto (0.002), y deformación del acero (0.09).

Tabla 113: Datos de la columna de 25 cm x 25 cm

Datos de la Columna	
Altura (h):	25 cm
Base (b):	25 cm
Recubrimiento (r):	4 cm
Esf.fluencia acero (fy):	4200 kg/cm ²
Def.última acero (E _{su}):	0.09
Resist.compresión concre. (f'c):	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad concre. (E _c):	217370.65 kg/cm ²
Def.concreto (E ₀):	0.002
Separación de estribos (S):	10 cm

Fuente: Desarrollo propio

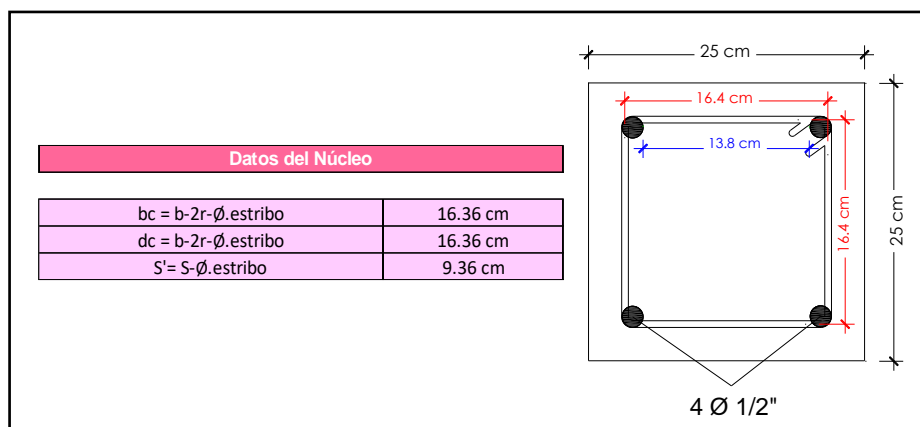
- Luego definimos las propiedades del acero de refuerzo, que para esta columna tiene 4 varillas longitudinales de 1/2" con estribos de 1/4".

Tabla 114: Características del acero de refuerzo de la columna de 25 cm x 25 cm

Datos del Acero de Refuerzo		
Ø Acero longitudinal (Esquineros):	1/2 pulg	1.27 cm
Ø Acero longitudinal (Excéntricos):	1/2 pulg	1.27 cm
Ø Estribo:	1/4 pulg	0.64 cm
As. Estribo:	0.32 cm ²	
N°varillas :	4	
N°lineas en el eje X:	2	
N°lineas en el eje Y:	2	

Fuente: Desarrollo propio

- ③ Con los datos ya mencionados anteriormente, procedemos a calcular el núcleo confinado, el cual se obtuvo un valor de 16.36 cm en ambos ejes.

Figura 139: Dimensiones del núcleo de la columna de 25 cm x 25 cm

Fuente: Desarrollo propio

- ④ Calculamos el coeficiente de confinamiento efectivo, para ello determinamos datos clave, como el espaciamiento entre las barras longitudinales, el cual resultó ser de 13.19 cm. Este valor fue fundamental para calcular tanto el área inefectiva como el área efectiva. Al finalizar los cálculos, obtuvimos un coeficiente de 0.29, el cual se obtiene mediante la división del área efectiva (A_e) entre el área del núcleo de concreto (A_{cc}).

Tabla 115: Cálculo del coeficiente de confinamiento efectivo de la columna de 25 cm x 25 cm

Cálculo del área de la parábola inefectiva	
Espaciamiento libre entre barras longitudinales Dir. X (W_x):	13.19 cm
Espaciamiento libre entre barras longitudinales Dir. y (W_y):	13.19 cm
Área.inefectiva (A_{inef}):	115.98 cm ²
Área.efectiva (A_e):	77.37 cm ²
Relación del área de refuerzo longitudinal al núcleo confinado de concreto (pcc):	0.0205
Área del núcleo de concreto (A_{cc}):	262.33 cm ²
Coeficiente de confinamiento efectivo	
K_e :	0.29

Fuente: Desarrollo propio

- 5 Luego calculamos los esfuerzos de confinamiento en ambas direcciones, donde se obtuvo un esfuerzo de 4.795 kg/cm².

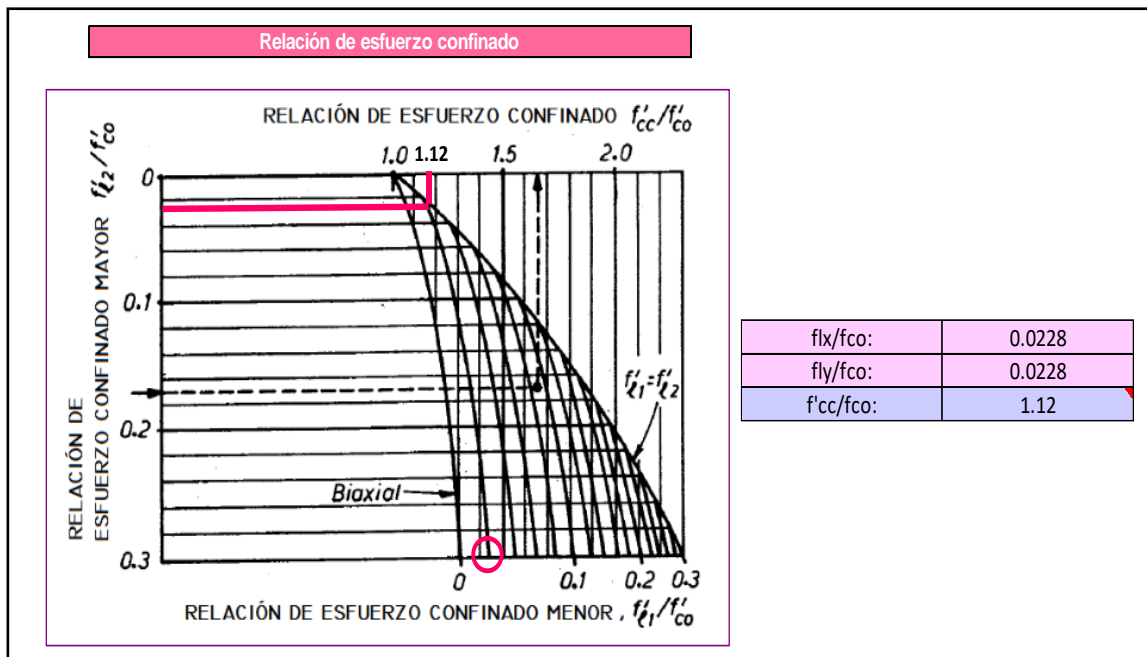
Tabla 116: Cálculo de esfuerzos de confinamiento de la columna de 25 cm x 25 cm

Cálculo de la presión de confinamiento equivalente	
Relación del volumen de refuerzo transversal al column del núcleo de concreto confinado (psx):	0.00387
Relación del volumen de refuerzo transversal al column del núcleo de concreto confinado (psy):	0.00387
Esfuerzo de confinamiento en la dirección X (f1x):	4.795 kg/cm ²
Esfuerzo de confinamiento en la dirección Y (f1y):	4.795 kg/cm ²

Fuente: Desarrollo propio

- 6 Luego calculamos los esfuerzos de confinamiento en ambas direcciones, donde se obtuvo un esfuerzo de 4.795 kg/cm².

Figura 140: Relación de esfuerzo confinado de la columna de 25 cm x 25 cm



Fuente: Desarrollo propio

- 7 Calculamos el esfuerzo del concreto confinado, obteniendo un valor de 235.2 kg/cm² con una deformación de 0.0032. Para concluir, también determinamos la deformación última del concreto, la cual alcanzó un valor de 0.0214.

Tabla 117: Cálculo del esfuerzo y deformación última del concreto-columna de 25 cm x 25 cm

Resistencia y Deformación de compresión del concreto confinado	
f'cc:	235.2 kg/cm ²
ε _{cc} :	0.0032
Cálculos adicionales	
Módulo secante (Esec):	73500 kg/cm ²
ε _{cc} /ε ₀ :	1.6
E _c /Esec:	3.0
rec:	1.51
Cálculo de la deformación última del concreto	
ps:	0.0077
ε _{cu} :	0.0214
ε _{cu} /ε ₀ :	10.71
ε _{cu} /ε _{cc} :	6.69

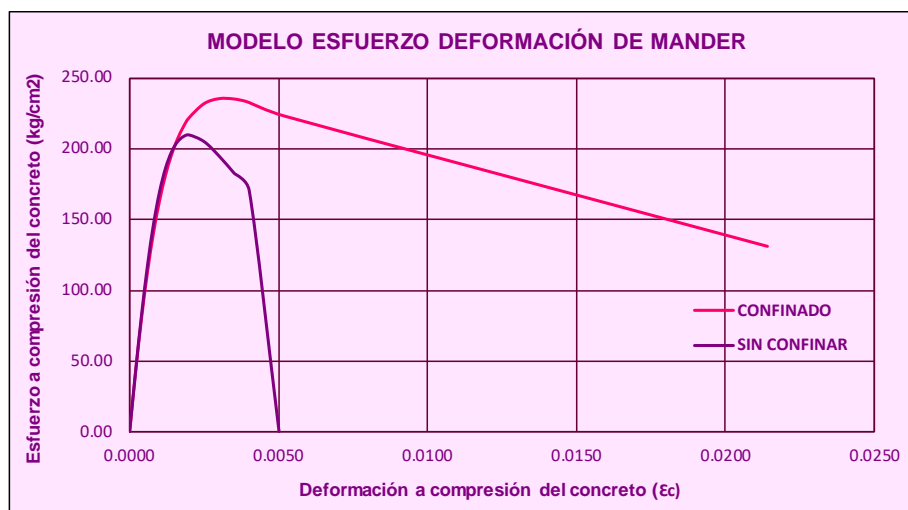
Fuente: Desarrollo propio

Tabla 118: Cálculos de esfuerzos y deformaciones a la compresión para un concreto confinado y no confinado

CONFINADO		SIN CONFINAR	
Deformación (ε _c)	Resistencia (f'c) Kg/cm ²	Deformación (ε _c)	Resistencia (f'c) Kg/cm ²
0.0000	0.00	0.0000	0.00
0.0002	42.22	0.0002	42.94
0.0004	80.17	0.0004	83.00
0.0006	112.82	0.0006	118.11
0.0008	140.12	0.0008	147.14
0.0010	162.50	0.0010	169.82
0.0012	180.55	0.0012	186.53
0.0014	194.91	0.0014	198.02
0.0016	206.18	0.0016	205.18
0.0018	214.91	0.0018	208.91
0.0020	221.55	0.0020	210.00
0.0025	231.44	0.0025	205.23
0.0030	234.95	0.0030	194.97
0.0035	234.73	0.0035	182.91
0.0040	232.34	0.0040	170.80
0.0052	222.67	0.0050	0.00
0.0214	130.77		

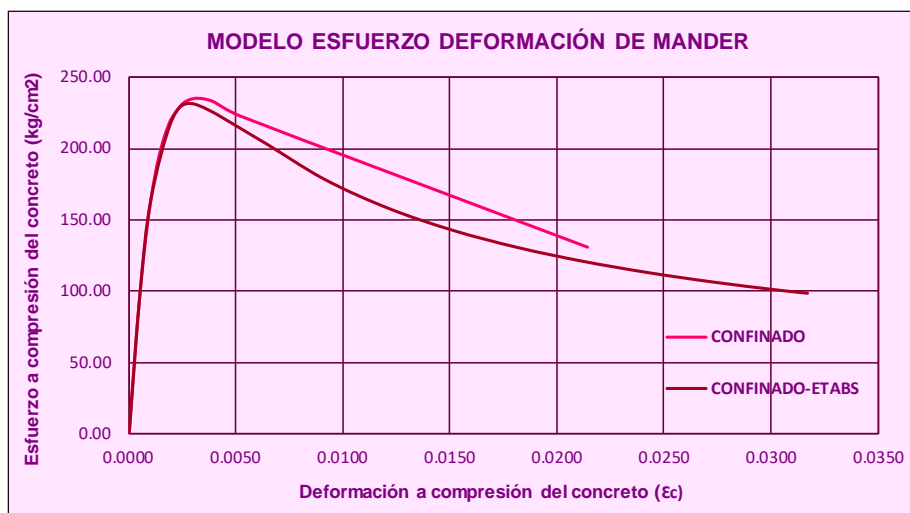
Fuente: Desarrollo propio

Figura 141: Curva esfuerzo – deformación según el modelo de Mander



Fuente: Desarrollo propio

Figura 142: Comparación de la curva esfuerzo – deformación calculada vs el programa



Fuente: Desarrollo propio

Se puede apreciar en la figura 141 que la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado calculado es semejante al obtenido del programa ETABS.

B. Asignación de modelo no lineal a los elementos estructurales

Se aplicaron los mismos procedimientos previamente explicados para los bloques no reforzados. En el caso de las columnas de concreto armado en forma de T y L, se les asignaron rótulas plásticas tipo fibra. En lo que respecta a las vigas, se les asignaron rótulas concentradas con momento M3 siguiendo la tabla 10-7 del ASCE 41-17 y utilizando las nuevas cortantes obtenidas de las vigas. Por último, a los muros de albañilería confinada se le instalaron rótulas de corte.

C. Asignación de cargas a la edificación

- Carga de gravedad

- ✓ La carga de gravedad se origina a partir de la combinación total de la carga muerta (100%) y la mitad de la carga viva (50%), dado que se trata de una edificación esencial.

- Carga monotónica

- ✓ La carga monotónica cambia en el reforzamiento, ya que la disposición de la carga debe coincidir con los modos de vibración correspondientes en cada dirección. En el caso de los módulos A y B reforzados, el primer modo de vibración ocurre en el eje X, mientras que el segundo modo se presenta en el eje Y.
- ✓ En este análisis, se utilizaron desplazamientos de control mediante el software ETABS. La determinación de estos desplazamientos se llevó a cabo al evaluar la rotación de la columna más crítica, siguiendo los criterios de la tabla 11-7 establecida en la norma ATC-40. En el caso del módulo A reforzado, se analizó la columna encamisada en T número 11, localizada entre los ejes C y 4, con una sección de 1.20 m x 0.55 m con espesor de 0.20 m. Para esta evaluación, se siguió un procedimiento similar al descrito en la tabla 10-7 del ASCE 41-17.
- ✓ Se utilizó la tabla 119 para obtener la rotación a la cual falla el elemento encamisado más esforzado, esto debido a que sus nuevas dimensiones permiten que estos elementos trabajen como muros de concreto armado. Para su ejecución se puso en práctica las fórmulas planteadas en la siguiente tabla para determinar los rangos en los que se encuentra el elemento estructural, además se sigue el mismo criterio de la tabla 11-4 del ATC 40 para determinar si los elementos de confinamiento cumplen o no.

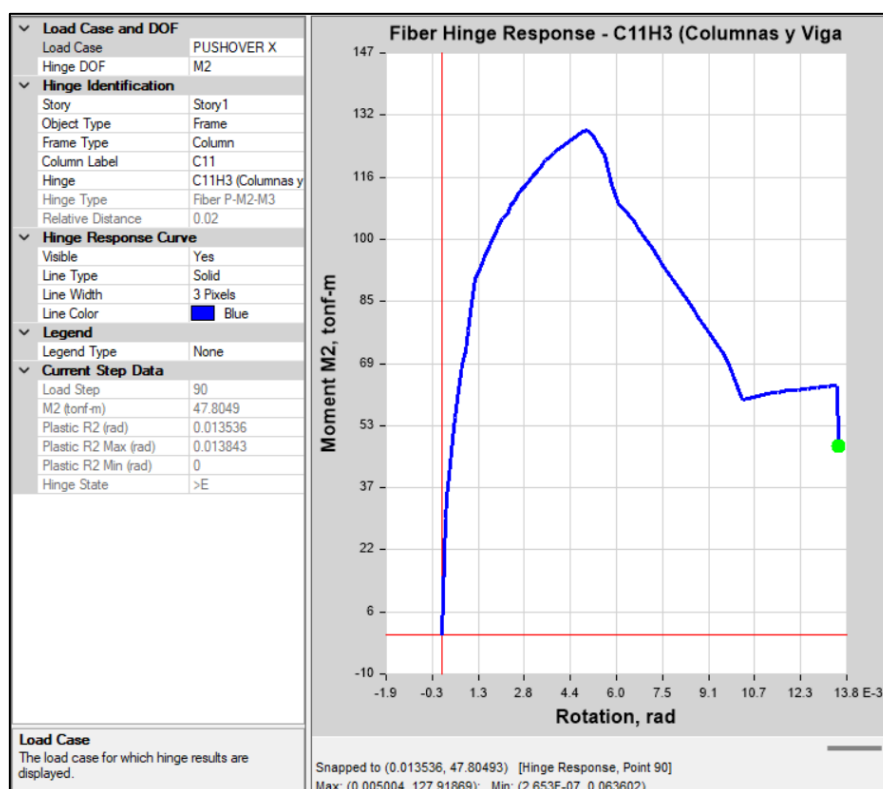
Tabla 119: Tabla 11-7 del ATC 40 para rotaciones de rótulas plásticas en muros de concreto armado

TIPO DE COMPONENTE			NIVEL DE RENDIMIENTO				
			Primaria			Secundaria	
			IO	LS	SS	LS	SS
Muros de Concreto controlados por flexión							
$\frac{(A_s - A_s') * f_y + P}{A_s f'_c}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Elemento de Contorno					
≤ 0.1	≤ 3	C	0.005	0.01	0.015	0.015	0.02
≤ 0.1	≥ 6	C	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	C	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	C	0.001	0.003	0.005	0.005	0.01
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

Fuente: Desarrollo propio

- ✓ Después de establecer los rangos, pudimos determinar tanto los parámetros de modelado como los niveles de rendimiento correspondientes a sus ángulos de rotación. Donde se obtuvo que la columna encamisada en T llega a su punto de colapso cuando la rotación alcanza los 0.015 radianes.
- ✓ A través del uso del software ETABS, se determinó que para el step 90, la columna experimenta un colapso con una rotación de 0.014 radianes y un momento de 47.80 toneladas-metro (ver Figura 143). Este valor se encuentra dentro del rango especificado en la Tabla 11-7 del ATC-40, que va desde 0.01 a 0.015 radianes.

Figura 143: Curva momento-rotación de la columna N°11 en el eje X – módulo A reforzado

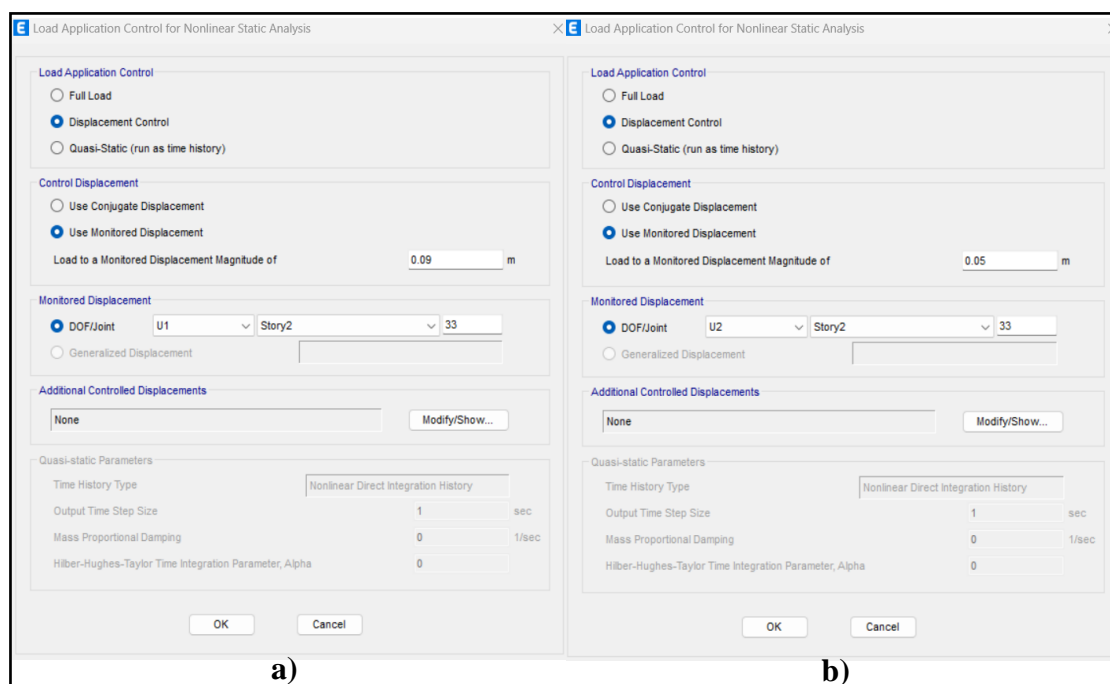


Fuente: Desarrollo propio

- ✓ En relación al módulo A, se ha identificado que en el step 130, cuando la columna alcanza el punto de colapso, se registra un desplazamiento de 0.09 metros en la dirección X, el cual se considera como el desplazamiento de control para la curva de capacidad. En cuanto a la dirección Y, debido a la mayor rigidez de los muros de albañilería confinada en comparación con el eje X, se observa un desplazamiento máximo de 0.05 metros, tal como se muestra en la Figura 144.

- ✓ Para el módulo B, se procedió a evaluar la columna aporricada número 6, la cual está ubicada entre el eje C y el eje 2, con una sección de 1.20 m x 0.55 m con espesor de 0.20 m. Los mismos procedimientos previamente mencionados se llevaron a cabo en este módulo. De acuerdo con la tabla de la norma ATC-40, se determinó que la columna colapsaría a un ángulo de rotación de 0.015 radianes. Sin embargo, al emplear el software ETABS en el step 90, se obtuvo un ángulo de rotación de 0.014 radianes, acompañado de un momento de 63.47 toneladas-metro. En este mismo step se registró un desplazamiento de control de 0.09 metros en el eje X. En cuanto al eje Y, se obtuvo un desplazamiento de 0.05 metros en la dirección Y (Figura 144).
- ✓ Esta información se obtuvo en relación a un punto cercano al centro de masa del último piso de la edificación, específicamente, se utilizó el punto con etiqueta 33 en el nivel superior para ambos módulos.

Figura 144: Control de desplazamiento del bloque A y B reforzados: a) eje X y b) eje Y

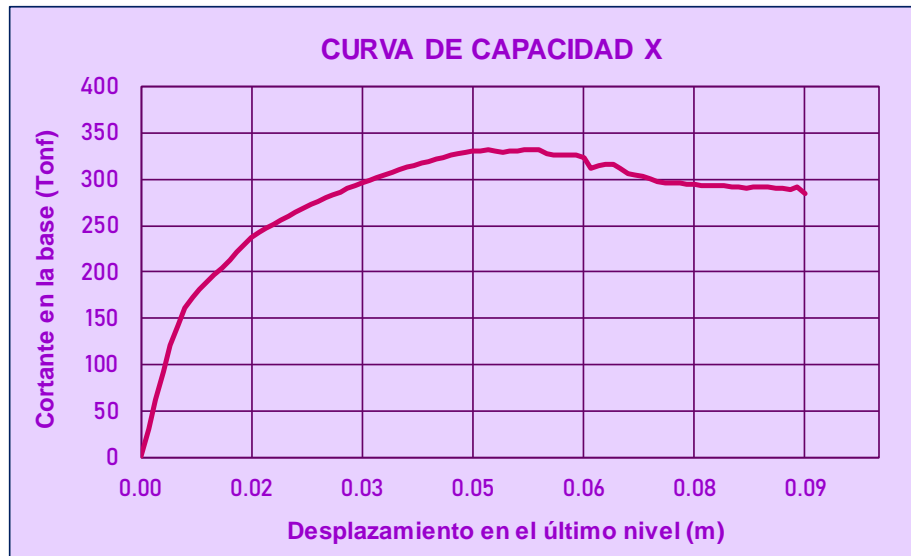


Fuente: Desarrollo propio

D. Curva de capacidad

En la figura 145 se puede observar la curva de capacidad en la dirección X del módulo A reforzado. Esta curva inicia de manera lineal, luego experimenta un aumento de resistencia hasta alcanzar una máxima cortante de 332.22 toneladas, acompañado por un desplazamiento de 0.054 metros. Finalmente, la curva culmina con una cortante de 284.67 toneladas y un desplazamiento último de 0.09 metros.

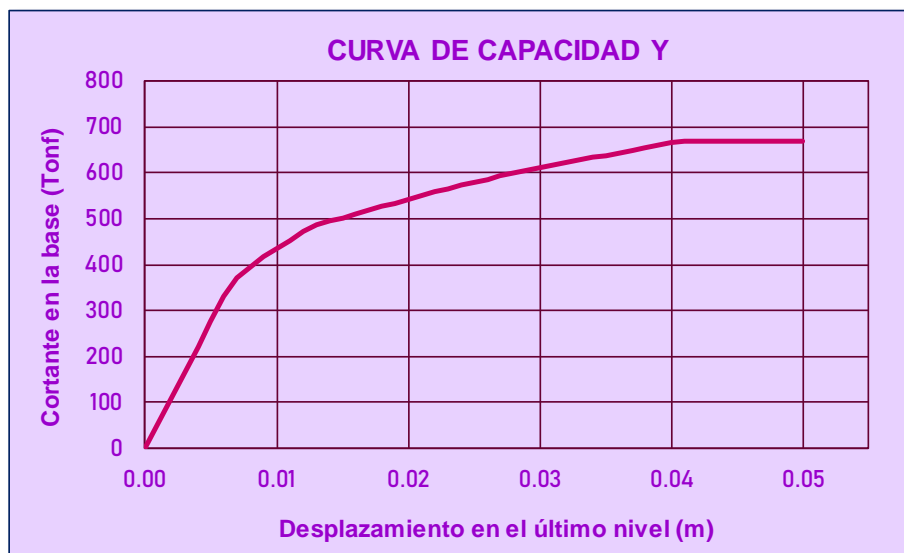
Figura 145: Curva de capacidad de la dirección X del módulo A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

En la figura 146, se presenta la representación gráfica de la curva de capacidad en la dirección Y del módulo A reforzado. Esta curva inicia de manera lineal, luego experimenta un aumento de resistencia hasta alcanzar una máxima cortante de 669.421 toneladas, acompañado por un desplazamiento de 0.045 metros. Finalmente, la curva culmina con una cortante de 668.245 toneladas y un desplazamiento último de 0.05 metros.

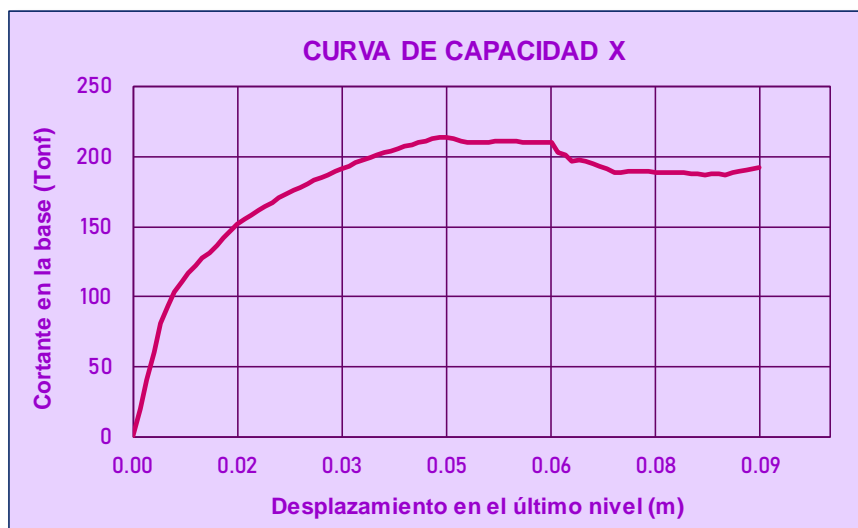
Figura 146: Curva de capacidad de la dirección Y del módulo A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

En la figura 147 se puede observar la curva de capacidad en la dirección X del módulo B reforzado. Esta curva inicia de manera lineal, luego experimenta un aumento de resistencia hasta alcanzar una máxima cortante de 214.04 toneladas, acompañado por un desplazamiento de 0.045 metros. Finalmente, la curva culmina con una cortante de 192.33 toneladas y un desplazamiento último de 0.09 metros.

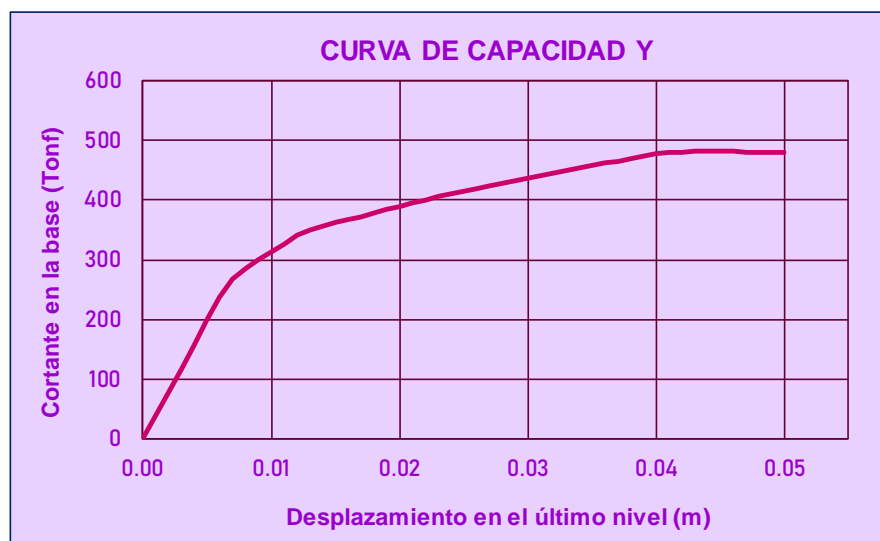
Figura 147: Curva de capacidad de la dirección X del módulo B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

En la figura 148 se aprecia la curva de capacidad de la dirección Y del módulo B reforzado, donde inicia en una zona lineal, luego gana resistencia hasta obtener una cortante máxima de 481.419 ton con un desplazamiento de 0.044 m, por último esta curva culmina con una cortante 480.018 ton con un desplazamiento último de 0.05 m.

Figura 148: Curva de capacidad de la dirección Y del módulo B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

E. Punto de desempeño

Por medio del software ETABS se obtiene el punto de desempeño, sin embargo, para realizar una comparación se calculó aplicando el método de coeficientes establecido por el ASCE 41-17, este cálculo se explico anteriormente en los bloques no reforzados.

✓ Módulo A reforzado - Dirección X-X

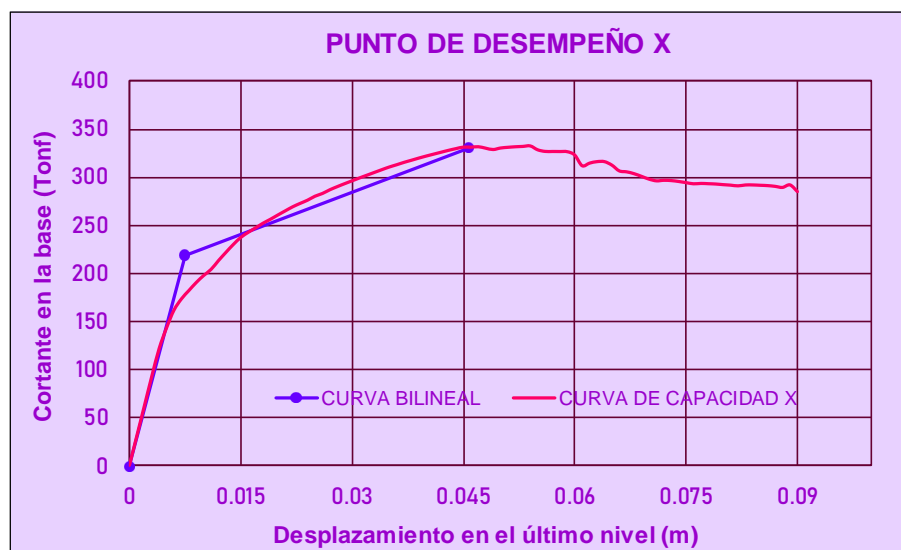
Del cálculo se obtuvo que el módulo A reforzado en la dirección X tiene un punto de desempeño de 0.046 m con una cortante de 330.986 ton para un sismo máximo.

Tabla 120: Valores de la curva bilineal del módulo A reforzado para la dirección X

CALCULADA	
CURVA BILINEAL	
D (m)	V (tn)
0	0
0.007	218.908
0.046	330.986

Fuente: Desarrollo propio

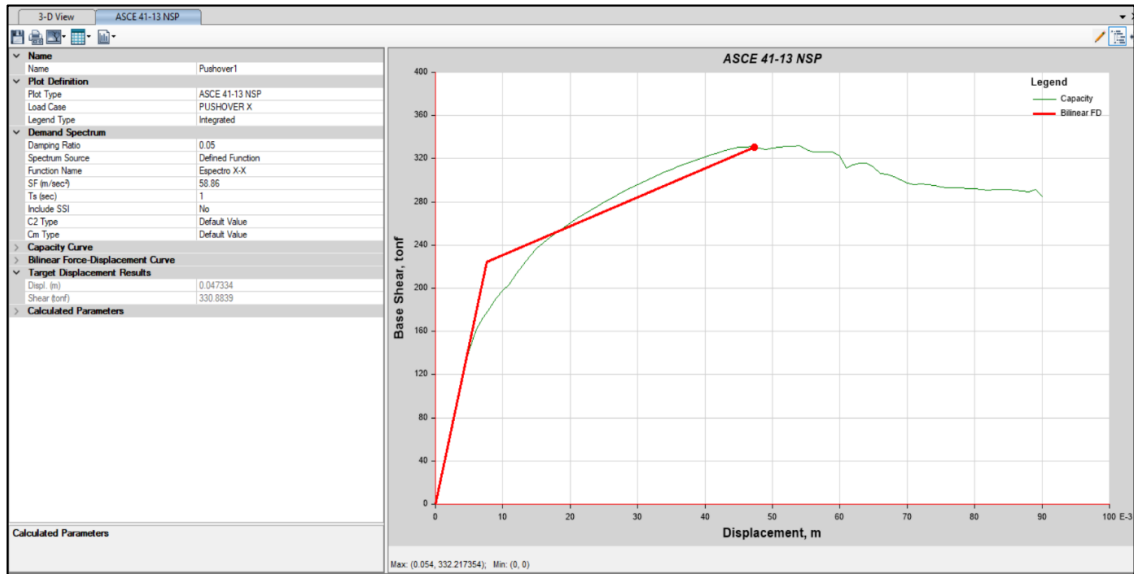
Figura 149: Punto de desempeño del módulo A reforzado para la dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Por medio del software ETABS se obtuvo una cortante de 330.884 ton para un punto de desempeño de 0.047 m.

Figura 150: Punto de desempeño del módulo A reforzado para la dirección X según el ETABS



Fuente: Desarrollo propio

✓ **Módulo A reforzado - Dirección Y-Y**

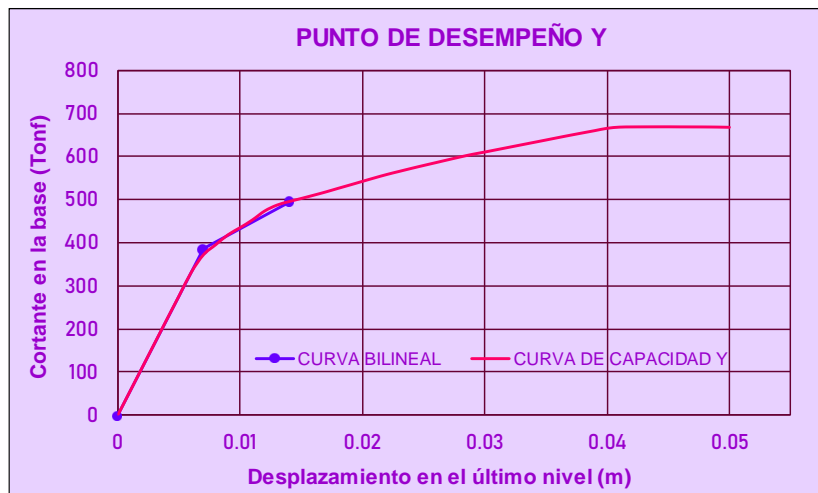
Para el módulo A reforzado en la dirección Y se obtuvo un punto de desempeño de 0.014 m con una cortante de 495.732 ton para un sismo máximo.

Tabla 121: Valores de la curva bilineal del módulo A reforzado para la dirección Y

CALCULADA	
CURVA BILINEAL	
D (m)	V (tn)
0	0
0.007	386.395
0.014	495.732

Fuente: Desarrollo propio

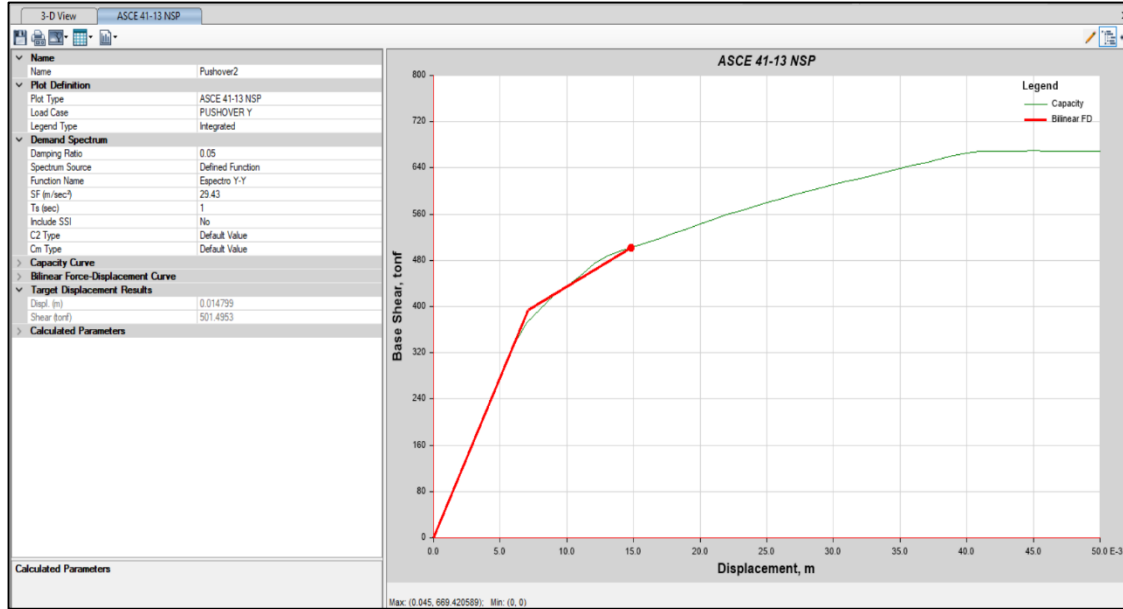
Figura 151: Punto de desempeño del módulo A reforzado para la dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

Por medio del software ETABS se obtuvo una cortante de 501.495 ton para un punto de desempeño de 0.015 m.

Figura 152: Punto de desempeño del módulo A reforzado para la dirección Y según el ETABS

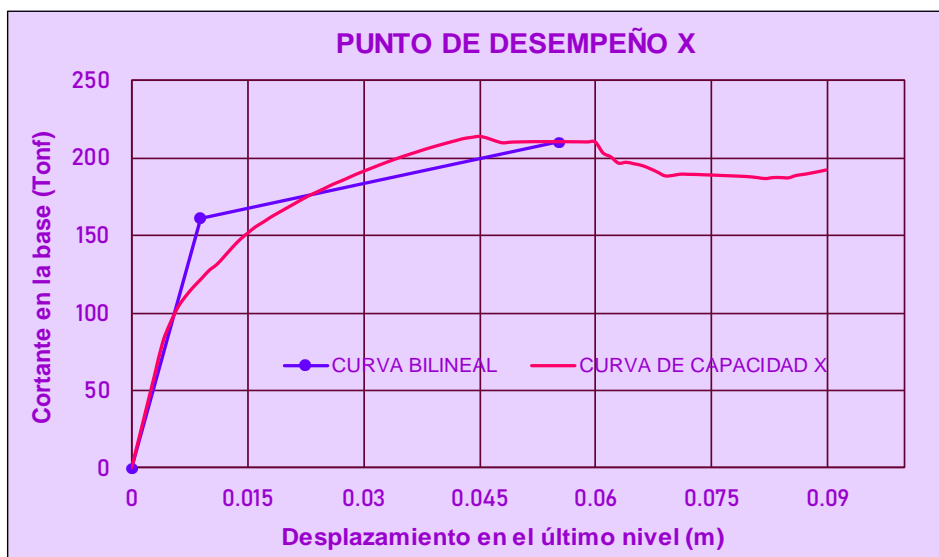


Fuente: Desarrollo propio

✓ **Módulo B reforzado - Dirección X-X**

Para el módulo B reforzado en la dirección X se obtuvo un punto de desempeño de 0.05537 m con una cortante de 210.602 ton para un sismo máximo.

Figura 153: Punto de desempeño del módulo B reforzado para la dirección X



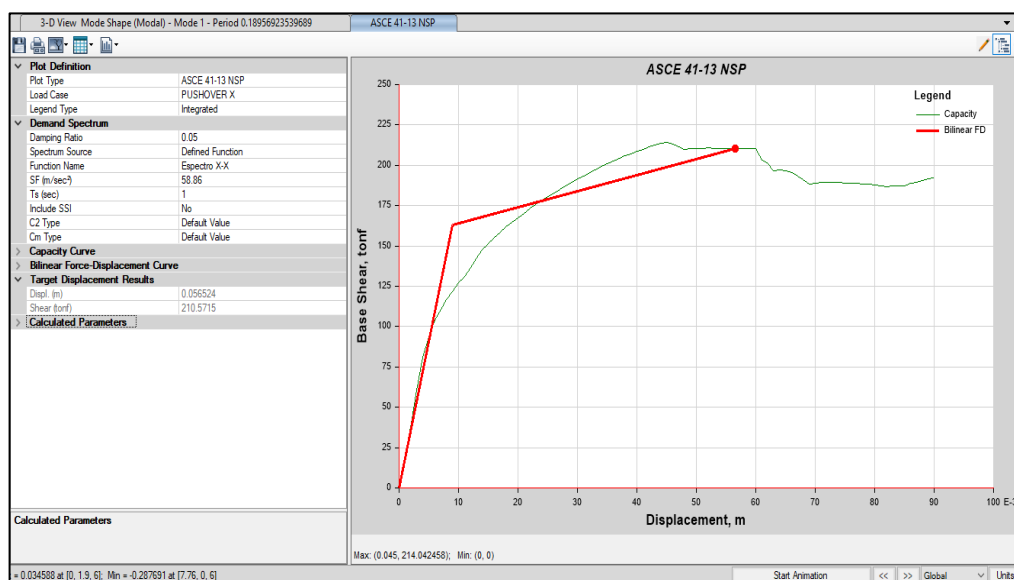
Fuente: Desarrollo propio

Tabla 122: Valores de la curva bilineal del módulo B reforzado para la dirección X

CALCULADA	
CURVA BILINEAL	
D (m)	V (tn)
0	0
0.009	161.171
0.05537	210.602

Fuente: Desarrollo propio

Por medio del software ETABS se obtuvo una cortante de 210.572 ton para un punto de desempeño de 0.057 m.

Figura 154: Punto de desempeño del módulo B reforzado para la dirección X según el ETABS

Fuente: Desarrollo propio

✓ Módulo B reforzado - Dirección Y-Y

Para el módulo B en la dirección Y se obtuvo un punto de desempeño de 0.0154 m con una cortante de 364.778 ton para un sismo máximo.

Tabla 123: Valores de la curva bilineal del módulo B reforzado para la dirección Y

CALCULADA	
CURVA BILINEAL	
D (m)	V (tn)
0	0
0.00728	288.304
0.015470	364.778

Fuente: Desarrollo propio

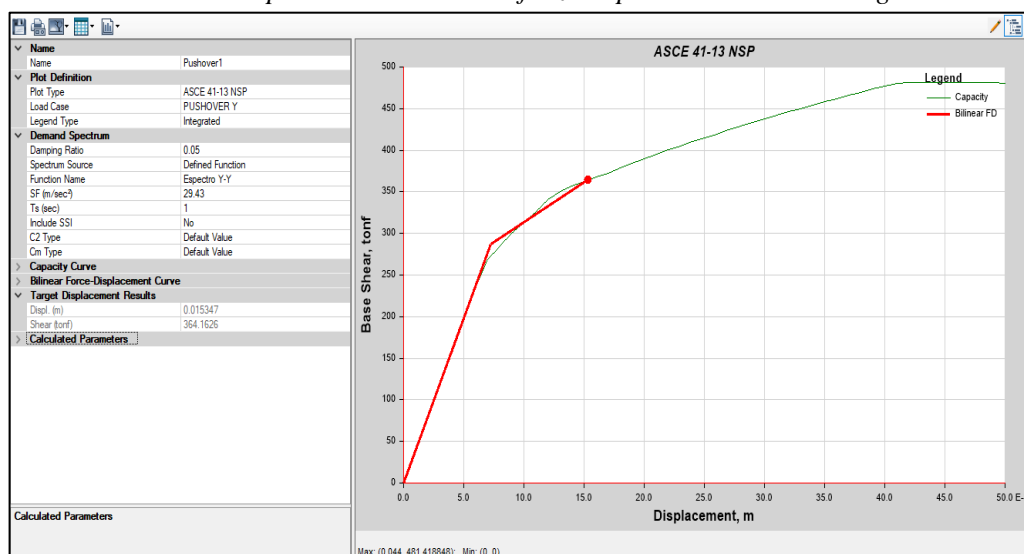
Figura 155: Punto de desempeño del módulo B reforzado para la dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

Por medio del software ETABS se obtuvo una cortante de 364.163 ton para un punto de desempeño de 0.015 m.

Figura 156: Punto de desempeño del módulo B reforzado para la dirección Y según el ETABS



Fuente: Desarrollo propio

F. Evaluación del desempeño sísmico

Para evaluar el desempeño sísmico de los módulos A y B reforzados, se empleó la metodología propuesta por el comité Visión 2000 del SEAOC. En el caso del módulo A reforzado, en el eje X, el punto de fluencia tiene un desplazamiento de 0.015 metros con una cortante de 318.570 toneladas, mientras que en el eje Y, tiene un desplazamiento de 0.009 metros con una cortante de 511.953 toneladas. En cuanto al módulo B reforzado, en el eje X, su punto de fluencia tiene un desplazamiento de 0.013 metros y tiene una

cortante de 192.597 toneladas, mientras que en el eje Y, se registra un desplazamiento de 0.009 metros con una cortante de 367.894 toneladas.

En el contexto de un centro educativo, es esencial cumplir con un nivel de desempeño de resguardo de vidas en ambas direcciones durante un sismo máximo, según lo recomienda la norma E.030. Por ello, al observar la Figura 157, se puede apreciar que el módulo A reforzado, en su coordenada X, alcanza un nivel de resguardo de vida con un desplazamiento de 0.0457 metros y una cortante de 330.9864 toneladas, mientras que en su coordenada Y, logra un desempeño funcional con un desplazamiento de 0.0141 metros y una cortante de 495.7318 toneladas (ver Figura 158).

Figura 157: Desempeño sísmico del módulo A reforzado en la dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Figura 158: Desempeño sísmico del módulo A reforzado en la dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

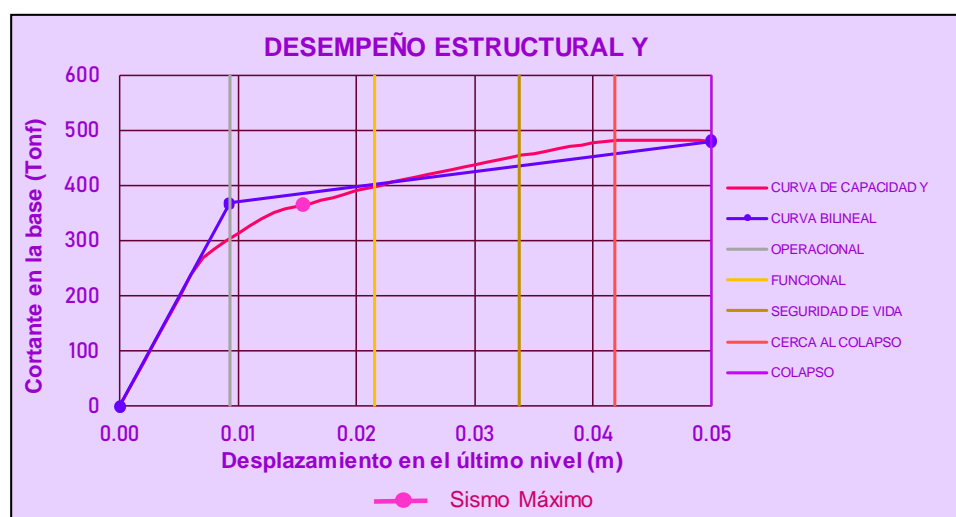
En el caso del módulo B reforzado, se obtiene un desempeño similar en ambas direcciones. En su eje X, presenta un desplazamiento de 0.0554 metros con una cortante de 210.6022 toneladas (Figura 159), mientras que en su eje Y, registra un desplazamiento de 0.0155 metros con una cortante de 364.7776 toneladas (Figura 160)

Figura 159: Desempeño sísmico del módulo B reforzado en la dirección X



Fuente: Desarrollo propio

Figura 160: Desempeño sísmico del módulo B reforzado en la dirección Y



Fuente: Desarrollo propio

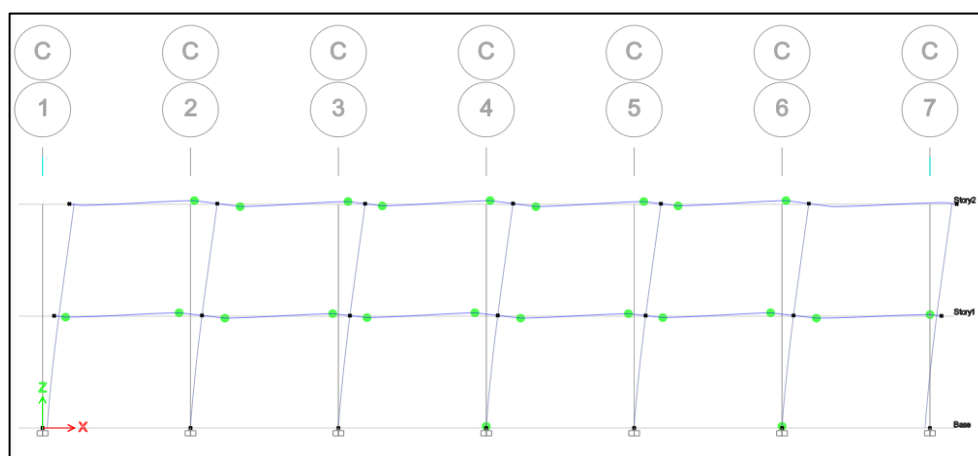
Ambos bloques obtuvieron un desempeño de seguridad de vida en la dirección X, por lo cual el reforzamiento permite que se cumplan los requisitos de la Norma en dicha dirección. Por otro lado, en la dirección Y, se observa un desempeño funcional, con daños leves en elementos estructurales y no estructurales.

G. Mecanismo de falla

✚ Módulo A reforzado

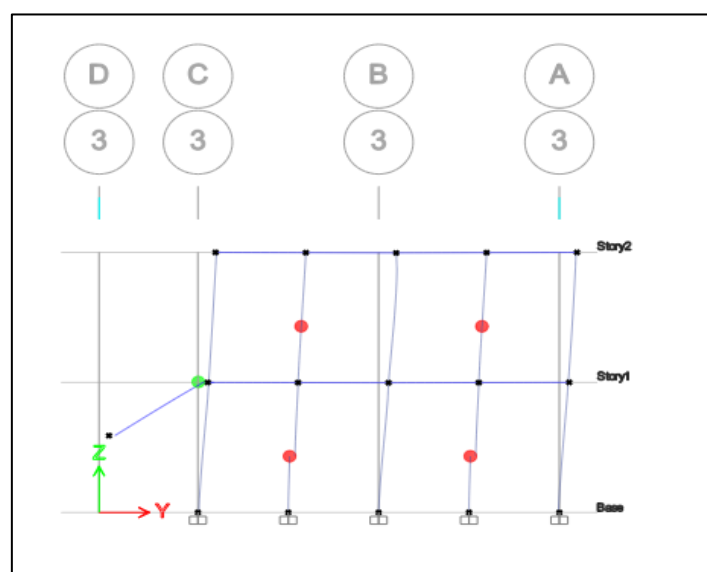
Por medio del análisis estático no lineal se evaluaron las primeras rotulaciones en los elementos estructurales. En la dirección X, se observó que las vigas estructurales comenzaron a desarrollar rótulas a un desplazamiento de 0.0261 metros y una cortante de 282.752 toneladas. Posteriormente, se identificaron rótulas en la mayoría de las columnas a un desplazamiento de 0.0351 metros y una cortante de 310.269 toneladas, lo que indica la formación de un mecanismo de columna fuerte y viga débil. En cuanto a la dirección Y, los muros comenzaron a fallar a un desplazamiento de 0.0025 metros y una cortante de 166.480 toneladas. Se puede visualizar en las figuras 161 y 162.

Figura 161: Generación de rótulas en la dirección X del módulo A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 162: Generación de rótulas en la dirección Y del módulo A reforzado

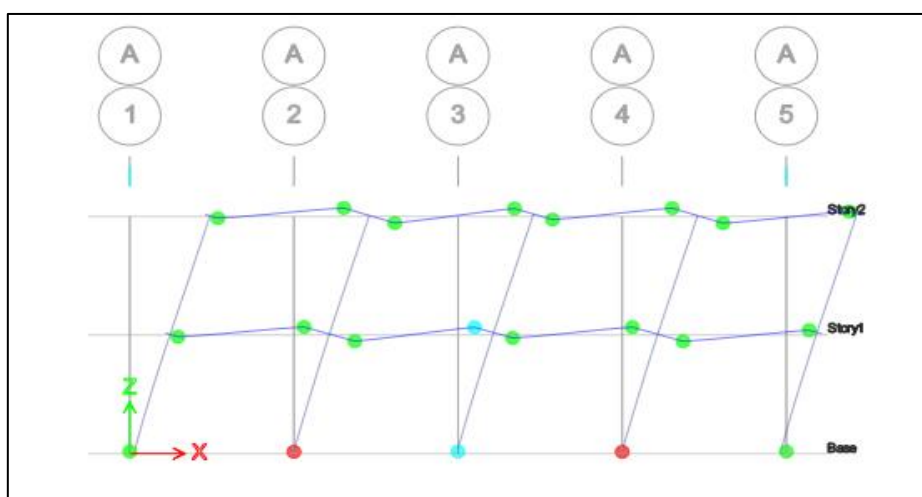


Fuente: Desarrollo propio

✚ Módulo B reforzado

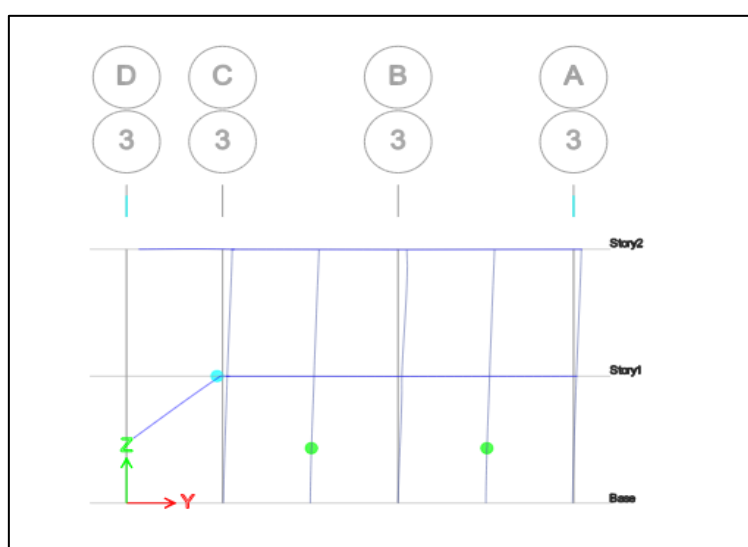
Por medio del análisis estático no lineal se evaluaron las primeras rotulaciones en los elementos estructurales. En la dirección X, se observó que las vigas estructurales comenzaron a desarrollar rótulas a un desplazamiento de 0.0138 metros y una cortante de 147.309 toneladas. Posteriormente, se identificaron rótulas en la mayoría de las columnas llegando al colapso a un desplazamiento de 0.0911 metros y una cortante de 192.334 toneladas, lo que indica la formación de un mecanismo de columna fuerte y viga débil. En cuanto a la dirección Y, los muros presentaron rótulas a un desplazamiento de 0.0064 metros y una cortante de 236.648 toneladas. Todo esto se puede visualizar en las figuras 163 y 164.

Figura 163: Generación de rótulas en la dirección X del módulo B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 164: Generación de rótulas en la dirección Y del módulo B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

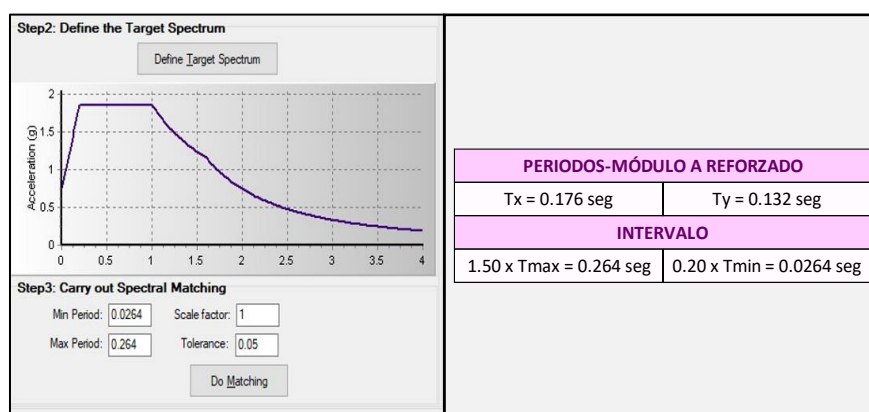
- Análisis estático no lineal Pushover

A. Escalamiento y compatibilización de registros sísmicos

Se emplearon los registros sísmicos escalados, que previamente se habían utilizado para evaluar los bloques no reforzados. Estos registros fueron introducidos en el software SeismoMatch, manteniendo el mismo espectro elástico mencionado anteriormente en el proceso.

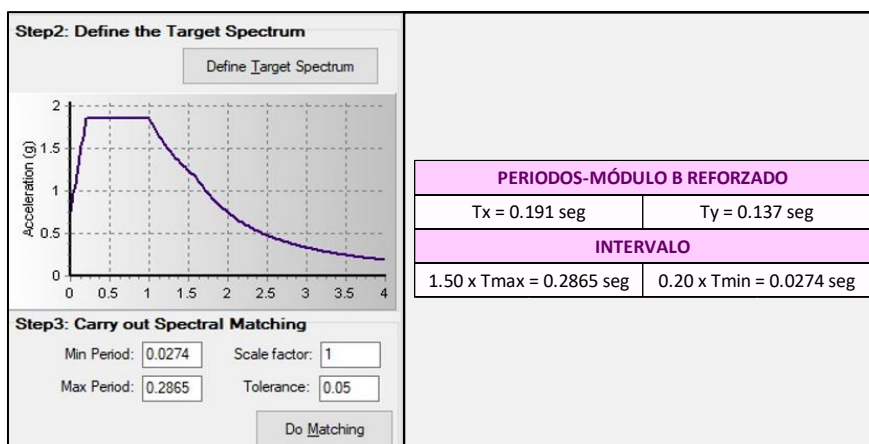
La norma E.030 y el ASCE 41-17 definen un rango de niveles de peligro en base a los periodos fundamentales de la dirección X y Y, el cual es: $[0.2T_{min} - 1.5T_{max}]$, por medio de este rango se realizó un nuevo escalamiento y se compatibilizaron los acelerogramas. A continuación, se muestran los rangos que se consideraron para el módulo A y B reforzados.

Figura 165: Periodos para los ZUS compatibles – Módulo A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

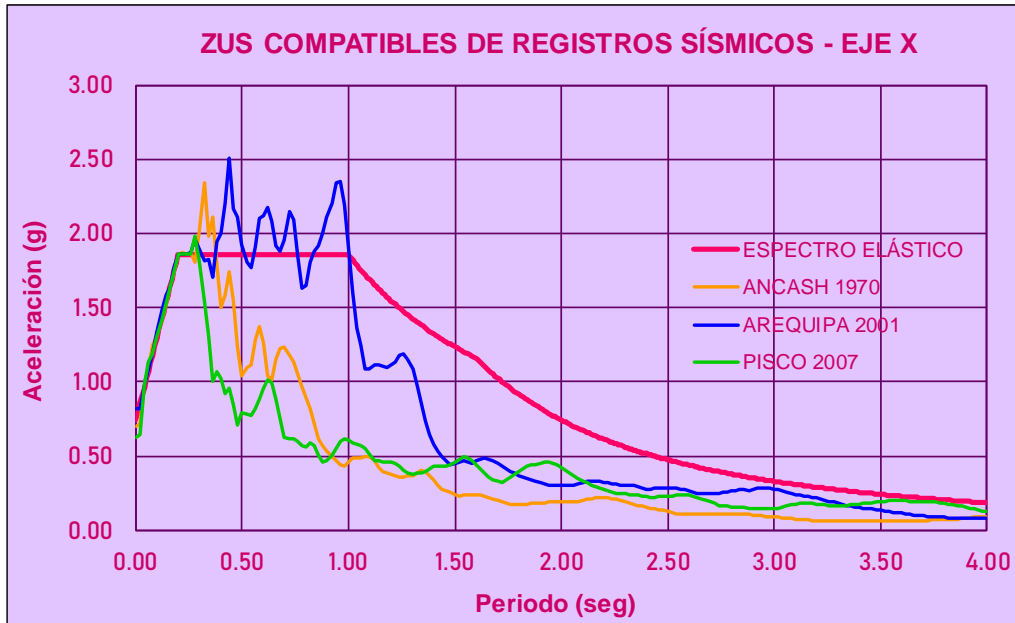
Figura 166: Periodos para los ZUS compatibles – Módulo B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

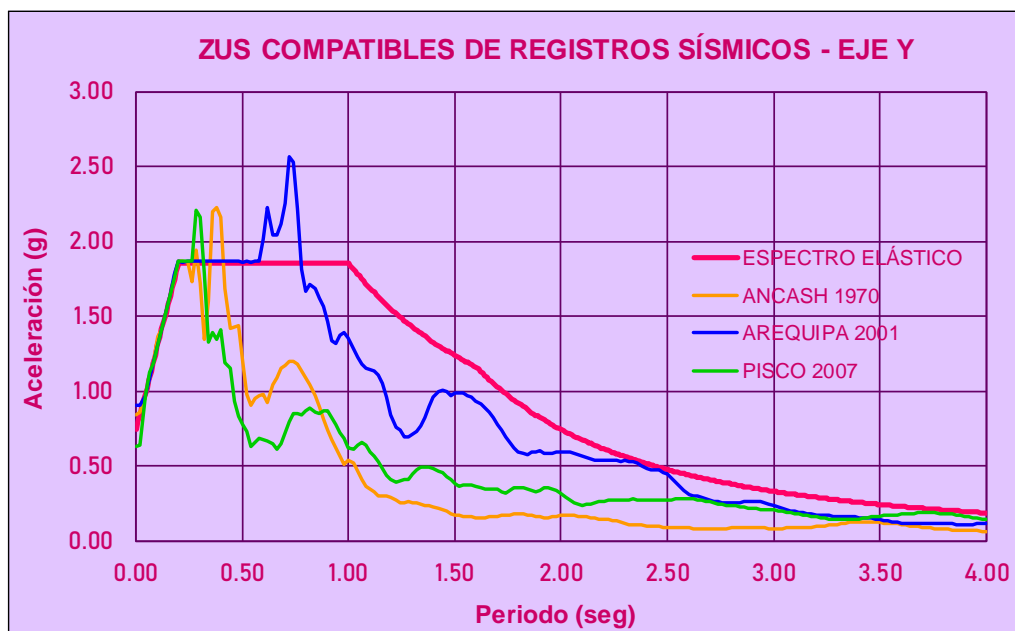
Posteriormente se obtuvieron los ZUS compatibles de los registros sísmicos en ambas direcciones que cumplen con los rangos establecidos. Esto se puede apreciar en las figuras 167 y 168 con respecto al módulo A reforzado, mientras que las figuras 96 y 97 muestran los del módulo B reforzado.

Figura 167: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección X - módulo A reforzado



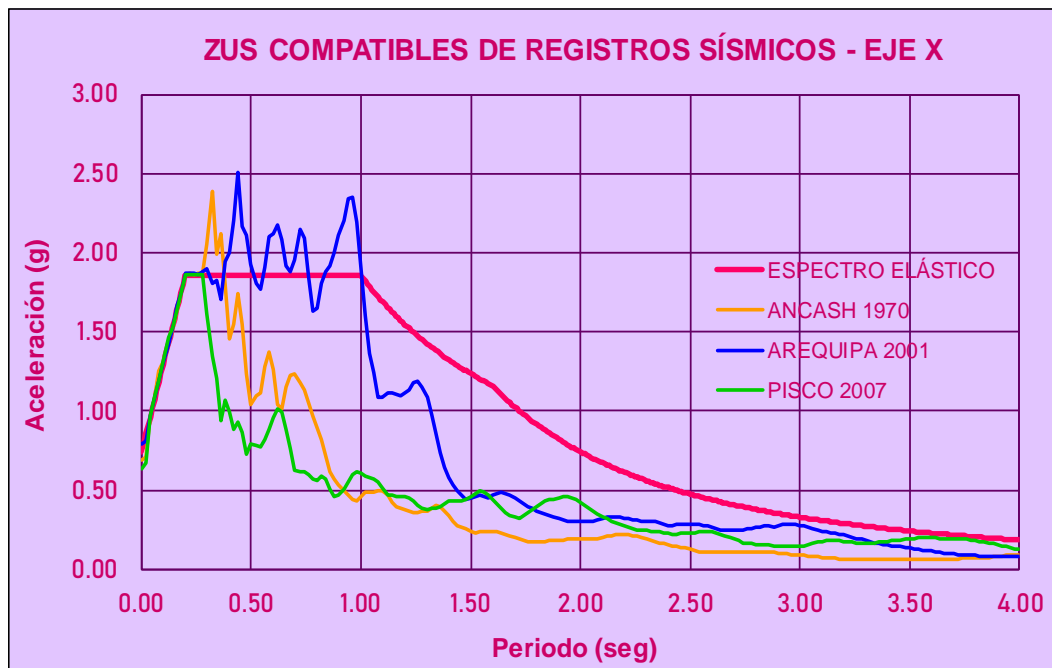
Fuente: Desarrollo propio

Figura 168: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección Y - módulo A reforzado



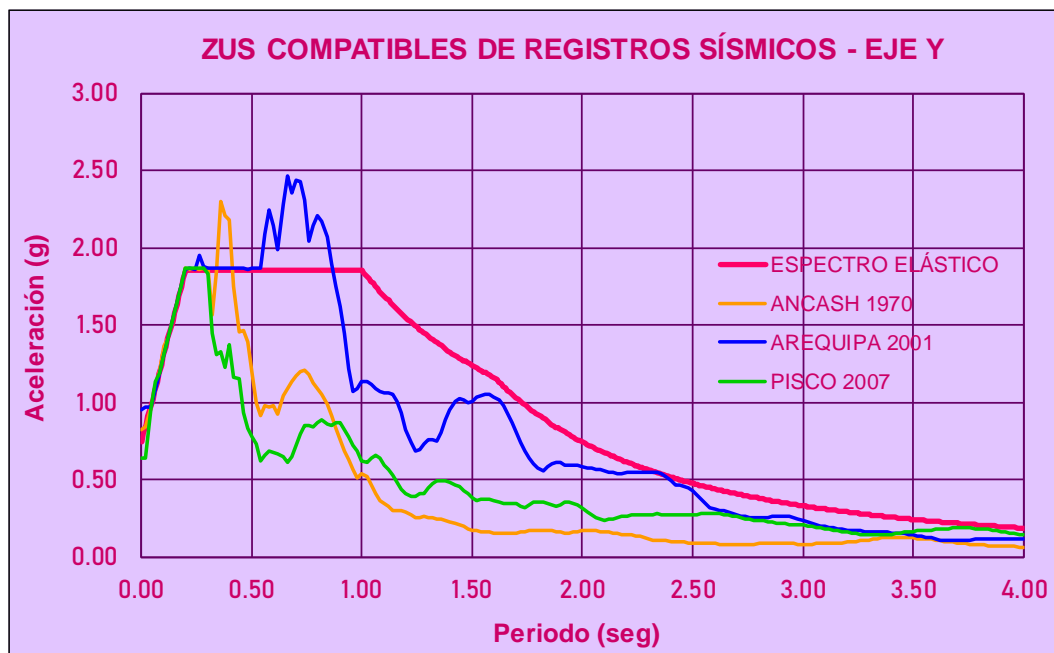
Fuente: Desarrollo propio

Figura 169: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección X - módulo B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 170: ZUS compatibles de registros sísmicos en la dirección Y - módulo B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

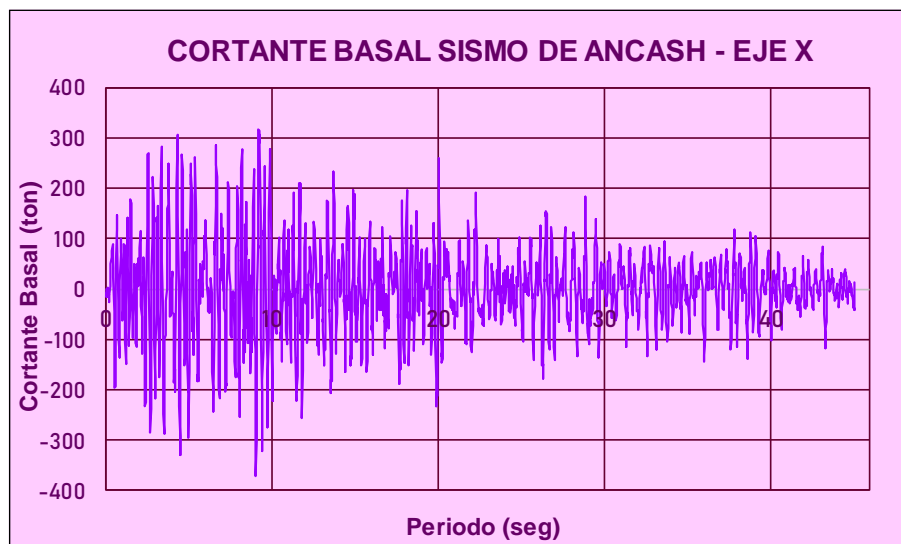
B. Resultados del análisis dinámico no lineal

- **Módulo A reforzado**

- ❶ **Sismo de Ancash**

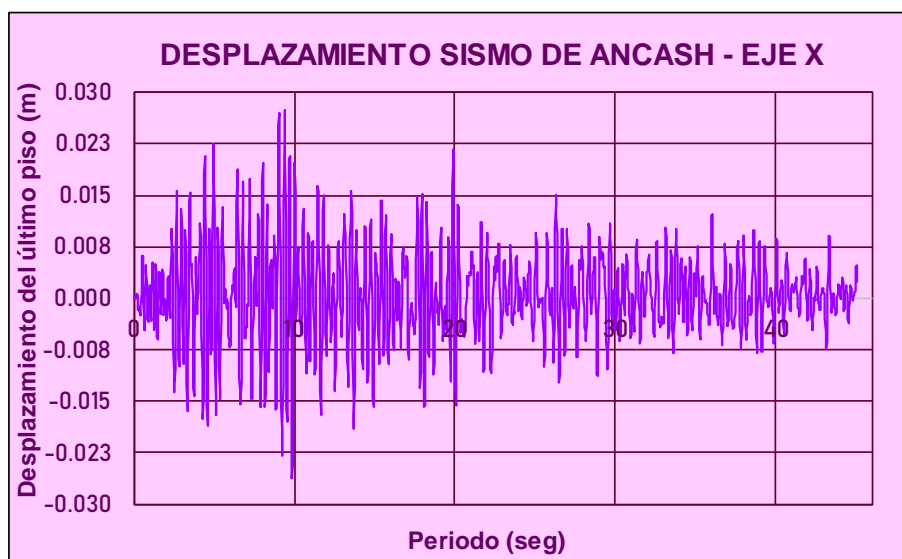
- **Dirección X**

Figura 171: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

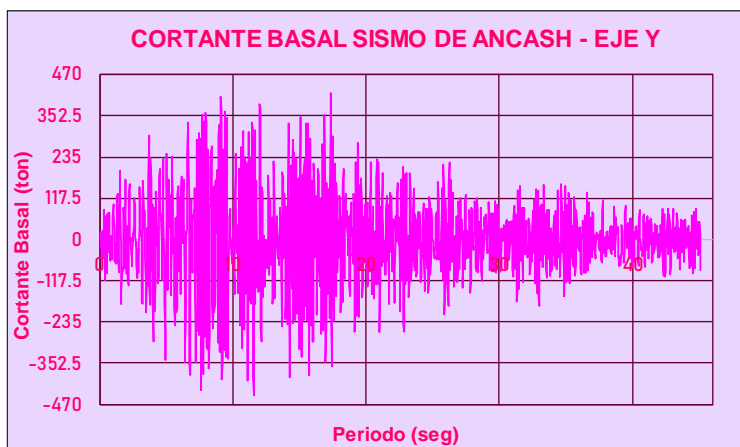
Figura 172: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

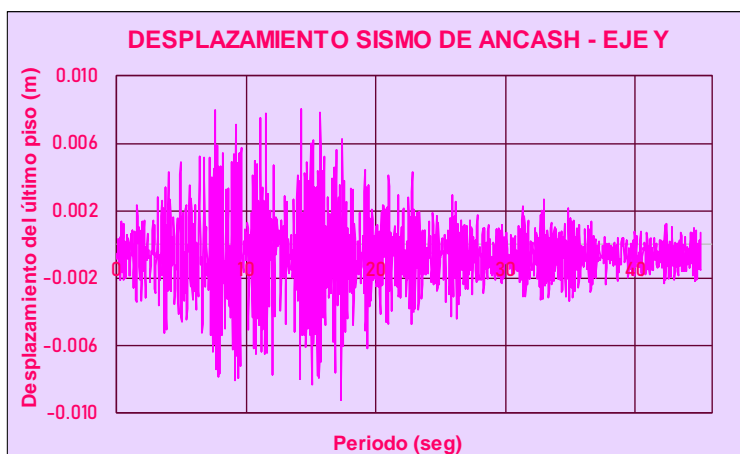
➤ **Dirección Y**

Figura 173: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 174: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque A reforzado

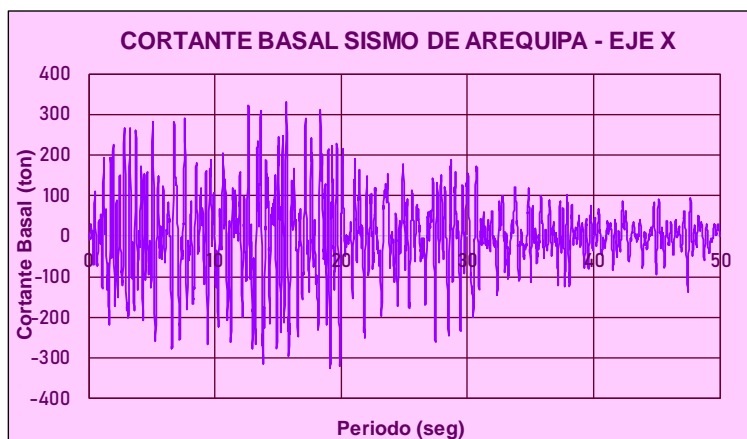


Fuente: Desarrollo propio

🕒 **Sismo de Arequipa**

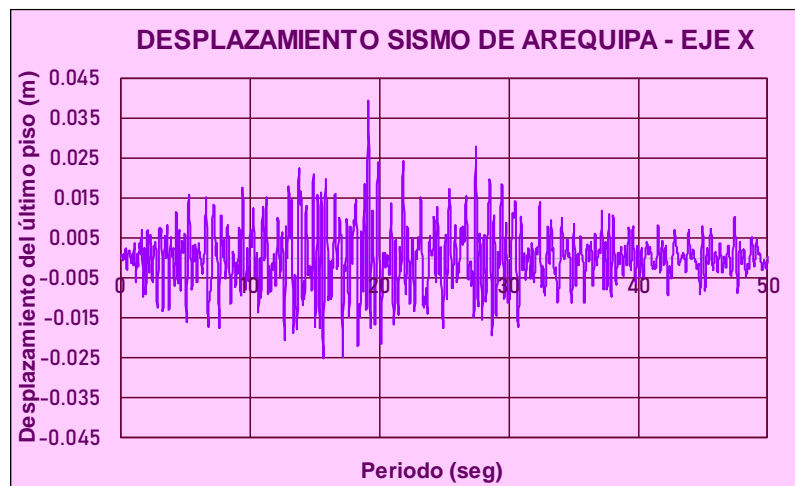
➤ **Dirección X**

Figura 175: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

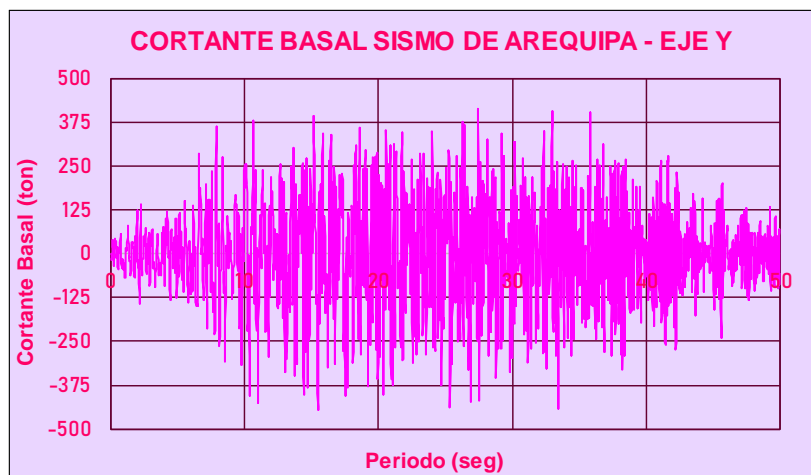
Figura 176: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

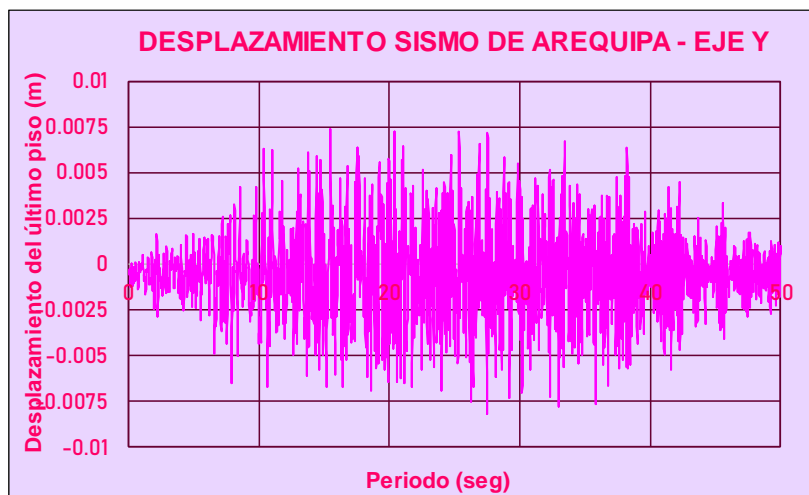
➤ **Dirección Y**

Figura 177: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 178: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque A reforzado

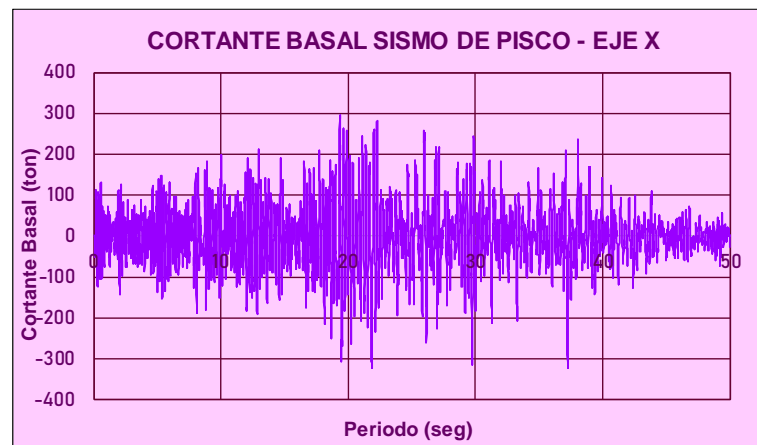


Fuente: Desarrollo propio

⑤ Sismo de Pisco

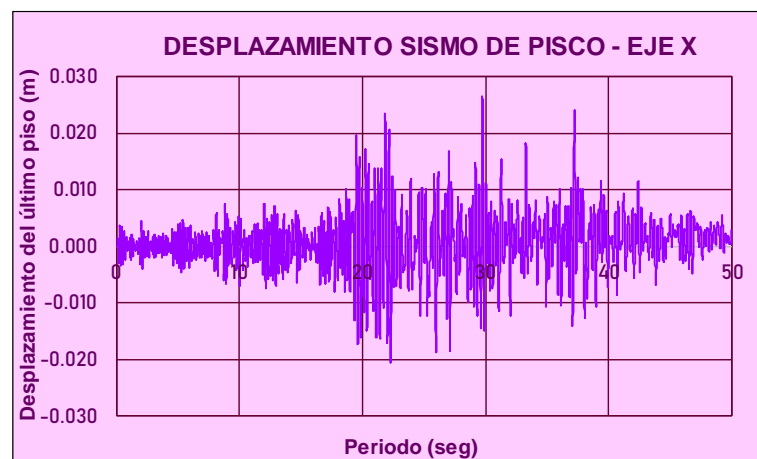
➤ Dirección X

Figura 179: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

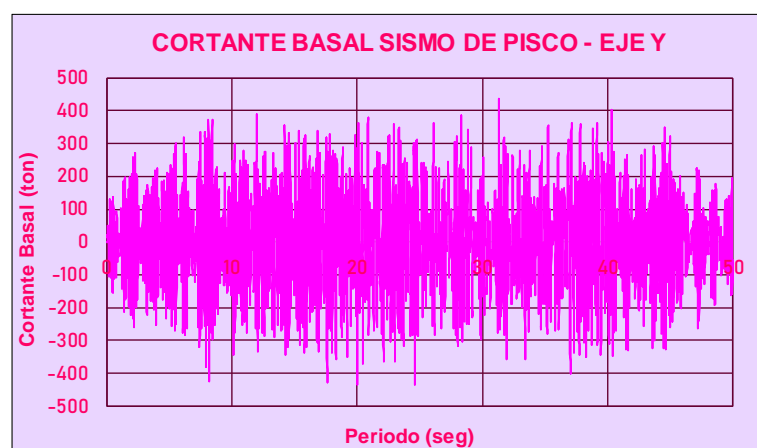
Figura 180: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

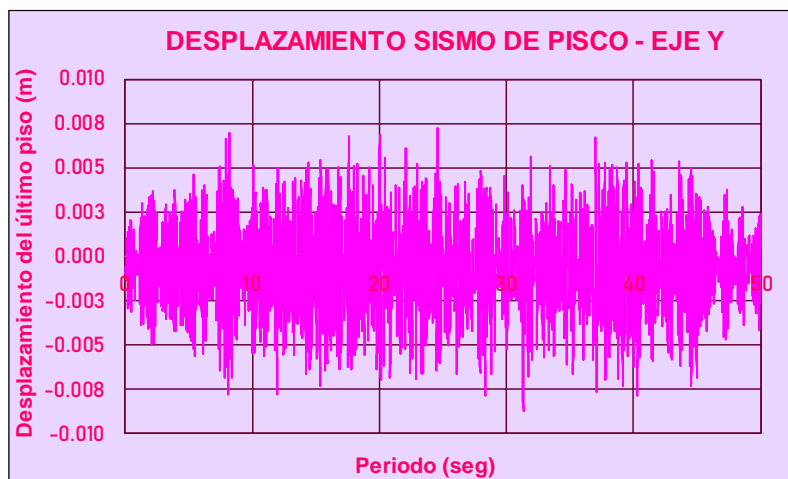
➤ Dirección Y

Figura 181: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque A reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 182: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque A reforzado



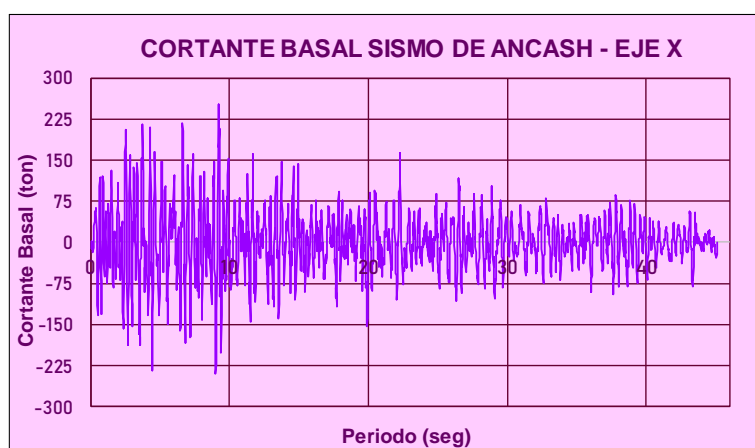
Fuente: Desarrollo propio

- **Módulo B**

- **Sismo de Ancash**

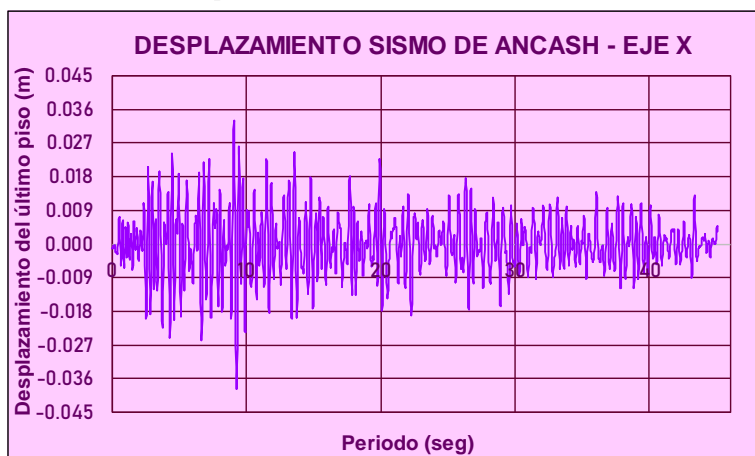
- **Dirección X**

Figura 183: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 184: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección X – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

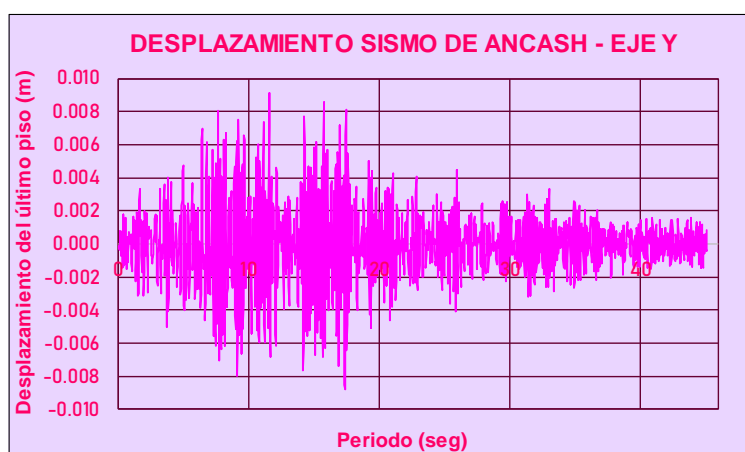
➤ **Dirección Y**

Figura 185: Cortante vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 186: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Ancash en la dirección Y – bloque B reforzado

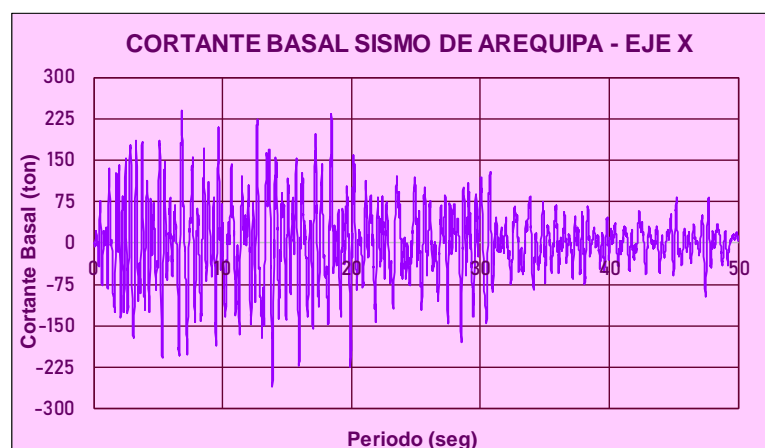


Fuente: Desarrollo propio

② **Sismo de Arequipa**

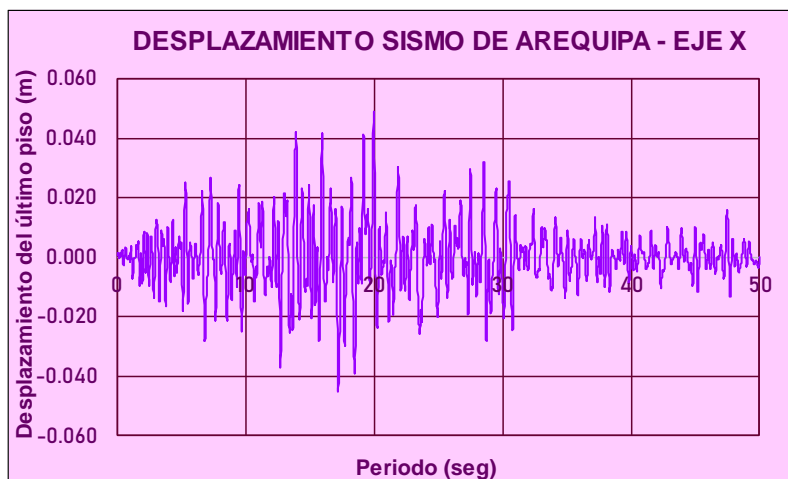
➤ **Dirección X**

Figura 187: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

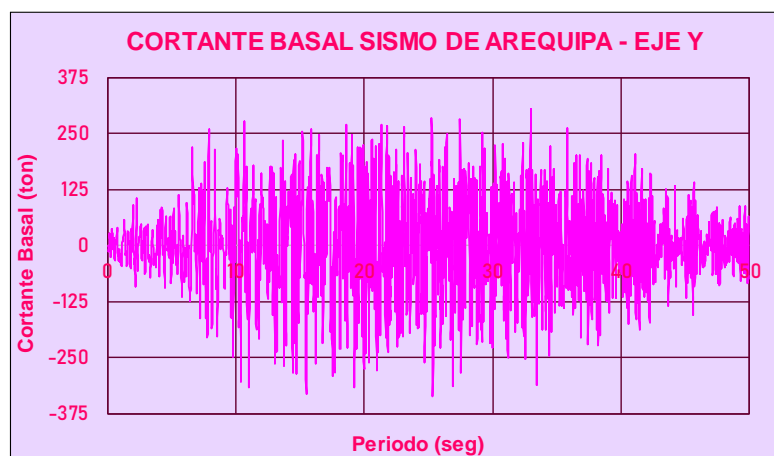
Figura 188: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección X – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

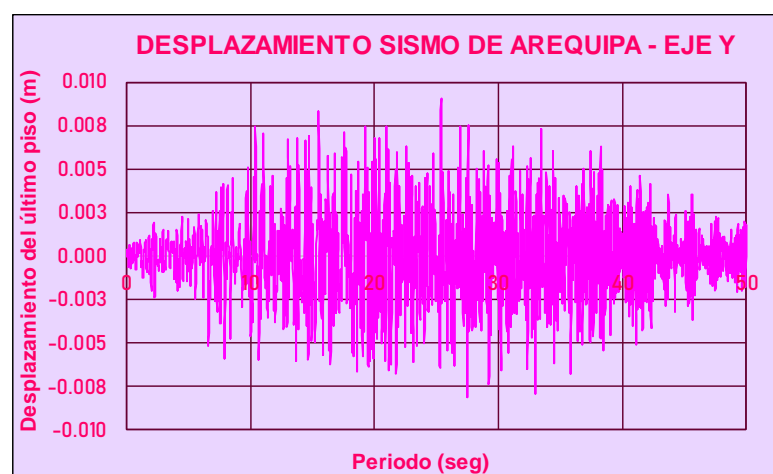
➤ **Dirección Y**

Figura 189: Cortante vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 190: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Arequipa en la dirección Y – bloque B reforzado

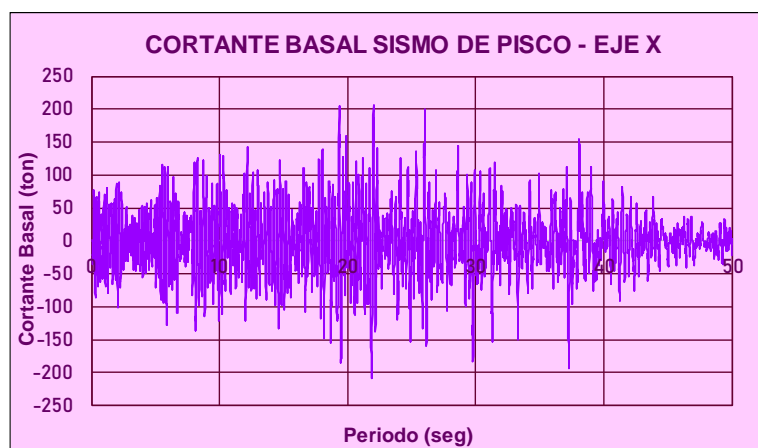


Fuente: Desarrollo propio

③ Sismo de Pisco

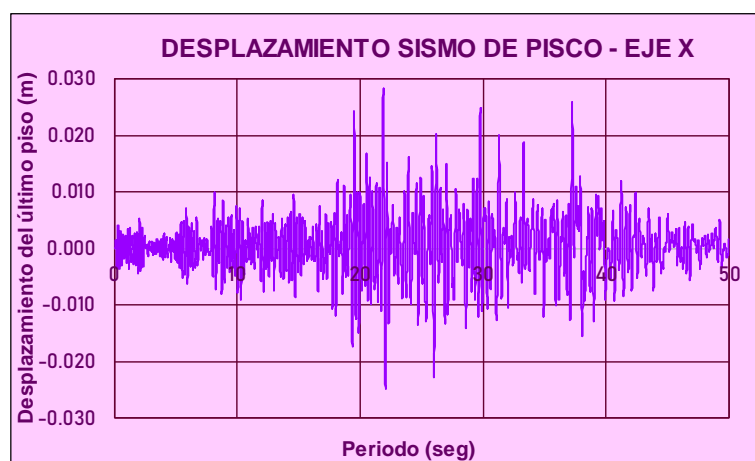
➤ Dirección X

Figura 191: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

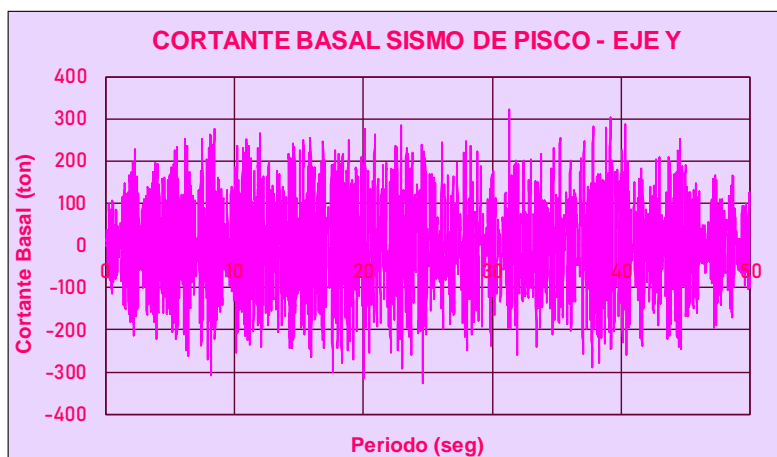
Figura 192: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección X – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

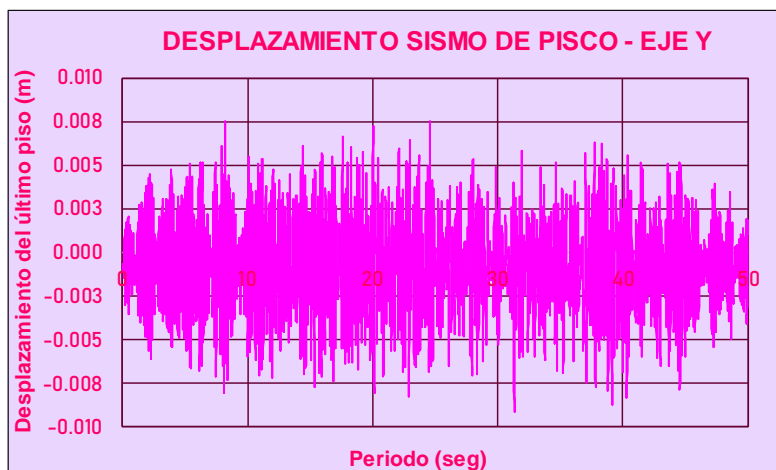
➤ Dirección Y

Figura 193: Cortante vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

Figura 194: Desplazamiento vs tiempo del sismo de Pisco en la dirección Y – bloque B reforzado



Fuente: Desarrollo propio

La tabla 124 presenta un resumen de las cortantes basales y los desplazamientos máximos en los ejes X e Y del módulo A reforzado, derivados de cada registro sísmico. Además, se realiza una comparación con las cortantes y desplazamientos obtenidos a través del análisis no lineal estático. Se observa que ambos análisis muestran valores similares en las coordenadas X e Y. El mismo patrón se repite en los resultados del módulo B reforzado, como se detalla en la tabla 125.

Se obtuvieron los siguientes resultados del análisis tiempo historia del módulo A reforzado: En la dirección X, se registró una cortante máxima de 372.14 toneladas con un desplazamiento máximo de 2.75 cm, mientras que en la dirección Y se obtuvo una cortante de 444.89 toneladas con un desplazamiento de 0.82 cm. En cuanto al módulo B reforzado, se registró una cortante máxima de 259.95 toneladas en el eje X, con un desplazamiento máximo de 4.91 cm, y una cortante de 337.48 toneladas en el eje Y, con un desplazamiento de 0.91 cm.

Tabla 124: Cortantes y desplazamientos del AENL y ADNL del bloque A reforzado

REGISTRO	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
	Cortante Basal Máximo (Ton)	Desplazamiento Objetivo Máximo (cm)	Cortante Basal Máximo (Ton)	Desplazamiento Objetivo Máximo (cm)
ANLTH - ANCASH 1970	372.14	2.75	444.02	0.92
ANLTH - AREQUIPA 2001	331.29	3.93	444.89	0.82
ANLTH - PISCO 2007	322.86	2.64	437.53	0.87
PUSHOVER	330.91	4.57	496.24	1.41
ANLTH - PROMEDIO	342.09	3.11	442.15	0.87
ANLTH - MÁXIMO	372.14	3.93	444.89	0.92

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 125: Cortantes y desplazamientos del AENL y ADNL del bloque B reforzado

REGISTRO	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
	Cortante Basal Máximo (Ton)	Desplazamiento Objetivo Máximo (cm)	Cortante Basal Máximo (Ton)	Desplazamiento Objetivo Máximo (cm)
ANLTH - ANCASH 1970	251.04	3.88	318.58	0.91
ANLTH - AREQUIPA 2001	259.95	4.91	337.48	0.91
ANLTH - PISCO 2007	208.55	2.82	326.70	0.91
PUSHOVER	210.60	5.54	364.78	1.55
ANLTH - PROMEDIO	239.85	3.87	327.59	0.91
ANLTH - MÁXIMO	259.95	4.91	337.48	0.91

Fuente: Desarrollo propio

La tabla 126 presenta las derivas máximas obtenidas en los ejes X e Y del módulo A reforzado, derivados de cada registro sísmico. Donde, se realiza una comparación con las derivas obtenidas a través del análisis no lineal estático. Se observa que ambos análisis muestran valores similares en la coordenada X e Y. El mismo patrón se repite en los resultados del módulo B reforzado, como se detalla en la tabla 127.

Se obtuvieron los siguientes resultados del análisis tiempo historia del módulo A reforzado: En la dirección X, se obtuvo una deriva 0.0069, mientras que en la dirección Y adquirió una deriva de 0.0018. En cuanto al módulo B reforzado, se registró una deriva máxima de 0.0094 en el eje X, y una deriva de 0.0016 en el eje Y.

Tabla 126: Derivas del AENL y ADNL del bloque A

REGISTRO	DERIVA MÁXIMA	
	Dirección X	Dirección Y
ANLTH - ANCASH 1970	0.0054	0.0018
ANLTH - AREQUIPA 2001	0.0069	0.0014
ANLTH - PISCO 2007	0.0052	0.0014
PUSHOVER	0.0085	0.0027

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 127: Derivas del AENL y ADNL del bloque B

REGISTRO	DERIVA MÁXIMA	
	Dirección X	Dirección Y
ANLTH - ANCASH 1970	0.0068	0.0015
ANLTH - AREQUIPA 2001	0.0094	0.0016
ANLTH - PISCO 2007	0.0056	0.0014
PUSHOVER	0.0103	0.0028

Fuente: Desarrollo propio

C. Desempeño sísmico según HAZUS

Para la evaluación de los resultados del análisis dinámico no lineal, se hizo uso de la tabla 6.4b y 6.4C propuesta por la norma HAZUS 99, que se enfoca en la fragilidad estructural de edificios especiales con un nivel de diseño sísmico de código moderado y código bajo. La tabla 6.4C se empleó para el desempeño en la dirección Y debido a que contaba con la información para este tipo de sistema estructural a diferencia de la tabla 6.4b que se usó para el desempeño X, debido a que no cuenta con información para muros de albañilería confinada. Las tablas propuestas por la norma permiten una evaluación integral del estado de la edificación en lo que respecta a daños tanto estructurales como no estructurales.

Este proceso se basó en la medición de las derivas de entrepiso obtenidas del análisis tiempo historia, las cuales se ubicaron en base a los valores establecidos en la tabla. Los resultados revelaron que ambos módulos reforzados en la dirección X mostraron moderados daños estructurales, mientras que en la dirección Y se observaron ligeros daños estructurales. Los resultados obtenidos de ambos análisis no lineales fueron muy similares.

Tabla 128: Desempeño sísmico según HAZUS de los bloques A y B reforzados

METODOLOGÍA HAZUS		
REGISTROS SÍSMICOS	DESEMPEÑO ENCONTRADO	
	Dirección X	Dirección Y
Sismo de Ancash - 1970	Daños Estructurales Moderados	Ligero Daño Estructural
Sismo de Arequipa - 2001	Daños Estructurales Moderados	Ligero Daño Estructural
Sismo de Pisco - 2007	Daños Estructurales Moderados	Ligero Daño Estructural

Fuente: Desarrollo propio

Análisis económico de la propuesta de reforzamiento

Para la elaboración del presupuesto, se tomó en cuenta el análisis de las partidas relacionadas con el concreto, el encofrado y el acero de refuerzo utilizado en las columnas que fueron encamisadas y diseñadas. Este proceso implicó la elaboración de metrados y análisis de precios unitarios, los cuales se detallan en el anexo 8.

El presupuesto correspondiente al bloque A se encuentra detallado en la tabla 129, arrojando un total de S/. 61,981.25. Por otro lado, en la tabla 130 se presenta el presupuesto correspondiente al bloque B, con un total de S/. 42,673.42. La suma de ambos

presupuestos, incluyendo el IGV, los gastos generales y la utilidad, asciende a un total de S/. 104,654.67 destinados al reforzamiento de las estructuras mencionadas.

Tabla 129: Presupuesto del reforzamiento del bloque A reforzado

PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO						
TESIS:	Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo	TESISTA:		Paredes Cruz Ariana		
PARTIDA N°	Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Parcial	Total
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
OE.1.1.	COLUMNA T ENCAMISADA					S/26,390.73
OE.1.1.1.	Columna T Encamisada - Concreto f'c = 280 kg/cm ²	m3	11.16	S/514.48	S/5,741.60	
OE.1.1.2.	Columna T Encamisada - Encofrado/Desencofrado	m2	117.60	S/73.24	S/8,612.45	
OE.1.1.3.	Columna T Encamisada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	1651.15	S/7.29	S/12,036.68	
OE.1.2.	COLUMNA T DISEÑADA					S/12,156.31
OE.1.2.1.	Columna T Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m3	4.21	S/386.29	S/1,627.97	
OE.1.2.2.	Columna T Diseñada - Encofrado/Desencofrado	m2	52.64	S/67.57	S/3,556.96	
OE.1.2.3.	Columna T Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	956.31	S/7.29	S/6,971.38	
OE.1.3.	COLUMNA L DISEÑADA					S/9,204.31
OE.1.3.1.	Columna L Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m3	2.77	S/388.73	S/1,078.49	
OE.1.3.2.	Columna L Diseñada - Encofrado/Desencofrado	m2	39.20	S/72.85	S/2,855.87	
OE.1.3.3.	Columna L Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	722.91	S/7.29	S/5,269.95	
COSTO DIRECTO						S/ 47,751.35
UTILIDAD						S/ 2,387.57
GASTOS GENERALES						S/ 2,387.57
SUBTOTAL						S/ 52,526.48
IGV						S/ 9,454.77
TOTAL PRESUPUESTO						S/ 61,981.25

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 130: Presupuesto del reforzamiento del bloque B reforzado

PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO						
TESIS:	Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo	TESISTA:		Paredes Cruz Ariana		
ITEM	Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Parcial	Total
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
OE.1.1.	COLUMNA T ENCAMISADA					S/17,593.82
OE.1.1.1.	Columna T Encamisada - Concreto f'c = 280 kg/cm ²	m3	7.44	S/514.48	S/3,827.74	
OE.1.1.2.	Columna T Encamisada - Encofrado/Desencofrado	m2	78.40	S/73.24	S/5,741.63	
OE.1.1.3.	Columna T Encamisada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	1100.76	S/7.29	S/8,024.45	
OE.1.2.	COLUMNA T DISEÑADA					S/6,078.16
OE.1.2.1.	Columna T Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m3	2.11	S/386.29	S/813.99	
OE.1.2.2.	Columna T Diseñada - Encofrado/Desencofrado	m2	26.32	S/67.57	S/1,778.48	
OE.1.2.3.	Columna T Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	478.15	S/7.29	S/3,485.69	
OE.1.3.	COLUMNA L DISEÑADA					S/9,204.31
OE.1.3.1.	Columna L Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m3	2.77	S/388.73	S/1,078.49	
OE.1.3.2.	Columna L Diseñada - Encofrado/Desencofrado	m2	39.20	S/72.85	S/2,855.87	
OE.1.3.3.	Columna L Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	722.91	S/7.29	S/5,269.95	
COSTO DIRECTO						S/ 32,876.28
UTILIDAD						S/ 1,643.81
GASTOS GENERALES						S/ 1,643.81
SUBTOTAL						S/ 36,163.91
IGV						S/ 6,509.50
TOTAL PRESUPUESTO						S/ 42,673.42

Fuente: Desarrollo propio

Discusión

- ✓ **Derivas:** A partir del análisis dinámico modal espectral, se obtuvieron las derivas correspondientes a cada uno de los módulos evaluados. En ambos casos, tanto en el bloque A como en el bloque B, se observó que las derivas en la dirección X excedieron los límites establecidos por la norma E.030, superando el valor máximo de distorsión de entrepiso permitido de 0.007 para sistemas estructurales de concreto armado. Específicamente, se obtuvieron derivas de 0.0196 y 0.0233 en dicha dirección para los bloques mencionados. Por otro lado, en la dirección Y, las derivas cumplieron con las normativas, ya que el sistema estructural de albañilería confinada permite un mejor control de los desplazamientos en esa orientación. En este caso, se registraron derivas de 0.00187 y 0.00189 para los bloques A y B, respectivamente. Estos resultados coinciden con investigaciones previas realizadas por Contreras [63], así como por Kala y Blanco [64], que también destacaron el incumplimiento de las exigencias normativas en la dirección X en estructuras de pórticos de concreto armado. En consecuencia, se recomienda considerar desde el inicio un diseño estructural que aborde el control de desplazamientos en ambas direcciones o, en caso de edificaciones existentes, evaluar la posibilidad de aplicar refuerzos adecuados para cumplir con las normativas vigentes.
- ✓ **Irregularidades:** Según la norma E.030 para edificaciones A1 y A2 en zona 4, se prohíben las irregularidades, coincidiendo con los resultados obtenidos del análisis lineal de ambos bloques, ya que no presentaron irregularidades en planta y elevación. Esta constatación encuentra respaldo en investigaciones previas, como la realizada por Cumpa y Quispe [65], quienes evaluaron la Institución Educativa N°50217 en Umachurco - San Salvador, la cual presenta una similitud notable con la que analizamos en nuestro estudio, destacando la ausencia de irregularidades en su totalidad. Este patrón se repite en otras investigaciones, como las de Teves [66] sobre el bloque II de las aulas inteligentes de la Universidad Tecnológica de los Andes, Marca y Rojas [67] con la institución educativa N°4460 - Cesar Cohaila Tamayo en Tacna, Correa [21] con el bloque N°02 de aulas del Colegio Militar Elías Aguirre en Chiclayo, Campos y Leandro [68] con uno de los módulos de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres, y Chiuyari y Olivas [69] con la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca, entre otros. De esa forma habría una semejanza de resultados con otras evaluaciones ejecutadas en diferentes partes del país.

- ✓ **Comparación de cortantes:** Según la norma E.030, para ambos sentidos, la fuerza cortante dinámica en la base no puede ser menor que el 80% de la cortante estática para edificaciones regulares. En el contexto de la presente investigación, se logró obtener una fuerza cortante dinámica de 75.05 Ton y un 80% de fuerza cortante estática equivalente a 68.51 Ton para la dirección X del módulo A no reforzado. Además, se registró una fuerza cortante dinámica de 194.29 Ton y un 80% de fuerza cortante estática de 182.74 Ton para la dirección Y del mismo módulo. En el caso del módulo B, sin reforzar, se obtuvo una fuerza cortante dinámica de 58.28 Ton y un 80% de fuerza cortante estática de 50.62 Ton para la dirección X, mientras que para la dirección Y se registraron una fuerza cortante dinámica de 143.67 Ton y un 80% de fuerza cortante estática de 135.01 Ton. Los resultados se comparan con el estudio realizado por Urcia y Moncayo [59] en una institución educativa con características similares, donde se obtuvo una fuerza cortante dinámica de 189 Ton y un 80% de fuerza cortante estática de 163.3 Ton, cumpliendo así con los requisitos establecidos y demostrando la coherencia de los datos obtenidos en esta investigación.
- ✓ **Ensayos ejecutados:** Uno de los ensayos realizados fue el ensayo de carbonatación del concreto, donde se obtuvo que la estructura no presenta signos de carbonatación. En otras palabras, el dióxido de carbono no ha penetrado lo suficiente para reaccionar con los componentes del cemento y formar carbonato de calcio en la matriz del concreto. Los resultados indicaron valores de pH mínimos de 12.2 y 12.38 para los módulos A y B, respectivamente, utilizando muestras extraídas de dos columnas de ambos módulos. En cuanto al ensayo de escáner de acero, los resultados se utilizaron como base para representar su distribución en el software ETABS. La distribución de acero encontrada mostró similitudes con la estructura previamente evaluada por Urcia y Moncayo [59], quienes contaban con planos completos de la institución, lo que indica que los resultados se aproximan a la realidad. Por último, en el ensayo de diamantina, se obtuvieron resistencias a la compresión de 127.17 kg/cm² y 97.8 kg/cm² para el primer y segundo nivel del bloque A, y de 134.33 kg/cm² y 128.6 kg/cm² para el bloque B, respectivamente. Estos valores se asemejan a los resultados de investigaciones previas, como [59], en donde se trabajó con un f'_c de 112 kg/cm² el cual fue el promedio menos la desviación estándar producto del ensayo de diamantina; de la misma forma ocurre en la tesis de Chiuyari y Olivas [69], donde se obtuvo una resistencia del concreto mínima de 138 kg/cm². Estos resultados pueden indicar deficiencias durante la construcción de los elementos

estructurales. Aunque la norma E.060 establece una resistencia mínima del concreto de 173.35 kg/cm² (17 MPa), se recomienda ejecutar un reforzamiento debido a que las estructuras pueden estar operando y es adecuado prolongar su vida útil más tiempo; caso contrario, es recomendable demoler.

- ✓ **Tipo de rótulas:** Para las estructuras en cuestión, se optó por utilizar distintos tipos de rótulas. En el caso de las columnas, se emplearon rótulas tipo fibra P-M2-M3, mientras que para las vigas se eligió la rótula concentrada M3. Esta elección se basó en el hecho de que las vigas principalmente trabajan en mayor medida por momentos alrededor de su eje local 3, estas últimas fueron definidas según las pautas establecidas por la norma ASCE 41-17. Esta norma proporcionó valiosa información sobre los parámetros de modelado, como el ángulo de rotaciones plásticas y la relación de resistencia residual, así como los criterios de aceptación. Actualmente ha habido distintos tipos de asignación de rótulas a los elementos estructurales, por ejemplo: Contreras [63], tomo en cuenta las rótulas tipo fibra para columnas y vigas, como también, Urcia y Moncayo [59], por otro lado, Cumpa y Quispe [65], en su investigación utilizaron rótulas plásticas según el ASCE 41-17 tanto para columnas y vigas, de la misma forma Campos y Leandro [68], Teves [66] y Peñaloza [70]. Existen otros autores que consideran las rótulas tipo fibra P-M2-M3 o rótulas de corte para los muros de albañilería confinada.
- ✓ **Selección de Registros:** Para la selección de los registros sísmicos, se siguió el criterio establecido en la norma E.030, específicamente en su apartado 30.1.1. Este apartado recomienda utilizar al menos tres registros para llevar a cabo un análisis dinámico de tipo tiempo historia. Además de esta consideración, se priorizó que los registros seleccionados cumplieran con dos criterios adicionales: en primer lugar, que los eventos sísmicos correspondientes hayan ocurrido en territorio nacional y, en segundo lugar, que hubieran tenido un impacto significativo en las infraestructuras en el momento en que se produjeron. En este sentido, se eligieron tres eventos sísmicos en particular: el terremoto de Ancash de 1970, el de Arequipa en 2001 y el de Pisco en 2007. Estos registros fueron sometidos a un proceso de filtrado, recorte, corrección a línea base y escalamiento. Cabe destacar que autores como Kala y Blanco [64] respaldaron esta misma estrategia de selección, argumentando que es fundamental someter a los modelos de análisis a eventos sísmicos críticos para evaluar adecuadamente su desempeño. En su estudio, ellos seleccionaron un total de diez registros, todos ellos correspondientes a eventos ocurridos en territorio nacional y de magnitudes significativas. Del mismo modo, en la investigación de Peñaloza

[70], se agruparon cinco registros que tuvieron un impacto destacado en la historia de Perú, siguiendo un enfoque similar.

- ✓ **Análisis no Lineal Pushover sin reforzamiento:** El desempeño del bloque A en la orientación X es de “Colapso”, mientras que en la orientación Y es “funcional”, presentando un punto de desempeño en X de 26.44 cm con una cortante de 160.86 Ton. Similarmente, el bloque B presenta el mismo comportamiento, presentando un punto de desempeño en la dirección X de 36.98 cm con una cortante de 110.99 Ton. Una de las causas atribuidas a esta situación radica en la insuficiente cantidad de elementos que puedan controlar los desplazamientos en dicha dirección. Considerando que la norma E.30 establece que las estructuras esenciales deben alcanzar un nivel de "Seguridad de vida" frente a sismos máximos, esta condición no estaría siendo cumplida, por lo que se hace necesario considerar la opción de reforzamiento o demolición. Este tipo de desempeño se ha observado en diversas investigaciones previas, como la realizada por Contreras [63], que también obtuvo un nivel de desempeño "Cerca al colapso" en el sentido de los pórticos, o la de Solano [71], que encontró un nivel de desempeño "Prevención de colapso" en la dirección más crítica, entre otros estudios similares.
- ✓ **Análisis no lineal Tiempo historia s/c reforzamiento:** Antes del proceso de reforzamiento, se asignaron al programa ETABS tres registros sísmicos que arrojaron resultados preocupantes en términos de desplazamiento. En el módulo A, se obtuvieron derivas máximas de 0.058 y 0.002 en las direcciones X e Y, respectivamente. En el módulo B se tienen derivas máximas de 0.055 y 0.002 en ambas direcciones. Estos resultados se tradujeron en un desempeño clasificado como "Daño completo" según los estándares de la norma HAZUS en la dirección X, debido a la falta de rigidez en esa dirección, mientras que en la dirección Y se catalogó como "Daño ligero" en ambos módulos. En la investigación de Meza [72], ejecutó un análisis similar a una institución educativa, sin embargo, ambos desempeños resultaron ser “Extensivo” debido a la escasa presencia de elementos verticales que controlen estos desplazamientos. Sin embargo, después de la implementación del reforzamiento en el marco de esta investigación, se logró mejorar significativamente el desempeño en ambas direcciones del eje X, alcanzando una clasificación de "Daño moderado".
- ✓ **Desempeño Pushover no lineal Después del reforzamiento:** Después de llevar a cabo el refuerzo de las columnas mediante el encamisado y la reconstrucción de algunas de ellas, se observó una notable mejora en el desempeño, especialmente en la dirección más

desfavorable. Para el bloque A en la dirección X, se obtuvo un punto de desempeño de 4.57 cm para un desplazamiento máximo de 9 cm y una cortante de 330.99 Ton, lo que se calificó como "Seguridad de vida". Del mismo modo, para el bloque B en la misma dirección, se obtuvo un punto de desempeño de 5.54 cm con el mismo desplazamiento máximo y una cortante de 210.60 Ton, también calificado como "Seguridad de vida". Estos resultados cumplen con la norma E.030, que exige un desempeño de seguridad de vida en edificaciones esenciales, asegurando que los daños sean mínimos en los elementos estructurales y no estructurales durante eventos sísmicos, y que los servicios del edificio se mantengan operativos. Investigaciones previas como las de Contreras [63], donde luego de reforzar su estructura basada en el módulo 780 PRE NDSR 1997 en la misma dirección que la presente investigación, obtuvo un desempeño satisfactorio de "Operacional", lo mismo ocurre con la investigación de Solano [71], donde se llegó a un desempeño de "Seguridad de vida" luego de realizar la inclusión de marcos y diagonales metálicas en la dirección más desfavorable; similarmente la investigación de Urcia y Moncayo [59], se llegó a un desempeño en la dirección X de "Funcional" luego del enchaquetado de las columnas. Todo esto evidencia la funcionalidad de este tipo de reforzamientos.

- ✓ **Comparación de reforzamientos:** Para mejorar el desempeño de las estructuras, se optó por implementar un reforzamiento que consiste en el encamisado de columnas en forma de T y la reconstrucción de las columnas de confinamiento en secciones en forma de T y L. Esta estrategia se aplicó específicamente para controlar los desplazamientos en la dirección X, que previamente había demostrado un desempeño deficiente durante eventos sísmicos de gran magnitud. A través de la alteración de estos elementos estructurales, se logró que trabajaran como placas en esa dirección, permitiendo un mejor control de las traslaciones. Urcia y Moncayo [59], ejecutaron de forma similar este mismo reforzamiento basado en la documentación de Muñoz et al. [53], mientras que Solano [71], implementó el encamisado tanto en columnas como en vigas. Por otro lado, Contreras [63] aplicó un reforzamiento diferente, que consiste en la inclusión de arriostres metálicos diagonales dentro de un marco de acero, distribuidos en 6 paños en toda la estructura del pabellón, 3 en la parte frontal y 3 en la parte posterior, con el objetivo de lograr simetría en el eje X y controlar los desplazamientos.

Conclusiones

• Ensayos ejecutados

- ✓ El bloque A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz exhiben un diseño arquitectónico antiguo, perteneciente al sistema 780 pre. Para evaluar sus actuales condiciones, se llevaron a cabo ensayos exhaustivos. Inicialmente, se realizó un estudio de vulnerabilidad en ambos módulos, revelando la presencia de diversas patologías. Como resultado, se determinó que el módulo B presenta una severidad leve, mientras que el módulo A muestra una severidad moderada, destacando las columnas como los elementos estructurales más afectados. Posteriormente, se efectuó el ensayo de diamantina, arrojando una resistencia promedio de 127.17 kg/cm² para el primer nivel y 97.8 kg/cm² para el segundo nivel en el módulo A, y 134.33 kg/cm² para el primer nivel y 128.6 kg/cm² para el segundo nivel en el módulo B. Estos resultados indican una resistencia baja y, por ende, un desempeño sísmico inadecuado. Además, se aprovecharon las muestras de diamantina para llevar a cabo el ensayo de carbonatación del concreto, revelando un pH máximo de 12.22 para el bloque A y 12.44 para el bloque B, lo que sugiere la ausencia de carbonatación, ya que se sitúan dentro del rango de 12-13. Dado que no se disponía de planos estructurales, fue necesario realizar el ensayo del escáner para determinar los diámetros del acero de refuerzo, los espaciamientos y los recubrimientos, obteniendo datos que incluyen aceros de 3/4", 5/8", 3/8", entre otros.

• Análisis lineal de los módulos no reforzados

- ✓ En el contexto del análisis lineal realizado, se obtuvo que el módulo A, en su segundo nivel, tiene una distorsión máxima de 0.01959 en la dirección X y de 0.00187 en la dirección Y. Por otro lado, el bloque B presenta una distorsión máxima en el segundo nivel de 0.02328 en la dirección X y 0.00189 en la dirección Y. Estos resultados indican que, en la dirección X, no se cumple con la Norma E.030 debido a que superan el límite máximo permitido de 0.007 para sistemas de concreto armado. Esta situación se debe a que esta dirección posee un sistema aporticado y una resistencia a compresión baja. Sin embargo, en la dirección Y, ambos módulos cumplen con el límite establecido de 0.005 para sistemas de albañilería confinada. Además, se determinó que la fuerza cortante dinámica, de acuerdo a la norma E.030, es mayor que el 80% de la cortante estática en ambos módulos, lo que no requiere un factor de corrección adicional. No se identificaron irregularidades en los módulos, pero se notó que los diagramas de interacción de las columnas en la dirección X son vulnerables,

ya que no pueden soportar las cargas a flexo compresión. En cuanto a los periodos de vibración, el módulo A muestra un periodo de 0.488 segundos en el eje X y 0.132 segundos en el eje Y, mientras que el bloque B presenta un periodo de 0.532 segundos en el eje X y 0.136 segundos en el eje Y. Esto se debe a la mayor rigidez en la dirección Y en comparación con la dirección X.

- **Análisis no lineal estático de los módulos no reforzados**

- ✓ En el análisis no lineal Pushover, se obtuvo que en la curva de capacidad del módulo A, el punto de fluencia efectiva en la coordenada X tiene una fuerza cortante de 85.172 Ton con un desplazamiento de 0.023 m, mientras que en la coordenada Y, el punto de fluencia tiene una cortante de 605.544 Ton con un desplazamiento de 0.015 m. Por otro lado, en el módulo B, se identificó que en su eje X presenta un punto de fluencia con una cortante de 48.119 Ton y un desplazamiento de 0.020 m, mientras que en el eje Y, dicho punto tiene una cortante de 422.755 Ton y un desplazamiento de 0.013 m. Es evidente que en la dirección Y, el módulo A tiene una mayor cortante en su punto de fluencia, aproximadamente 7.11 veces mayor que en la dirección X, mientras que en el módulo B, en la dirección Y, esta relación es de aproximadamente 8.79 veces respecto al eje X. Estos resultados indican que, al tratarse de un sistema de albañilería confinada, es capaz de soportar cargas más elevadas y presenta una mejor respuesta estructural, lo que se traduce en desplazamientos menores a comparación del eje X.
- ✓ Para el punto de desempeño, se determinó que el módulo A tiene un punto de desempeño de 0.2644 m en la dirección X y 0.0156 m en la dirección Y, con cortantes de 160.8663 Ton y 464.9556 Ton, respectivamente. En el caso del módulo B, se obtuvo un punto de desempeño de 0.3698 m en la dirección X y 0.0163 m en el eje Y, con cortantes de 110.9861 Ton y 342.4867 Ton. Estos resultados señalan que en la coordenada X, ambos módulos presentan un mayor desplazamiento producido por una menor fuerza cortante, caso contrario sucede en la coordenada Y. En consecuencia, se concluye que para un sismo máximo según el comité Vision 2000, tanto el módulo A como el módulo B presentan un desempeño de colapso en el eje X y un desempeño funcional en el eje Y, lo que implica la necesidad de implementar un reforzamiento estructural en sus elementos para cumplir con las distorsiones de entrepiso establecidas por la Norma E.030 y mejorar su desempeño sísmico.

- **Comparación del análisis no lineal dinámico y estático de los módulos no reforzados**
- ✓ En el análisis dinámico no lineal, se emplearon los valores máximos de tres eventos sísmicos significativos: el terremoto de Ancash en 1970, el de Arequipa en 2001 y el de Pisco en 2007. En cuanto al módulo A en la dirección X, se obtuvo una cortante máxima de 215.03 Ton provocada por el terremoto de Ancash, así como un desplazamiento máximo de 0.296 m debido al sismo de Pisco. Por otro lado, en la dirección Y, se obtuvo una cortante máxima de 417.52 Ton ocasionada por el terremoto de Ancash y un desplazamiento máximo de 0.0108 m debido al sismo de Pisco. Estos resultados son similares al análisis Pushover en la dirección Y, donde se tiene una cortante máxima de 464.96 Ton con un desplazamiento de 0.0156 m. Sin embargo, es importante destacar que en la dirección X se presentan diferencias significativas, ya que se registró una cortante de 160.87 Ton con un desplazamiento de 0.2644 m. Con respecto al módulo B en la dirección X, se obtuvo una cortante máxima de 142.29 Ton provocada por el terremoto de Pisco, así como un desplazamiento máximo de 0.3056 m debido al sismo de Arequipa. Por otro lado, en la dirección Y, se obtuvo una cortante máxima de 319.90 Ton ocasionada por el terremoto de Ancash y un desplazamiento máximo de 0.0108 m debido al sismo de Pisco. Estos resultados son similares al análisis Pushover en la dirección Y, donde se tiene una cortante máxima de 342.49 Ton con un desplazamiento de 0.0163 m. Sin embargo, en la dirección X presenta diferencias significativas, ya que se registró una cortante de 110.99 Ton con un desplazamiento de 0.3698 m. Esta discrepancia que se produce en ambos bloques se debe a que los desplazamientos máximos obtenidos a partir de los registros sísmicos superan el desplazamiento máximo representado en las curvas de capacidad del análisis Pushover, lo que se traduce en valores menores de cortante y desplazamiento en comparación con los obtenidos mediante el análisis de tiempo historia.
- ✓ A partir del análisis de los registros sísmicos, se determinaron las derivas máximas en cada dirección para los módulos A y B. En la dirección X, el sismo de Arequipa generó una deriva máxima de 0.058 para el módulo A y 0.055 para el módulo B, mientras que en la dirección Y, el sismo de Ancash produjo una deriva máxima de 0.0021 para el módulo B y 0.002 para el módulo A. Estos resultados se asemejaron a las derivas obtenidas mediante el análisis Pushover en la dirección Y, donde se obtuvo una deriva de 0.003 en ambos módulos. Sin embargo, en la dirección X, se observaron diferencias significativas, con una deriva de 0.0264 para el módulo A y 0.029 para el módulo B en el análisis Pushover. Estas discrepancias se explican por el hecho de que los desplazamientos máximos derivados de

los registros sísmicos superaron los valores representados en las curvas de capacidad del análisis Pushover, lo que resultó en derivas menores en comparación con el análisis de tiempo historia. En base a estas derivas, se evaluó el desempeño estructural utilizando la metodología HAZUS, revelando que tanto el módulo A como el módulo B presentaron un desempeño de daños estructurales completos en el eje X y daños estructurales ligeros en el eje Y durante un sismo máximo. Este desempeño fue consistente con los resultados del análisis Pushover, por lo que fue necesario realizar un reforzamiento estructural en la dirección desfavorable.

- **Reforzamiento estructural**

- ✓ Se realizó un reforzamiento estructural mediante la técnica de encamisado en forma de "T" para las columnas. En este proceso, se colocaron aceros de refuerzo con diámetros de 3/8", 5/8" y "3/4", alcanzando una cuantía total de 1.54%. Por otra parte, se diseñaron columnas de albañilería confinada mediante un análisis de flexo compresión. En estas columnas, se incorporó aceros con diámetros de 5/8" y 3/8", teniéndose una cuantía total de 1.38% para las columnas en forma de "T" y del 1.39% para las columnas en forma de "L".
- ✓ La propuesta de reforzamiento garantiza que las estructuras cumplan con los requisitos mínimos establecidos por las normas actuales. Su implementación contribuirá a evitar un colapso inmediato de ambos edificios en caso de un terremoto, lo que permitirá a sus ocupantes contar con un tiempo adecuado para evacuar.

- **Análisis lineal de los módulos reforzados**

- ✓ En el análisis lineal realizado, se ha obtenido que el módulo A reforzado en su segundo nivel presenta una distorsión máxima de 0.00290 en la dirección X y de 0.00189 en la dirección Y, mientras que el bloque B reforzado presenta distorsiones máximas de 0.00359 en la dirección X y 0.00190 en la dirección Y en el segundo nivel. Estos resultados señalan que el reforzamiento ha generado que en la dirección X cumpla con los requisitos de la Norma E.030, dado que las distorsiones de entrepiso son inferiores al límite máximo permitido de 0.007 para sistemas de concreto armado. Este logro se atribuye al reforzamiento mediante encamisado y al diseño de columnas en T y L, que han provocado una mayor rigidez y resistencia a compresión en el eje X. En cuanto a la dirección Y, ambos módulos cumplen con el límite establecido de 0.005 para sistemas de albañilería confinada. Además, se ha determinado que la fuerza cortante dinámica en ambos módulos supera el 80% de la

cortante estática según la norma E.030, lo que no requiere un factor de corrección adicional. No se han identificado irregularidades en los módulos, y los diagramas de interacción de las columnas reforzadas soportan las cargas a flexo compresión en ambas direcciones. En cuanto a los periodos de vibración, el módulo A muestra periodos de 0.176 segundos en el eje X y 0.132 segundos en el eje Y, mientras que el bloque B presenta periodos de 0.191 segundos en el eje X y 0.137 segundos en el eje Y. Este cambio se debe al incremento de la rigidez en el eje X gracias al reforzamiento, lo que ha resultado en una reducción significativa de los periodos de vibración en comparación con los bloques no reforzados.

- **Análisis no lineal estático de los módulos reforzados**

- ✓ En el análisis no lineal Pushover, se obtuvo que en la curva de capacidad del módulo A reforzado, el punto de fluencia efectiva en la coordenada X tiene una fuerza cortante de 318.570 Ton con un desplazamiento de 0.015 m, mientras que en la coordenada Y, dicho punto de fluencia tiene una cortante de 511.953 Ton con un desplazamiento de 0.009 m. Por otro lado, en el módulo B reforzado, se identificó que en su eje X presenta un punto de fluencia con una cortante de 192.597 Ton y un desplazamiento de 0.013 m, mientras que en el eje Y, dicho punto presenta una cortante de 367.894 Ton con un desplazamiento de 0.009 m. Es notorio que en la dirección Y, el módulo A tiene una mayor cortante en su punto de fluencia aproximadamente 1.61 veces mayor que en la dirección X, mientras que en el módulo B, en la dirección Y, esta relación es de aproximadamente 1.91 veces respecto al eje X. Estos resultados reflejan que el reforzamiento ha incrementado significativamente las cortantes en la dirección X, reduciendo la diferencia previamente existente con las cortantes en el eje Y, y al mismo tiempo, mejorando la capacidad de resistir cargas. En conclusión, ambas direcciones muestran una respuesta estructural mejorada debido a la reducción de los desplazamientos.
- ✓ Para el punto de desempeño, se determinó que el módulo A reforzado tiene un punto de desempeño de 0.0457 m en la dirección X y 0.0141 m en la dirección Y, junto con valores de cortante de 330.9864 Ton y 495.7318 Ton, respectivamente. Por otro lado, el módulo B reforzado mostró un punto de desempeño de 0.0554 m en la dirección X y 0.0155 m en la dirección Y, con cortantes de 210.6022 Ton y 364.7776 Ton. Estos resultados indican una disminución significativa de los desplazamientos en la coordenada X de ambos módulos con un aumento de la fuerza cortante. En consecuencia, se puede concluir que, de acuerdo con el comité Vision 2000, tanto el módulo A como el módulo B presentan un desempeño

de seguridad de vida en la dirección X y un desempeño funcional en la dirección Y bajo las condiciones de un sismo máximo, cumpliendo así con los estándares de desempeño establecidos por la Norma E.030.

- **Comparación del análisis no lineal dinámico y estático de los módulos reforzados**

- ✓ En el análisis dinámico no lineal, se emplearon los valores máximos de los tres eventos sísmicos utilizados en los módulos no reforzados. En cuanto al módulo A reforzado se obtuvo en la dirección X, una cortante máxima de 372.14 Ton provocada por el terremoto de Ancash, así como un desplazamiento máximo de 0.0393 m debido al sismo de Arequipa. Por otro lado, en la dirección Y, se obtuvo una cortante máxima de 444.89 Ton ocasionada por el terremoto de Arequipa y un desplazamiento máximo de 0.0092 m debido al sismo de Ancash. Estos resultados son similares al análisis Pushover en ambas direcciones, donde en el eje X tiene una cortante de 330.9 Ton con un desplazamiento de 0.0457 m, mientras que en la dirección Y, se tiene una cortante de 496.24 Ton con un desplazamiento de 0.0141 m. Con respecto al módulo B reforzado, se obtuvo en la dirección X una cortante máxima de 259.95 Ton provocada por el terremoto de Arequipa, así como un desplazamiento máximo de 0.0491 m debido al sismo de Arequipa. Por otro lado, en la dirección Y, se obtuvo una cortante máxima de 337.48 Ton ocasionada por el terremoto de Arequipa y un desplazamiento máximo de 0.00914 m debido al sismo de Ancash. Estos resultados son similares al análisis Pushover en ambas direcciones, donde en el eje X presenta una cortante de 210.60 Ton con un desplazamiento de 0.0554 m, mientras que en el eje Y presenta una cortante de 364.78 Ton con un desplazamiento de 0.0155 m. Gracias al reforzamiento implementado, ahora se aprecia una semejanza en los resultados de ambos análisis no lineales, dado que los desplazamientos máximos obtenidos a partir de los registros sísmicos están en concordancia con el rango de desplazamiento máximo representado en las curvas de capacidad del análisis Pushover.
- ✓ A partir del análisis de los registros sísmicos, se determinaron las derivas máximas en cada dirección para los módulos reforzados. En la dirección X, el sismo de Arequipa generó una deriva máxima de 0.0069 para el módulo A y 0.0094 para el módulo B, mientras que en la dirección Y, el sismo de Arequipa generó una deriva máxima de 0.0016 para el módulo B y el sismo de Ancash produjo una deriva de 0.0018 para el módulo A. Estos resultados presentaron notables similitudes con las derivas obtenidas mediante el análisis Pushover en ambas direcciones, donde el módulo A obtuvo una deriva de 0.0085 en su eje X y 0.0027

en su eje Y, mientras que el módulo B mostró una deriva de 0.0103 en el eje X y 0.0028 en el eje Y. Por medio del reforzamiento, ahora se aprecia una semejanza en los resultados de ambos análisis no lineales, dado que los desplazamientos máximos obtenidos a partir de los registros sísmicos están en concordancia con el rango de desplazamiento máximo representado en las curvas de capacidad del análisis Pushover. En base a estas derivas, se procedió a evaluar el desempeño estructural utilizando la metodología HAZUS, revelando que tanto el módulo A como el módulo B presentaron un desempeño de daños estructurales moderados en el eje X y daños estructurales ligeros en el eje Y durante un sismo máximo, lo cual concuerda de manera consistente con los resultados obtenidos a través del análisis Pushover según Vision 2000.

- **Presupuesto del reforzamiento**

- ✓ Para el reforzamiento de encamisado y diseño de columnas, se obtuvo un presupuesto por cada bloque, basado en los metrados que abarcan las partidas correspondientes al concreto armado, el encofrado y el acero de refuerzo. El módulo A tuvo un costo total de S/. 61,981.25, mientras que para el módulo B presentó un costo total de S/. 42,673.42, lo que resultó en un costo global para ambos bloques de S/. 104,654.67.

Recomendaciones

- ✓ Se recomienda a futuras investigaciones que complementen sus estudios con ensayos distintos a los realizados en esta investigación, con el fin de obtener resultados que se asemejen más a la realidad. Uno de estos es el ensayo a compresión diagonal de muros de albañilería confinada, donde en este estudio para la dirección Y se utilizaron valores de las resistencias tomados de ensayos de pilas y muretes de la norma E 0.70. Sin embargo, para mejorar la precisión en los cálculos, se aconseja llevar a cabo ensayos específicos para determinar los valores reales. A pesar de esto, los resultados obtenidos en función de los valores asumidos son conservadores.
- ✓ Se recomienda extraer una mayor cantidad de testigos de diamantina para obtener valores más exactos de la resistencia a la compresión del concreto. Para ser conservadores en los resultados de los análisis lineales y no lineales, se adoptó la estrategia de utilizar una resistencia promedio para cada nivel al modelar la estructura. No obstante, también es factible calcular una resistencia promedio para cada elemento estructural.

- ✓ Se recomienda emplear un mayor número de registros sísmicos en el análisis dinámico no lineal de tiempo historia para lograr una aproximación más precisa de los resultados obtenidos en el análisis Pushover.
- ✓ Se recomienda en todo análisis dinámico no lineal llevar a cabo un procesamiento de los registros de aceleración que se utilizarán en la evaluación de la estructura. Para ello, se debe realizar una serie de pasos que incluyen la selección de la porción más crítica de los datos sísmicos mediante un recorte adecuado. Posteriormente, se realizará una corrección por línea base, se aplicará un escalado apropiado y se verificará su conformidad con el espectro elástico. El recorte del registro sísmico desempeña un papel esencial, ya que contribuye significativamente a reducir la carga computacional requerida para el análisis.
- ✓ Se recomienda realizar reforzamientos correctivos a estructuras antiguas para mejorar su comportamiento sísmico. En este contexto, se deben considerar diversas alternativas de reforzamiento estructural para mejorar la vulnerabilidad y desempeño sísmico de las instituciones educativas del Perú. Por ejemplo, se puede explorar la posibilidad de implementar el método de pórticos sísmicos complementarios o la adición de muros de albañilería. Sin embargo, es crucial llevar a cabo un análisis exhaustivo que evalúe tanto el impacto económico como la viabilidad de estas propuestas antes de considerar su ejecución.
- ✓ Se recomienda que la ejecución del reforzamiento sea llevada a cabo por profesionales con experiencia en este tipo de labores. Además, es esencial incorporar un plan de supervisión y mantenimiento a largo plazo para garantizar la integridad de las estructuras rehabilitadas.

Referencias bibliográficas

- [1] J. De la Colina Martínez y H. Ramírez de Alba, «Características de los sismos y sus efectos en las construcciones,» *Ciencia Ergo Sum*, vol. 6, n° 2, pp. 169-175, 1999.
- [2] Statista, «Número de terremotos registrados a nivel mundial desde el año 2000 al 2021,» 10 Mayo 2020. [En línea]. Available: <https://es.statista.com/estadisticas/635155/numero-de-terremotos-registrados-a-nivel-mundial/>.
- [3] C. Serrano, «Chile, Terremoto de Valdivia: qué efectos tuvo sobre la Tierra el Gran terremoto de 1960, el mayor sismo de la historia,» *BBC News*, 22 mayo 2020. [En línea]. Available: <https://www.bbc.com/mundo/noticias-52695811>.
- [4] Instituto Civil Nacional de Defensa, «Terremoto de Nazca,» Lima, 1996.
- [5] E. Ledesma, «En Benito Juárez colapsaron edificios con un año de antigüedad,» 26 Septiembre 2017. [En línea]. Available: <https://www.elfinanciero.com.mx/nacional/en-benito-juarez-colapsaron-edificios-con-un-ano-de-antigüedad/>.
- [6] H. Tavera , *Evaluacion del peligro asociado a los sismos*, Lima: Biblioteca Nacional del Perú, 2014.
- [7] H. Tavera, «Cinturón de Fuego del Pacífico: ¿activación en cadena?,» Instituto Geofísico del Perú, 22 abril 2020.
- [8] Instituto Geofísico del Perú, «Más de 500 sismos reportó el Instituto Geofísico del Perú en el 2019,» *gob.pe*, 23 diciembre 2019. [En línea]. Available: <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/71381-mas-de-500-sismos-reporto-el-instituto-geofisico-del-peru-en-el-2019>.
- [9] Andina, «Temblores en Perú: estos son los 40 eventos telúricos más fuertes reportados en este siglo,» 25 Agosto 2021. [En línea]. Available: <https://andina.pe/agencia/noticia-temblores-peru-estos-son-los-40-eventos-teluricos-mas-fuertes-reportados-este-siglo-850377.aspx>.
- [10] H. Tavera, *Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en el Perú.*, vol. 102, Lima: Biblioteca Nacional del Perú, 2014, pp. 15115-15128.
- [11] . S. Duque Serna, «En Perú solo el 37% de los colegios está en buen estado para acoger a los estudiantes,» *Anadolu Agency*, p. 1, 07 Marzo 2019.

- [12] C. Vasquez, «Año escolar inicia en Chiclayo con varios colegios en malas condiciones,» La Republica, p. 1, 8 Marzo 2020.
- [13] A. Blanco Blasco , «Normas sismicas en el Peru,» de Evolucion de las normas sismicas en el Peru, Lima, 2010.
- [14] S. Lacambra, «Andina,» 25 febrero 2017. [En línea]. Available: <https://andina.pe/agencia/noticia-perdidas-economicas-eventual-sismo-y-tsunamiascenderian-a-17730-millones-655359.aspx>.
- [15] C. A. Gonzales Torres, «Análisis estatico no lineal (pushover) de estructura aporticada de hormigon armado con diferentes grados de ductilidad.Aplicando la norma sismorresistente Colombiana 2010 (NSR-10),» Universidad Politecnica de Valencia, España, 2018.
- [16] G. A. Orellana Román y J. L. Parra Mora, «Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado,» Universidad de Cuenca, Ecuador, 2017.
- [17] N. A. Espinoza Astudillo y V. E. Paredes Piedra, «Análisis del desempeño sísmico de una estructura especial de hormigón armado de cinco pisos ubicada en la ciudad de Cuenca,» Universidad del Azuay, Ecuador, 2021.
- [18] R. M. Calcina Peña, «Evaluacion del desempeño sismico de un edificio de once pisos utilizando analisis estatico y dinamico no lineal,» Universidad Privada de Tacna, Tacna, Peru, 2017.
- [19] W. Marin Lopez, «Nivel de desempeño sísmico de un edificio multifamiliar mediante el análisis estático no Lineal Pushover,» Universidad César Vallejo, Lima, 2020.
- [20] J. La Rosa Delgado y G. Vila Mendoza, «Comportamiento estructural del edificio Prisma Tower mediante el analisis dinamico no lineal,» Universidad Ricardo Palma, Lima, Peru, 2019.
- [21] M. Correa Cervantes, «Análisis estático no lineal aplicado al diseño sismorresistente del bloque N° 02 de aulas del Colegio Militar Elías Aguirre – Chiclayo,» Universidad Cesar Vallejo, Chiclayo, 2019.
- [22] A. M. Bravo Suclupe y E. P. Montenegro Díaz, «Evaluación del desempeño sísmico de los bloques B y C del conjunto multifamiliar Colibrí en la ciudad de Chiclayo,» Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Chiclayo, 2018.

- [23] D. E. Chuquicahua Zelada, «Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo,» Universidad Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, 2020.
- [24] Ministerio de Vivienda y Construcción, Cargas - Norma E-020, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006.
- [25] Ministerio de Vivienda y Construcción, Diseño Sismorresistente-Norma E-030, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones, 2019.
- [26] Ministerio de Vivienda y Construcción, Concreto Armado-Norma E-060, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009.
- [27] Ministerio de Vivienda y Construcción, Albañilería-Norma E-070, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones, 2020.
- [28] C. Comisión de Reglamentos Técnicos, Método para la obtención y ensayo de corazones diamantino y vigas seccionadas de hormigón (concreto)-NTP 339.059, 2011.
- [29] ASTM, «Standard Test Method for pH of Chemically Cleaned or Etched Concrete Surfaces,» West Conshohocken, 1999.
- [30] American Society of Civil Engineers , «ASCE/SEI, 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,» United States of America, 2017.
- [31] Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate FEMA Mitigation Division Washington, D.C., FEMA-HAZUS99.Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS@MH MR4 Technical Manual, Washington: Federal Emergency Management Agency, 2003.
- [32] Applied Technology Council, ATC-40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, 1996.
- [33] CENEPRED, Manual para la evaluación del riesgo por sismos, Lima: Biblioteca Nacional del Peru, 2017.
- [34] A. Muñoz Peláez, «Comentario a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente,» Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, Lima, 2020.

- [35] R. A. Maldonado tapia , «Sensibilidad y seguridad de estructuras de hormigon en regimen no lineal,» Universidad Politecnica de Cataluña, Barcelona, 2012.
- [36] A. Recuero Forniés, «Análisis no lineal y rediseño de estructuras de edificación de hormigon armado,» Consejo Superior de Investigaciones Científicas, España, 2011.
- [37] C. E. Duarte Bonilla, M. E. Martinez Chavarria y J. J. Santamaria Diaz, «Análisis estatico no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina,» Universidad de el Salvador, El Salvador, 2017.
- [38] A. P. Cayllahua Muñoz y M. Vasquez Llerena, «Desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñadp con el RNE aceptando derivas de 1% y comparacion economica del mismo,» Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, 2020.
- [39] K. d. I. A. Intor Villatty y C. J. Martos Ramírez, «Desempeño sísmico del módulo "A" de la I.E. San Ramón en la ciudad de Cajamarca -2017,» Universidad Privada del Norte, Cajamarca, 2017.
- [40] J. Choque Sucasa y E. Luque Solis, «Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030,» Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, Perú, 2019.
- [41] S. E. Hinostroza Llanto, «Desarrollo de Sistema de Computación para el cálculo de diagramas momento curvatura de secciones de concreto armado,» Universidad César Vallejo, Huancayo, 2021.
- [42] J. L. Poma de la Cruz, «Software educativo para la Automatización del Análisis No Lineal Estático Pushover en estructuras de Concreto Armado,» Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2018.
- [43] R. Aguiar, D. Mora y M. Rodríguez, «Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación para elementos de Hormigón Armado y Acero con ASCE/SEI41 y sistema de computación CEINCI-LAB,» Revista CIENCIA, vol. 17, n° 2, pp. 201-239, 2015.
- [44] J. La Rosa Delgado y G. Vila Mendoza, «Comportamiento estructural del edificio Prisma Tower mediante el analisis dinamico no lineal,» Universidad Ricardo Palma, Lima, Peru, 2019.

- [45] N. F. Fuentes Rivera, «Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal "Pushover",» Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Huaraz, 2018.
- [46] G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn y M. R. Willford, «Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design,» National Institute of Standards and Technology, California, 2010.
- [47] G. Gonzales, A. Aguilar y G. Huaco, «Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal,» LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology, pp. 1-7, 2020.
- [48] G. Mohr Villanueva, «Diseño Sísmico por Desempeño Aplicado a un Edificio de Hormigón Armado,» Chile, 2019.
- [49] Federal Emergency Management Agency., FEMA-HAZUS99. Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS@MH MR4 Technical Manual., Washington, D.C., 2003.
- [50] M. d. V. y. Construcción, Norma E.031 Aislamiento Sísmico, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones, 2019.
- [51] H. Gonzales, «“Aplicación de análisis no lineal para la evaluación sísmica de edificios”, in Diseño Estructural Sismorresistente,» Lima, ICG, 2014, pp. PP. 173-181.
- [52] S. Oller, J. Vielma y A. Barbat, «Proyecto Sismorresistente de Estructuras Porticadas,» Monografías de Ingeniería Sísmica, Barcelona, España, 2011.
- [53] A. Muñoz, C. Jurado y L. Navarro, «Técnicas de reforzamiento de bajo costo para edificios escolares peruanos,» de XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Perú, 2007.
- [54] R. A. Ariza Gómez, A. A. Matallana Curi, C. C. Mora Ordoñez y M. A. Rebata Hilario, «Análisis y comparación de técnicas de reforzamiento estructural en centros educativos 780 pre mediante el método Choosing by Advantage,» Universidad Católica del Perú, Lima, 2020.
- [55] M. Borja, Metodología de la Investigación Científica para Ingenieros, Chiclayo, 2016.

- [56] R. Hernandez Sampieri, Metodología de la investigación, Berlin: McGraw-Hill _ Interamericana, 2004.
- [57] C. Díaz Saavedra, Mejoramiento del Servicio de Transitabilidad Vehicular y Peatonal de la Av. Pedro Cieza de León entre la Av. 9 de Octubre y la Av. Francisco Bolognesi distrito de Chiclayo – Lambayeque, Chiclayo, 2021.
- [58] G. T. Huansha Villanueva, «Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones Viga-Columna reforzadas con cartelas,» Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Ancash, 2019.
- [59] M. A. Urcia Osorio y V. P. Moncayo Belevan, «Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento del colegio 780-pre I.E N° 1172 ciro alegría mediante el análisis estático no lineal,» Universidad San Ignacio de Loyola, Lima, 2021.
- [60] R. A. Ariza Gómez, A. A. Matallana Curi , C. C. Mora Ordoñez , M. A. Rebata Hilario y R. I. Rupay Hospinal, «Análisis y comparación de técnicas de reforzamiento estructural en centros educativos 780 pre mediante el método Choosing by Advantage,» Universidad Católica del Perú, Lima, 2020.
- [61] L. F. Borja Escobar y M. J. Torres Tamayo, «Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en le sector Quitumbe,» Escuela Politécnica Nacional , Quito, 2015.
- [62] R. D. Galvez Carrión, R. A. Portal Melendrez, E. M. Solano Osorio, F. A. Meza Pantoja y M. Pinares Luna, «Análisis técnico-económico para la toma de decisión entre el reforzamiento de la estructura actual o una nueva construcción de un centro educativo,» Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2020.
- [63] D. J. Contreras Prado, «Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento para una edificación escolar típica basada en el módulo 780 PRE NDSR-1997,» Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2023.
- [64] M. C. Kala Ccoyto y J. L. Blanco Larico, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las infraestructuras educativas de concreto armado en Juliaca y San Miguel, Puno,» Universidad Peruana Unión, Juliaca, 2018.
- [65] J. Cumpa Amanca y B. H. Quispe Mendoza , «Evaluación del desempeño sismorresistente de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad Umachurco -San Salvador, aplicando el método de Análisis Estático No Lineal de cedencia sucesiva (PUSHOVER),» Universidad Andina del Cusco, Cusco, 2019.

- [66] R. D. Teves Torres, «Aplicación del análisis estático no lineal en la determinación del desempeño estructural del bloque II de las aulas inteligentes de la Universidad Tecnológica de los Andes,» Universidad Tecnológica de los Andes, Abancay, 2021.
- [67] J. L. Marca Vislao y E. G. Rojas Cama, «Análisis comparativo de 2 tipos de refuerzos estructurales para la “Institución Educativa N°4460 - Cesar Cohaila Tamayo” en el departamento de Tacna,» Universidad Ricardo Palma, Lima, 2021.
- [68] C. D. C. Campos Miguel y D. A. Leandro Gabriel, «Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis no lineal estático según la metodología ASCE 41-13 de un módulo de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres,» Universidad Continental, Huancayo, 2022.
- [69] J. L. Chiuyari Veramende. y M. P. Olivas Inocente., «Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el Análisis No Lineal PUSHOVER,» Universidad Nacional Hermilio Valdizan, Huánuco, 2018.
- [70] R. R. Peñaloza Condori , «Análisis Estático Incremental para estimar el desempeño sísmico de la “Institución Educativa G.U.E. San Carlos”,» Universidad Privada de Tacna, Tacna, 2021.
- [71] R. J. Solano Loza, «Incremento del comportamiento estructural de edificación esencial deficiente usando encamisado de vigas y columnas y análisis no lineal,» Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, 2021.
- [72] M. Meza Tintaya , «Desempeño sísmico de una edificación esencial mediante métodos de análisis sísmico no lineal– Institución Educativa Santa Rosa,» Universidad César Vallejo, Lima, 2020.

ANEXOS

ANEXO N°1

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

PROYECTO: “Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo”

TESISTA: Ariana Yveth Paredes Cruz

ASESOR: Jose Alfredo Cespedes Deza

UBICACIÓN: Chiclayo – Chiclayo – Lambayeque

LOCALIZACIÓN: Urbanización Las Brisas – Calle Sor Ana de los Ángeles

FECHA: 2022

Chiclayo, 2022

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	245
2.	ANTECEDENTES	246
3.	OBJETIVOS	246
3.1.	OBJETIVO GENERAL	246
3.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	246
4.	INFORMACIÓN GENERAL DE LA I.E.11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ	247
4.1.	UBICACIÓN	247
4.3.	DESCRIPCIÓN DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA	249
5.	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	252
6.	IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS ESTRUCTURALES	252
7.	EVALUACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LAS EDIFICACIONES ...	254
8.	RESULTADOS	282
9.	CONCLUSIONES	288
10.	REFERENCIAS	289

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se han producido fenómenos naturales significativos en varios países del mundo, los cuales han ocasionado el deterioro y colapso de muchas edificaciones, entre estos se encuentran los sismos de grandes magnitudes. Estos son fenómenos geológicos que no se predicen con exactitud y que es producto de la liberación de energía acumulada en el interior de la tierra [1], estos crean fuerzas que actúan en los elementos estructurales, dando lugar al colapso de estos, produciendo muertes y grandes pérdidas económicas.

El Perú es uno de los países con mayor frecuencia sísmica debido a que se ubica en una zona conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico”, la cual produce sismos con magnitudes superiores a los 7 Mw, un claro ejemplo de ello es el sismo que se dio en Piura en el año 2021, el cual tuvo una magnitud de 6.1 Mw y afectó a 13637 personas, 4293 viviendas y 58 centros educativos [2]; además, en el transcurso del tiempo se han formado grandes acumulaciones de energía conocidas como lagunas sísmicas; según Tavera [3], se identificaron cinco de estas lagunas, donde la quinta se ubica frente a la zona costera de Chiclayo, capaz de producir sismos de 7.5 Mw, afectando directamente la muestra de estudio que se pretende evaluar en esta investigación.

Este fenómeno natural mencionado anteriormente, ha causado que con el paso de los años muchas edificaciones pierdan su estabilidad y resistencia estructural, además se suman otros factores como el mal diseño y proceso constructivo, ya que en el Perú se practica el autoconstrucción por lo cual las estructuras carecen de un buen control de calidad de los materiales empleados y parámetros sísmicos; por lo cual las edificaciones tienden a presentar, en corto plazo, diversas fallas estructurales y patologías como grietas, fisuramientos, eflorescencias, humedad, erosión, etc. La patología estructural es una rama de la ingeniería que se encarga de estudiar las deficiencias, accidentes o fallas que puede presentar la estructura durante su proceso constructivo, después de su ejecución y durante el uso de esta [4].

En este informe, se realizará una evaluación de las patologías estructurales del bloque A y B de la Institución educativa Nuestra Señora de la Paz, con la finalidad de recolectar las lesiones que afectan a su estructura, para ello se realizaron visitas periódicas de campo, lo cual reveló las condiciones en las que se encuentra actualmente, llevando a cabo un registro fotográfico como evidencia de las fallas y patologías encontradas, también se

elaboraron fichas técnicas para la identificación de lesiones en cada elemento estructural y sus características como dimensiones, ubicación, área afectada y magnitud.

2. ANTECEDENTES

La Institución Educativa Primaria y Secundaria N° 11124 “Nuestra Señora de la Paz” del distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, fue creada por R.D. N° 0529, el 08 de abril del año 1986, sin embargo, en el año 1984 empieza a dar clases de nivel primario temporalmente en una casa alquilada perteneciente a la urbanización las Brisas. En el año 1991 surge la necesidad de expandirse, por lo cual amplía el servicio a nivel secundario, el 22 de noviembre de 1994 cambia su denominación a Colegio Nacional de Primaria y Secundaria de Menores “Nuestra Señora de la Paz”.

Esta institución es propiedad del Ministerio de Educación; además, cuenta con un terreno de 10307 m² donado por el ENACE. En el año 1994, gracias a la participación directa del Ministerio de la Presidencia, se construyó la nueva Infraestructura educativa y al mismo tiempo se implementó con mobiliario, materiales de laboratorio y máquinas de coser.

Actualmente, esta institución se encuentra vulnerable ante eventos sísmicos, ya que, está presentando problemas en su estructura como fallas y patologías, por lo cual en este informe se evaluará sus fallencias que presenta y determinar cómo afecta su vulnerabilidad estructural.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO GENERAL

Evaluar las fallas y patologías estructurales en la I.E.11124 Nuestra Señora de la Paz del distrito de Chiclayo.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar y analizar los tipos de patologías estructurales de la institución educativa.
- Elaborar fichas técnicas para identificar las lesiones que presenten los elementos estructurales de la institución educativa.
- Analizar la configuración estructural de la institución educativa.

4. INFORMACIÓN GENERAL DE LA I.E.11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

4.1. UBICACIÓN

La Institución educativa N° 11124 Nuestra Señora de la Paz, se encuentra ubicado en la calle Sor Ana de los Ángeles en la Urbanización Las Brisas, perteneciente al distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo y departamento de Lambayeque; el cual tiene un área total de 10307.793 m² y un perímetro de 400.38 ml.

El terreno donde se ubica la institución educativa limita por el sur con la calle Sor Ana de los Ángeles, perteneciente a la Urbanización Santa Alejandrina, por el Norte con la calle Juan Pablo II, por el Este con la Av. Pedro Cieza de León y por el Oeste con la calle El Prado perteneciente a la Urbanización Las Brisas.



FIGURA 1: Ubicación de la Institución educativa Nuestra Señora de la Paz

4.2. ACCESOS

La Institución educativa N° 11124 Nuestra Señora de la Paz cuenta con dos accesos; el primero por la calle Sor Ana de los Ángeles, perteneciente a la Urbanización Santa Alejandrina; el segundo, por la calle Juan Pablo II. Teniendo como punto de partida la plaza principal de Chiclayo, se tiene los siguientes accesos como se describe en la figura 02, cuya distancia es de 3.9 km.

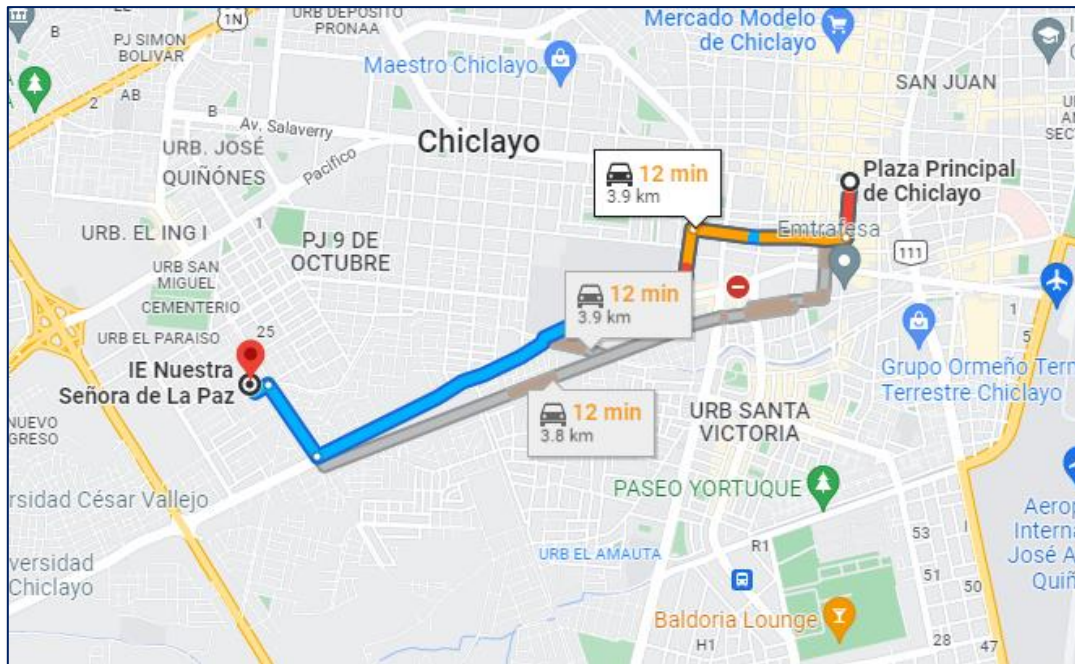


FIGURA 2: Ruta de acceso desde la Plaza Principal de Chiclayo hasta la I.E. Nuestra Señora de la Paz



FIGURA 3: Accesos a la Institución educativa Nuestra Señora de la Paz por las calles Sor Ana de los Ángeles y Juan Pablo II

4.3. DESCRIPCIÓN DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA

4.3.1. Tipo de edificación: Según la Norma E-030, la institución educativa Nuestra Señora de la Paz pertenece a la categoría A (edificaciones esenciales), clasificación A2, ya que pueden servir como refugio después de un evento sísmico, por lo cual tiene que preservar la salud y seguridad de la población escolar.

4.3.2. Población: La población de la institución educativa está conformada por los trabajadores y alumnos del nivel primario y secundario, donde en el año 2021 se contaba con un total de 970 alumnos y 60 trabajadores.

AÑO	ALUMNOS DE PRIMARIA	ALUMNOS DE SECUNDARIA	TOTAL DE ALUMNOS
2021	543	427	970
2020	525	411	936
2019	439	361	800
2018	429	350	779

Tabla 1: Cantidad de alumnos en los últimos años de la Institución educativa Nuestra Señora de la Paz

4.3.3. Horarios: Actualmente la I.E. Nuestra Señora de la Paz esta en clases presenciales desde las 7:00 am hasta las 6:00 pm para nivel primario y secundario.

4.3.4. Distribución física: La I.E. Nuestra Señora de la Paz está constituido por cinco pabellones de los cuales cuatro están construidos en dos niveles.

Áreas: La I.E. Nuestra Señora de la Paz tiene un área de terreno de 10307.793 m² y un área construida de 2450,974 m².

4.3.5. Distribución por bloques:

Bloque A: Tiene un área de terreno de 511.880 m² y un área construida de 1023.76 m², además, tiene dos niveles y está conformado por 6 aulas en cada nivel, las cuales son usadas por los estudiantes del nivel primario, también cuenta con un módulo de un nivel, cuyo uso es de baños para estudiantes y profesores: además, tiene dos escaleras con acceso al segundo nivel, el cual en cada uno de estas posee un ambiente, los cuales se usan como oficinas.



FIGURA 4: Bloque A de la I.E. Nuestra Señora de la Paz

Bloque B: Tiene un área de terreno de 336.656 m² y un área construida de 673.312 m², tiene dos niveles y está conformado por 4 aulas en cada nivel, las cuales son usadas por los estudiantes del nivel secundario, también cuenta con un módulo de un nivel, cuyo uso es de baños para estudiantes y profesores; además, tiene una escalera con acceso al segundo nivel, el cual posee un ambiente cuyo uso es de oficina.



FIGURA 5: Bloque B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz

Bloque C: Tiene un área de terreno de 139.040 m² y un área construida de 278.08 m², tiene dos niveles y está conformado por 6 ambientes en el primer nivel, las cuales cuatro de estos son ambientes administrativos y el resto está conformado por una cocina y un oratorio, el segundo nivel está conformado por un aula, el cual se usa para reuniones entre docentes y trabajadores; además cuenta con una escalera con acceso al segundo nivel, el cual posee un ambiente cuyo uso es de oficina.



FIGURA 6: Bloque C de la I.E. Nuestra Señora de la Paz

Bloque D: Tiene un área de terreno de 177.957 m² y un área construida de 355.914 m², tiene dos niveles y está conformado por 2 ambientes en el primer nivel las cuales se usan como almacén y laboratorio, el segundo nivel está conformado por dos aulas, las cuales son usadas por los estudiantes de nivel primario y secundario; además, cuenta con una escalera con acceso al segundo nivel, el cual posee un ambiente cuyo uso es de oficina.



FIGURA 7: Bloque D de la I.E. Nuestra Señora de la Paz

Bloque E: Tiene un nivel y un área de terreno y área construida de 119.908 m²; además, está conformado por un aula, la cual es usada por los estudiantes y para reuniones de docentes.



FIGURA 8: Bloque E de la I.E. Nuestra Señora de la Paz

5. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Los cinco bloques de la I.E. Nuestra Señora de la Paz son módulos 780 Pre, ya que fueron construidos en el año 1994; su sistema estructural se caracteriza por tener muros portantes de albañilería en un sentido y pórticos de concreto armado en el otro, además poseen columnas de gran peralte, con la función de hacer la estructura más rígida, también cuenta con juntas de 1 o 2 pulgadas de espesor con la función de separar los tabiques de las columnas y evitar el problema estructural de columna corta.

6. IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS ESTRUCTURALES

Para la identificación de los problemas y fallas estructurales, se realizaron cuatro visitas a la I.E. Nuestra Señora de la Paz, enfocándonos en los bloques A y B, donde se pudo observar principalmente que la mayoría de sus columnas pueden fallar por efecto de columna corta, a pesar que cuentan con junta de dilatación entre las columnas y los tabiques, esto se debe a que el espesor de su junta es de 2 pulgadas, por lo cual es insuficiente. Un claro ejemplo fueron las fallas de columna corta que se dieron en los colegios de nazca en 1996, ya que contaban con juntas de dilatación defectuosas, por lo cual, terminaron fallando.



FIGURA 9: Colapso por problema de columna corta – Sismo de 1996 (Nasca)



FIGURA 10: Posible colapso por problema de columna corta en la I.E. Nuestra Señora de la Paz

También se observó que las columnas del bloque A y B eran continuas sin cambio de sección, sin embargo, la columna que se encuentra en el eje siete del bloque B presenta discontinuidad, ya que su sección aumenta en el segundo nivel, esto evidencia que en esta institución educativa no se realizó un adecuado proceso constructivo, y que esta columna tiene más probabilidad a fallar ante un evento sísmico por no cumplir con los requisitos de regularidad.



FIGURA 11: Discontinuidad en la columna del bloque B

7. EVALUACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LAS EDIFICACIONES

Para esta investigación se evaluará el bloque A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, el cual se ubica en el distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo y departamento de Lambayeque, cada bloque está conformado por dos niveles y sus ambientes son utilizados por los estudiantes de nivel primaria y secundaria.

7.1. IDENTIFICACIÓN DE FALLAS Y PATOLOGÍAS

La patología estructural es una rama de la ingeniería que se encarga de realizar una serie de estudios a las edificaciones que presenten daños o fallas estructurales, con el fin de identificar sus causas y plantear medidas correctivas para evitar que las estructuras pierdan su resistencia y estabilidad, asegurando el bienestar y seguridad de las personas que habitan dichas construcciones [4]; se dividen según su proceso patológico en tres grupos que son: físicas, mecánicas y químicas; las cuales se van a identificar en los bloques A y B de la institución educativa.

7.1.1. Patologías Físicas

Estas patologías son de carácter físico y se producen por efectos de agentes climáticos, por lo cual varían en su forma, color y estado de humedad [5]. Dentro de esta clasificación se encuentra la humedad, erosión y suciedades.

BLOQUE A

- a) Humedad: Este bloque está presentando problemas de humedad en el primer y segundo nivel, entre los elementos afectados tenemos los sobrecimientos, en la parte inferior de las columnas, en las vigas del voladizo, en las losas y en los muros; esto se debe a que la presencia de agua en los elementos estructurales ha superado los límites admisibles, ocasionando descascaramiento de la pintura. Hay que tener en cuenta que esta institución educativa ha sido pintada recientemente, por lo cual no se puede observar esta patología en todas las partes de la estructura; además, en el segundo nivel se tiene un techo de calamina para el voladizo, lo cual permite la filtración de agua en épocas de lluvias, aumentando la presencia de humedad.



FIGURA 12: Presencia de humedad en las vigas de voladizo – Primer Nivel



FIGURA 13: Presencia de humedad en los sobrecimientos – Primer Nivel

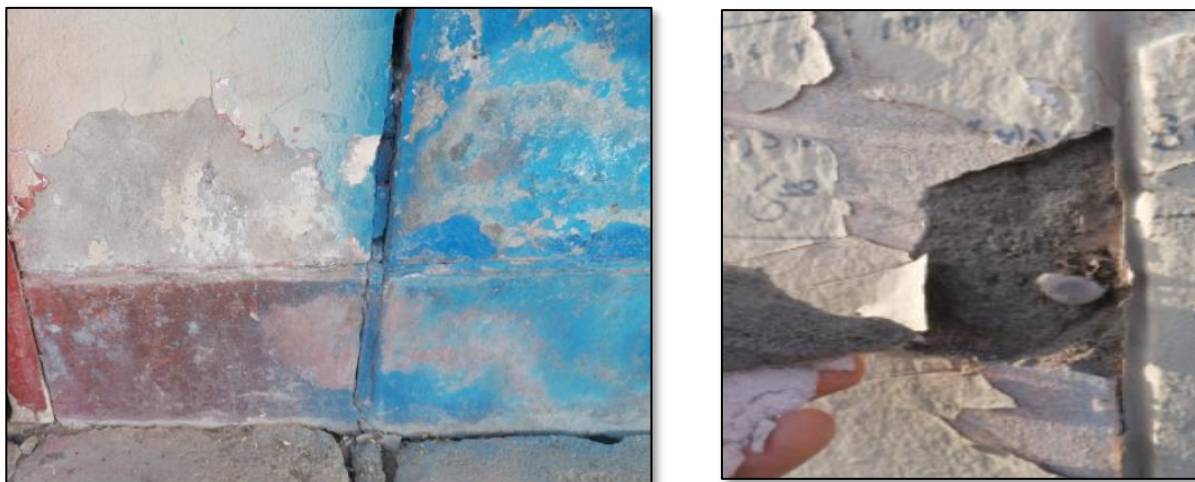


FIGURA 14: Presencia de humedad en las columnas – Primer Nivel



FIGURA 15: Descascaramiento de la pintura de los muros debido a la presencia de humedad – Primer Nivel



FIGURA 16: Presencia de humedad en las losas – Primer Nivel



FIGURA 17: Presencia de humedad en los muros y columnas – Segundo Nivel



FIGURA 18: Presencia de humedad en las losas – Segundo Nivel

- b) Suciedades: Este bloque está presentando suciedad en algunas partes de la estructura, debido a las sustancias contenidas en el aire atmosférico; además, en dicha zona transitan vehículos ocasionando el levantamiento de polvo.



FIGURA 19: Presencia de suciedad en la fachada del bloque A

BLOQUE B

- a) Humedad: Este bloque, al igual que el anterior, presenta problemas de humedad en sus dos niveles, entre los elementos afectados tenemos los sobrecimientos, muros, vigas del voladizo, losas y en la parte inferior de las columnas, esto se debe a que la presencia de agua en los elementos estructurales ha superado los límites admisibles. Hay que tener en cuenta que esta institución educativa ha sido pintada recientemente, por lo cual no se puede observar esta patología en todas las partes de la estructura; además, en el segundo nivel se tiene un techo de calamina para el voladizo, lo cual permite la filtración de agua en épocas de lluvias, aumentando la presencia de humedad.

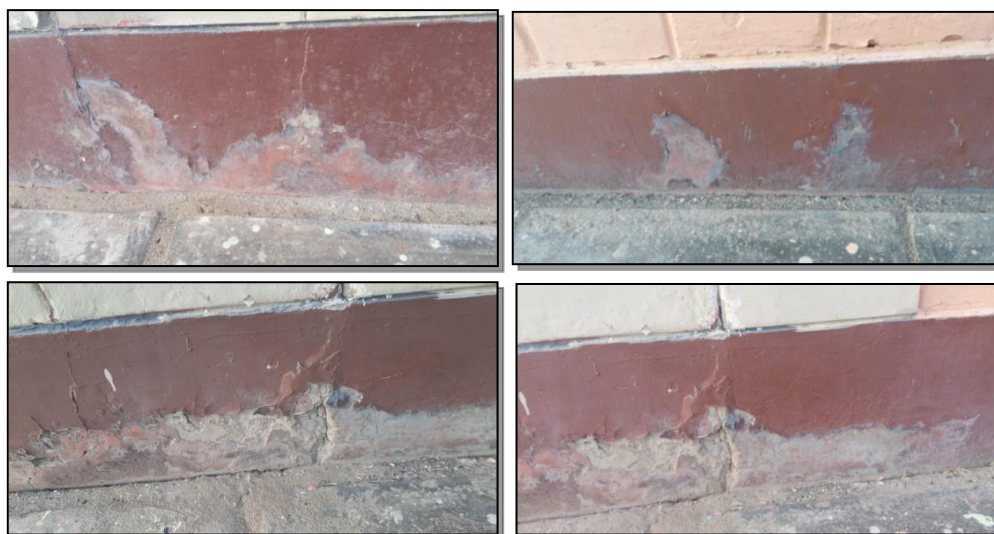


FIGURA 20: Presencia de humedad en el sobrecimiento – Primer Nivel



FIGURA 21: Presencia de humedad en las columnas – Primer Nivel



FIGURA 22: Presencia de humedad en los muros – Primer Nivel



FIGURA 23: Presencia de humedad en las vigas de voladizo – Primer y Segundo Nivel

- b) Suciedades: Este bloque al igual que el anterior también presenta suciedad en algunas partes de su estructura, debido a las sustancias contenidas en el aire atmosférico; además, en dicha zona transitan vehículos ocasionando el levantamiento de polvo.



FIGURA 24: Presencia de suciedad en la fachada del bloque B

7.1.2. Patologías Mecánicas

Estas patologías se presentan en elementos estructurales que no están preparados para soportar grandes esfuerzos o cargas [5]. Dentro de esta clasificación se encuentra las deformaciones, grietas, fisuramientos, desprendimientos y erosiones.

BLOQUE A

- a) Deformaciones: Según lo que se observó en la visita de campo, el bloque A presenta deformaciones en varias partes de su sobrecimiento, provocando que en algunas partes se dé la separación del muro con el sobrecimiento, a la vez se está presentando el pandeo en algunos marcos de las ventanas, lo que indica que las columnas, debido a que se encuentran en mal estado, ya no pueden soportar los esfuerzos, provocando que estas también se estén deformando lentamente.



FIGURA 25: Deformación del sobrecimiento – Primer Nivel



FIGURA 26: Separación del muro con el sobrecimiento – Primer Nivel



FIGURA 27: Posible deformación de columnas del bloque A

- b) Grietas: Se puede observar que el bloque A presenta aberturas longitudinales conocidas también como grietas, las cuales afectan el espesor de estos elementos estructurales. Este problema se está dando en su sobrecimiento, columnas, vigas soleras, muros y losa, es probable que se haya dado esta patología por problemas de dilatación o excesos de cargas. En la figura N° 27 se observan grietas que tienen una profundidad aproximada de 28 cm en la parte inferior de la columna; como también, en el sobrecimiento con grietas de 5 cm de profundidad; además, se tiene una grieta severa en las imágenes N° 29 y 30, la cual se encuentra cerca de la losa, esta es continua en la mayor parte del perímetro del bloque A, por lo cual, ante un evento sísmico, esta losa podría separarse del resto de la estructura.

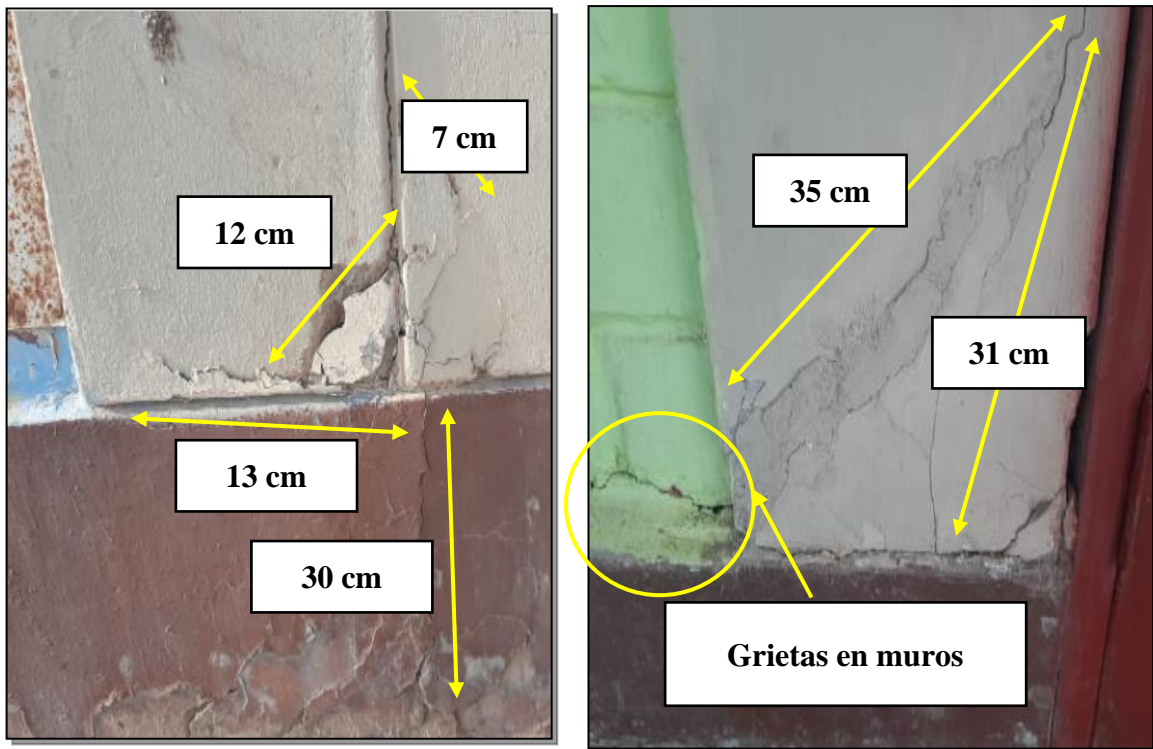


FIGURA 28: Agrietamiento del sobrecimiento y columnas del bloque A

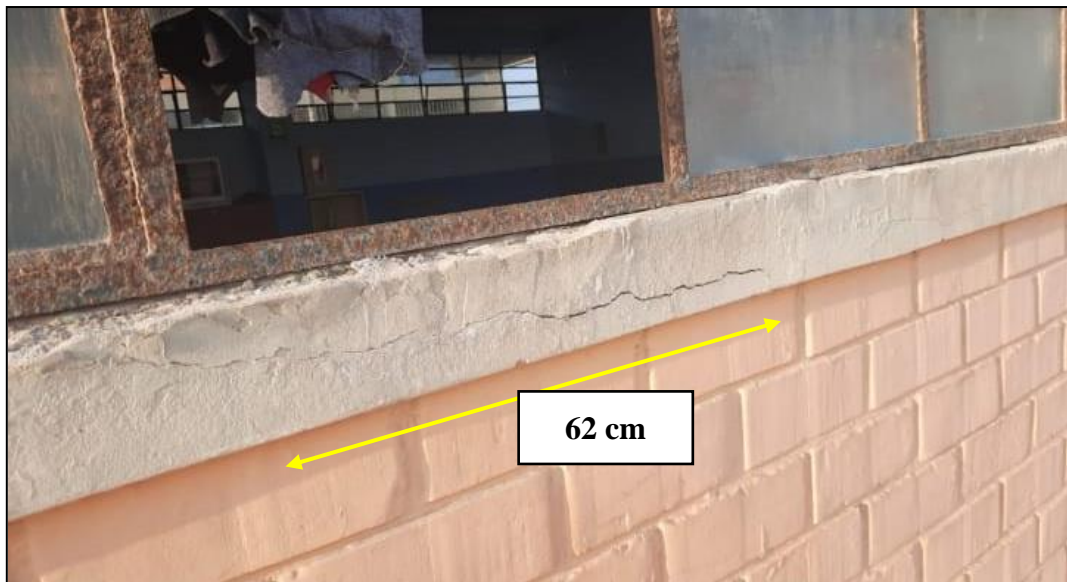


FIGURA 29: Agrietamiento de la viga solera – Primer Nivel

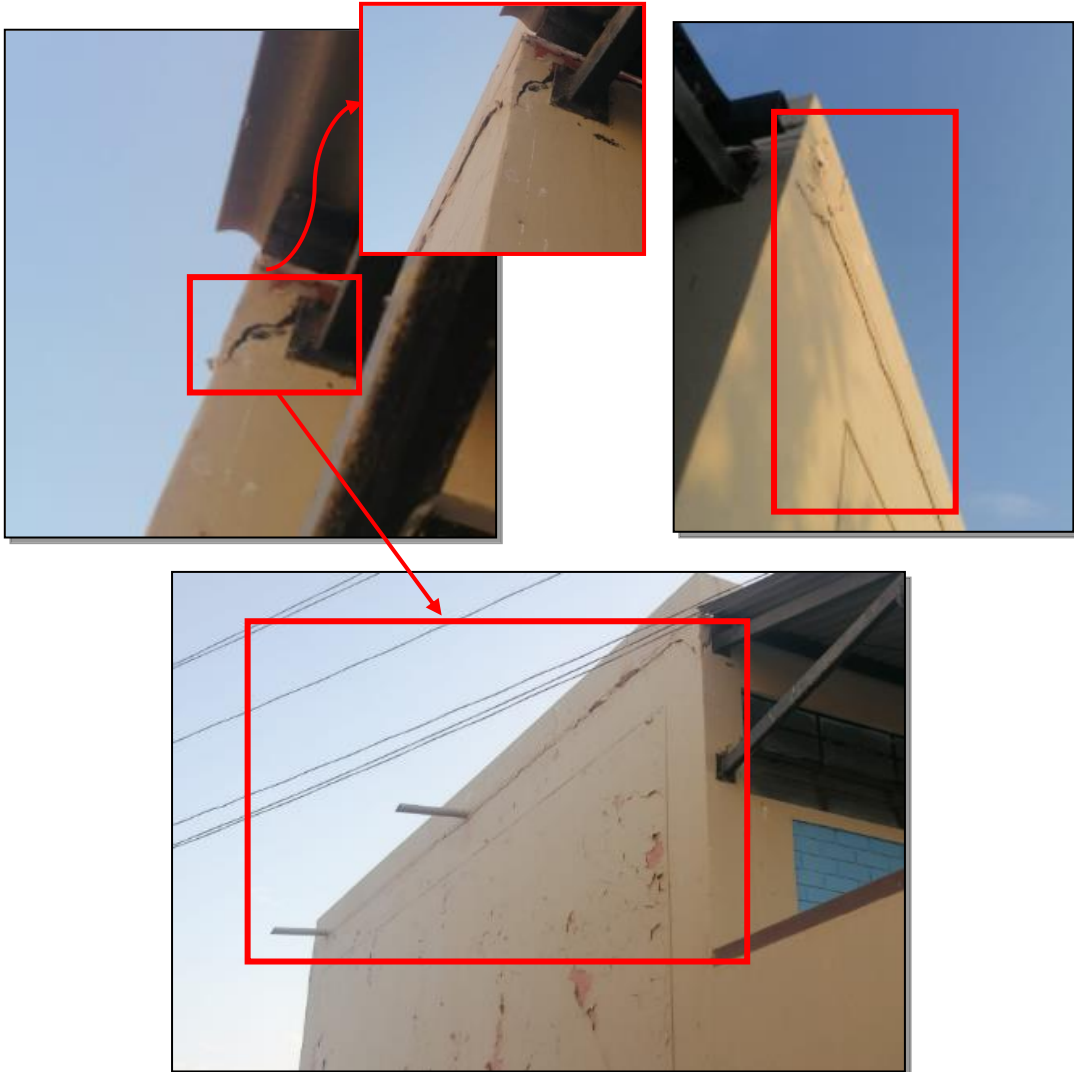


FIGURA 30: Vista de perfil del Agrietamiento de losa– Segundo Nivel



FIGURA 31: Vista frontal del Agrietamiento de losa– Segundo Nivel

- c) Fisuras: Se puede observar que el bloque A presenta fisuras en los sobrecimientos, vigas soleras, vigas estructurales y columnas. Según la clasificación del ACI, este bloque presenta fisuras finas con un ancho de 1 mm hasta fisuras anchas de 2 mm.

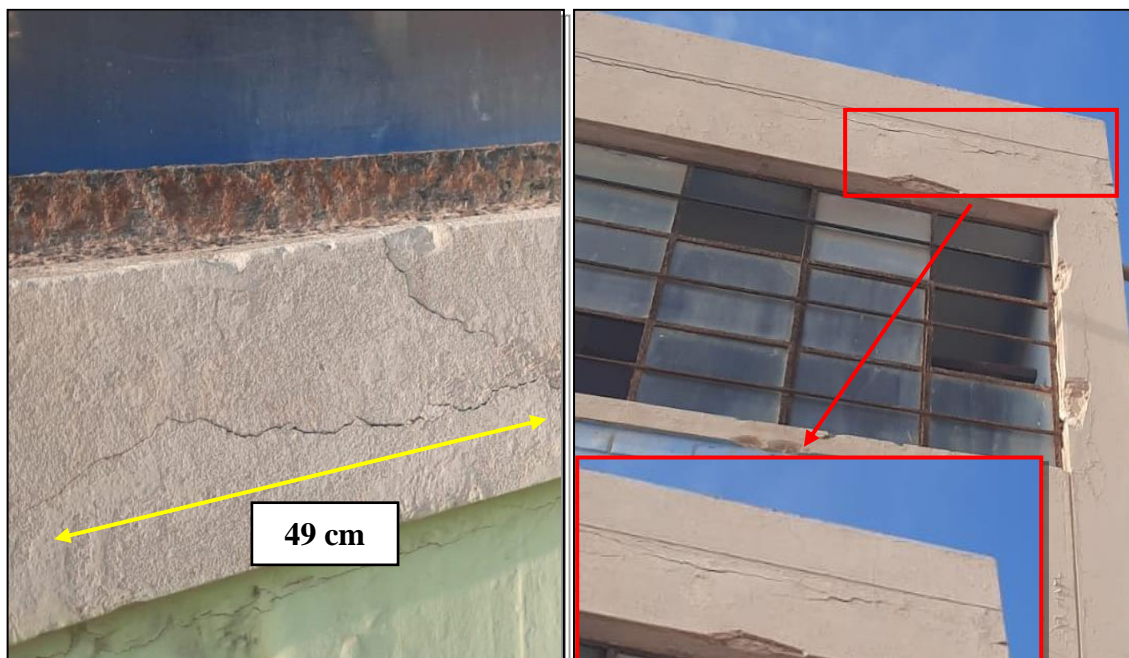


FIGURA 32: Fisuramiento de la viga solera y viga estructural del bloque A



FIGURA 33: Fisuramiento de las columnas – Segundo Nivel

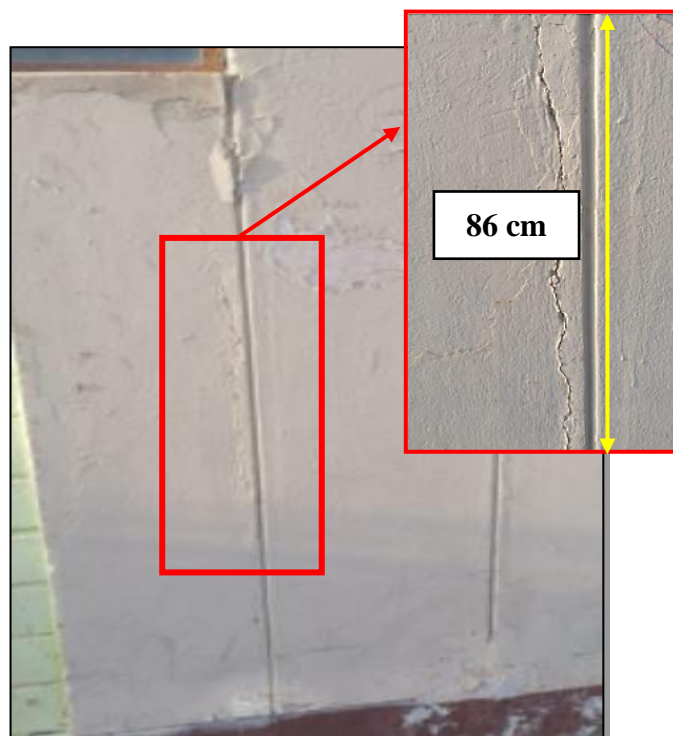


FIGURA 34: Fisuramiento de las columnas – Primer Nivel

- d) Desprendimientos: Esta patología es la que se presenta con mayor porcentaje en el bloque A, producida como consecuencia de las patologías anteriores de humedad, deformaciones, fisura y grietas. Se puede observar desprendimientos en las vigas soleras, columnas, escaleras y sobrecimientos, los cuales están afectando el recubrimiento de los elementos estructurales.



FIGURA 35: Desprendimiento del concreto de las vigas soleras

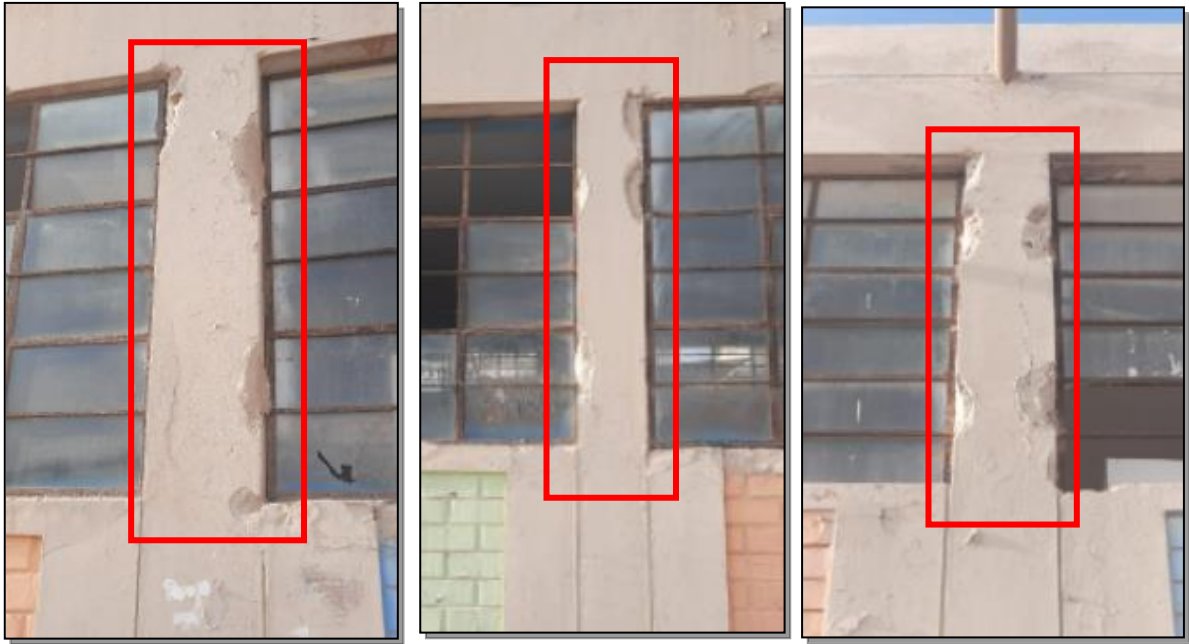


FIGURA 36: Desprendimiento del concreto de las columnas



FIGURA 37: Desprendimiento del concreto de las columnas



FIGURA 38: Desprendimiento del concreto en los bordes de la puertas

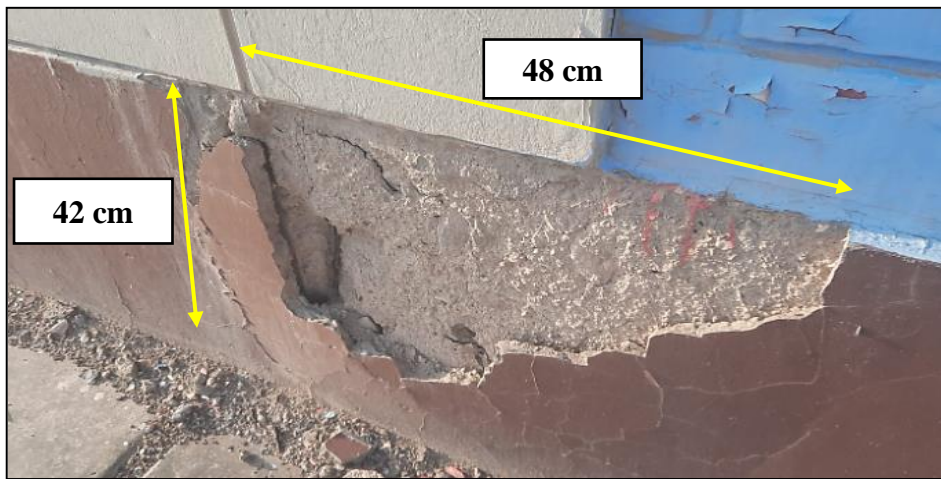


FIGURA 39: Desprendimiento del concreto en los sobrecimientos



FIGURA 40: Desprendimiento del concreto del pasamanos de la escalera

- e) Erosiones mecánicas: Se observa pérdida de material superficial y deterioro en los suelos de las aulas, pasadizos, gradas de escaleras y veredas, causado por posibles golpes y roces.



FIGURA 41: Erosión mecánica en los suelos de las aulas



FIGURA 42: Erosión mecánica en las veredas



FIGURA 43: Erosión mecánica en las gradas de las escaleras

BLOQUE B

- a) Deformaciones: Según lo que se puede observar este bloque, al igual que el anterior, presenta deformaciones en varias partes de su sobrecimiento, provocando que en algunas partes se dé la separación del muro con el sobrecimiento.



FIGURA 44: Deformación del sobrecimiento del bloque B



FIGURA 45: Separación del muro con el sobrecimiento

- b) Grietas: Se puede observar que el bloque B presenta aberturas longitudinales conocidas también como grietas, las cuales afectan el espesor de estos elementos estructurales. Este problema se está dando en su sobrecimiento y columnas, causado probablemente por problemas de dilatación o excesos de cargas. En la figura N° 46 se puede ver el agrietamiento de todo el sobrecimiento incluyendo la parte inferior de la columna, midiendo más de 45 cm.

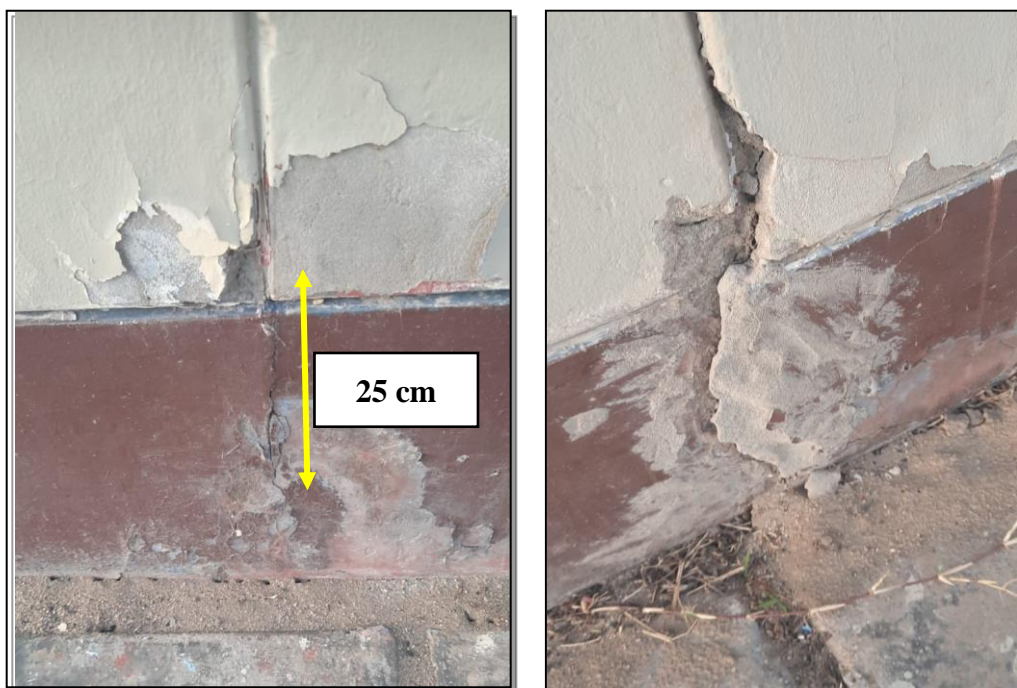


FIGURA 46: Agrietamiento del sobrecimiento – Primer Nivel



FIGURA 47: Agrietamiento de la columna – Segundo Nivel

- c) Fisuras: Se puede observar que el bloque B presenta fisuras en los sobrecimientos, vigas soleras, vigas estructurales del voladizo y columnas. Según la clasificación del ACI, este bloque presenta fisuras finas con un ancho de 1 mm hasta fisuras anchas de 2 mm.



FIGURA 48: Fisuramiento de la viga solera y viga del voladizo – Primer y Segundo Nivel



FIGURA 49: Fisuramiento de las columnas– Primer y Segundo Nivel

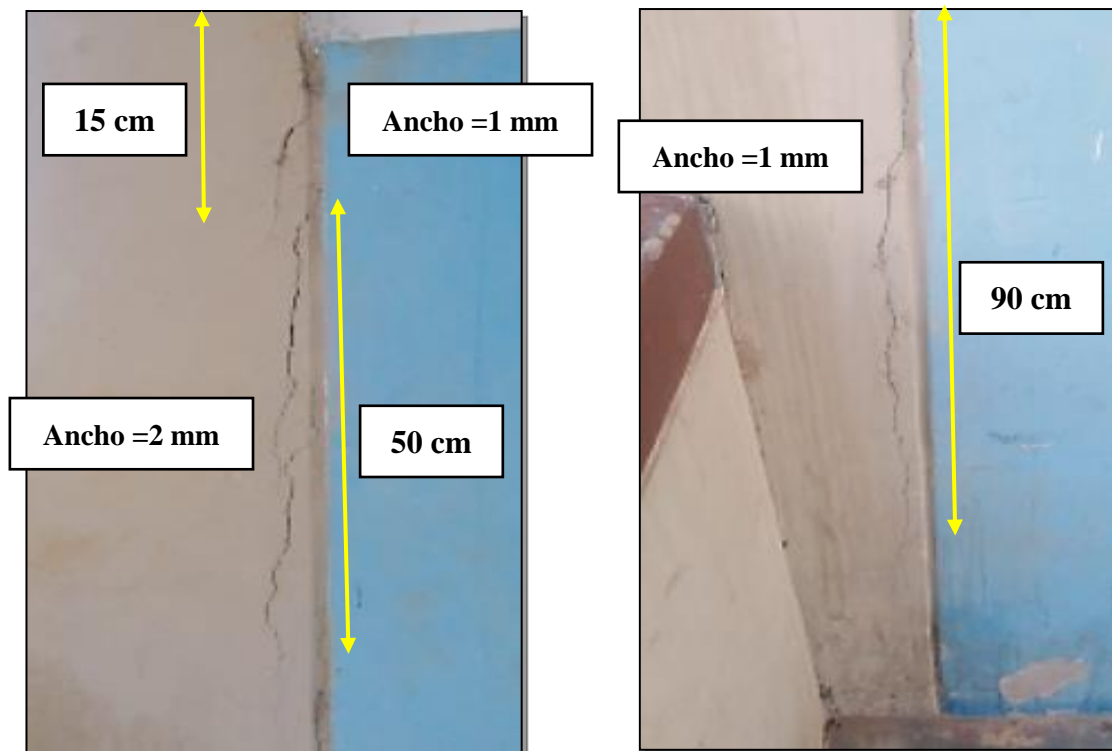


FIGURA 50: Fisuramiento de las columnas– Segundo Nivel

- d) Desprendimientos: En el bloque B se identificaron varios desprendimientos de concreto en las columnas, vigas soleras y sobrecimientos, sin embargo, han sido recientemente reparadas como se observa en la imagen N° 52, es por ello que solo se han identificado pocos desprendimientos de concreto en elementos como columnas, vigas estructurales del voladizo y sobrecimiento, las cuales se produjeron como consecuencia de las patologías anteriores de humedad, deformaciones, fisura y grietas. En la imagen N° 53 se puede observar que el sobrecimiento, a pesar que ha sido reparado, presenta indicios de falla futura, debido a que está presentando fisuramientos.



FIGURA 51: Desprendimiento del concreto en sobrecimientos– Primer Nivel



FIGURA 52: Desprendimiento del concreto en columnas y vigas– Segundo Nivel



FIGURA 53: Reparación de las columnas por presencia de desprendimientos de concreto



FIGURA 54: Reparación de los sobrecimientos por presencia de desprendimientos de concreto

- e) Erosiones mecánicas: Se observa pérdida de material superficial y deterioro en los suelos de las aulas, pasadizos, gradas de escaleras y veredas, causado por posibles golpes y roces.



FIGURA 55: Erosión mecánica en los suelos de las aulas



FIGURA 56: Erosión mecánica en las gradas de las escaleras



FIGURA 57: Erosión mecánica en los pasadizos – Segundo Nivel



FIGURA 58: Erosión mecánica en las veredas

7.1.3. Patologías Químicas

Estas patologías son de carácter químico y se producen por la presencia de sales y ácidos, las cuales reaccionan químicamente, produciendo la descomposición y pérdida del material como es el caso del concreto [5]. Dentro de esta clasificación se encuentran las eflorescencias, erosiones químicas, oxidación y corrosión.

BLOQUE A

- a) Eflorescencia: El bloque A presenta eflorescencias debido a la humedad generada por las precipitaciones y por las sales solubles presentes en estas, afectando a sus elementos estructurales como, por ejemplo: sobrecimientos y losas.



FIGURA 59: Eflorescencias en los sobrecimientos – Primer Nivel



FIGURA 60: Eflorescencias en las losas – Segundo Nivel

- b) Oxidación y Corrosión: Esta patología se da en menor porcentaje en el bloque A. Como se observa en las imágenes, se está presentando la oxidación y corrosión del acero de refuerzo, lo que está ocasionando la pérdida del concreto; entre los elementos estructurales que están presentando esta patología tenemos las columnas, sobrecimientos y escaleras.



FIGURA 61: Oxidación y corrosión del acero en sobrecimientos – Primer Nivel



FIGURA 62: Oxidación y corrosión del acero en el pasamanos de escaleras

- c) Erosión Química: Esta patología es muy similar a la corrosión, debido a que también produce la desintegración del concreto como consecuencia de una reacción química. En el bloque A esta patología se presenta en menor porcentaje, debido a que se está empezando a erosionar algunas partes de las columnas como causa de la oxidación del acero, como se ve en las imágenes.

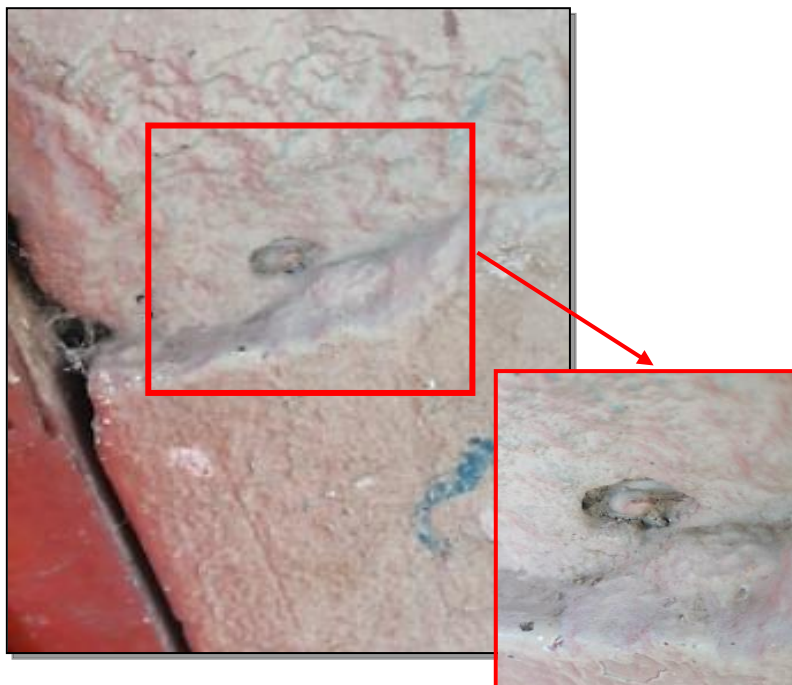


FIGURA 63: Erosión química en las columnas del bloque A

BLOQUE B

- a) Eflorescencia: El bloque B presenta eflorescencias debido a la humedad generada por las precipitaciones y por las sales solubles presentes en estas, afectando a sus elementos estructurales como, por ejemplo: sobrecimientos y losas.



FIGURA 64: Eflorescencias en los sobrecimientos – Primer Nivel

- b) Oxidación y Corrosión: Esta patología se da en menor porcentaje en el bloque B, en donde se da la oxidación y corrosión del acero de refuerzo de la losa del segundo nivel causando la pérdida del concreto, como se observa en la imagen.



FIGURA 65: Oxidación y corrosión del acero de refuerzo de la losa– Segundo Nivel

- c) Erosión Química: Esta patología es muy similar a la corrosión, debido a que también produce la desintegración del concreto como consecuencia de una reacción química. En el bloque B esta patología se presenta en menor porcentaje, debido a que se está empezando a erosionar algunas partes de la losa del segundo nivel, a causa de la oxidación del acero, como se ve en la imagen.



FIGURA 66: Erosión química en la losa del bloque B

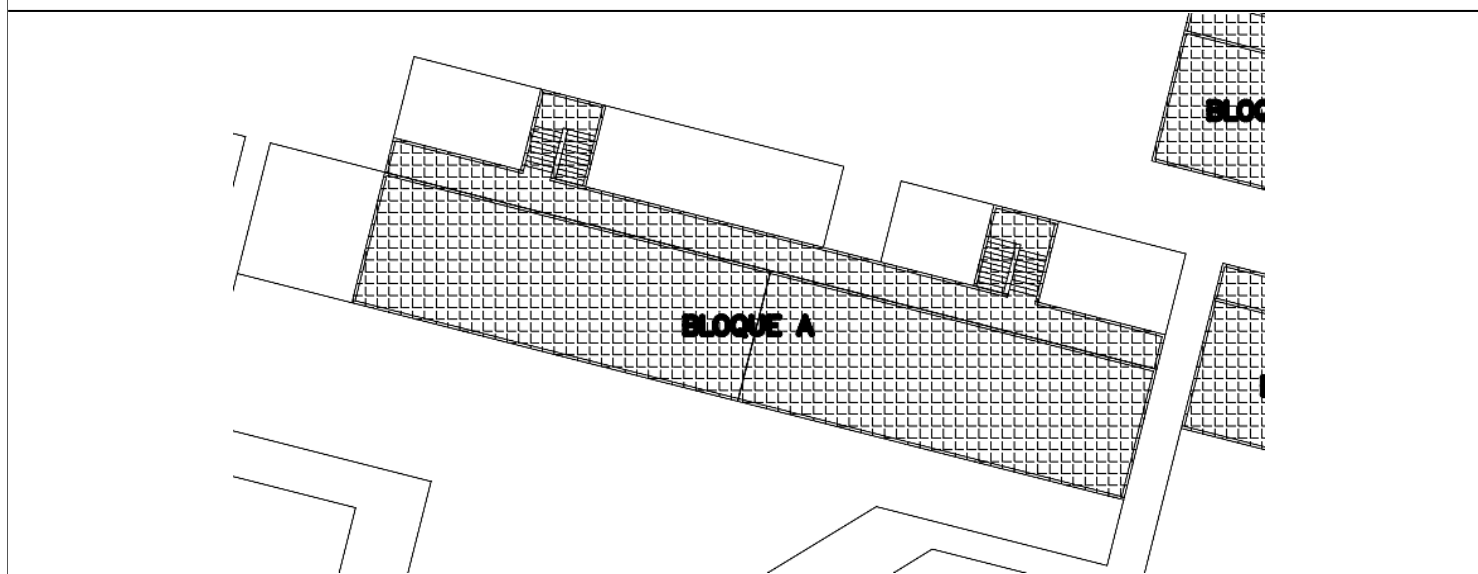
8. RESULTADOS

BLOQUE A

FORMATO DE EVALUACIÓN DE PATOLOGÍAS

TEMA DE INVESTIGACIÓN:	EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO				
AUTOR:	PAREDES CRUZ, ARIANA YVETT			FECHA:	9-abr-22
EDIFICACIÓN:	INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ	LUGAR:	CALLE SOR ANA DE LOS ÁGELES - LAS BRISAS		
ZONA:	BLOQUE "A"	DISTRITO:	CHICLAYO	PROVINCIA:	CHICLAYO

1. UBICACIÓN DE LA ZONA DE INSPECCIÓN



2. EVALUACIÓN PATOLÓGICA

DIMENSIONES	INDICADORES	ESTRUCTURAS A CONSIDERAR PARA LA EVALUACIÓN DE FALLAS Y PATOLOGÍAS																										
		SOBRECIMIENTO			COLUMNA			VIGA			MURO			LOSA			VIGAS SOLERAS			ESCALERA			SUELOS Y VEREDAS					
		L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S			
Patologías físicas	Humedad		X			X			X			X			X													
	Erosión física																											
	Suciedades				X				X			X					X											
Patologías mecánicas	Deformaciones			X	X																						X	
	Grietas			X		X						X				X		X										
	Fisuras			X			X		X							X		X									X	
	Desprendimientos			X			X		X										X		X						X	
	Erosión mecánica																									X		X
Patologías químicas	Eflorescencia			X		X			X			X				X												
	Oxidación y corrosión		X			X																		X				
	Erosión química				X																							
Otros tipos de patologías	Abrasión																											
	Asentamiento																											
	Cangrejera																											
	Exposición de acero		X			X																					X	
	Manchas			X		X			X			X				X												
	Pérdida de material			X			X		X										X		X						X	

Nivel de Severidad = L= Leve / M= Moderado / S= Severo

Para el bloque A de la I.E. Nuestra Señora de la Paz se realizó una ficha técnica que nos permitió identificar las patologías que tienen los elementos estructurales, así como también, sus niveles de severidad, el cual nos permitió estimar los porcentajes para cada patología y la estructura con más patologías identificadas.

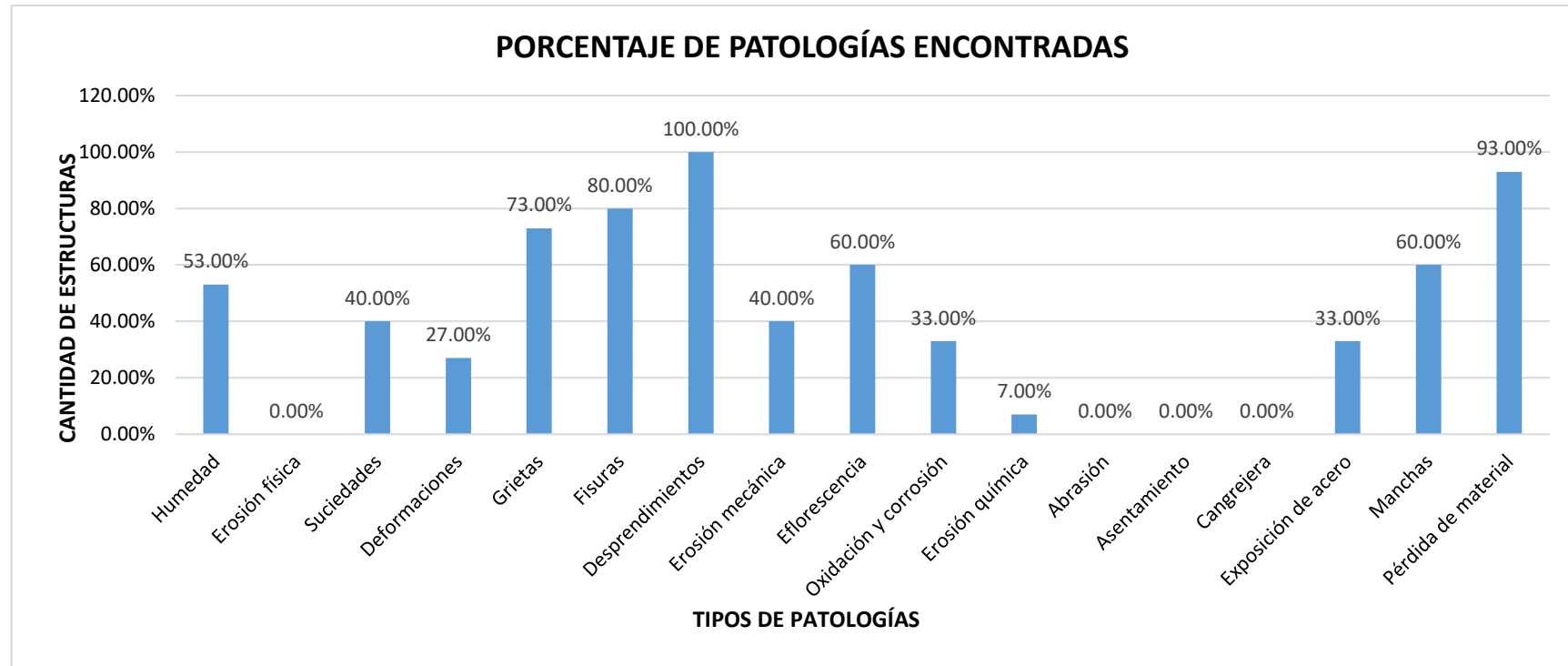


FIGURA 67: Porcentaje de patologías encontradas en el bloque A

En el gráfico de barras se aprecia que la patología con más incidencia observada del bloque A son los desprendimientos y pérdida de material.

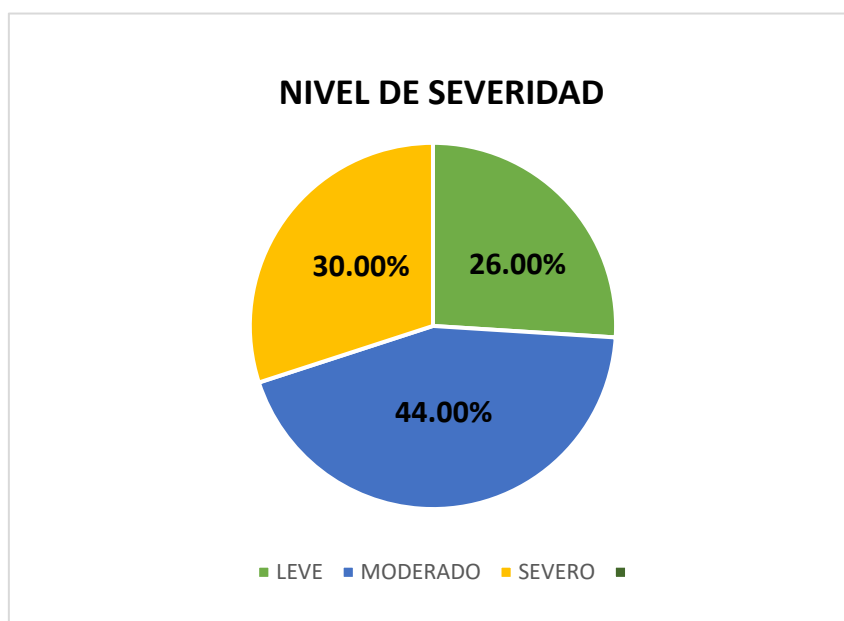


FIGURA 68: Nivel de severidad del bloque A

En el gráfico circular, se puede advertir que el nivel de severidad según las patologías encontradas en las estructuras es moderado.

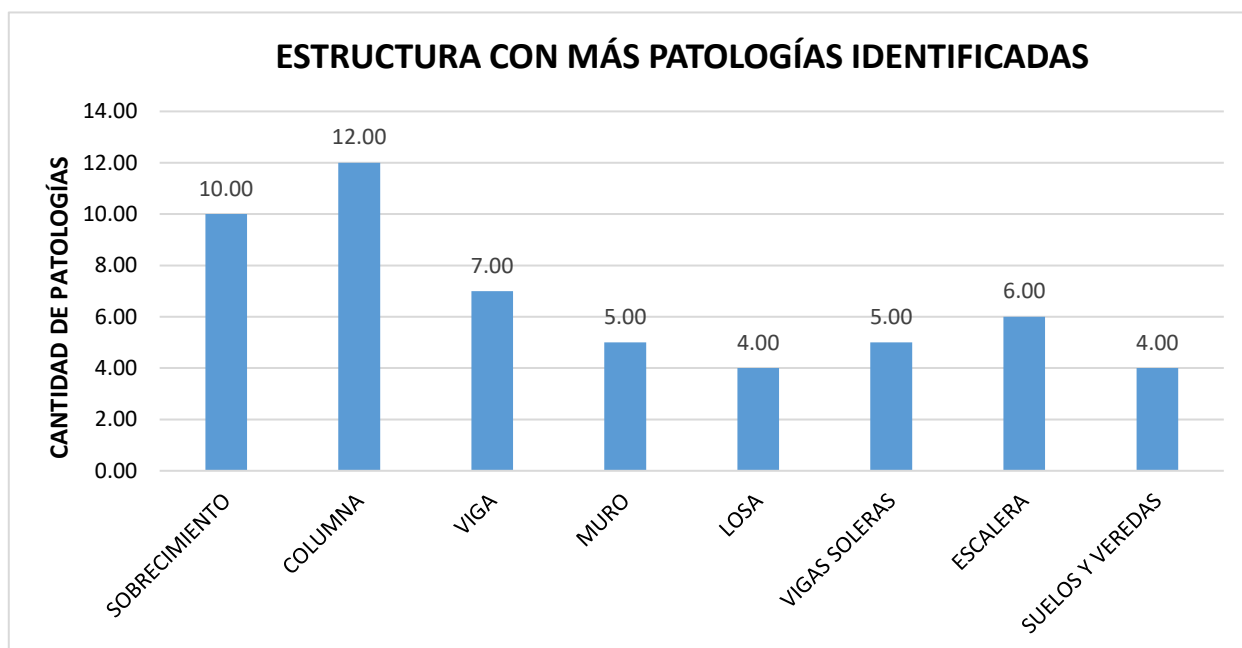


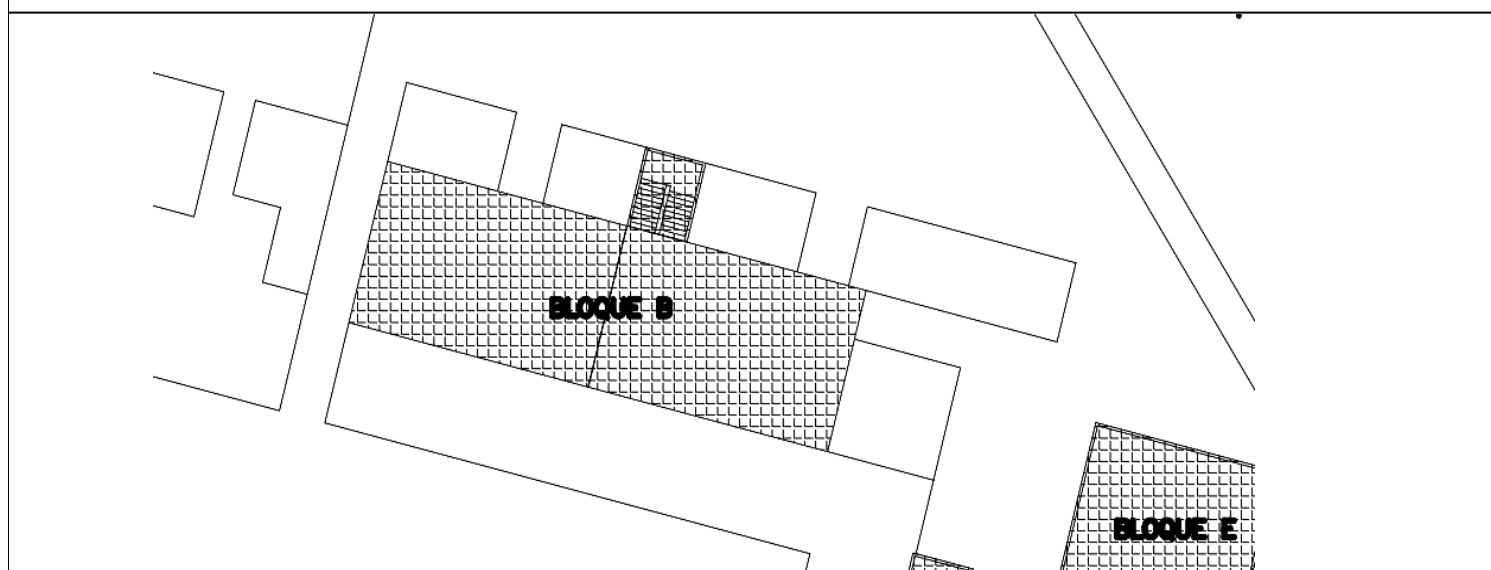
FIGURA 69: Estructura con más patologías identificadas del bloque A

En el gráfico de barras, se registra que la estructura con más daños patológicos y deterioro son las columnas.

BLOQUE B**FORMATO DE EVALUACIÓN DE PATOLOGÍAS**

TEMA DE INVESTIGACIÓN:	EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO					
AUTOR:	PAREDES CRUZ, ARIANA YVETT			FECHA:	9-abr-22	
EDIFICACIÓN:	INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ		LUGAR:	CALLE SOR ANA DE LOS ÁGELES - LAS BRISAS		
ZONA:	BLOQUE "B"		DISTRITO:	CHICLAYO	PROVINCIA:	CHICLAYO

1. UBICACIÓN DE LA ZONA DE INSPECCIÓN



2. EVALUACIÓN PATOLÓGICA

		ESTRUCTURAS A CONSIDERAR PARA LA EVALUACIÓN DE FALLAS Y PATOLOGÍAS																							
DIMENSIONES	INDICADORES	SOBRECIMIENTO			COLUMNA			VIGA			MURO			LOSA			VIGAS SOLERAS			ESCALERA			SUELOS Y VEREDAS		
		L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S	L	M	S			
Patologías físicas	Humedad		X		X			X				X		X			X								
	Erosión física																								
	Suciedades				X			X			X						X								
Patologías mecánicas	Deformaciones			X																					
	Grietas			X	X																				
	Fisuras					X		X									X							X	
	Desprendimientos		X		X			X									X			X				X	
Patologías químicas	Erosión mecánica																				X				X
	Eflorescencia			X	X			X			X				X										
	Oxidación y corrosión														X										
Otros tipos de patologías	Erosión química														X										
	Abrasión																								
	Asentamiento																								
	Cangrejera																								
	Exposición de acero															X									
	Manchas			X	X			X			X				X										
Pérdida de material			X	X			X									X			X				X		

Nivel de Severidad = L= Leve / M= Moderado / S= Severo

Para el bloque B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz se realizó una ficha técnica que nos permitió identificar las patologías que tienen los elementos estructurales, así como también, sus niveles de severidad, el cual nos permitió estimar los porcentajes para cada patología y la estructura con más patologías identificadas.

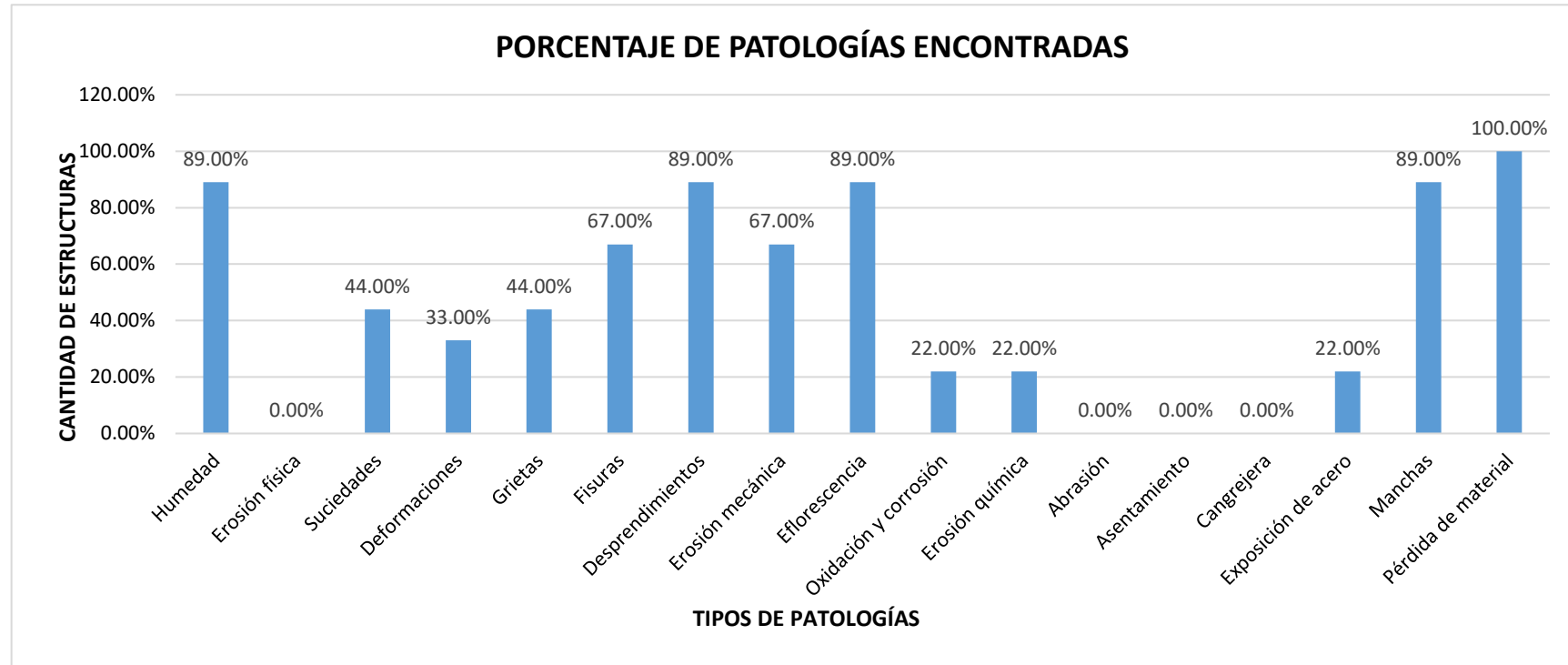


FIGURA 70: Porcentaje de patologías encontradas en el bloque B

En el gráfico de barras se aprecia que la patología con más incidencia observada del bloque B es la pérdida de material.

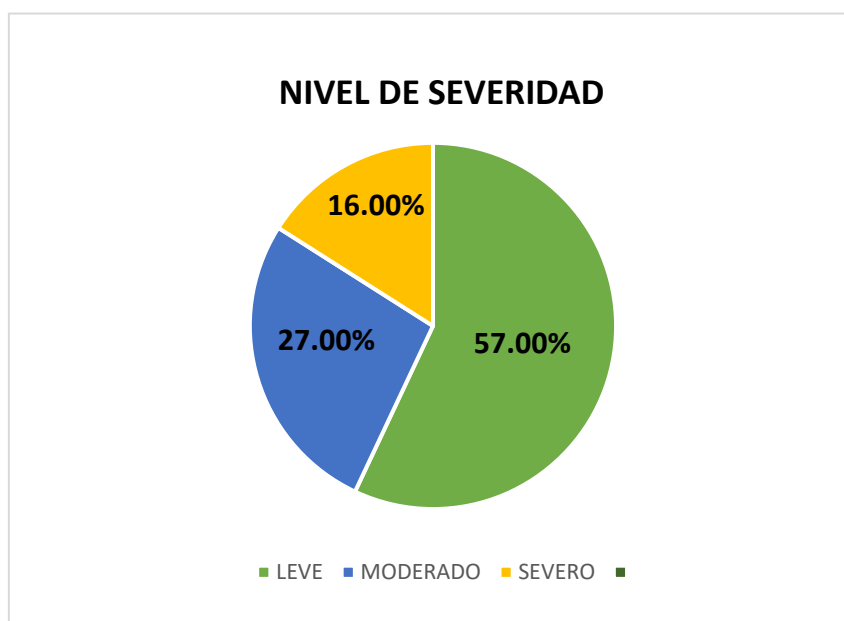


FIGURA 71: Nivel de severidad del bloque B

En el gráfico circular, se puede advertir que el nivel de severidad según las patologías encontradas en las estructuras es leve.

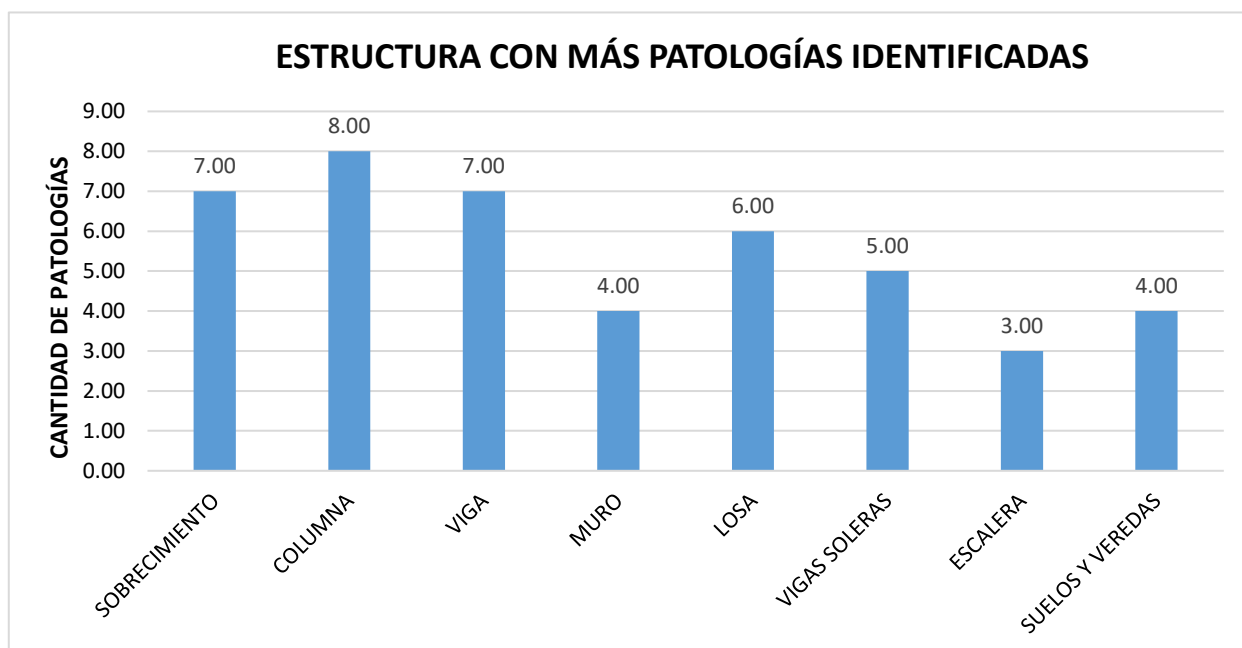


FIGURA 72: Estructura con más patologías identificadas del bloque B

En el gráfico de barras, se registra que la estructura con más daños patológicos y deterioro son las columnas.

9. CONCLUSIONES

- Según los resultados obtenidos, se tiene que al bloque A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, no se le da mantenimiento estructural, ya que sus estructuras presentan deterioros y fallas como grietas, fisuras, desprendimiento, humedad, eflorescencia, etc.; estos eventos son causados por malos procesos constructivos, por la mala calidad de los materiales y envejecimiento de la estructura.
- Por medio de la inspección visual se determinó que, dentro de las patologías físicas, el indicador patológico con más presencia en el bloque A y B es la humedad.
- Con la exploración visual se determinó que, dentro de las patologías mecánicas, el indicador patológico más común en el bloque A y B son los desprendimientos y fisuras.
- Con un control visual se determinó que, dentro de las patologías químicas, el indicador patológico más predominante del bloque A y B es la eflorescencia.
- Se concluye que el bloque más afectado es el A, ya que presenta un nivel de severidad moderada.
- Se concluye que el elemento estructural más afectado en el bloque A y B son las columnas.

10. REFERENCIAS

- [1] T. Chuy Rodríguez, Sismos , Ciencia y Comunidad una responsabilidad compartida, Cuba, 2013.
- [2] Andina, «Temblores en Perú: estos son los 40 eventos telúricos más fuertes reportados en este siglo,» 25 Agosto 2021. [En línea]. Available: <https://andina.pe/agencia/noticia-temblores-peru-estos-son-los-40-eventos-teluricos-mas-fuertes-reportados-este-siglo-850377.aspx>.
- [3] H. Tavera, Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en el Perú., vol. 102, Lima: Biblioteca Nacional del Perú, 2014, pp. 15115-15128.
- [4] W. A. Cruz Herrera y G. Jhoan Perez, «Estudio de patología estructural de la Institución educativa Enrique Millán Rubio,» Universidad Nacional Autónoma de México, México, 2017.
- [5] C. W. Cuzcano Barreto, «Identificación y evaluación de patologías en la institución educativa pública Nuestra Señora de la Asunción, Zúñiga, Cañete, 2020,» Universidad César Vallejo, Lima, 2021.
- [6] Instituto Geofísico del Perú, «Más de 500 sismos reportó el Instituto Geofísico del Perú en el 2019,» gob.pe, 23 diciembre 2019. [En línea]. Available: <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/71381-mas-de-500-sismos-reporto-el-instituto-geofisico-del-peru-en-el-2019>.

ANEXO N°2

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**EXTRACCIÓN DE TESTIGOS DE DIAMANTINA Y ENSAYOS DE
COMPRESIÓN**

PROYECTO: “Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo”

TESISTA: Ariana Yveth Paredes Cruz

ASESOR: Jose Alfredo Cespedes Deza

UBICACIÓN: Chiclayo – Chiclayo – Lambayeque


LOCALIZACIÓN: Urbanización Las Brisas – Calle Sor Ana de los
Ángeles

FECHA: 2022

Chiclayo, 2022

ÍNDICE

1. GENERALIDADES	293
1.1. INTRODUCCIÓN.....	293
1.2. FINES DE ESTUDIO	294
1.3. OBJETIVO	294
1.4. NORMATIVIDAD	294
1.5. ANTECEDENTES	295
1.6. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	295
1.7. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.....	296
1.8. EQUIPO UTILIZADO	298
2. UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE EXTRACCIÓN.....	298
3. PROTOCOLO DE TRABAJO	300
4. RESULTADOS DE ENSAYOS	301
5. CONCLUSIONES.....	303
6. RECOMENDACIONES.....	304
7. REFERENCIAS	305
8. ANEXOS	306


 CORPORACIÓN
INCELL
 JORGE M. LLICAN JACINTO
 LABORATORISTA

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Actualmente hay muchas estructuras que durante su uso presentan anomalías y fallas estructurales, ya sea por malos procesos constructivos, fallas en el curado o por la utilización de un concreto de inadecuada calidad, por lo cual, es necesario verificar la resistencia del concreto de las unidades de estudio aplicando diferentes tipos de ensayos; el primero de ellos es el ensayo de extracción de testigos de diamantina, el cual se realiza en estructuras existentes para llegar a obtener 3 especímenes por cada tipo de elemento estructural de la edificación; el segundo ensayo es el de compresión, este consiste en aplicar cargas axiales de compresión a las muestras extraídas en el ensayo de diamantina y determinar su resistencia.

Según la NTP 339.059 [1], la resistencia del concreto puede ser afectada por la carbonatación, por la ubicación del concreto en el elemento estructural, por la calidad histórica de temperatura y por la humedad de la zona en donde se encuentra la estructura; es por ello que se recomienda que la muestra sea extraída a la mitad de la longitud total del elemento a evaluar, y que la resistencia promedio de las 3 muestras extraídas deba ser al menos el 85% de la resistencia con el cual fue diseñado el elemento estructural, esto es aplicable tanto para estructuras nuevas como para estructuras con pocos años de uso. Para evitar que las resistencias a la compresión calculadas difieran mucho de la resistencia real, la norma recomienda aplicar factores de corrección si la relación de la longitud y el diámetro del espécimen es menor o igual a 1.75.

En el presente informe técnico nos enfocaremos en la resistencia del concreto a la compresión obtenida de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, a su vez, se podrá observar ciertas deficiencias del elemento estructural por medio de las muestras extraídas, como, por ejemplo, la segregación del concreto, porosidad por un mal vibrado y fisuramientos. Estos ensayos fueron realizados siguiendo los parámetros de la NTP 339.059 y la NTP 339.034 [2], siendo aplicado en vigas y columnas de los dos niveles de cada módulo, extrayendo un total de 11 muestras por cada unidad de estudio.

1.2. FINES DE ESTUDIO

Con los diferentes ensayos de laboratorio desarrollados, el presente estudio ha sido orientado para determinar la resistencia del concreto de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, correspondiente a la ciudad de Chiclayo, a la vez nos permitirá determinar la calidad actual del concreto de cada muestra de estudio.

Estos ensayos nos permitirán determinar la resistencia del concreto a compresión y las deficiencias de los elementos estructurales por medio de las muestras extraídas, donde estos resultados serán utilizados posteriormente para aplicar los métodos no lineales en los módulos frente a cargas estáticas y dinámicas.

1.3. OBJETIVO

El presente Informe Técnico tiene como objetivo reportar e interpretar los resultados de los ensayos de extracción de testigos diamantinos de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz , la cual se ubica en la **Urbanización Las Brisas - Calle Sor Ana de los Ángeles – Chiclayo**, para determinar la resistencia del concreto utilizado, así como las características físicas en su estado endurecido; del proyecto: **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCION EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO”**, realizados el día 16 de abril de 2022. Para tal efecto se ha desarrollado la presente investigación, en la cual se complementan trabajos de campo, ensayos de laboratorio y cálculos de gabinete, necesarios para definir la calidad del material utilizado y los adecuados procesos constructivos de la actividad.

1.4. NORMATIVIDAD

El presente Estudio fue desarrollado en concordancia con la siguiente norma: NTP 339.059.2017: Método para la obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas seccionadas de concreto.

1.5. ANTECEDENTES

Se extrajeron testigos del concreto endurecido de columnas y vigas de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, las cuales fueron obtenidas por el personal técnico del laboratorio “CORPORACIÓN INCELL SAC” en un número de 22 muestras, las cuales fueron ubicadas en zonas escogidas por el técnico del laboratorio. Las mismas que fueron empaquetadas para que sean trabajadas en el laboratorio de acuerdo a norma vigente establecida.

1.6. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El proyecto indicado se realizó en la Institución educativa N° 11124 Nuestra Señora de la Paz, la cual se encuentra ubicada en la calle Sor Ana de los Ángeles en la Urbanización Las Brisas, perteneciente al distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo y departamento de Lambayeque.

El terreno donde se realizó el ensayo de extracción de corazones de diamantino limita por el sur con la calle Sor Ana de los Ángeles, perteneciente a la Urbanización Santa Alejandrina, por el Norte con la calle Juan Pablo II, por el Este con la Av. Pedro Cieza de León y por el Oeste con la calle El Prado perteneciente a la Urbanización Las Brisas.



Figura 1: Ubicación de la zona donde se realizó el ensayo de diamantina

1.7. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO

Para llegar a la Zona de Estudio desde Lima se realizará el siguiente recorrido:

Lima – Centro de Chiclayo

El recorrido de Lima a Chiclayo se realiza en un solo tramo y tiene un tiempo aproximado de 11 a 15 horas, esta ruta se encuentra asfaltada. De Lima a Chiclayo el transporte se realiza en avión y dura un tiempo aproximado de 50 minutos a 1 hora, a la vez, el transporte se puede realizar en ómnibus, lo cuales parten y retornan de Lima a Chiclayo diariamente en las mañanas a las 7:00 am y en las noches entre las 6:00 pm y 11:30 pm.

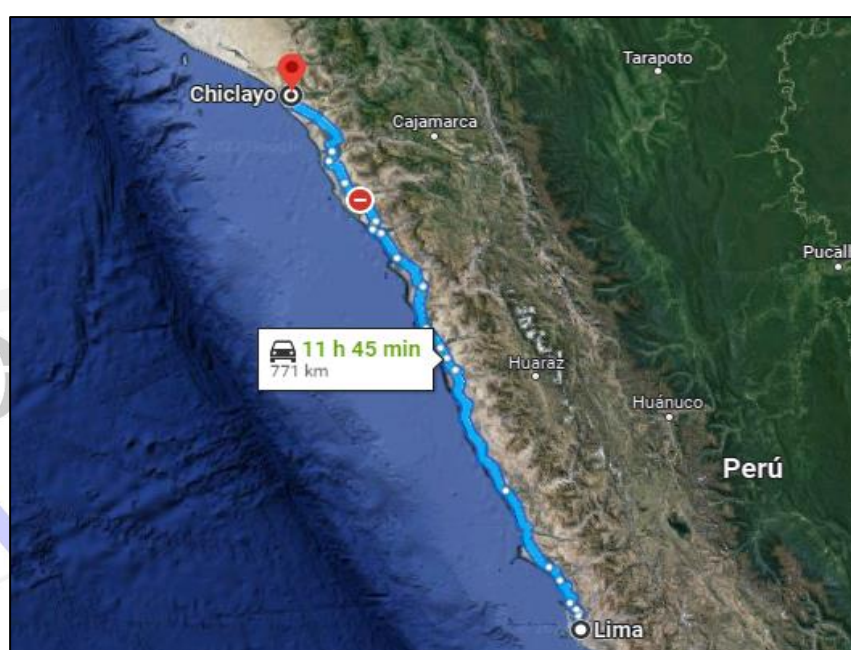


Figura 2: Recorrido de Lima a Chiclayo

Centro de Chiclayo – Lugar de Estudio

Desde el parque principal de Chiclayo se tomará como ruta la calle San José en dirección a la Av. José Leonardo Ortiz, se continuará por dicha avenida en dirección al sur hasta llegar a la Prolongación Av. Francisco Bolognesi, luego con dirección al norte se encontrará la Av. Pedro Cieza de León hasta llegar a intersectar con la calle Sor Ana de los Ángeles, lugar donde se localiza la zona de estudio.

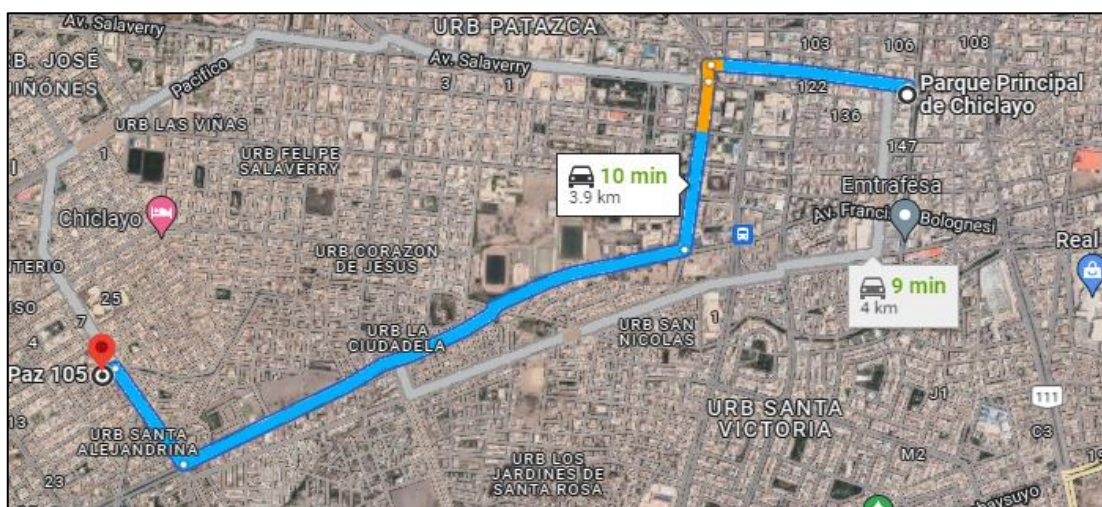


Figura 3: Recorrido de Chiclayo a la Zona de Estudio

Lugar de Estudio – Laboratorio “CORPORACIÓN INCELL”

Para el recorrido desde la zona de estudio hasta la caleta San José el transporte se realizará en combi, el cual durará aproximadamente de 20 minutos a 35 minutos. Se tomará como ruta la Av. Pedro Cieza de León hasta interceptar con la Prolongación Av. Francisco Bolognesi, luego en dirección al norte se encontrará con la Vía de Evitamiento, continuando en dirección al oeste se encontrará la carretera Chiclayo – San José, por donde se realizará la mayor parte del recorrido hasta llegar a la Caleta San José, lugar donde se ubica el laboratorio en donde se ejecutará el Ensayo de Compresión de las muestras extraídas.

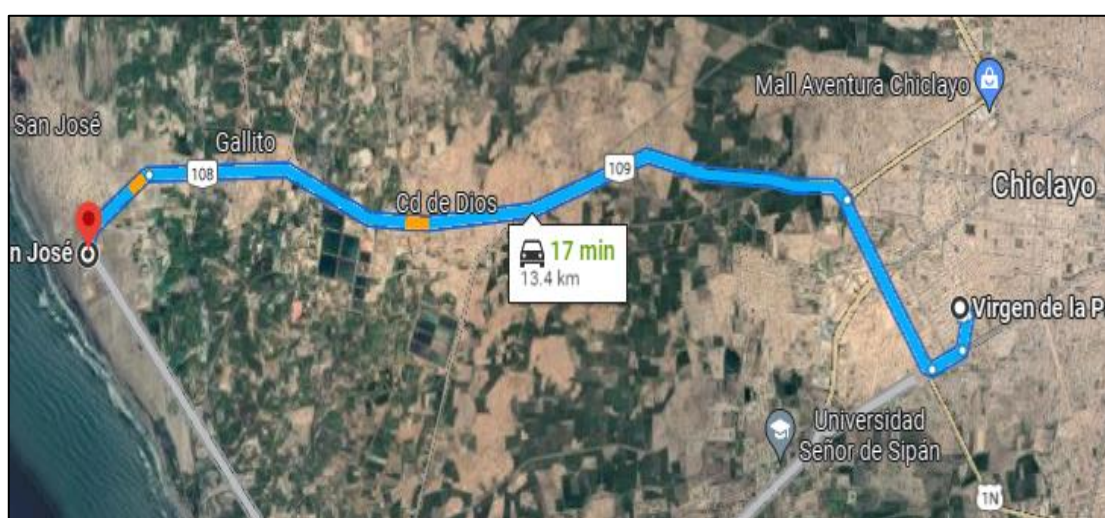


Figura 4: Recorrido de la Zona de Estudio hasta el laboratorio

1.8. EQUIPO UTILIZADO

- ✓ Una Máquina de diamantina marca FERTON.
- ✓ Brocas diamantadas de 3.5" de diámetro, para la extracción de las muestras de concreto.
- ✓ Detector de acero marca BOSCH modelo GMS 120.
- ✓ Máquina de compresión.

2. UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE EXTRACCIÓN

Para la ubicación de las zonas donde se extrajeron los testigos diamantinos de ha tenido en cuenta las siguientes consideraciones y criterios técnicos:

- Secciones transversales de vigas y columnas, con mínimos esfuerzos por flexión.
- En elementos estructurales como columnas se ubican en el tercio central de su longitud total, mientras que en vigas se ubican en el primer tercio y tercio central de su longitud total (Figura 5).

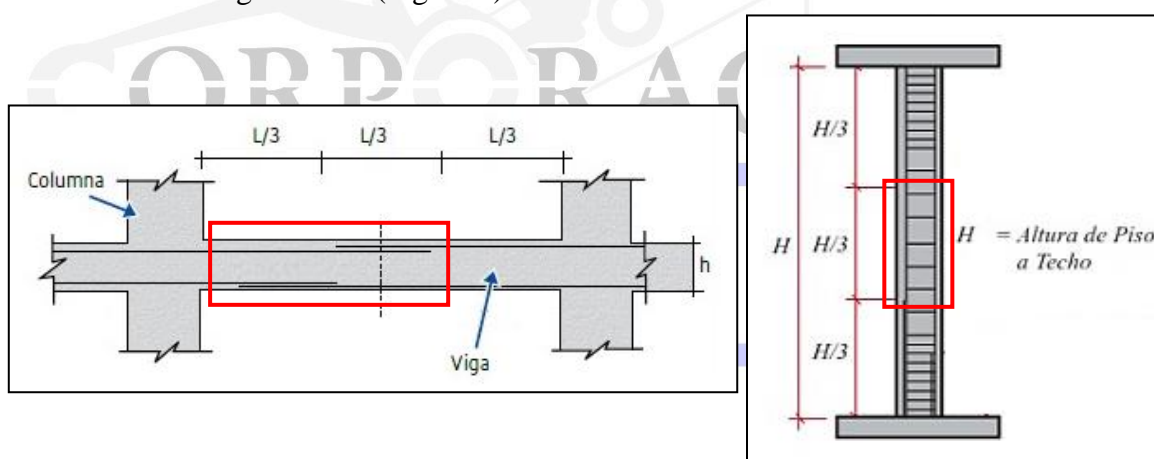


Figura 5: Ubicación de las diamantinas en vigas y columnas

- Para una mejor trabajabilidad durante la extracción de testigos, se considera un espacio disponible para poder fijar el equipo sacatestigos.
- Se debe utilizar el detector de acero, ya que, determinará aproximadamente la distancia de separación entre el acero principal y los estribos, evitando extraer partes del acero del elemento estructural.
- Se recomienda tener accesibilidad a todos los ambientes de la edificación.
- Para no generar algún incidente durante el trabajo, se deberá evitar zonas que estén muy próximas a instalaciones de agua, luz y/o gas.

La identificación y ubicación de los testigos diamantinos se indican en la siguiente tabla:

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	REFERENCIA	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-1	1er	3ra Aula	"A"	Columna
D-2		3ra Aula		Viga
D-3		4ta Aula		Viga
D-4		4ta Aula		Columna
D-5		6ta Aula		Viga
D-6		6ta Aula		Columna
D-7	2do	1ra Aula		Viga
D-8		1ra Aula		Columna
D-9		2da Aula		Viga
D-10		5ta Aula		Viga
D-11		5ta Aula		Columna

Tabla 1: Ubicación de los testigos diamantinos en el bloque A

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	REFERENCIA	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-1	1er	1ra Aula	"B"	Columna
D-2		1ra Aula		Viga
D-3		2da Aula		Columna
D-4		2da Aula		Viga
D-5		3ra Aula		Columna
D-6		3ra Aula		Viga
D-7	2do	4ta Aula		Columna
D-8		4ta Aula		Viga
D-9		2da Aula		Columna
D-10		2da Aula		Viga
D-11		1ra Aula		Viga

Tabla 2: Ubicación de los testigos diamantinos en el bloque B

3. PROTOCOLO DE TRABAJO

En el lugar de la extracción, se realizó el procedimiento siguiente:

3.1. EN LA ZONA DE ESTUDIO

- Se ubicaron las zonas o puntos de extracción indicadas por el técnico en vigas y columnas.
- Se procedió a usar el detector de acero para evitar, en lo posible, el corte del acero o estribos del elemento estructural.
- Se fijó el equipo sacatestigos en cada elemento estructural, por medio de pernos de anclaje.
- Para la extracción de los testigos se utilizó un equipo de perforación (sacatestigos) con broca diamantina de 3.5", para la elección del tamaño de broca se determinó el espaciamiento aproximado de los estribos.
- Las profundidades de las perforaciones fueron de 18 a 20 cm.
- Finalmente se procedió a embalar las 22 muestras extraídas de las vigas y columnas para ser cuidadosamente transportadas a laboratorio.

3.2. EN LABORATORIO

- Se procedió a desembalar las muestras de diamantina.
- Se colocaron las muestras al aire libre para su secado durante 12 horas.
- Se realizó la medición del diámetro y la altura de cada testigo extraído.
- Se verificó visualmente la existencia de fisuras, porosidad y cangrejas en las muestras extraídas.
- Se regularizó las caras del testigo cortando los extremos de la probeta, previo al ensayo de compresión; es preciso indicar que los testigos al ser recortados tienen una menor altura a la obtenida en el campo.
- Se realizó el refrentado de las muestras que consiste en la colocación de caping, esto se hace con el objetivo de poder realizar los ensayos de compresión.
- Finalmente se realizó los ensayos de compresión en la prensa hidráulica dentro de las 48 horas de haber sido extraídas, cumpliendo con los parámetros de la norma NTP 339.034.

4. RESULTADOS DE ENSAYOS

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'C CORREGIDO (kg/cm ²)
D-1	1er	"A"	Columna	57
D-2			Viga	141
D-3			Viga	131
D-4			Columna	192
D-5			Viga	107
D-6			Columna	135
D-7	2do		Viga	124
D-8			Columna	62
D-9			Viga	125
D-10			Viga	106
D-11			Columna	72

Tabla 3: Resultados del F'c corregido de los testigos diamantinos en el bloque A

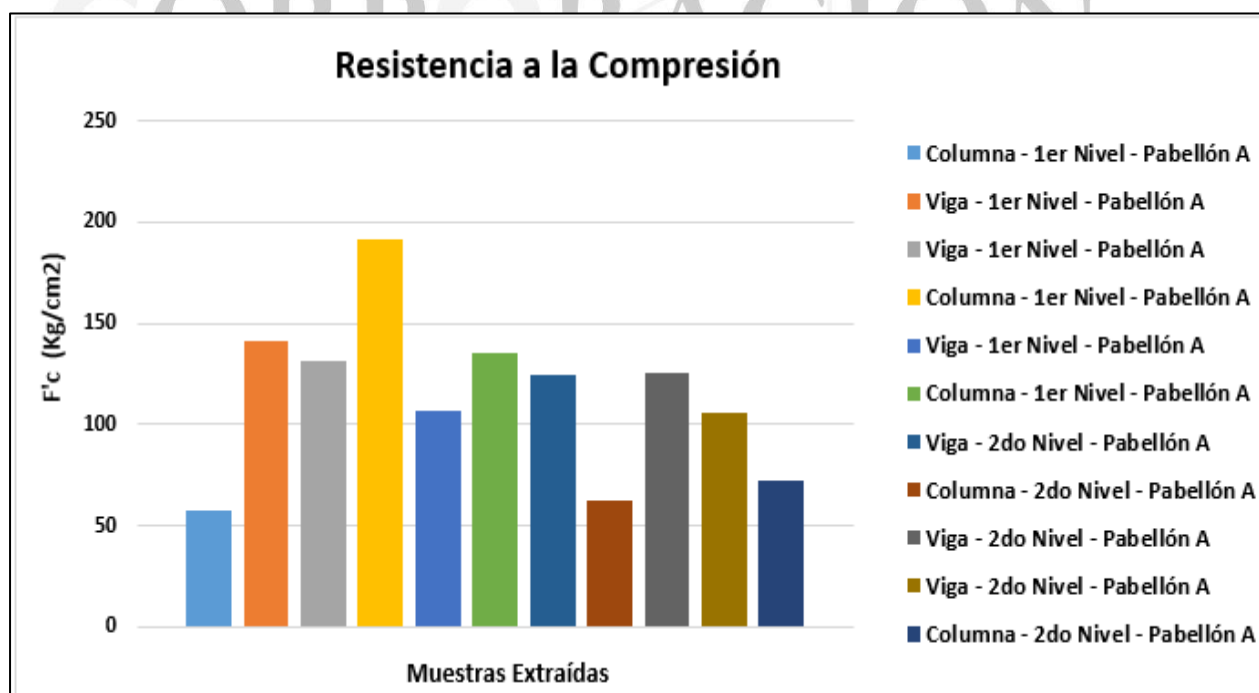


Figura 6: Resistencia a la compresión de las muestras de diamantina – Bloque A


 CORPORACIÓN
INCELL
 JORGE M. LLICAN JACINTO
 LABORATORISTA

TESTIGO NÚCLEO	N° PISO	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'c CORREGIDO (kg/cm ²)
D-1	1er	"B"	Columna	208
D-2			Viga	82
D-3			Columna	110
D-4			Viga	120
D-5			Columna	205
D-6			Viga	81
D-7	2do		Columna	80
D-8			Viga	166
D-9			Columna	89
D-10			Viga	127
D-11			Viga	181

Tabla 4: Resultados del F'c corregido de los testigos diamantinos en el bloque B

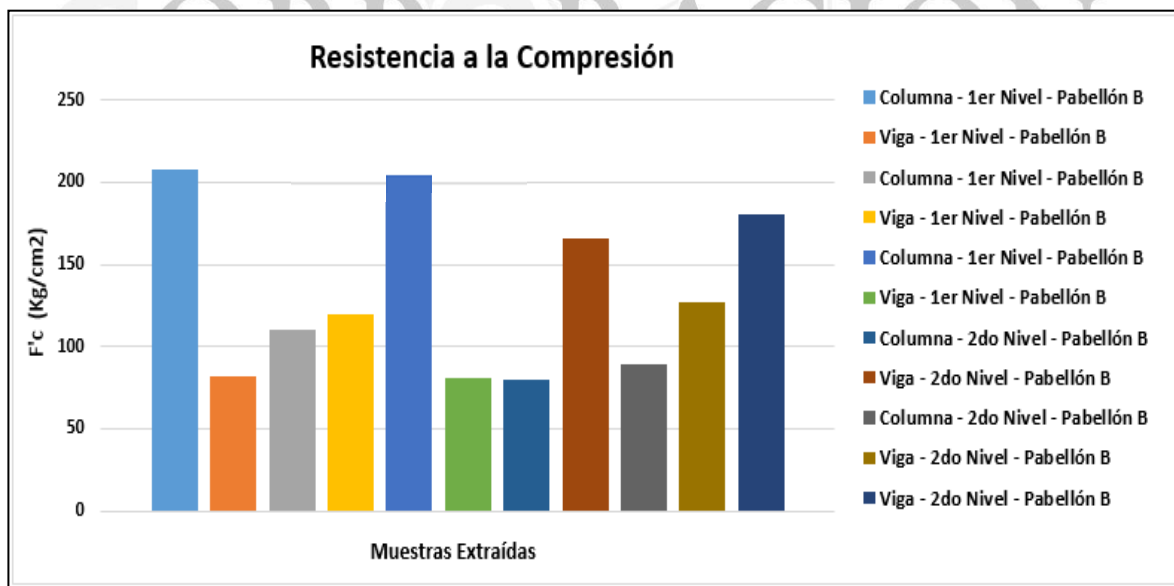



Figura 7: Resistencia a la compresión de las muestras de diamantina – Bloque B


 JORGE M. LUCAN JACINTO
 LABORATORISTA

5. CONCLUSIONES

- ✓ El presente informe técnico corresponde a la interpretación y análisis de los resultados de los ensayos de extracción de testigos diamantinos de una edificación para determinar la resistencia del concreto utilizado, así como las características físicas en su estado endurecido; del proyecto “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO”, realizados el día 16 de abril de 2022.
- ✓ La investigación corresponde a ensayos insitu y análisis de resultados en gabinete, realizados cumpliendo los parámetros de las normas vigentes.
- ✓ Se extrajeron 22 muestras representativas siguiendo los parámetros de la NTP 339.059, para verificar las características físicas del concreto en su estado endurecido.
- ✓ Se presenta el siguiente cuadro resumen clasificando el tipo de bloque, elemento estructural y resistencia promedio.

BLOQUE	N°DE PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	F'C CORREGIDO (kg/cm ²)
"A"	1er	Columnas y Vigas	127.17
	2do		97.8
"B"	1er	Columnas y Vigas	134.33
	2do		128.6

- ✓ Con respecto a los resultados obtenidos se puede comprobar que solo la muestra D4 del bloque A y las muestras D1, D5 y D11 del bloque B cumplen con la resistencia requerida que se estipula en la Norma E-060, ya que la resistencia en vigas y columnas debe ser de un $F'C = 210 \text{ kg/cm}^2$; y para casos de 3 muestras representativas por tipo de elemento estructural debe ser el $85\%F'c$.
- ✓ Se puede concluir que el estado de los elementos estructurales de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz ha tenido resultados



 JORGE M. LLICAN JACINTO
 LABORATORISTA

insatisfactorios, ya que, la mayoría de los testigos extraídos se encuentran por debajo de lo requerido para un concreto estructural.

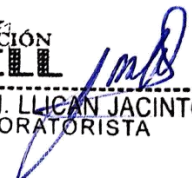
- ✓ Se pudo observar que algunas muestras extraídas presentaban fisuras y porosidad, por lo cual se pudo concluir que los elementos estructurales durante su proceso constructivo no tuvieron un correcto vibrado del concreto.
- ✓ Los resultados, conclusiones y recomendaciones indicados en el presente informe, deberán ser usados únicamente para el área investigada, no siendo válida la aplicación en otras zonas.

6. RECOMENDACIONES

- ✓ Cuando se obtengan testigos de algún tipo de elemento estructural se deben realizar como mínimo una extracción de tres testigos por nivel, para así obtener su promedio y verificar su resistencia. El presente proyecto cumple con lo mencionado.
- ✓ Con los resultados obtenidos de los testigos de concreto su resistencia alcanzada es inferior a lo requerido para concreto estructural (210 kg/cm²), la cual es requerida para una edificación como lo es el caso de columnas y vigas analizados de la Institución Educativa Nuestra Señora de La Paz, por lo que se recomendaría su demolición y reconstrucción de toda la estructura para tener una mejor confiabilidad y seguridad en el diseño.


CORPORACION
INCELL

JORGE M. LLICAN JACINTO
LABORATORISTA



7. REFERENCIAS

- [1] Comité Técnico de Normalización de Agregados, Hormigón, Hormigón Armado y Pretensado, NTP 339.059 " Método para la obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón, Lima: INDECOPI, 2001.
- [2] Dirección de Normalización-INACAL, NTP 339.034 Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto en muestras cilíndricas, Lima, 2015.




CORPORACIÓN
INCELL
JORGE M. LLICAN JACINTO
LABORATORISTA

8. ANEXOS

ANEXO 01: ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN



CERTIFICADO DE ENSAYO:
RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CORAZONES

PROYECTO:	EVALUCION DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO Y DINAMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCION EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO		
UBICACIÓN:	DISTRITO CHICLAYO - PROVINCIA DE CHICLAYO - DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE.		
SOLICITANTE:	ARIANA YVETT PAREDES CRUZ		
ESTRUCTURA:	CONCRETO		
FECHA DE ENSAYO:	jueves, 16 de abril de 2022	CODIGO DE EXPEDIENTE:	0048-2022/CISAC


Núcleo	DESCRIPCION	Altura (cm)	Diámet. (cm)	Relación (L/D)	Carga (Kg)	f'c (kg/cm ²)	Factor de Corrección	f'c corregido (kg/cm ²)
Nº								
D-1	COLUMNA 1º PISO BLOQUE "A"	11.45	7.17	1.60	2380	59	0.96	57
D-2	VIGA 1º PISO BLOQUE "A"	16.42	8.21	2.00	7480	141	1.00	141
D-3	VIGA 1º PISO BLOQUE "A"	15.00	7.50	2.00	5790	131	1.00	131
D-4	COLUMNA 1º PISO BLOQUE "A"	11.45	7.18	1.59	8110	200	0.96	192
D-5	VIGA 1º PISO BLOQUE "A"	15.00	7.50	2.00	4730	107	1.00	107
D-6	COLUMNA 1º PISO BLOQUE "A"	11.45	7.18	1.59	5960	135	1.00	135
D-7	VIGA 2º PISO BLOQUE "A"	15.00	7.50	2.00	5210	129	0.96	124
D-8	COLUMNA 2º PISO BLOQUE "A"	11.45	7.18	1.59	2740	62	1.00	62
D-9	VIGA 2º PISO BLOQUE "A"	15.00	7.50	2.00	5270	130	0.96	125
D-10	VIGA 2º PISO BLOQUE "A"	15.00	7.50	2.00	4690	106	1.00	106
D-11	COLUMNA 2º PISO BLOQUE "A"	11.45	7.18	1.59	3040	75	0.96	72

NOTAS:

- Muestras ensayadas en la condición de humedad Natural
- Los núcleos tenían un diámetro promedio de 7.5 cm (D)
- Las Muestras se Extrajeron el día 14/04/2022

Observaciones

NTP 339.059: HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón


 CORPORACION
INCELL
 JORGE M. LLICAN JACINTO
 LABORATORISTA

CERTIFICADO DE ENSAYO:
RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CORAZONES

PROYECTO:	EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANALISIS ESTATICO Y DINAMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCION EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO		
UBICACIÓN:	DISTRITO CHICLAYO - PROVINCIA DE CHICLAYO - DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE.		
SOLICITANTE:	ARIANA YVETT PAREDES CRUZ		
ESTRUCTURA:	CONCRETO		
FECHA DE ENSAYO:	jueves, 16 de abril de 2022	CODIGO DE EXPEDIENTE:	0048-2022/CISAC


Núcleo N°	DESCRIPCION	Altura (cm)	Diámet. (cm)	Relación (L/D)	Carga (Kg)	f'c (kg/cm2)	Factor de Corrección	f'c corregido (kg/cm2)
D-1	COLUMNA 1º PISO BLOQUE "B"	15.00	7.18	2.09	8430	208	1.00	208
D-2	VIGA 1º PISO BLOQUE "B"	11.00	7.50	1.47	3790	86	0.96	82
D-3	COLUMNA 1º PISO BLOQUE "B"	15.00	7.18	2.09	4470	110	1.00	110
D-4	VIGA 1º PISO BLOQUE "B"	15.00	7.15	2.10	4830	120	1.00	120
D-5	COLUMNA 1º PISO BLOQUE "B"	15.00	7.18	2.09	8320	205	1.00	205
D-6	VIGA 1º PISO BLOQUE "B"	11.00	7.50	1.47	3720	84	0.96	81
D-7	COLUMNA 2º PISO BLOQUE "B"	15.00	7.50	2.00	7320	80	1.00	80
D-8	VIGA 2º PISO BLOQUE "B"	15.00	7.13	2.10	3190	166	1.00	166
D-9	COLUMNA 2º PISO BLOQUE "B"	11.00	7.50	1.47	4100	93	0.96	89
D-10	VIGA 2º PISO BLOQUE "B"	11.00	7.18	1.53	5360	132	0.96	127
D-11	VIGA 2º PISO BLOQUE "B"	15.00	7.18	2.09	7320	181	1.00	181

NOTAS:

- Muestras ensayadas en la condición de humedad Natural
- Los núcleos tenían un diámetro promedio de 7.5 cm (D)
- Las Muestras se Extrajeron el día 14/04/2022

Observaciones

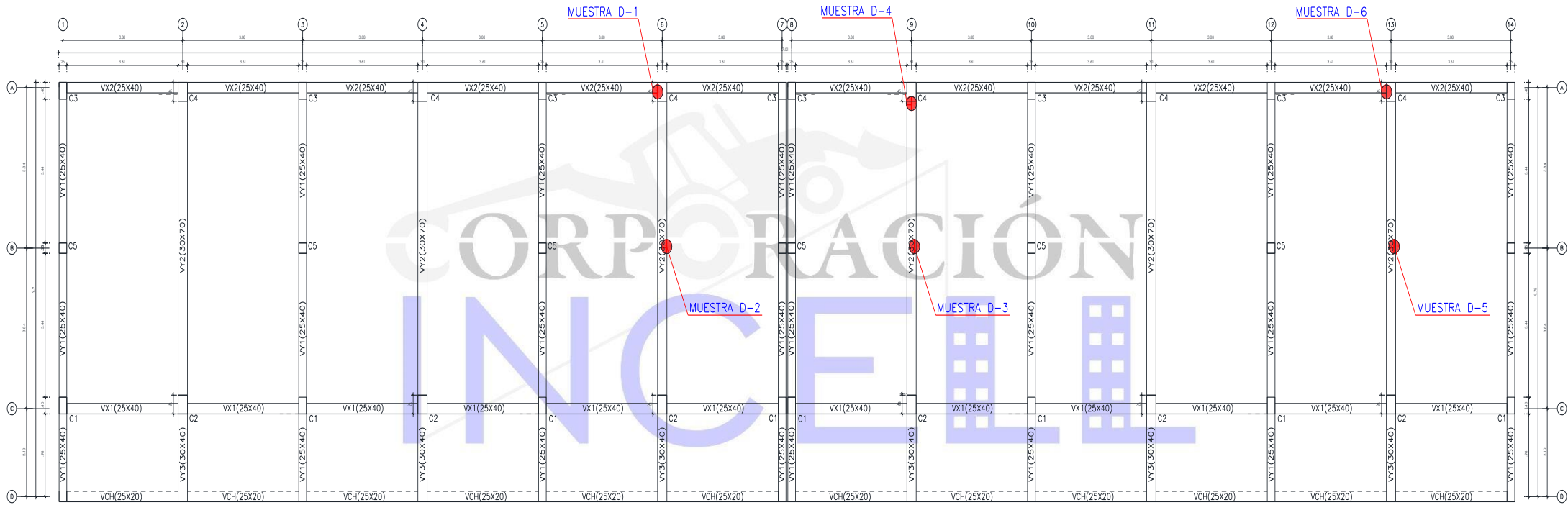
NTP 339.059: HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón


CORPORACION INCELL
 JORGE M. LLICAN JACINTO
 LABORATORISTA

ANEXO 02: UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE DIAMANTINA

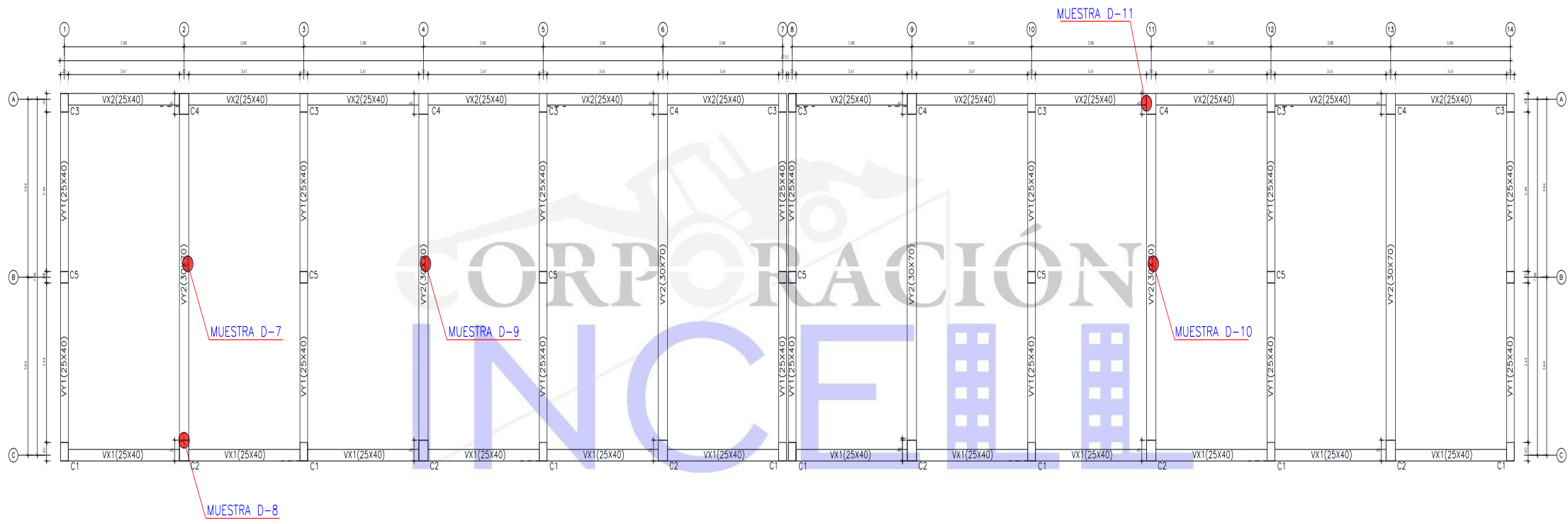


BLOQUE A – PRIMER NIVEL



PRIMERA PLANTA
ESCALA: 1/75

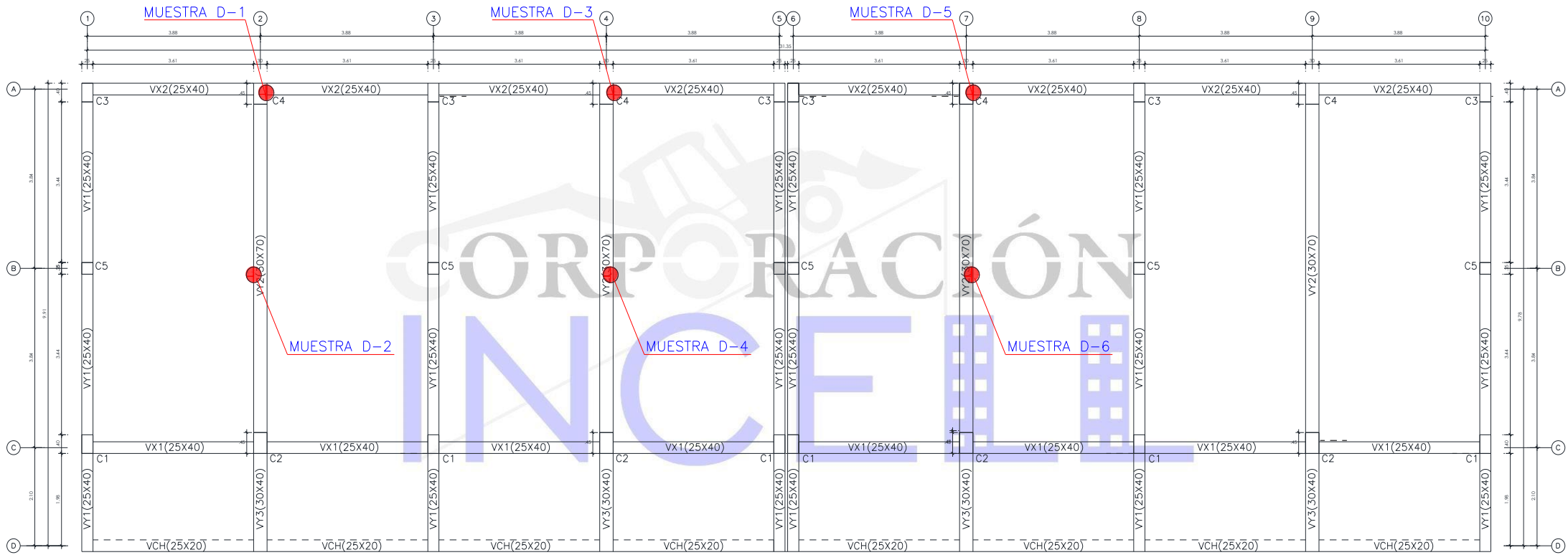
BLOQUE A – SEGUNDO NIVEL



SEGUNDA PLANTA

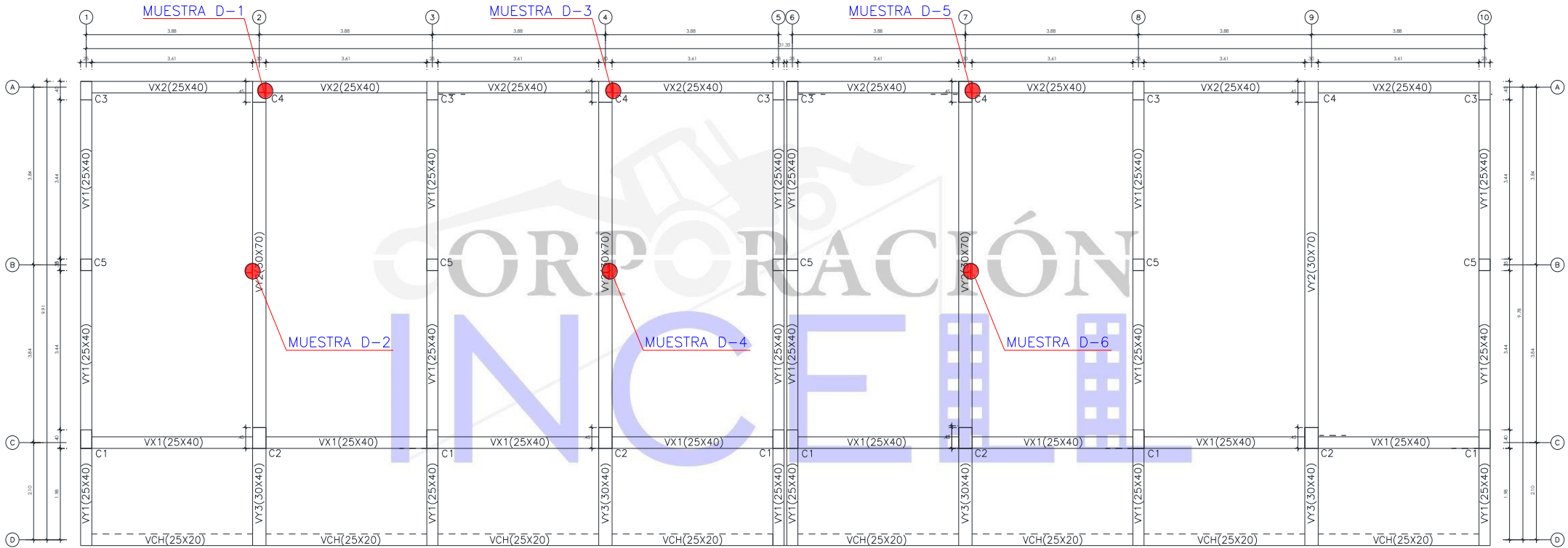
ESCALA: 1/75

BLOQUE B – PRIMER NIVEL



PRIMERA PLANTA
 ESCALA: 1/75

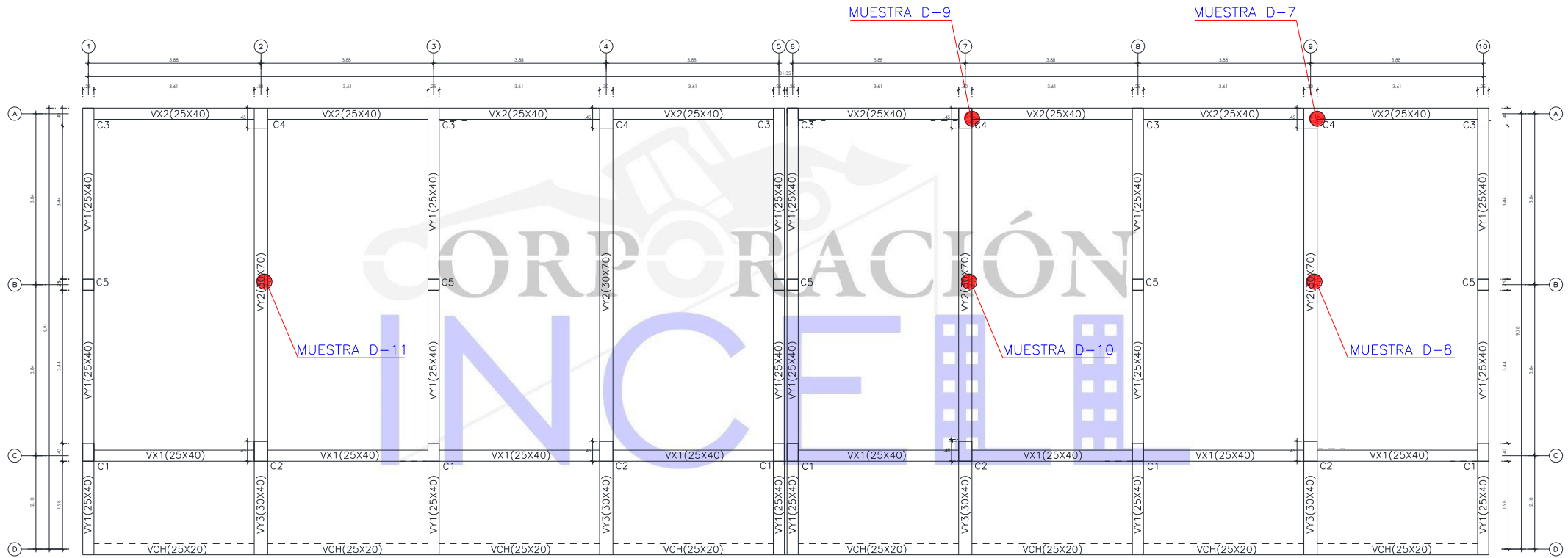
BLOQUE B – PRIMER NIVEL



PRIMERA PLANTA

ESCALA: 1/75

BLOQUE B – SEGUNDO NIVEL



SEGUNDA PLANTA
ESCALA: 1/75

ANEXO 03: PANEL FOTOGRÁFICO DE EXTRACCIÓN DE MUESTRAS



BLOQUE A –PRIMER NIVEL

EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA D-1 – COLUMNA



Figura 8: Extracción de la muestra D-1– Bloque A

EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA D-3 – VIGA



Figura 9: Extracción de la muestra D-3– Bloque A

BLOQUE A – SEGUNDO NIVEL**EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA D-7 – VIGA**

Figura 10: Extracción de la muestra D-7– Bloque A

EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA D-8 – COLUMNA

Figura 11: Extracción de la muestra D-8– Bloque A

BLOQUE B –PRIMER NIVEL**EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA D-1 – COLUMNA***Figura 12:* Extracción de la muestra D-1– Bloque B**EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA D-2 – VIGA***Figura 13:* Extracción de la muestra D-2– Bloque B

BLOQUE B –SEGUNDO NIVEL

EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA D-7 – COLUMNA



Figura 14: Extracción de la muestra D-7– Bloque B

EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA D-8 – VIGA



Figura 15: Extracción de la muestra D-8– Bloque B

CORPORACIÓN
INCELL
JORGE M. LLICAN JACINTO
LABORATORISTA

ANEXO 04: PANEL FOTOGRÁFICO DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN



BLOQUE A

Figura 16: Muestras de diamantinas extraídas del Bloque A

ENSAYO DE COMPRESIÓN - MUESTRA D-1 – COLUMNA



Figura 17: Ensayo de compresión de la muestra D-1 - Bloque A

ENSAYO DE COMPRESIÓN - MUESTRA D-5 – VIGA



Figura 18: Ensayo de compresión de la muestra D-5 - Bloque A

ENSAYO DE COMPRESIÓN - MUESTRA D-8 – COLUMNA



Figura 19: Ensayo de compresión de la muestra D-8 - Bloque A

ENSAYO DE COMPRESIÓN - MUESTRA D-9 – VIGA



Figura 20: Ensayo de compresión de la muestra D-9 - Bloque A

BLOQUE B



Figura 21: Muestras de diamantinas extraídas del Bloque B

ENSAYO DE COMPRESIÓN - MUESTRA D-1 – COLUMNA



Figura 22: Ensayo de compresión de la muestra D-1 - Bloque B

ENSAYO DE COMPRESIÓN - MUESTRA D-4 – VIGA



Figura 23: Ensayo de compresión de la muestra D-4 - Bloque B

ENSAYO DE COMPRESIÓN - MUESTRA D-8 – VIGA



Figura 24: Ensayo de compresión de la muestra D-8 - Bloque B

ENSAYO DE COMPRESIÓN - MUESTRA D-9 – COLUMNA

Figura 25: Ensayo de compresión de la muestra D-9 - Bloque B

CORPORACIÓN
INCELL

CORPORACIÓN
INCELL
JORGE M. LLICAN JACINTO
LABORATORISTA

ANEXO N°3

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



ENSAYO DE CARBONATACIÓN DEL CONCRETO

PROYECTO: “Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo”

TESISTA: Ariana Yveth Paredes Cruz

ASESOR: Jose Alfredo Cespedes Deza

UBICACIÓN: Chiclayo – Chiclayo – Lambayeque

LOCALIZACIÓN: Urbanización Las Brisas – Calle Sor Ana de los Ángeles

FECHA: 2022

Chiclayo, 2022

ÍNDICE

1. GENERALIDADES	328
1.1. INTRODUCCIÓN	328
1.2. FINES DE ESTUDIO	329
1.4. NORMATIVIDAD	329
1.5. ANTECEDENTES	329
1.7. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO	330
1.8. MATERIALES Y EQUIPO UTILIZADO	332
2. UBICACIÓN DE LAS MUESTRAS UTILIZADAS	333
3. PROTOCOLO DE TRABAJO	333
4. RESULTADOS DEL ENSAYO	334
5. CONCLUSIONES	334
6. REFERENCIAS	336
7. ANEXOS	337

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El concreto es uno de los materiales más utilizados a lo largo de los años, tanto en proyectos arquitectónicos como de infraestructura, por ello es necesario conocer la capacidad que tiene este material de soportar ciertos agentes agresivos como el dióxido de carbono, cloruro, agua, etc, los cuales, pueden afectar la integridad y calidad del concreto, poniendo en riesgo la durabilidad de las estructuras.

Uno de los parámetros para evaluar dicha capacidad está dado por el pH, por medio de este se determina la carbonatación del concreto. La carbonatación se produce por medio de la reacción del concreto con el dióxido de carbono presente en la atmósfera y afecta directamente el acero de refuerzo del elemento estructural, produciéndose la corrosión de este por medio de la reacción del agua con el dióxido de carbono [1] .

Según la norma ASTM C-4262 [2], el concreto tiene un pH medio igual o superior de 12.5, pero cuando este disminuye con valores inferiores a 9 significa que el concreto esta carbonatado y el acero de refuerzo desprotegido, dando como resultado el surgimiento de otras patologías como el agrietamiento o fisuramiento de los elementos estructurales.

Existen dos métodos para determinar el pH del concreto, el primero es un método cualitativo, es uno de los más usados y consiste en usar una solución de fenolftaleína sobre una superficie de concreto, sin embargo, solo da valores aproximados, ya que según el color de la muestra de concreto nos indica si tiene un pH menor de 8.2 o mayor a 10. El segundo es un método cuantitativo y consiste en disolver concreto pulverizado en agua destilada y medir el pH con un peachímetro, este método da valores más precisos que el cualitativo.

En el presente informe técnico nos enfocaremos en determinar si el concreto de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz se encuentra carbonatado, aplicando el método cuantitativo para determinar su Ph, siguiendo los parámetros de la norma ASTM C-4262.

1.2. FINES DE ESTUDIO

Con los diferentes ensayos de laboratorio desarrollados, el presente estudio ha sido orientado para determinar la carbonatación del concreto por medio del pH obtenido de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, correspondiente a la ciudad de Chiclayo, a la vez nos permitirá determinar el estado actual del concreto.

Este ensayo nos permitirá determinar si el concreto de los elementos estructurales están carbonatados, el cual se realizó por medio de las muestras extraídas del ensayo de extracción de corazones de diamantino.

1.3. OBJETIVO

El presente Informe Técnico tiene como objetivo reportar e interpretar los resultados del ensayo carbonatación del concreto de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz , la cual se ubica en la **Urbanización Las Brisas - Calle Sor Ana de los Ángeles – Chiclayo**, para determinar el pH del concreto, así como el estado actual en el que se encuentra; esta información será de utilidad para el proyecto denominado: **“EVALUCIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCION EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO”**, realizado el día 16 de mayo del 2022.

1.4. NORMATIVIDAD

El presente Estudio fue desarrollado en concordancia con la siguiente norma: ASTM D-4262: Método de prueba estándar para el pH de superficies de concreto limpiadas o grabadas químicamente.

1.5. ANTECEDENTES

Luego de haber realizado el ensayo de extracción de corazones de diamantino en columnas y vigas de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, se seleccionó 1 muestra representativa obtenida de una columna por cada módulo, las cuales fueron pulverizadas y empaquetadas para ser transportadas al laboratorio y realizar el ensayo de carbonatación del concreto según el procedimiento de la norma ASTM D-4262.

1.6. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El ensayo se realizó con las muestras extraídas en la Institución educativa N° 11124 Nuestra Señora de la Paz, la cual se encuentra ubicada en la calle Sor Ana de los Ángeles en la Urbanización Las Brisas, perteneciente al distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo y departamento de Lambayeque.

El terreno donde se obtuvieron las muestras de concreto limita por el sur con la calle Sor Ana de los Ángeles, perteneciente a la Urbanización Santa Alejandrina, por el Norte con la calle Juan Pablo II, por el Este con la Av. Pedro Cieza de León y por el Oeste con la calle El Prado perteneciente a la Urbanización Las Brisas.



Figura 1: Ubicación de la zona donde se extrajeron las muestras

1.7. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO

Para llegar a la Zona de Estudio desde Lima se realizará el siguiente recorrido:

Lima – Centro de Chiclayo

El recorrido de Lima a Chiclayo se realiza en un solo tramo y tiene un tiempo aproximado de 11 a 15 horas, esta ruta se encuentra asfaltada. De Lima a Chiclayo el transporte se realiza en avión y dura un tiempo aproximado de 50 minutos a 1 hora, a la vez, el transporte se puede realizar en ómnibus, lo cuales parten y retornan de Lima a Chiclayo diariamente en las mañanas a las 7:00 am y en las noches entre las 6:00 pm y 11:30 pm.

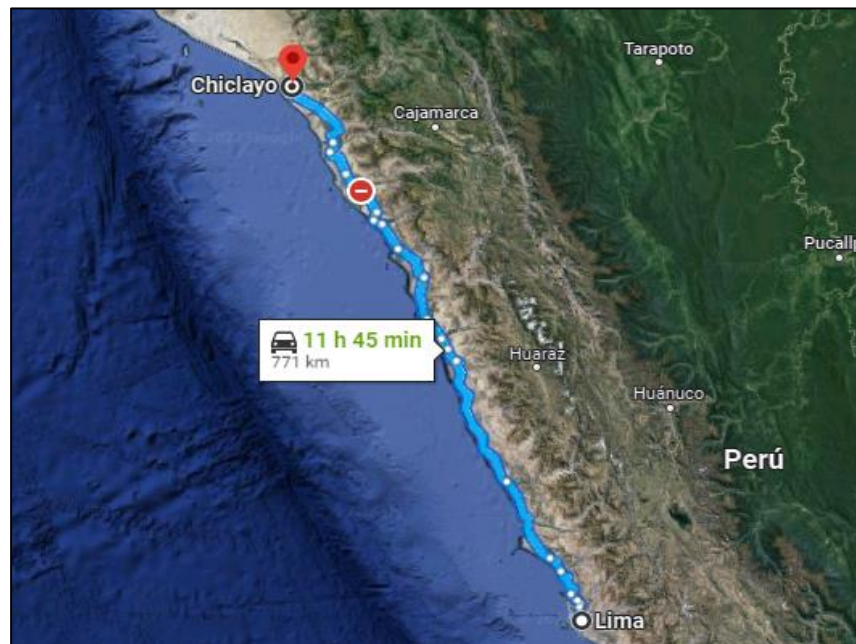


Figura 2: Recorrido de Lima a Chiclayo

Centro de Chiclayo – Lugar de Estudio

Desde el parque principal de Chiclayo se tomará como ruta la calle San José en dirección a la Av. José Leonardo Ortiz, se continuará por dicha avenida en dirección al sur hasta llegar a la Prolongación Av. Francisco Bolognesi, luego con dirección al norte se encontrará la Av. Pedro Cieza de León hasta llegar a intersectar con la calle Sor Ana de los Ángeles, lugar donde se localiza la zona de estudio.

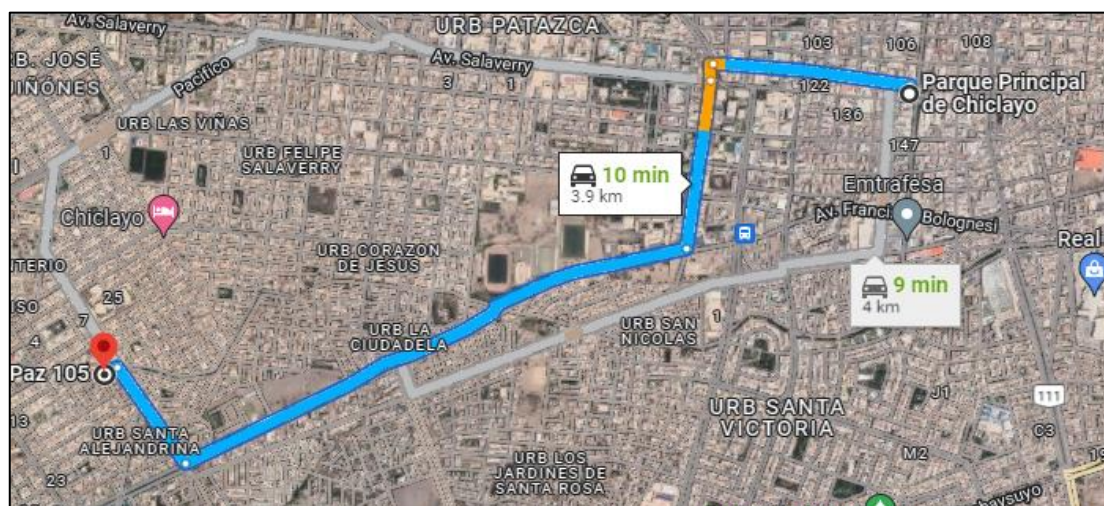


Figura 3: Recorrido de Chiclayo a la Zona de Estudio

Lugar de Estudio – Laboratorio

Para el recorrido desde la zona de estudio hasta Lambayeque el transporte se realizará en combi, el cual durará aproximadamente de 30 minutos a 40 minutos. Se tomará como ruta la Av. Pedro Cieza de León hasta interceptar con la Av. 9 de octubre, luego en dirección al norte se encontrará con la calle los Naranjos y la Av. Salaverry, continuando en dirección al oeste se encontrará con la Av. Josemaría Escriva de Balaguer hasta llegar a la carretera Panamericana Norte, por donde se realizará la mayor parte del recorrido hasta llegar a Lambayeque en la calle Huamachuco, lugar donde se ubica el laboratorio en donde se ejecutará el Ensayo de carbonatación del concreto.

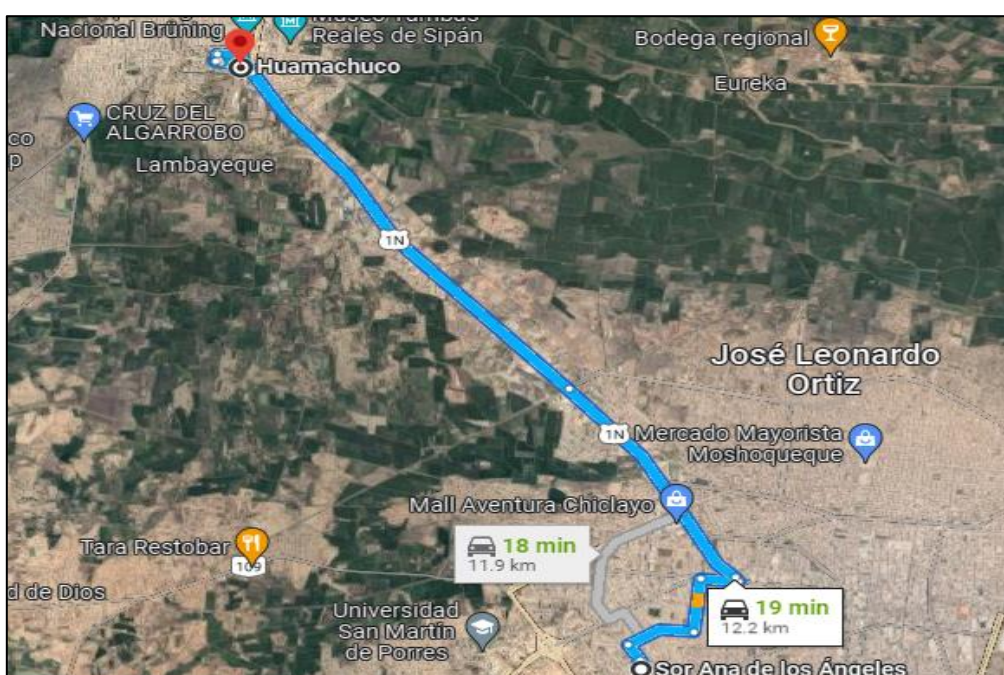


Figura 4: Recorrido de la Zona de Estudio hasta el laboratorio

1.8. MATERIALES Y EQUIPO UTILIZADO

- ✓ Una comba para triturar las muestras.
- ✓ Un medidor de pH o Peachímetro.
- ✓ Una balanza electrónica digital.
- ✓ Agua destilada.
- ✓ Probetas graduadas.
- ✓ Vasos medidores.

2. UBICACIÓN DE LAS MUESTRAS UTILIZADAS

De las muestras extraídas del ensayo de diamantina realizado anteriormente en las vigas y columnas de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, se seleccionaron las muestras extraídas de las columnas, las cuales fueron 2 muestras representativas para ambos módulos.

Las ubicaciones de las muestras utilizadas en el ensayo de carbonatación del concreto se indican en la siguiente tabla:

MUESTRA	N° PISO	REFERENCIA	BLOQUE	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-6	1er	6ta Aula	"A"	Columna
D-3	1er	2da Aula	"B"	Columna

Tabla 1: Ubicación de las muestras utilizadas para el ensayo de carbonatación

3. PROTOCOLO DE TRABAJO

Se realizó el procedimiento siguiente:

3.1. EN CAMPO Y LABORATORIO

- Después del ensayo de compresión de los testigos extraídos, se seleccionó una muestra representativa para cada módulo.
- Se procedió a pulverizar las muestras de concreto por medio de una comba.
- Se empaquetó el concreto pulverizado con su código correspondiente para ser transportado al laboratorio.
- Se procedió a medir dos muestras de 10 gramos para cada testigo pulverizado por medio de una balanza electrónica, obteniéndose un total de 4 muestras para los dos módulos.
- Se procedió a medir 75 ml de agua destilada en 4 probetas graduadas.
- Como siguiente paso se disolvieron las 4 muestras de 10 gramos con el agua destilada medida anteriormente, utilizándose 4 vasos de vidrio medidores.
- Se procedió a mezclar el concreto pulverizado con el agua destilada y se dejó reposar de 5 a 10 minutos.
- Finalmente se midió el pH de cada muestra utilizándose el Peachímetro, teniendo en cuenta que en cada medición se tuvo que lavar el Peachímetro con agua destilada para evitar obtener resultados erróneos.

4. RESULTADOS DEL ENSAYO

TESTIGO	MUESTRA	N° PISO	BLOQUE	pH	ELEMENTO ESTRUCTURAL
D-6	1	1er	"A"	12.20	Columna
	2			12.22	
D-3	1	1er	"B"	12.38	Columna
	2			12.44	

Tabla 2: Resultados del pH de las muestras extraídas de los bloques A y B

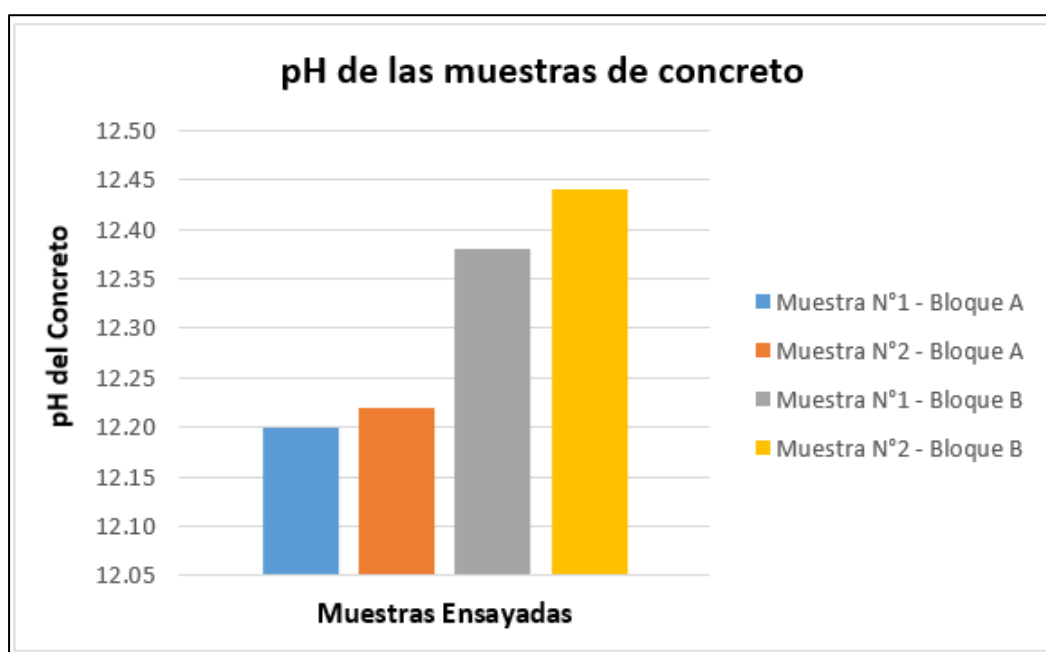


Figura 5: pH del concreto de los bloques A y B

5. CONCLUSIONES

- ✓ El presente informe técnico corresponde a la interpretación y análisis de los resultados del ensayo de carbonatación del concreto de una edificación para determinar el pH del concreto, así como su estado actual; esta información será de utilidad para el proyecto denominado “EVALUCIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO”, realizados el día 16 de mayo del 2022.
- ✓ La investigación involucra ensayos insitu y análisis de resultados en gabinete, realizados cumpliendo los parámetros de las normas vigentes.

- ✓ Se seleccionaron 2 muestras representativas de los módulos A y B de la I.E. Nuestras Señora de la Paz para realizar el ensayo de carbonatación del concreto, todo ello según los parámetros de la norma ASTM D-4262.
- ✓ Se presenta el siguiente cuadro resumen con los resultados obtenidos.

TESTIGO	MUESTRA	N° PISO	BLOQUE	pH	RESULTADO
D-6	1	1er	"A"	12.20	Concreto no carbonatado
	2			12.22	Concreto no carbonatado
D-3	1	1er	"B"	12.38	Concreto no carbonatado
	2			12.44	Concreto no carbonatado

12 < pH < 13	Concreto no carbonatado
9 < pH < 12	Concreto con indicios de carbonatación
pH < 9	Concreto carbonatado

- ✓ Con respecto a los resultados obtenidos se puede concluir que el módulo A y B de la I.E. Nuestras Señora de la Paz presenta un concreto no carbonatado, ya que su pH se encuentra en el rango de 12 y 13.
- ✓ Se puede concluir que el estado actual del concreto de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz ha tenido resultados satisfactorios, ya que, el pH del concreto de los elementos estructurales se encuentra dentro del rango requerido (12-13) referente a un concreto de buena calidad.
- ✓ Los resultados y conclusiones indicados en el presente informe, deberán ser usados únicamente para el área investigada, no siendo válida la aplicación en otras zonas.

6. REFERENCIAS

- [1] E. Moreno, «Determinación del pH de la solución de los poros de concreto después de un proceso acelerado de carbonatación,» *Ingeniería*, vol. 10, nº 3, pp. 5-12, 2006.
- [2] Comité de ASTM C09 sobre concreto y agregados para concreto, ASTM C-4262 "Método de prueba estándar para el pH de superficies de concreto limpiadas o grabadas químicamente", Estados Unidos: Copyright, 2010.

7. ANEXOS

ANEXO 01: PANEL FOTOGRÁFICO DEL ENSAYO DE CARBONATACIÓN DEL CONCRETO

MUESTRAS SELECCIONADAS



Figura 6: Muestra D-3 y D-6 de los módulos A y B

MATERIALES UTILIZADOS



Figura 7: Materiales utilizados para el ensayo de carbonatación del concreto



Figura 8: Materiales utilizados en el laboratorio

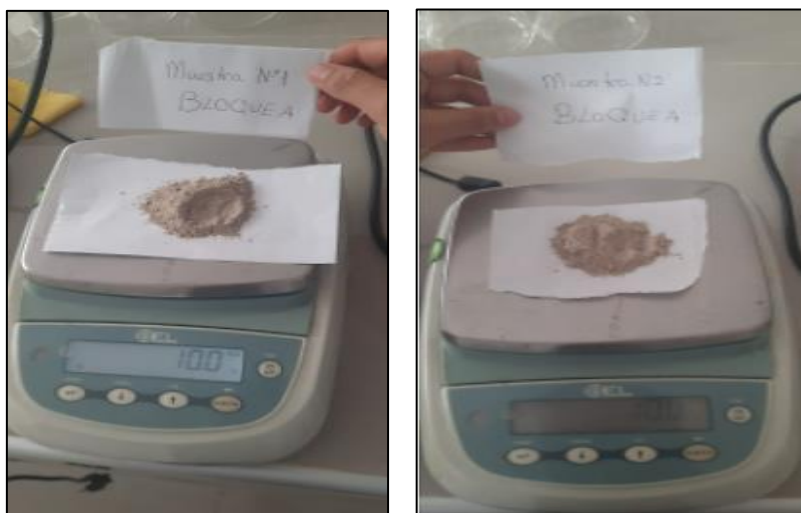
MUESTRAS DE 10 GRAMOS MEDIDOS EN LA BALANZA DEL BLOQUE A

Figura 9: Muestras de 10 gramos del bloque A

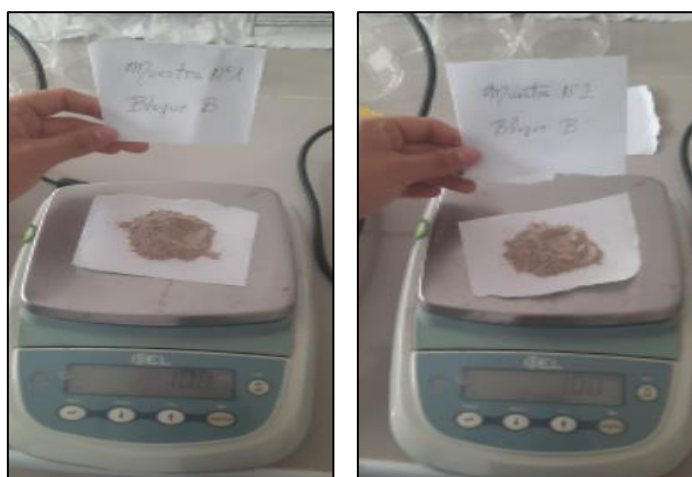
MUESTRAS DE 10 GRAMOS MEDIDOS EN LA BALANZA DEL BLOQUE B

Figura 10: Muestras de 10 gramos del bloque B

COLOCACIÓN DE CADA MUESTRA EN UN VASO MEDIDOR

Figura 11: Colocación de las muestras en vasos medidores

MEDICIÓN DEL AGUA DESTILADA EN UNA PROBETA GRADUADA



Figura 12: Medición del agua destilada en probetas de vidrio

COLOCACIÓN DEL AGUA DESTILADA EN LAS MUESTRAS



Figura 13: Colocación del agua destilada en las muestras de concreto pulverizadas

MEZCLADO DEL AGUA DESTILADA CON LAS MUESTRAS



Figura 14: Mezclado del agua destilada con las muestras de concreto pulverizado

REPOSO DE LAS CUATRO MUESTRAS DE CONCRETO



Figura 15: Reposo de las cuatro muestras de concreto pulverizado durante 10 minutos

UTILIZACIÓN DEL PEACHÍMETRO PARA MEDIR EL PH DE LAS MUESTRAS



Figura 16: Utilización del Peachímetro para la medición del pH de las muestras

MEDICIÓN DEL PH DE LA MUESTRA N°1 – BLOQUE A



Figura 17: Medición del pH de la muestra N°1 – Bloque A

MEDICIÓN DEL PH DE LA MUESTRA N°2 – BLOQUE A

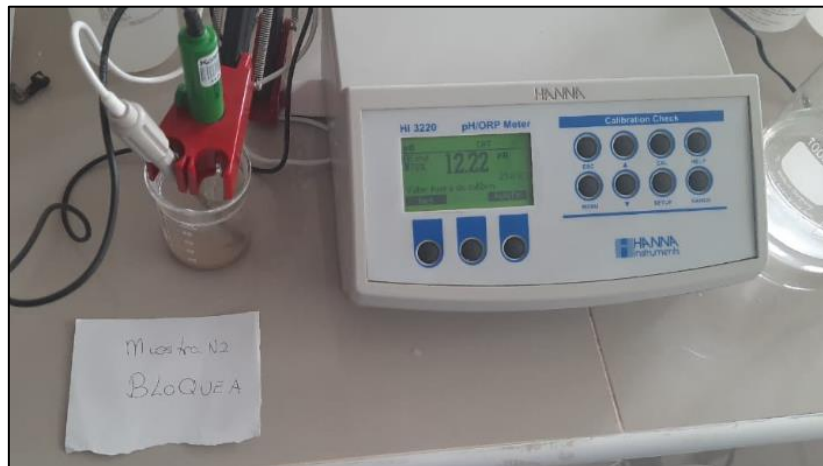


Figura 18: Medición del pH de la muestra N°2 – Bloque A

MEDICIÓN DEL PH DE LA MUESTRA N°1 – BLOQUE B

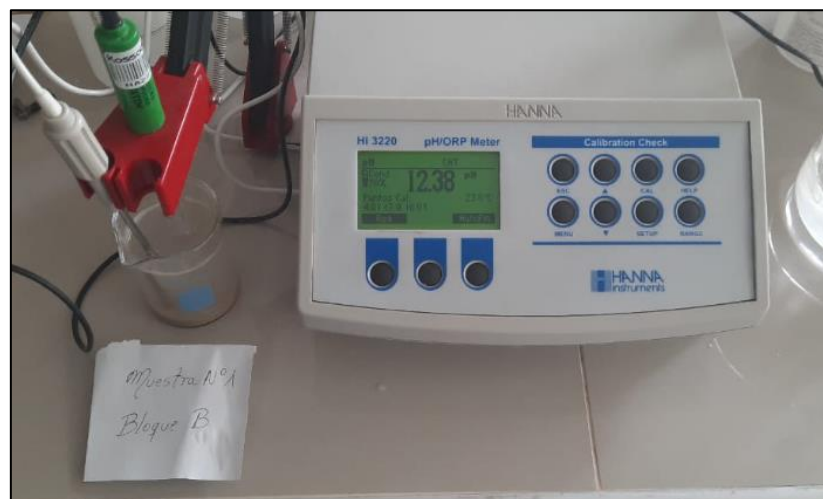


Figura 19: Medición del pH de la muestra N°1 – Bloque B

MEDICIÓN DEL PH DE LA MUESTRA N°2 – BLOQUE B

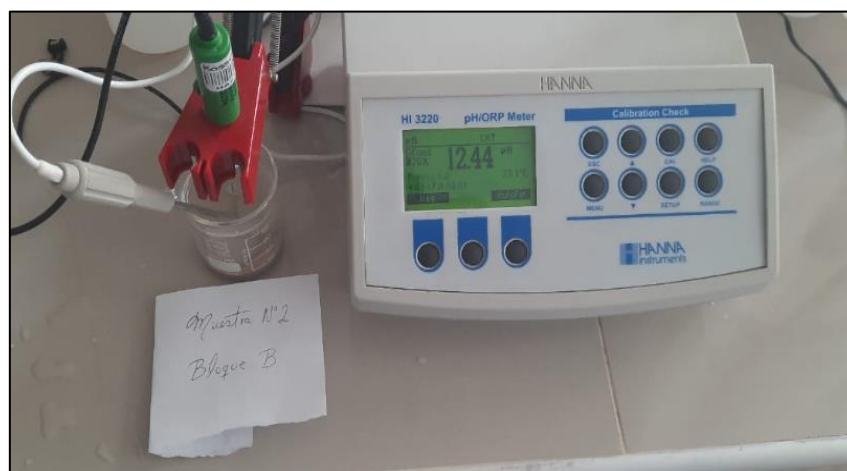


Figura 20: Medición del pH de la muestra N°2 – Bloque B

ANEXO N°4

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



ENSAYO DE ESCÁNER DEL ACERO

PROYECTO: “Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo”

TESISTA: Ariana Yveth Paredes Cruz

ASESOR: Jose Alfredo Cespedes Deza

UBICACIÓN: Chiclayo – Chiclayo – Lambayeque

LOCALIZACIÓN: Urbanización Las Brisas – Calle Sor Ana de los Ángeles

FECHA: 2022

Chiclayo, 2022

ÍNDICE

1. GENERALIDADES	346
1.1. INTRODUCCIÓN	346
1.2. FINES DE ESTUDIO	347
1.3. OBJETIVO	347
1.4. ANTECEDENTES	347
1.5. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	347
1.6. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO	348
1.7. PERSONAL TÉCNICO.....	350
1.8. EQUIPOS Y MATERIALES EMPLEADOS	350
2. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS	350
3. UBICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ENSAYADOS	351
4. PROTOCOLO DE TRABAJO	351
5. RESULTADOS OBTENIDOS	352
6. CONCLUSIONES	356
7. ANEXOS	357


German Gastelo Chirinos




Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. 123351

INFORME TÉCNICO

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, hay muchas edificaciones que no cuentan con planos estructurales, por lo cual nace la incertidumbre del diámetro, orientación y cantidad del acero de refuerzo de los elementos estructurales, por ello surge la necesidad de la utilización de equipos que detectan el acero de refuerzo, entre estos tenemos al Profómetro PM-650 PROCEQ , el cual es un escáner de los aceros de refuerzo de las estructuras, el cual determina el diámetro, los recubrimientos, la cantidad de varillas y espaciamientos.

La I.E. Nuestra Señora de la Paz, no cuenta con planos estructurales por lo cual se realizó el ensayo de escáner del acero de refuerzo en las columnas y vigas de los módulos A y B, siendo necesario para la realización del proyecto denominado “Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo”.

En el presente informe técnico a solitud de la alumna de Ingeniería Civil Ariana Yveth Paredes Cruz, con la finalidad de verificar las distribuciones, los diámetros y el recubrimiento de los aceros de los módulos A y B de la **I.E. N°11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ**, del distrito de Chiclayo, departamento de Lambayeque. El personal Técnico de la empresa Fermatic SAC, de la provincia de Chiclayo, procedió a realizar el escaneo utilizando un Profómetro PM-650 PROCEQ. El trabajo de medición se efectuó el día 07 y 25 de mayo del 2022.

1.2. FINES DE ESTUDIO

Con los diferentes ensayos desarrollados, el presente estudio ha sido orientado para determinar el acero de refuerzo por medio del Profómetro PM-650 PROCEQ de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, correspondiente a la ciudad de Chiclayo.

Este ensayo nos permitirá determinar el diámetro, la cantidad de varillas, los recubrimiento y espaciamientos tanto del acero transversal como longitudinal de las columnas y vigas de las estructuras.

1.3. OBJETIVO

El presente Informe Técnico tiene como objetivo verificar la distribución de los aceros y espesores del recubrimiento de los elementos estructurales de las columnas y vigas de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, la cual se ubica en la **Urbanización Las Brisas - Calle Sor Ana de los Ángeles – Chiclayo**; esta información será de utilidad para el proyecto denominado: **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCION EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO”**, realizado el día 07 y 25 de mayo del 2022.

1.4. ANTECEDENTES

Para la realización del ensayo de escáner se seleccionaron las columnas y vigas típicas de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, teniendo en cuenta que ambos módulos tienen las mismas dimensiones de columnas y vigas, por lo cual se seleccionaron 6 columnas y 10 vigas.

1.5. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El ensayo se realizó en la Institución educativa N° 11124 Nuestra Señora de la Paz, la cual se encuentra ubicada en la calle Sor Ana de los Ángeles en la Urbanización Las Brisas, perteneciente al distrito de Chiclayo, provincia de Chiclayo y departamento de Lambayeque.

El centro educativo donde se realizó el ensayo limita por el sur con la calle Sor Ana de los Ángeles, perteneciente a la Urbanización Santa Alejandrina, por el Norte con la calle Juan Pablo II, por el Este con la Av. Pedro Cieza de León y por el Oeste con la calle El Prado perteneciente a la Urbanización Las Brisas.



Figura 1: Ubicación de la zona donde se realizó el ensayo de escáner

1.6. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO

Para llegar a la Zona de Estudio desde Lima se realizará el siguiente recorrido:

Lima – Centro de Chiclayo

El recorrido de Lima a Chiclayo se realiza en un solo tramo y tiene un tiempo aproximado de 11 a 15 horas, esta ruta se encuentra asfaltada. De Lima a Chiclayo el transporte se realiza en avión y dura un tiempo aproximado de 50 minutos a 1 hora, a la vez, el transporte se puede realizar en ómnibus, lo cuales parten y retornan de Lima a Chiclayo diariamente en las mañanas a las 7:00 am y en las noches entre las 6:00 pm y 11:30 pm.

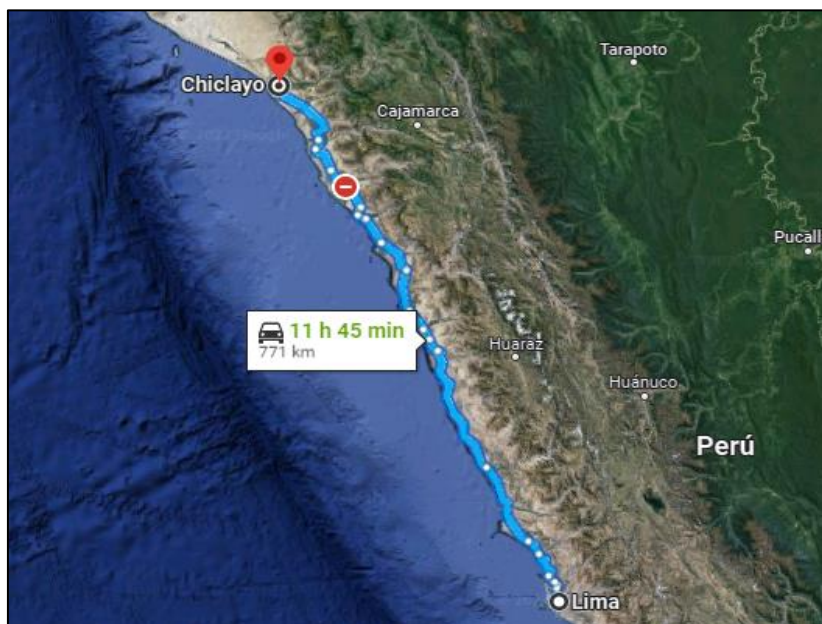


Figura 2: Recorrido de Lima a Chiclayo

Centro de Chiclayo – Lugar de Estudio

Desde el parque principal de Chiclayo se tomará como ruta la calle San José en dirección a la Av. José Leonardo Ortiz, se continuará por dicha avenida en dirección al sur hasta llegar a la Prolongación Av. Francisco Bolognesi, luego con dirección al norte se encontrará la Av. Pedro Cieza de León hasta llegar a intersectar con la calle Sor Ana de los Ángeles, lugar donde se localiza la zona de estudio.

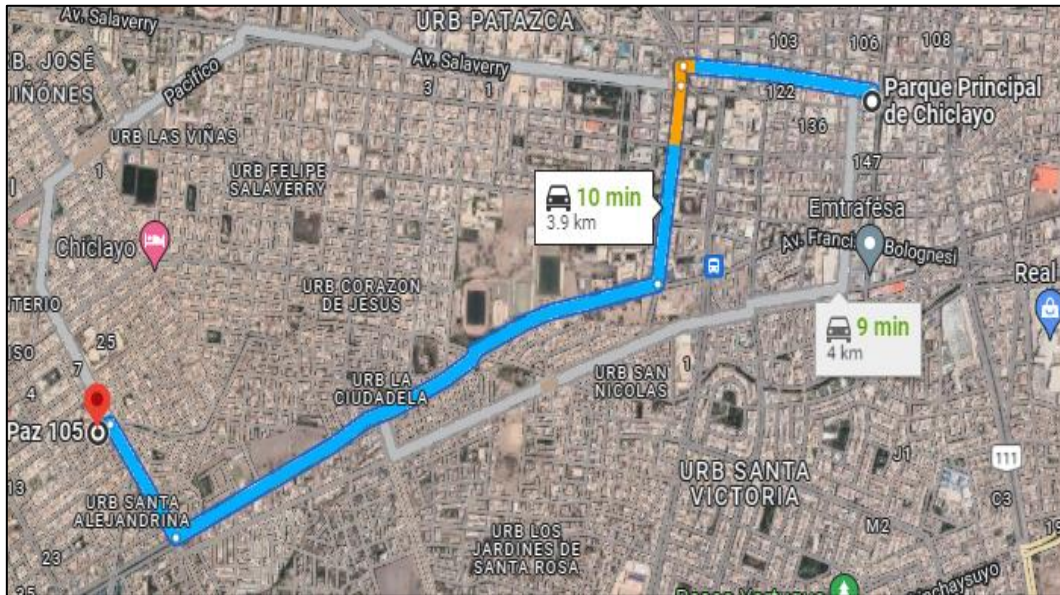


Figura 3: Recorrido de Chiclayo a la Zona de Estudio

Lugar de Estudio – Laboratorio

Para el recorrido desde el laboratorio a la zona de estudio se realizará en auto, el cual durará aproximadamente de 7 minutos a 15 minutos. Se tomará como ruta la carretera Panamericana Norte hasta llegar a la Vía de Evitamiento, luego en dirección al sur se continuará la trayectoria hasta llegar a la Prolongación Francisco Bolognesi, seguidamente por el norte se continuará la ruta por la Av. Pedro Cieza de León hasta llegar a la calle Sor Ana de los Ángeles, lugar donde se realizó el ensayo de escáner del acero de refuerzo de los elementos estructurales.

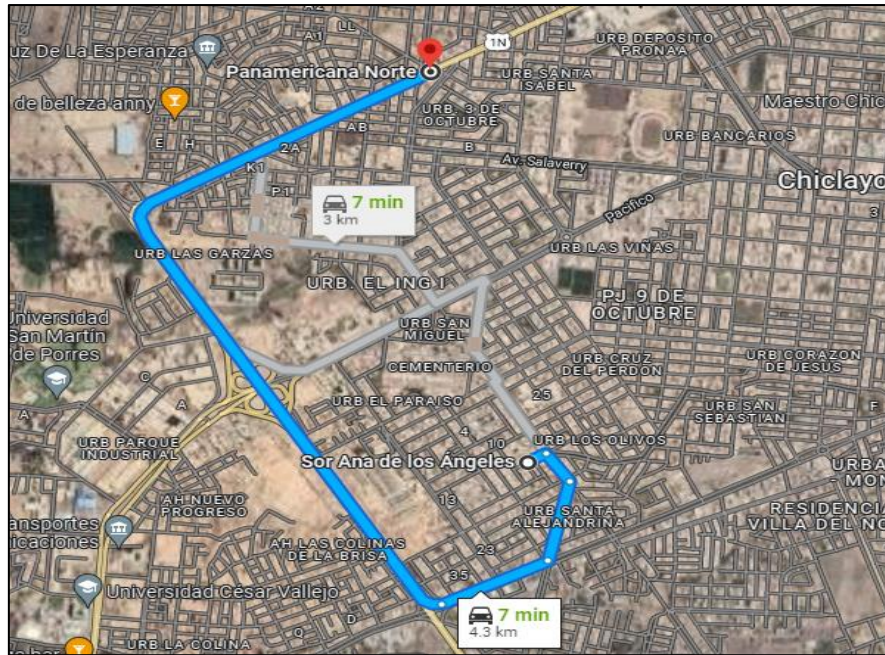


Figura 4: Recorrido del laboratorio a la Zona de Estudio

1.7. PERSONAL TÉCNICO

Para el desarrollo de los trabajos se empleó en campo el siguiente personal Técnico:

- Técnico: Leibnitz Henry Rivadeneyra Oblitas
- Técnico: Marco Francisco Casanova Quesquén

1.8. EQUIPOS Y MATERIALES EMPLEADOS

- ✓ Se empleó un Escáner de acero de refuerzo (Profómetro PM-650 de marca PROCEQ).

2. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS

Los Puntos de investigación, han sido debidamente identificados por el personal del proyecto de tesis determinándose un total de 16 escáneres distribuidas en la siguiente manera:

- ✓ 06 en columnas
- ✓ 10 en vigas

En los días señalados estuvo presente la estudiante de ingeniería **ARIANA YVETH PAREDES CRUZ**. Los elementos estructurales del estudio fueron seleccionados por el alumno representante de la tesis de **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ, CHICLAYO”**.

3. UBICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ENSAYADOS

El ensayo de escáner fue realizado en 6 columnas y 10 vigas de los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, para determinar el acero de refuerzo en las columnas y vigas típicas. Las ubicaciones de los elementos estructurales ensayados se indican en la siguiente tabla:

ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° PISO	REFERENCIA	BLOQUE
Columna (C1)	1 er	4ta Aula	"B"
Columna (C4)	1 er	4ta Aula	
Columna (C5)	1 er	4ta Aula	
Viga (VX1)	1 er	4ta Aula	
Viga (VY1)	1 er	4ta Aula	
Viga (VY2)	1 er	4ta Aula	
Viga (VY3)	1 er	Voladizo	
Viga (VCH)	1 er	Voladizo	
Columna (C2)	2 do	1ra Aula	
Viga (VX1)	2 do	1ra Aula	
Viga (VY1)	2 do	1ra Aula	
Viga (VY2)	2 do	1ra Aula	
Columna (C2)	1 er	1ra Aula	
Columna (C5)	2 do	1ra Aula	
Viga (VY3)	1 er	Voladizo	
Viga (VCH)	1 er	Voladizo	

Tabla 1: Ubicación de los elementos estructurales ensayados

4. PROTOCOLO DE TRABAJO

Se realizó el procedimiento siguiente:

4.1. EN CAMPO

- Se procedió a seleccionar los elementos estructurales que serían escaneados.
- Se procedió a programar el equipo para que pudiera detectar el acero transversal y longitudinal de cada elemento y obtener resultados más precisos.
- Como siguiente paso se procedió a escanear el acero transversal y longitudinal de cada elemento, obteniéndose diámetros, recubrimientos, separación y cantidad de varillas y estribos.
- Finalmente se procedió a guardar todos los escaneos realizados en las columnas y vigas en el Profómetro.

5. RESULTADOS OBTENIDOS

Se realizaron un total de 16 escaneos en los módulos A y B del centro educativo, obteniéndose los siguientes datos.

N° De Escaneado	Número de Piso	Bloque	Fecha Escaneada	Elemento	Sección (cm)	Tipo de Acero	Magen Escaneado	Número de Aceros Detectados	Ø del Acero en milímetros	Ø del Acero en pulgadas	Recubrimiento del Acero (cm)
N°1	1 er	"B"	7-5-2022	Columna (C1)	25 x 40	Longitudinal	Lado N°1	2	15 mm a 16 mm	5/8	Entre 5,9 cm a 7,3 cm
							Lado N°2	3	15 mm a 16 mm	5/8	
						Transversal	Lado N°1	13	9 mm a 10 mm	3/8	Entre 5,4 cm a 7,6 cm
N°2	1 er	"B"	7-5-2022	Columna (C4)	30 x 45	Longitudinal	Lado N°1	2	19 mm a 20 mm	3/4	Entre 8,1 cm a 8,5 cm
							Lado N°2	2	19 mm a 20 mm	3/4	
							Lado N°3	2	19 mm a 20 mm	3/4	
						Transversal	Lado N°1	11	9 mm a 10 mm	3/8	Entre 6,6 cm a 9,4 cm
N°3	1 er	"B"	7-5-2022	Columna (C5)	25 x 25	Longitudinal	Lado N°1	2	10 mm a 12 mm	1/2	Entre 7,8 cm a 8,0 cm
						Transversal	Lado N°1	17	7 mm a 8 mm	1/4	Entre 4,4 cm a 9,7 cm
N°4	1 er	"B"	7-5-2022	Viga (VX1)	25 x 40	Longitudinal	Lado N°1	2	15 mm a 16 mm	5/8	Entre 3,7 cm a 8,0 cm
							Lado N°2	2	15 mm a 16 mm	5/8	
						Transversal	Lado N°1	37	9 mm a 10 mm	3/8	Entre 5,4 cm a 10,0 cm

German Gastelo Chirinos



Juan Carlos Firme Oyeda Ayres
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

Tabla 2: Resultados obtenidos del ensayo de escáner del acero de refuerzo – Bloque B

N° De Escaneado	Número de Piso	Bloque	Fecha Escaneada	Elemento	Sección (cm)	Tipo de Acero	Magen Escaneado	Número de Aceros Detectados	Ø del Acero en milímetros	Ø del Acero en pulgadas	Recubrimiento del Acero (cm)
N°5	1 er	"B"	7-5-2022	Viga (VY1)	25 x 40	Longitudinal	Lado N°1	1	15 mm a 16 mm	5/8	3,5 cm
						Transversal	Lado N°1	35	9 mm a 10 mm	3/8	Entre 4,1 cm a 8,0 cm
N°6	1 er	"B"	7-5-2022	Viga (VY2)	30 x 70	Longitudinal	Lado N°1	1	19 mm a 20 mm	3/4	Entre 5,9 cm a 11,8 cm
							Lado N°2	3	19 mm a 20 mm	3/4	
							Lado N°3	2	19 mm a 20 mm	3/4	
						Transversal	Lado N°1	35	9 mm a 10 mm	3/8	Entre 4,1 cm a 10,0 cm
N°7	1 er	"B"	7-5-2022	Viga (VY3)	30 x 40	Longitudinal	Lado N°1	2	14 mm a 15 mm	5/8	Entre 5,9 cm a 11,8 cm
							Lado N°2	2	14 mm a 15 mm	5/8	
							Lado N°3	2	14 mm a 15 mm	5/8	
						Transversal	Lado N°1	24	9 mm a 11 mm	3/8	Entre 4,1 cm a 10,0 cm
N°8	1 er	"B"	7-5-2022	Viga (VCH)	25 x 20	Longitudinal	Lado N°1	2	18 mm a 19 mm	3/4	Entre 4,9 cm a 9,2 cm
						Transversal	Lado N°1	24	8 mm a 10 mm	3/8	Entre 3,9 cm a 6,5 cm

Tabla 3: Resultados obtenidos del ensayo de escáner del acero de refuerzo – Bloque B

N° De Escaneado	Número de Piso	Bloque	Fecha Escaneada	Elemento	Sección (cm)	Tipo de Acero	Magen Escaneado	Número de Aceros Detectados	Ø del Acero en milímetros	Ø del Acero en pulgadas	Recubrimiento del Acero (cm)
N°9	2 do	"B"	25-5-2022	Columna (C2)	30 x 45	Longitudinal	Lado N°1	2	19 mm a 20 mm	3/4	Entre 8,5 cm a 9,0 cm
							Lado N°2	2	19 mm a 20 mm	3/4	
							Lado N°3	2	19 mm a 20 mm	3/4	
						Transversal	Lado N°1	19	9 mm a 10 mm	3/8	Entre 6,5 cm a 10,0 cm
N°10	2 do	"B"	25-5-2022	Viga (VX1)	25 x 40	Longitudinal	Lado N°1	2	15 mm a 16 mm	5/8	Entre 3,9 cm a 8,5 cm
							Lado N°2	2	15 mm a 16 mm	5/8	
						Transversal	Lado N°1	21	9 mm a 11 mm	3/8	Entre 5,6 cm a 9,5 cm
N°11	2 do	"B"	25-5-2022	Viga (VY1)	25 x 40	Longitudinal	Lado N°1	1	15 mm a 16 mm	5/8	5,0 cm
						Transversal	Lado N°1	30	7 mm a 9 mm	3/8	Entre 5,2 cm a 9,0 cm
N°12	2 do	"B"	25-5-2022	Viga (VY2)	30 x 70	Longitudinal	Lado N°1	1	19 mm a 20 mm	3/4	Entre 6,7 cm a 10,4 cm
							Lado N°2	3	19 mm a 20 mm	3/4	
							Lado N°3	1	19 mm a 20 mm	3/4	
						Transversal	Lado N°1	32	9 mm a 10 mm	3/8	Entre 5,5 cm a 8,7 cm

Tabla 4: Resultados obtenidos del ensayo de escáner del acero de refuerzo – Bloque B

N° De Escaneado	Número de Piso	Bloque	Fecha Escaneada	Elemento	Sección (cm)	Tipo de Acero	Magen Escaneado	Número de Aceros Detectados	Ø del Acero en milímetros	Ø del Acero en pulgadas	Recubrimiento del Acero (cm)
N°13	1 er	"A"	7-5-2022	Columna (C2)	30 x 45	Longitudinal	Lado N°1	2	19 mm a 20 mm	3/4	Entre 6,1 cm a 8,9 cm
							Lado N°2	2	19 mm a 20 mm	3/4	
							Lado N°3	2	19 mm a 20 mm	3/4	
						Transversal	Lado N°1	12	9 mm a 10 mm	3/8	Entre 9,1 cm a 10,7 cm
N°14	2 do	"A"	25-5-2022	Columna (C5)	25 x 25	Longitudinal	Lado N°1	2	10 mm a 12 mm	1/2	Entre 6,2 cm a 8,3 cm
						Transversal	Lado N°1	18	7 mm a 8 mm	1/4	Entre 5,5 cm a 7,2 cm
N°15	1 er	"A"	25-5-2022	Viga (VY3)	30 x 40	Longitudinal	Lado N°1	2	14 mm a 15 mm	5/8	Entre 6,5 cm a 9,2 cm
							Lado N°2	2	14 mm a 15 mm	5/8	
							Lado N°3	2	14 mm a 15 mm	5/8	
						Transversal	Lado N°1	17	9 mm a 11 mm	3/8	Entre 4,5 cm a 8,8 cm
N°16	1 er	"A"	25-5-2022	Viga (VCH)	25 x 20	Longitudinal	Lado N°1	2	18 mm a 19 mm	3/4	Entre 5,3 cm a 7,5 cm
						Transversal	Lado N°1	22	8 mm a 10 mm	3/8	Entre 4,0 cm a 7,2 cm



German Gastelo Chirinos




Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

Tabla 5: Resultados obtenidos del ensayo de escáner del acero de refuerzo – Bloque A

6. CONCLUSIONES

- El presente informe técnico corresponde a la interpretación y análisis de los resultados del ensayo de escáner del acero de refuerzo realizado en los módulos A y B de la I.E. Nuestra Señora de la Paz, esta información será de utilidad para el proyecto denominado “EVALUCIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ - CHICLAYO”.
- En los elementos estructurales escaneados se obtuvo que el recubrimiento de los aceros no es uniforme.
- Se concluye que los aceros de refuerzo no presentan corrosión.
- La estructura actualmente presenta patologías y se encuentra maltratada por el salitre.
- Con respecto a los resultados obtenidos, se pudo concluir que las columnas presentan aceros longitudinales de 3/4“, 5/8” y 1/2”, con estribos de 3/8” y 1/4”.
- Con respecto a los resultados obtenidos, se pudo concluir que las vigas presentan aceros longitudinales de 3/4” y 5/8”, con estribos de 3/8”.
- Los resultados y conclusiones indicados en el presente informe, deberán ser usados únicamente para el área investigada, no siendo válida la aplicación en otras zonas.



German Gastelo Chirinos



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

7. ANEXOS

ANEXO 01: PANEL FOTOGRÁFICO DEL ENSAYO DE ESCÁNER DEL ACERO DE REFUERZO

EQUIPO UTILIZADO



Figura 5: Escáner de acero de refuerzo (Profómetro PM-650 de marca PROCEQ)

ESCANEADO DE LA COLUMNA (C1)



Figura 6: Escaneo del acero de la columna (C1)

ESCANEADO DE LA COLUMNA (C2)



Figura 7: Escaneo del acero de la columna (C2)

ESCANEEO DE LA COLUMNA (C4)



Figura 8: Escaneo del acero de la columna (C4)

ESCANEEO DE LA COLUMNA (C5)



Figura 9: Escaneo del acero de la columna confinada (C5)

ESCANEEO DE LA VIGA (X1)



Figura 10: Escaneo del acero de la viga (X1)

ESCANEEO DE LA VIGA (Y1)



Figura 11: Escaneo del acero de la viga confinada (Y1)

ESCANEEO DE LA VIGA (Y2)



Figura 12: Escaneo del acero de la viga (Y2)

ESCANEEO DE LA VIGA (Y3)



Figura 13: Escaneo del acero de la viga (Y3)

RESULTADOS DE LA COLUMNA (C1)



Figura 14: Resultados del escaneo del acero transversal de la columna (C1)

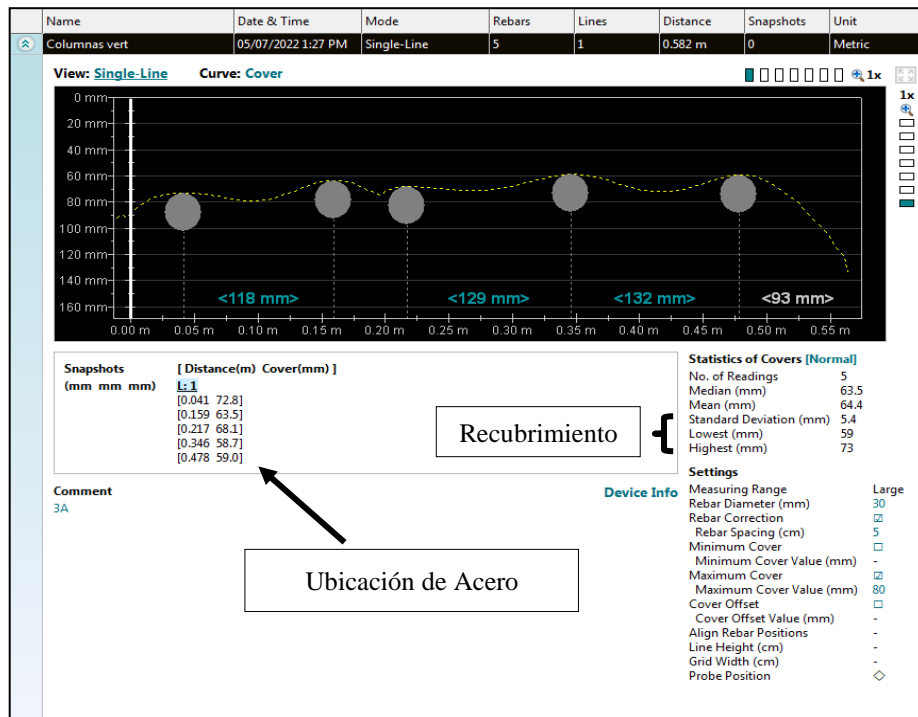


Figura 15: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la columna (C1)

RESULTADOS DE LA COLUMNA (C2)

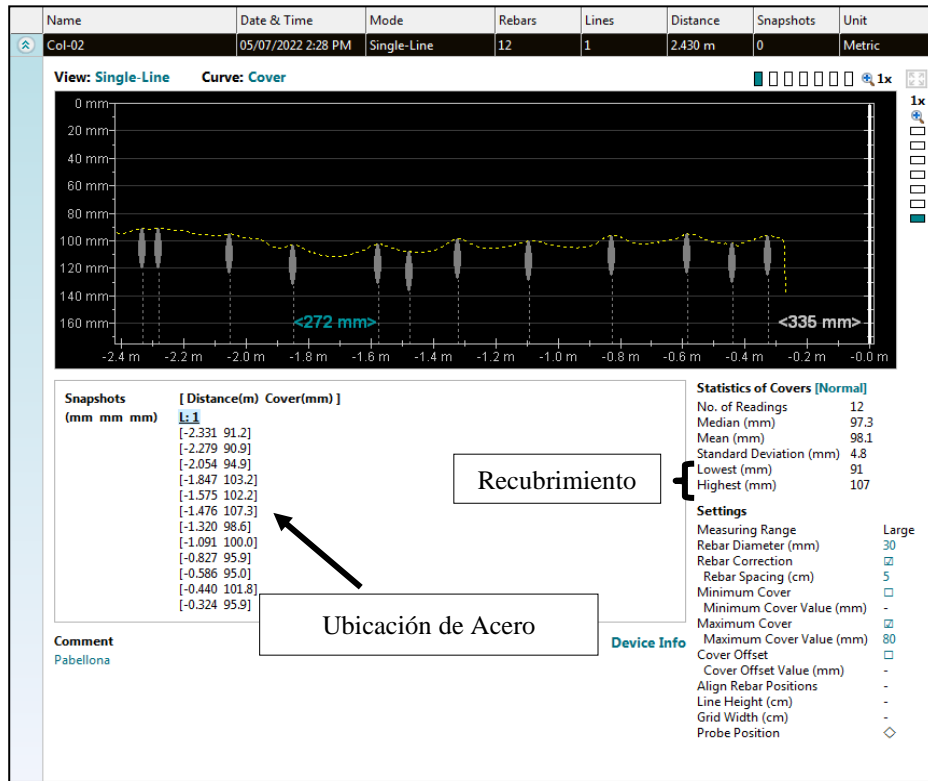


Figura 16: Resultados del escaneo del acero transversal de la columna (C2)

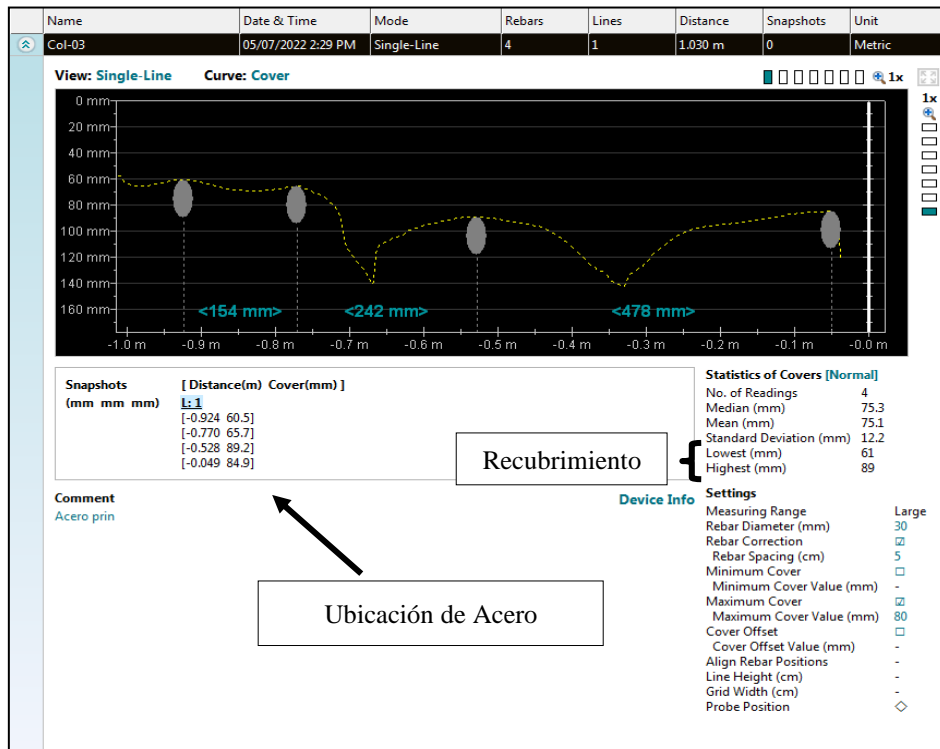


Figura 17: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la columna (C2)

RESULTADOS DE LA COLUMNA (C4)

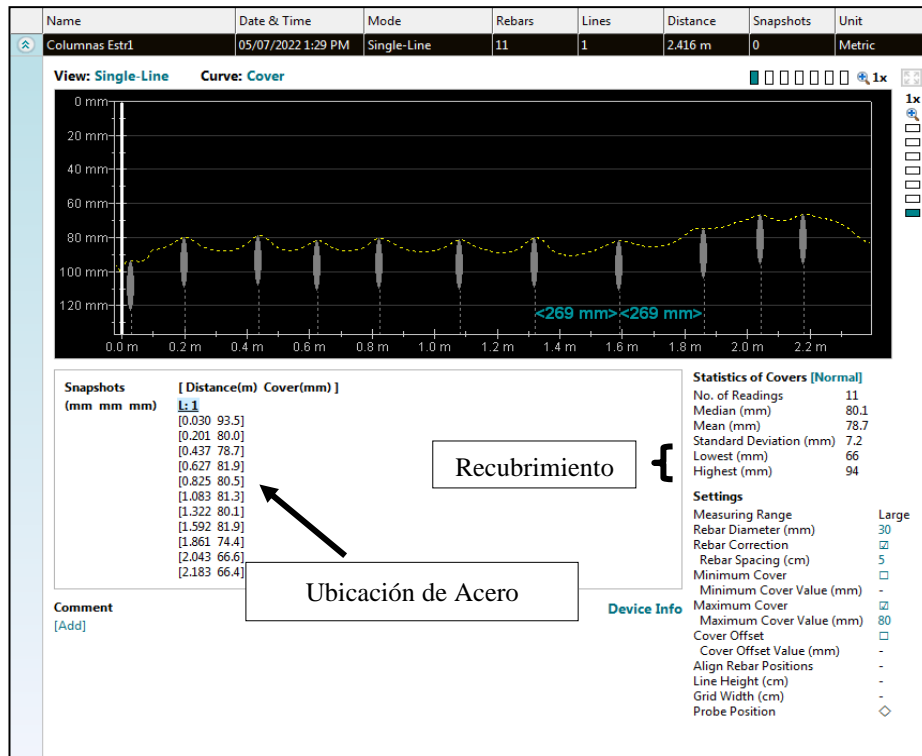


Figura 18: Resultados del escaneo del acero transversal de la columna (C4)

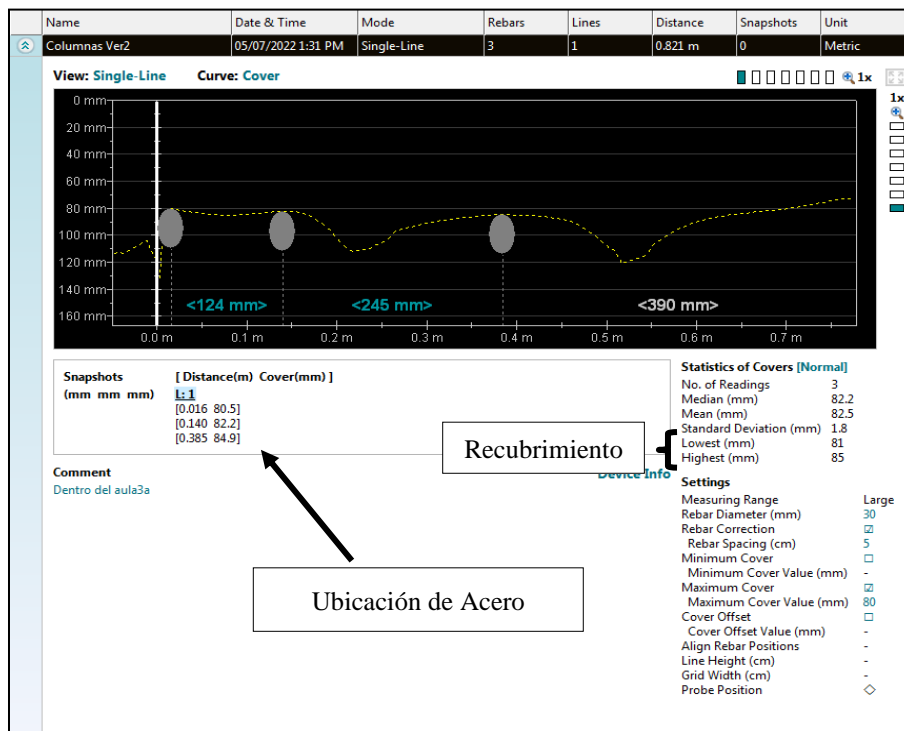


Figura 19: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la columna (C4)

RESULTADOS DE LA COLUMNA (C5)

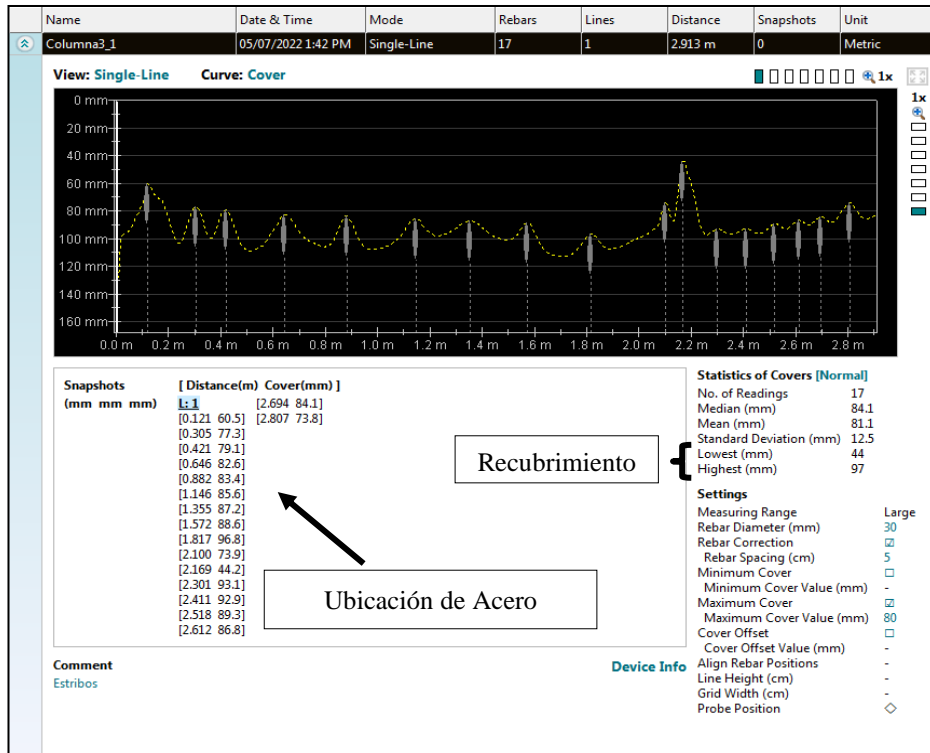


Figura 20: Resultados del escaneo del acero transversal de la columna (C5)

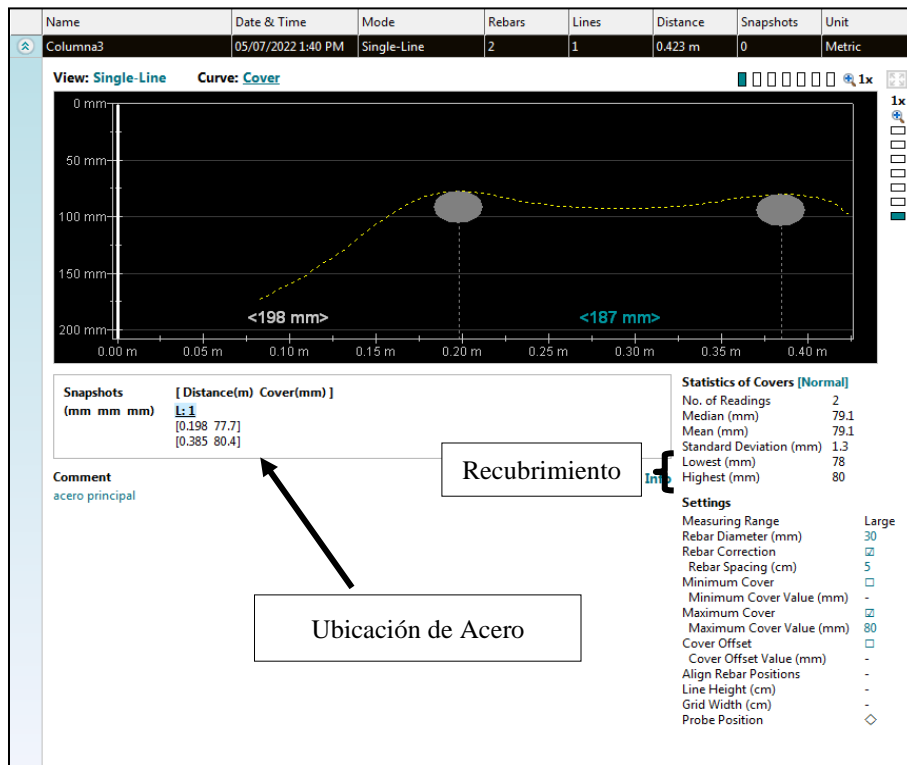


Figura 21: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la columna (C5)

RESULTADOS DE LA VIGA (X1)

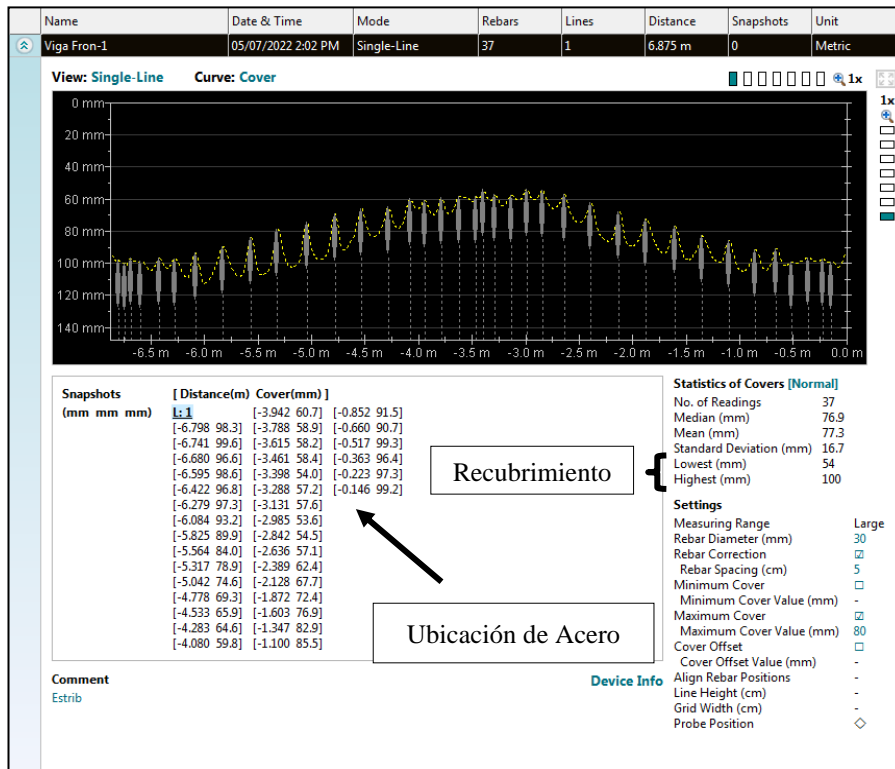


Figura 22: Resultados del escaneo del acero transversal de la viga (X1)

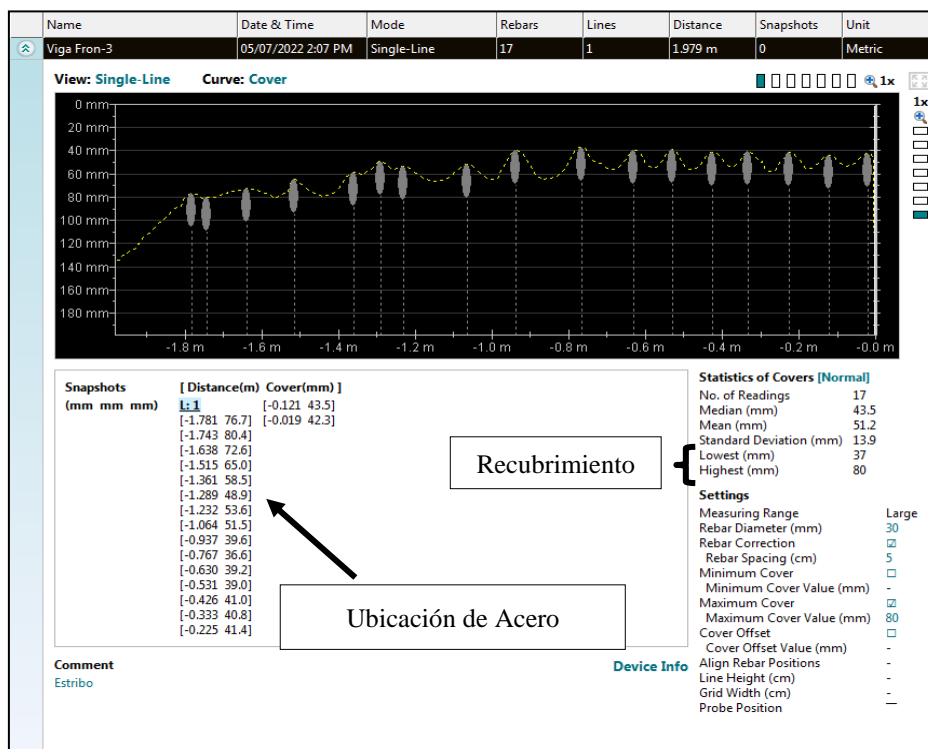


Figura 23: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la viga (X1)

RESULTADOS DE LA VIGA (Y1)



Figura 24: Resultados del escaneo del acero transversal de la viga (Y1)

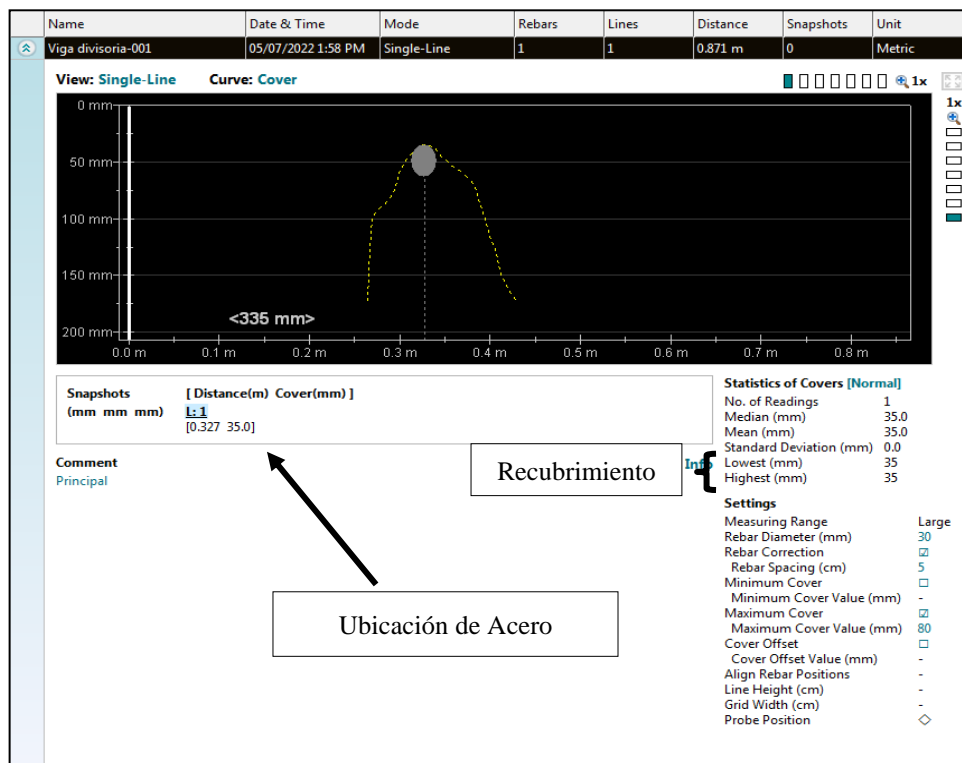


Figura 25: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la viga (Y1)

RESULTADOS DE LA VIGA (Y2)

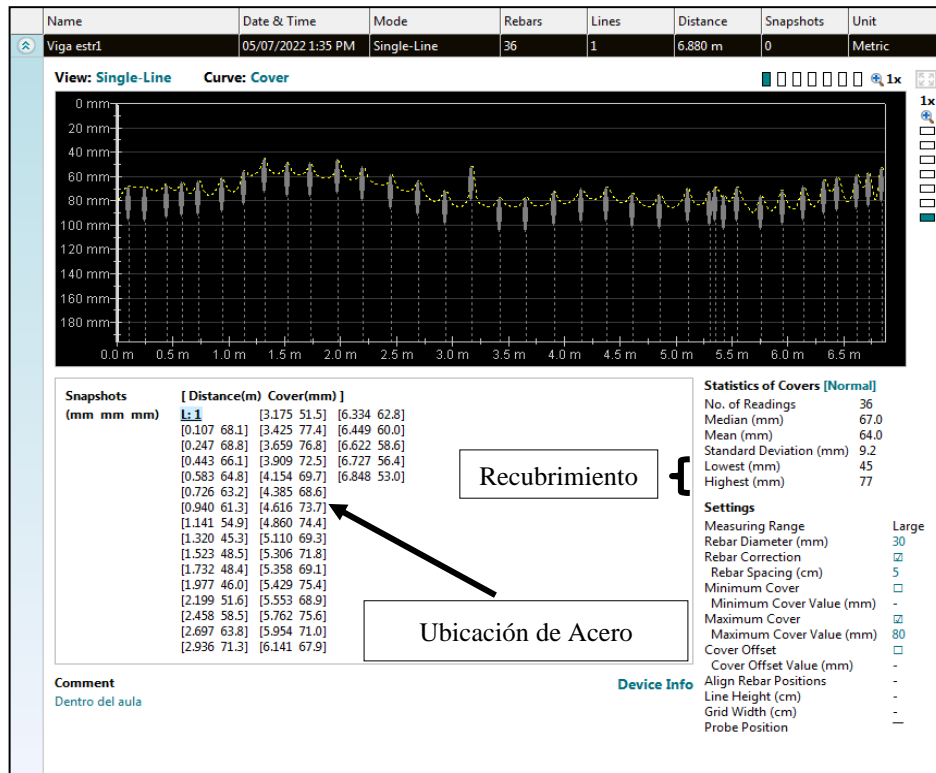


Figura 26: Resultados del escaneo del acero transversal de la viga (Y2)

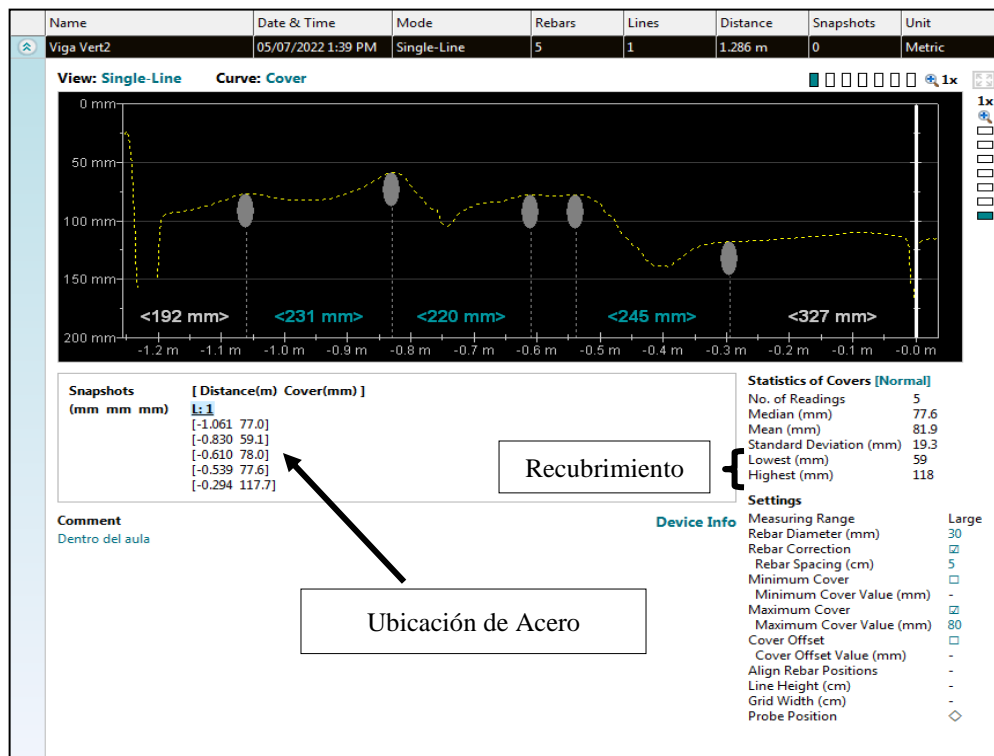


Figura 27: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la viga (Y2)

RESULTADOS DE LA VIGA (Y3)

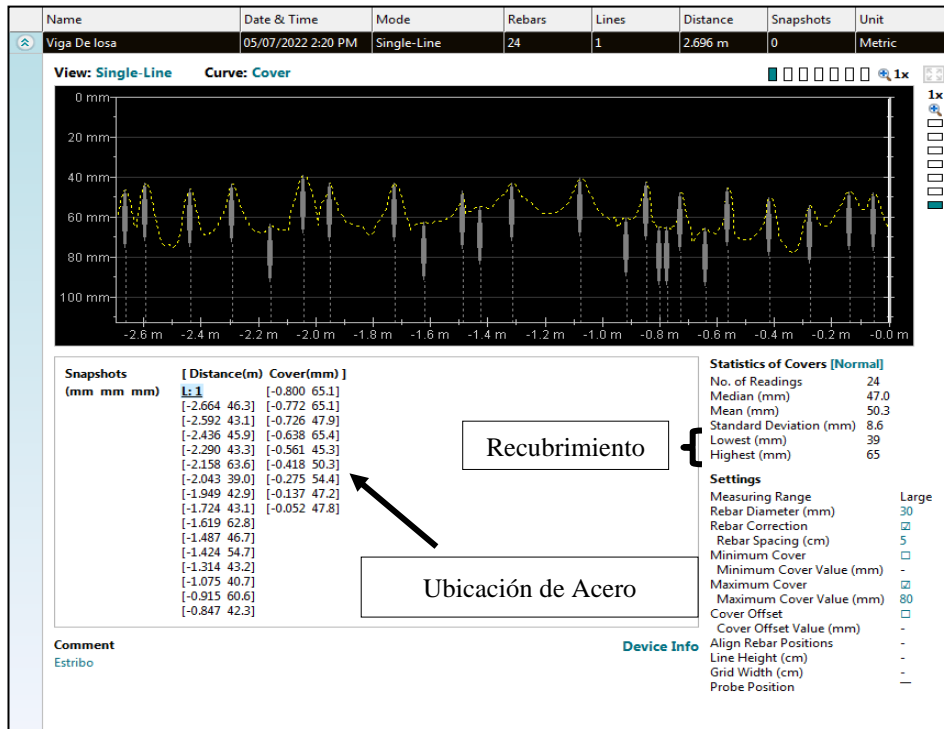


Figura 28: Resultados del escaneo del acero transversal de la viga (Y3)

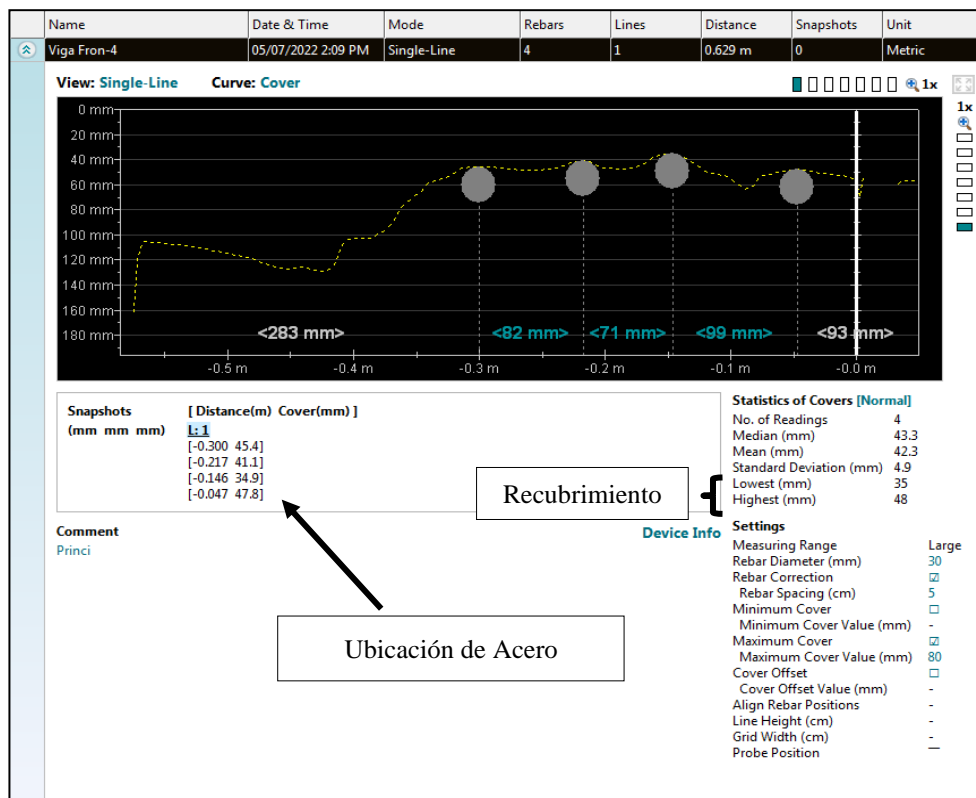


Figura 29: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la viga (Y3)

RESULTADOS DE LA VIGA (CH)

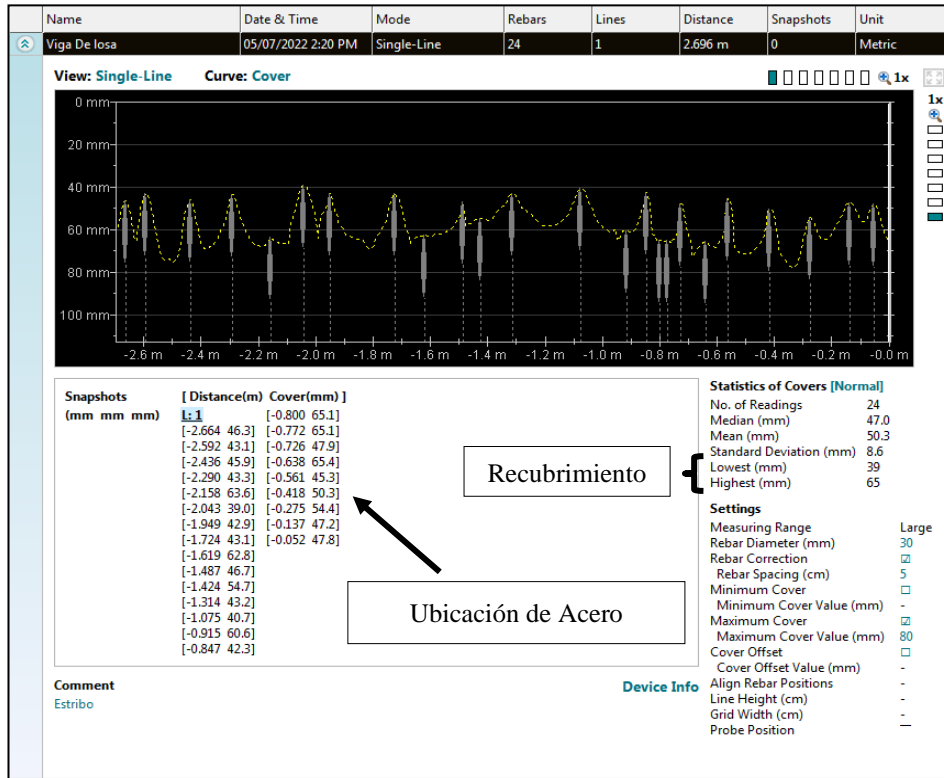


Figura 30: Resultados del escaneo del acero transversal de la viga (CH)

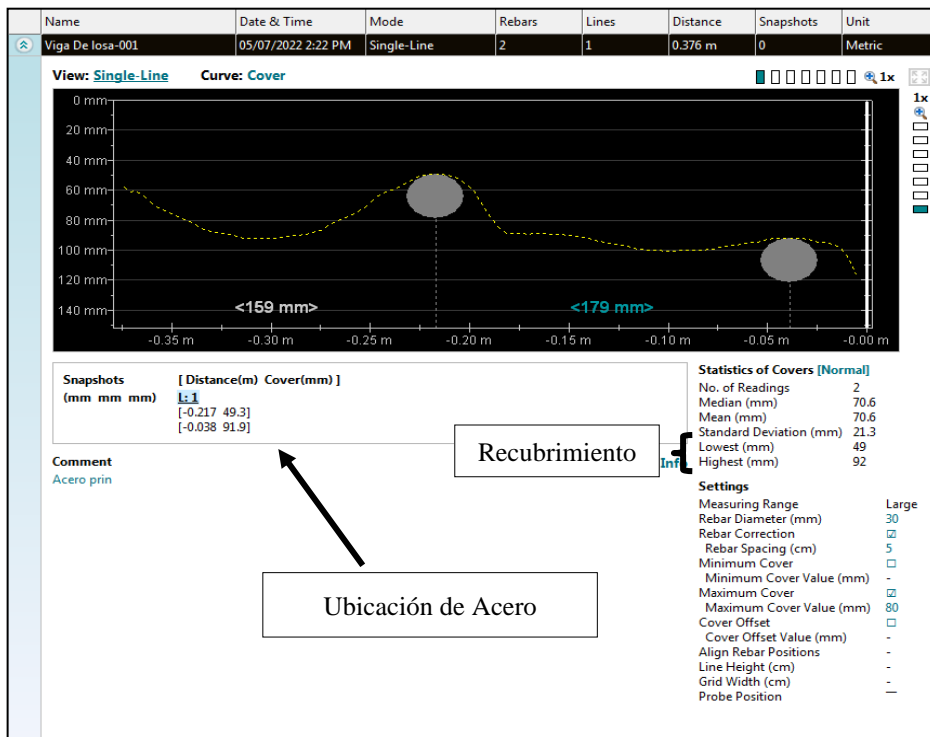


Figura 31: Resultados del escaneo del acero longitudinal de la viga (CH)

DIÁMETROS OBTENIDOS



Figura 32: Diámetro del acero longitudinal de la columna (C1)



Figura 33: Diámetro del acero longitudinal de la columna (C2)



Figura 34: Diámetro del acero transversal de la columna confinada (C5)



Figura 35: Diámetro del acero longitudinal de la viga (Y2)

German Gastelo Chirinos



Juan Carlos Firme Ujeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

ANEXO N° 5: ENCUESTA RESPONDIDA POR LA DIRECTORA DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ENCUESTA APLICADO A LA PLANA DOCENTE Y PERSONAL ADMINISTRATIVO DE LA I.E. NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ, CON LA FINALIDAD DE DETERMINAR EL ESTADO DE CONSERVACIÓN DE SU INFRAESTRUCTURA.

Departamento : Lambayeque

Provincia : Chiclayo

Distrito : Chiclayo

Dirección : Sor Ana de los Ángeles- Urb Las Brisas

Fecha : 01/06/2021

Proyecto de tesis : Evaluación del Desempeño Sísmico Utilizando Análisis No Lineal Estático y Dinámico en la I.E. 11124 Nuestra Señora de la Paz del distrito de Chiclayo – Lambayeque

Responsable : Paredes Cruz Ariana Ivett

(MARQUE CON UNA X LA ALTERNATIVA QUE CREA CORRECTO)


- 1.- ¿Considera usted que la Institución Educativa donde trabaja es segura ante un sismo?
 - a) Si
 - b) No
 - c) No sabe
- 2.- ¿Existe un plan de mantenimiento para la infraestructura de la Institución Educativa?
 - a) Si, y se cumple
 - b) Si, se cumple a veces
 - c) Si, pero no se cumple
 - d) No existe
- 3.- ¿Cada qué periodo se realiza el mantenimiento de la infraestructura de la Institución Educativa?
 - a) Una vez al año
 - b) Dos veces al año
 - c) Tres veces al año
 - d) Nunca
- 4.- ¿Cómo califica usted el estado actual de la infraestructura de la Institución Educativa?
 - a) Bueno
 - b) Regular
 - c) Malo

Chiclayo-Lambayeque-Perú



ANEXO N° 6: PERMISO DE LA DIRECTORA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

GRED-LAM-UGEL-CHICLAYO
 INSTITUCIÓN EDUCATIVA PRIMARIA Y SECUNDARIA DE MENORES N°11124
Nuestra Señora de la Paz
 C.M. PRIM: 0702126- C.M.SECUND:1130095



“AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERÚ: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA”


LA QUE AL FINAL SUSCRIBE MAGISTER ANA MARIA DOMINGUEZ TEJADA DIRECTORA DE LA I.E. “NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ “, DE LA URB. LAS BRISAS, DE LA CIUDAD DE CHICLAYO


AUTORIZA:

A la estudiante Ariana Yvett Paredes Cruz, Identificada con DNI N.° 72431781 estudiante de la carrera de Ing. Civil Ambiental, de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, de la ciudad de Chiclayo, de realizar excavaciones para el estudio de mecánica de suelos, ensayo de pachómetro y ensayo de extracción de diamantina, con fines académicos, para realizar el Proyecto de Tesis denominado **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ DEL DISTRITO DE CHICLAYO.**


Se expide la presente autorización a solicitud de la interesada para los fines convenientes.

Chiclayo, 20 de agosto del 2021





Coordinación Académica - Área de Muestreo y Control de Calidad
 Urb. Las Brisas - Chiclayo - Lambayeque



S
O
M
O
S

L
A

E
S
C
U
E
L
A

D
E

L
A

P
A
Z

E
D
U
C
A
N
D
O

P
A
R
A

L
A

V
I
D
A

ANEXO N°7: DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS COLUMNAS CRÍTICAS DE LOS BLOQUES NO REFORZADOS Y REFORZADOS

Modulo A sin reforzar – Columnas críticas

- Columna N°14 (40x25 cm)

M3 (0°-180°)

Datos de Columna

B1:	0.85
Φ:	0.7
f _c :	127.17 kg/cm ²
f _y :	4200 kg/cm ²
Ancho:	40 cm
Peralte:	25 cm
Recubrimiento:	4 cm
Área:	1000 cm ²

M2 (90°-270°)

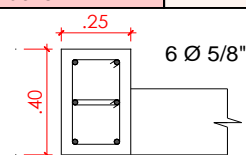
Datos de Columna

B1:	0.85
Φ:	0.7
f _c :	127.17 kg/cm ²
f _y :	4200 kg/cm ²
Ancho:	25 cm
Peralte:	40 cm
Recubrimiento:	4 cm
Área:	1000 cm ²

A

Selección de la cantidad de Acero

- Cuantía Seleccionada	1%
- Cuantía Máxima	6%
- Acero Requerido	10 cm ²
- Acero Seleccionado	# 6 Ø5/8"
- Área de Acero	11.88 cm ²



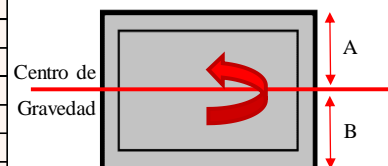
B

Cálculo del Centroide Plástico

- ✓ M3 (0°-180°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	3	Ø5/8"	5.94	5.7
Nivel 2	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 3	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 4	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	3	Ø5/8"	5.94	19.3
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			11.88	

Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	108095	12.500	1351181
Nivel 1	24297.74	5.746	139621
Nivel 2	0.00	0.000	0
Nivel 3	0.00	0.000	0
Nivel 4	0.00	0.000	0
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	24297.74	19.254	467823
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	156689.99		1958625



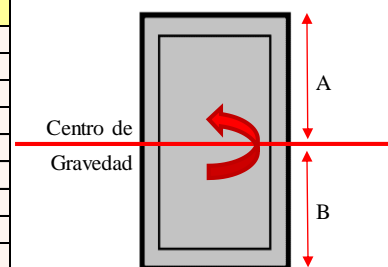
A	12.5 cm
B	12.5 cm

Centroide Plástico	12.5 cm
---------------------------	----------------

- ✓ M2 (90°-270°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	2	Ø5/8"	3.96	5.7
Nivel 2	2	Ø5/8"	3.96	20.0
Nivel 3	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 4	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	2	Ø5/8"	3.96	34.3
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			11.88	

Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	108095	20.000	2161890
Nivel 1	16198.50	5.746	93081
Nivel 2	16198.50	20.000	323970
Nivel 3	0.00	0.000	0
Nivel 4	0.00	0.000	0
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	16198.50	34.254	554859
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	156689.99		3133800



A	20.0 cm
B	20.0 cm

Centroide Plástico	20.0 cm
---------------------------	----------------

✓ M3 (0°-180°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
12.625	10.732	46401.1	667906.1	-1	46.4	6.7

Deformación Última del Concreto			0.004					
Nivel	A (cm2)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	5.94	5.75	0.002179	4358.93	4200.00	24939.61	6.75	168435.79
Nivel 2	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 5	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 6	5.94	19.25	-0.002100	-4200.00	-4200.00	-24939.61	-6.75	168435.79
Nivel 7	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Nivel 12	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	12.50	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	46401	7.13	331034.54

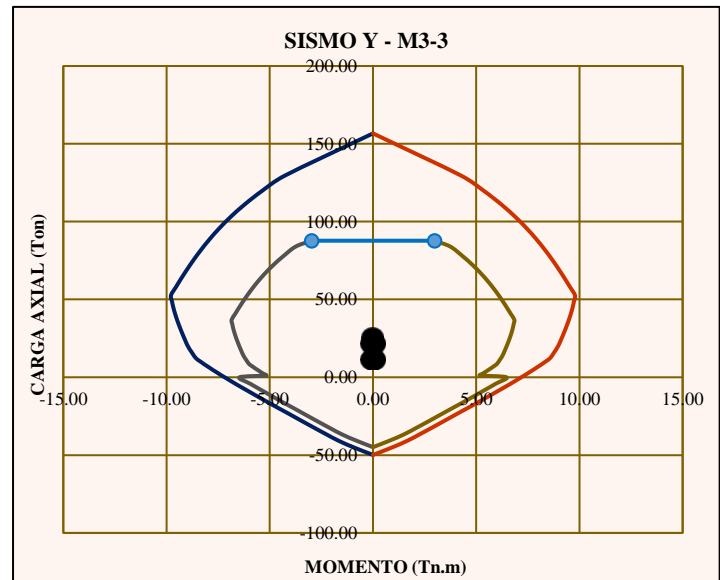
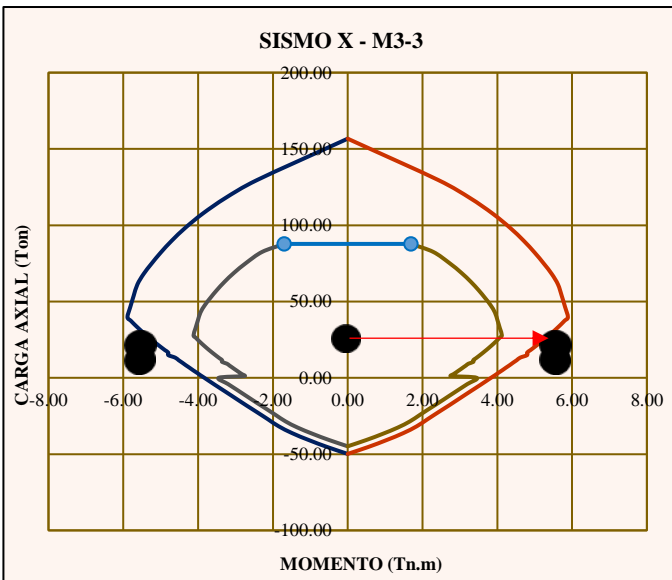
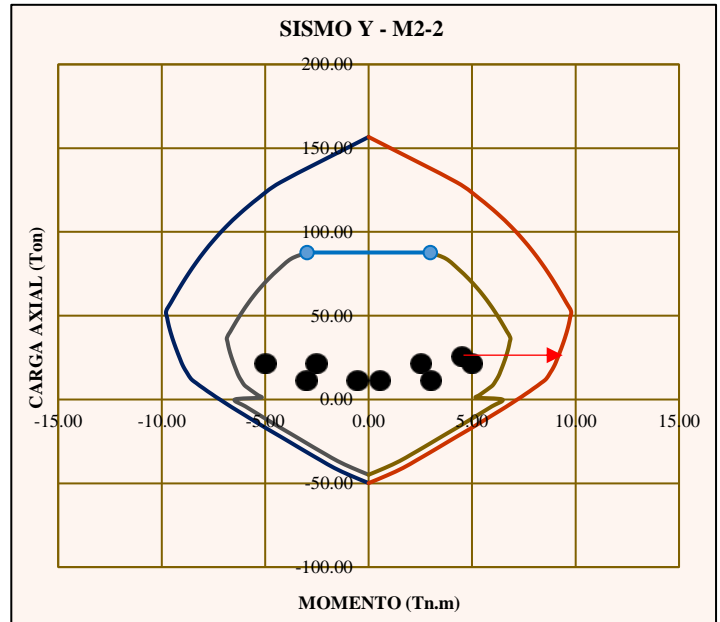
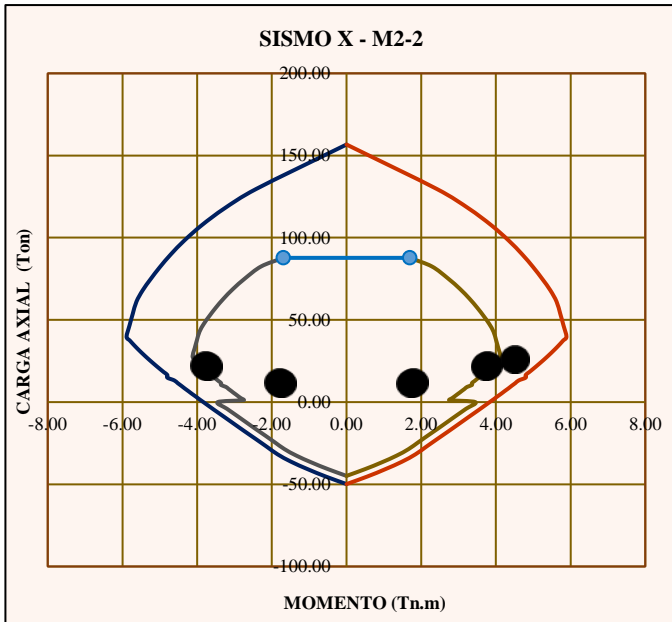
Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	156.69	0.00	87.75	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.44	129.64	2.42	87.75	1.69	-2.42	-1.69
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	39.78	5.89	27.85	4.12	-5.89	-4.12
Def,Máx del Acero	Punto #4	-2.06	18.17	4.89	12.72	3.42	-4.89	-3.42
Flexión Pura	Punto #5		0.00	3.832211	0.00	3.45	-3.83	-3.45
Tracción Pura	Punto #6	To	-49.8792	0.00	-44.89	0.00	0.00	0.00

✓ M2 (90°-270°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
22.46	19.09225215	55064.7	1013336.3	-1	55.1	10.1

Deformación Última del Concreto			0.004					
Nivel	A (cm2)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	3.96	5.75	0.002977	5953.38	4200.00	16626.41	14.25	236988.57
Nivel 2	3.96	20.00	0.000438	876.69	876.69	3470.53	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Nivel 5	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Nivel 6	3.96	34.25	-0.002100	-4200.00	-4200.00	-16626.41	-14.25	236988.57
Nivel 7	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Nivel 12	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	20.00	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	51594	10.45	539359.12

Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	156.69	0.00	87.75	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.27	129.68	4.25	87.75	2.98	-4.25	-2.98
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	52.71	9.78	36.90	6.85	-9.78	-6.85
Def,Máx del Acero	Punto #4	-2.63	18.17	8.89	12.72	6.22	-8.89	-6.22
Flexión Pura	Punto #5		0.00	7.184509	0.00	6.47	-7.18	-6.47
Tracción Pura	Punto #6	To	-49.8792	0.00	-44.89	0.00	0.00	0.00



Cargas de la columna

CARGAS											DISEÑO CAPACIDAD	
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	V2 tonf	V3 tonf
Story1	C14	65	Dead	LinStatic	-7.9089	0.0024	-0.0242	0.0000499	-0.0612	0.002	0.0024	-0.0242
Story1	C14	65	Live	LinStatic	-1.3983	0.0001	-0.0123	0	-0.0313	0.0001	0.0001	-0.0123
Story1	C14	65	Dx Dinámico	LinRespSpec	0.2538	4.0423	0.0091	0.0023	0.0231	5.5352	4.0423	0.0091
Story1	C14	65	Dy Dinámico	LinRespSpec	0.0912	0.0474	0.4197	0.0078	1.1922	0.0651	0.0474	0.4197

CM	7.9089
CV	1.3983

TABLA RESUMEN					
Caso	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
CM	7.91	0.00	-0.02	-0.06	0.00
CV	1.40	0.00	-0.01	-0.03	0.00
SXDISEÑO	0.25	4.04	0.01	0.02	5.54
SYDISEÑO	0.09	0.05	0.42	1.19	0.07

COLUMNAS DE 25 X 40

C1, C2, C8, C9, C13, C14, C18, C37

COLUMNAS CRÍTICAS

C8, C13, C9, C14

COMBINACIONES DE DISEÑO						
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	13.45	-0.14	0.00	0.00	-0.05
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	11.89	-0.09	5.54	4.05	-0.04
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	11.38	-0.14	-5.53	-4.04	-0.05
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	7.37	-0.03	5.54	4.04	-0.01
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	6.86	-0.08	-5.53	-4.04	-0.03
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	11.73	1.08	0.07	0.05	0.37
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	11.54	-1.31	-0.06	-0.04	-0.47
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	7.21	1.14	0.07	0.05	0.40
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	7.03	-1.25	-0.06	-0.05	-0.44

SISMO XX				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX (+)	U1=1.4CM+1.7CV	13.45	-0.14	0.00
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	11.89	-0.09	5.54
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	11.38	-0.14	-5.53
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	7.37	-0.03	5.54
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	6.86	-0.08	-5.53
SISMO XX (-)	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	11.89	0.09	-5.54
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	11.38	0.14	5.53
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	7.37	0.03	-5.54
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	6.86	0.08	5.53

SISMO YY				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO YY (+)	U1=1.4CM+1.7CV	13.45	-0.14	0.00
	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	11.73	1.08	0.07
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	11.54	-1.31	-0.06
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	7.21	1.14	0.07
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	7.03	-1.25	-0.06
SISMO YY (-)	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	11.73	-1.08	-0.07
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	11.54	1.31	0.06
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	7.21	-1.14	-0.07
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	7.03	1.25	0.06

Diseño por Capacidad

COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	13.45	0.00	-0.05
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	11.89	4.05	-0.04
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	11.38	-4.04	-0.05
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	7.37	4.04	-0.01
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	6.86	-4.04	-0.03
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	11.73	0.05	0.37
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	11.54	-0.04	-0.47
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	7.21	0.05	0.40
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	7.03	-0.05	-0.44

2.5*Sismo

Vu2 amplif	ϕV_c 2 (ton)	Vsreq 2	Sreq (cm)
0.00	5.50	0.00	-
10.11	5.45	5.48	39
10.10	5.43	5.50	39
10.11	5.28	5.67	38
10.10	5.27	5.69	38
0.12	5.44	0.00	-
0.12	5.43	0.00	-
0.12	5.28	0.00	-
0.12	5.27	0.00	-
4.05	5.50	0.00	-



2.5*Sismo

Vu3 amplif	ϕV_c 3 (ton)	Vsreq 3	Sreq (cm)
0.05	5.90	0.0	-
0.02	5.84	0.0	-
0.07	5.82	0.0	-
0.00	5.66	0.0	-
0.04	5.64	0.0	-
1.00	5.83	0.0	-
1.09	5.82	0.0	-
1.03	5.66	0.0	-
1.07	5.65	0.0	-

Segunda Cortante Ultima

Mn	6.07	Tn.m
Altura	3	m
Vu	4.05	Tn

Modulo B sin reforzar – Columnas criticas

- Columna N°11 (45x30 cm)

M2 (90°-270°)

Datos de Columna	
B1	0.85
Φ	0.7
f _c	134.33 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
Ancho:	45 cm
Peralte:	30 cm
Recubrimiento:	5 cm
Área	1350 cm ²

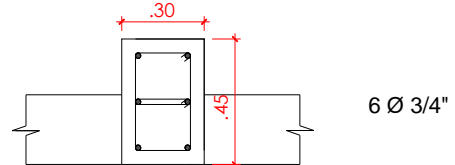
M3 (0°-180°)

Datos de Columna	
B1	0.85
Φ	0.7
f _c	134.33 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
Ancho:	30 cm
Peralte:	45 cm
Recubrimiento:	5 cm
Área	1350 cm ²

A

Selección de la cantidad de Acero

- Cuantía Seleccionada	1%
- Cuantía Máxima	6%
- Acero Requerido	14 cm ²
- Acero Seleccionado	# 6 Ø3/4"
- Área de Acero	17.10 cm ²



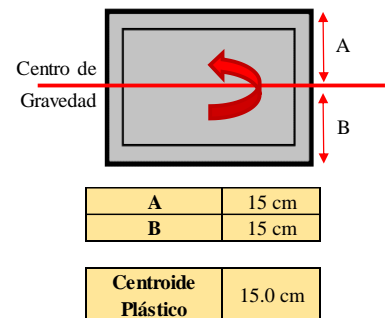
B

Cálculo del Centroide Plástico

- ✓ M2 (90°-270°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	3	Ø3/4"	8.55	6.9
Nivel 2	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 3	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 4	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	3	Ø3/4"	8.55	23.1
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			17.10	

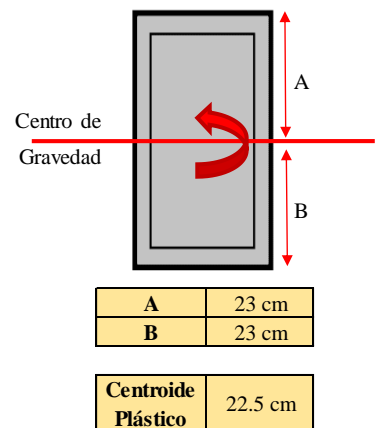
Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	154144	15.000	2312155
Nivel 1	34936.71	6.905	241238
Nivel 2	0.00	0.000	0
Nivel 3	0.00	0.000	0
Nivel 4	0.00	0.000	0
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	34936.71	23.095	806863
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	224017.10		3360256



- ✓ M3 (0°-180°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	2	Ø3/4"	5.70	6.9
Nivel 2	2	Ø3/4"	5.70	22.5
Nivel 3	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 4	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	2	Ø3/4"	5.70	38.1
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			17.10	

Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	154144	22.500	3468233
Nivel 1	23291.14	6.905	160825
Nivel 2	23291.14	22.500	524051
Nivel 3	0.00	0.000	0
Nivel 4	0.00	0.000	0
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	23291.14	38.095	887276
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	224017.10		5040385



✓ M2 (90°-270°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
30.00	25.5	182679.9	458062.1	0.4384129	182.7	4.6

Deformación Última del Concreto			0.004					
Nivel	A (cm ²)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	8.55	6.91	0.003079	6158.67	4200.00	35913.04	8.09	290715.89
Nivel 2	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 5	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 6	8.55	23.09	0.000921	1841.33	1841.33	15744.74	-8.09	-127453.61
Nivel 7	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Nivel 12	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	15.00	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	131022	2.25	294799.78

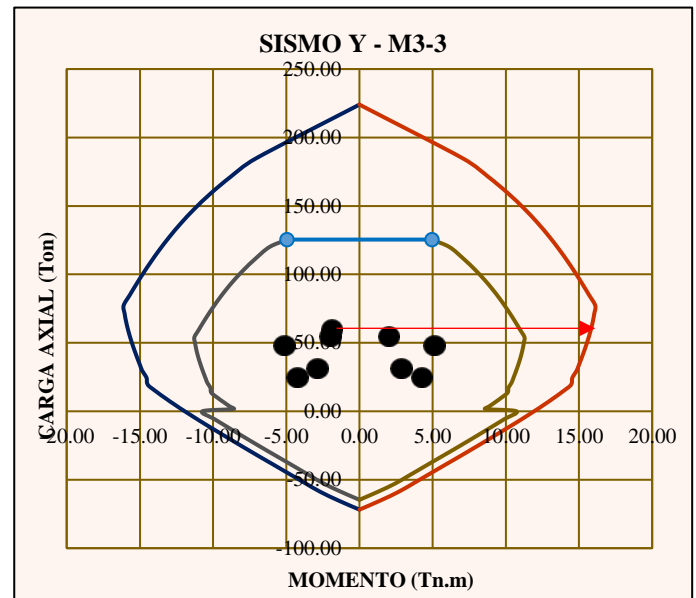
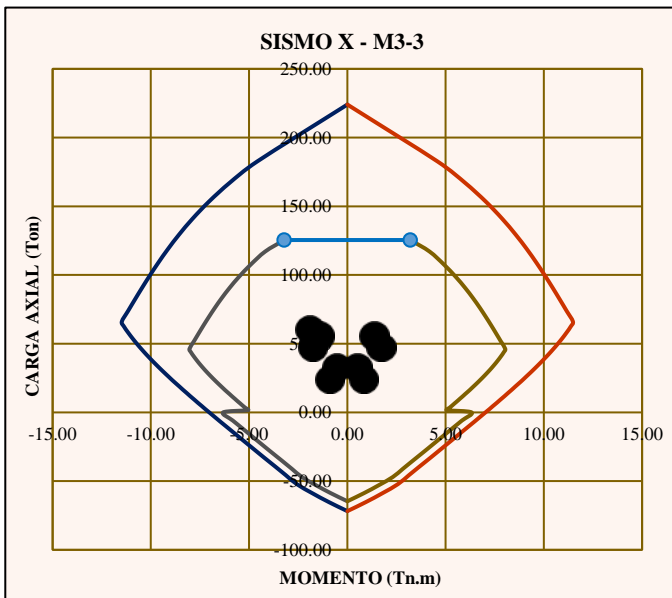
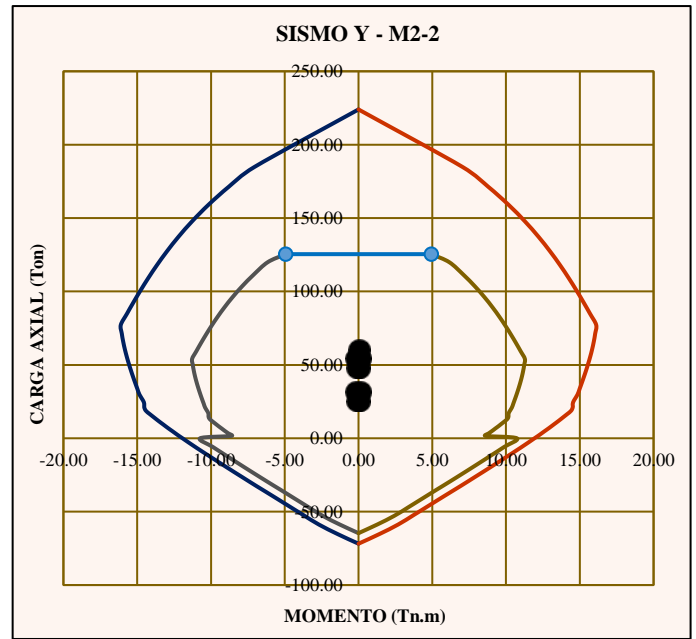
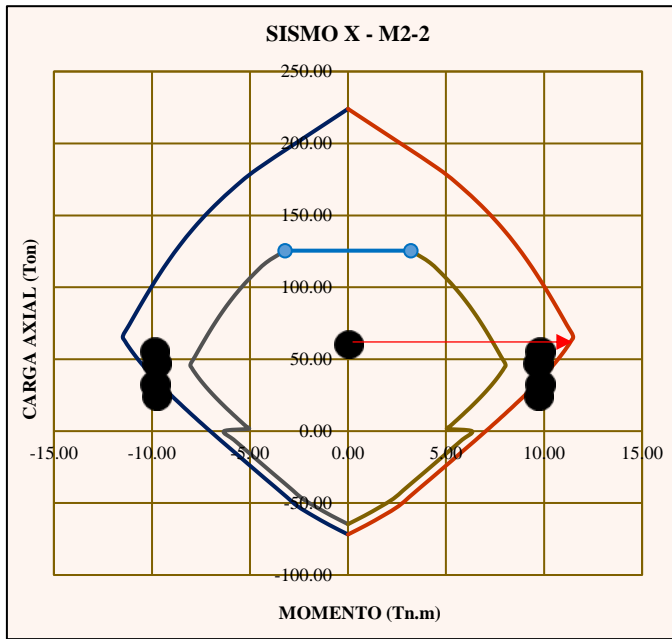
Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	224.02	0.00	125.45	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.44	182.68	4.58	125.45	3.21	-4.58	-3.21
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	66.14	11.48	46.30	8.03	-11.48	-8.03
Def. M _{ax} del Acero	Punto #4	-2.64	25.91	9.09	18.13	6.36	-9.09	-6.36
Flexión Pura	Punto #5		0.00	7.027393	0.00	6.32	-7.03	-6.32
Tracción Pura	Punto #6	To	-71.8261	0.00	-64.64	0.00	0.00	0.00

✓ M3 (0°-180°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
2.37	2.0124662	-64932.5	148168.0	-28.74301	-64.9	1.5

Deformación Última del Concreto			0.004					
Nivel	A (cm ²)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	5.70	6.91	-0.007666	-15331.58	-4200.00	-23942.02	15.59	-373375.78
Nivel 2	5.70	22.50	-0.034013	-68026.12	-4200.00	-23942.02	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Nivel 5	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Nivel 6	5.70	38.09	-0.060360	-120720.66	-4200.00	-23942.02	-15.59	373375.78
Nivel 7	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Nivel 12	0.00	0.00	0.004000	8000.00	4200.00	0.00	22.50	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	6894	21.49	148167.97

Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	224.02	0.00	125.45	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.29	184.76	7.06	125.45	4.95	-7.06	-4.95
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	77.26	16.11	54.08	11.28	-16.11	-11.28
Def. M _{ax} del Acero	Punto #4	-2.72	25.91	14.61	18.13	10.23	-14.61	-10.23
Flexión Pura	Punto #5		0.00	11.929428	0.00	10.74	-11.93	-10.74
Tracción Pura	Punto #6	To	-71.8261	0.00	-64.64	0.00	0.00	0.00



Cargas de la columna

CARGAS DE COLUMNA											DISEÑO CAPACIDAD	
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	V2 tonf	V3 tonf
Story1	C11	6	Dead	LinStatic	-31.435	-0.7711	0.0468	0.0002	0.0423	-0.7658	-0.7711	0.0468
Story1	C11	6	Live	LinStatic	-9.5264	-0.5075	-0.0015	0	-0.0014	-0.4851	-0.5075	-0.0015
Story1	C11	6	Dx Dinámico	LinRespSpec	4.3606	0.1163	6.5341	0.0124	9.7791	0.1778	0.1163	6.5341
Story1	C11	6	Dy Dinámico	LinRespSpec	3.2467	2.3279	0.0778	0.0194	0.1201	3.5604	2.3279	0.0778

CM	31.435
CV	9.5264

TABLA RESUMEN					
Caso	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
CM	31.44	-0.77	0.05	0.04	-0.77
CV	9.53	-0.51	0.00	0.00	-0.49
SXDISEÑO	4.36	0.12	6.53	9.78	0.18
SYDISEÑO	3.25	2.33	0.08	0.12	3.56

COLUMNAS DE 30 X 45

C6, C7, C11, C12

COLUMNAS CRÍTICAS

TODAS

COMBINACIONES DE DISEÑO						
		P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
	U1=1.4CM+1.7CV	60.20	0.06	-1.90	-1.94	0.06
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	55.56	9.83	-1.39	-1.48	6.59
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	46.84	-9.73	-1.74	-1.71	-6.48
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	32.65	9.82	-0.51	-0.58	6.58
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	23.93	-9.74	-0.87	-0.81	-6.49
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	54.45	0.17	2.00	0.73	0.13
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	47.96	-0.07	-5.12	-3.93	-0.02
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	31.54	0.16	2.87	1.63	0.12
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	25.04	-0.08	-4.25	-3.02	-0.04

SISMO XX				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
	U1=1.4CM+1.7CV	60.20	0.06	-1.90
SISMO XX (+)	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	55.56	9.83	-1.39
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	46.84	-9.73	-1.74
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	32.65	9.82	-0.51
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	23.93	-9.74	-0.87
SISMO XX (-)	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	55.56	-9.83	1.39
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	46.84	9.73	1.74
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	32.65	-9.82	0.51
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	23.93	9.74	0.87

SISMO YY				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
	U1=1.4CM+1.7CV	60.20	0.06	-1.90
SISMO YY (+)	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	54.45	0.17	2.00
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	47.96	-0.07	-5.12
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	31.54	0.16	2.87
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	25.04	-0.08	-4.25
SISMO YY (-)	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	54.45	-0.17	-2.00
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	47.96	0.07	5.12
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	31.54	-0.16	-2.87
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	25.04	0.08	4.25

Diseño por Capacidad

COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
	U1=1.4CM+1.7CV	60.20	-1.94	0.06
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	55.56	-1.48	6.59
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	46.84	-1.71	-6.48
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	32.65	-0.58	6.58
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	23.93	-0.81	-6.49
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	54.45	0.73	0.13
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	47.96	-3.93	-0.02
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	31.54	1.63	0.12
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	25.04	-3.02	-0.04

2.5*Sismo

Vu2 amplif	ϕVc 2 (ton)	Vsreq 2	Sreq (cm)
1.94	9.11	0.00	-
1.31	8.94	0.00	-
1.89	8.62	0.00	-
0.40	8.10	0.00	-
0.98	7.79	0.00	-
4.22	8.90	0.00	-
7.42	8.66	0.00	-
5.13	8.06	0.00	-
6.51	7.83	0.00	-

2.5*Sismo

Vu3 amplif	ϕVc 3 (ton)	Vsreq 3	Sreq (cm)
0.06	9.72	0.0	-
16.39	9.54	8.1	30
16.28	9.20	8.3	29
16.38	8.64	9.1	26
16.29	8.30	9.4	25
0.25	9.49	0.0	-
0.14	9.24	0.0	-
0.24	8.60	0.0	-
0.15	8.35	0.0	-
10.95	9.72	1.5	164

Segunda Cortante Ultima

Mn	16.43	Tn.m
Altura	3	m
Vu	10.95	Tn

Modulo A Reforzado

- Columna T encamisada N°6

M2 (90°-270°)

Datos de Columna	
B1	0.85
Φ	0.7
f _c	280.00 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
hf	20 cm
bf	120 cm
bw	40 cm
hw	35 cm
bf'	40 cm
Recubrimiento:	6 cm
Área	3800 cm ²

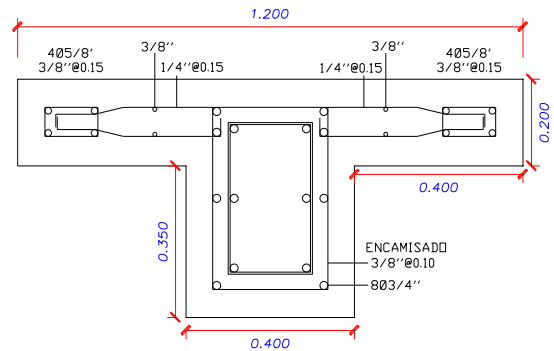
M3 (0°-180°)

Datos de Columna	
B1	0.85
Φ	0.7
f _c	280.00 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
hf	20 cm
bf	120 cm
bw	40 cm
hw	35 cm
Recubrimiento:	6 cm
Área	3800 cm ²

A

Selección de la cantidad de Acero

- Cuantía Seleccionada	1.5%
- Cuantía Máxima	6%
- Acero Requerido	57 cm ²
- Acero Seleccionado	# 14 Ø3/4"
- Acero Seleccionado (Nucleos)	# 8 Ø5/8"
- Acero Seleccionado (Alma)	# 4 Ø3/8"
- Área de Acero	58.59 cm ²



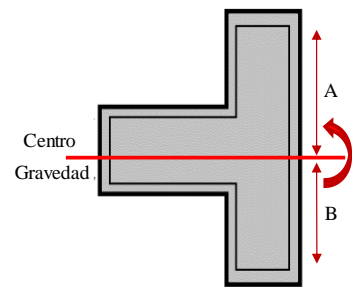
B

Cálculo del Centroide Plástico

✓ M2 (90°-270°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	2	Ø5/8"	3.96	7.30
Nivel 2	2	Ø5/8"	3.96	18.30
Nivel 3	2	Ø3/8"	1.43	32.60
Nivel 4	4	Ø3/4"	11.40	47.30
Nivel 5	3	Ø3/4"	8.55	51.40
Nivel 6	3	Ø3/4"	8.55	68.60
Nivel 7	4	Ø3/4"	11.40	72.70
Nivel 8	2	Ø3/8"	1.43	87.40
Nivel 9	2	Ø5/8"	3.96	101.70
Nivel 10	2	Ø5/8"	3.96	112.70
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			58.59	

Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	904400	60.000	54264000
Nivel 1	15684.24	7.300	114495
Nivel 2	15684.24	18.300	287022
Nivel 3	5646.33	32.600	184070
Nivel 4	45170.62	47.300	2136570
Nivel 5	33877.96	51.400	1741327
Nivel 6	33877.96	68.600	2324028
Nivel 7	45170.62	72.700	3283904
Nivel 8	5646.33	87.400	493489
Nivel 9	15684.24	101.700	1595087
Nivel 10	15684.24	112.700	1767614
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	1136526.79		68191607



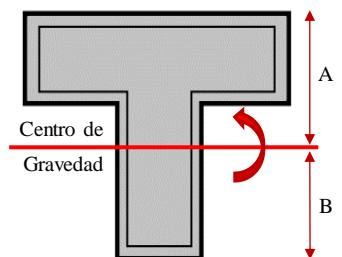
A	60 cm
B	60 cm

Centroide Plástico	60 cm
---------------------------	-------

✓ M3 (0°-180°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	4	Ø5/8"	7.92	7.3
Nivel 2	2	Ø3/4"	5.70	7.3
Nivel 3	2	Ø3/8"	1.43	7.3
Nivel 4	2	Ø3/4"	5.70	11.4
Nivel 5	2	Ø3/8"	1.43	12.4
Nivel 6	2	Ø3/4"	5.70	12.4
Nivel 7	4	Ø5/8"	7.92	12.4
Nivel 8	2	Ø3/4"	5.70	27.5
Nivel 9	2	Ø3/4"	5.70	27.5
Nivel 10	2	Ø3/4"	5.70	43.6
Nivel 11	2	Ø3/4"	5.70	47.6
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			58.59	

Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	904400	20.132	18207000
Nivel 1	31368.49	7.300	228990
Nivel 2	22585.31	7.300	164873
Nivel 3	5646.33	7.300	41218
Nivel 4	22585.31	11.400	257473
Nivel 5	5646.33	12.400	70014
Nivel 6	22585.31	12.400	280058
Nivel 7	31368.49	12.400	388969
Nivel 8	22585.31	27.500	621096
Nivel 9	22585.31	27.500	621096
Nivel 10	22585.31	43.600	984719
Nivel 11	22585.31	47.600	1075061
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	1136526.79		22940567



A	20 cm
B	35 cm

Centroide Plástico	20 cm
---------------------------	-------

✓ M2 (90°-270°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
66.29	56.35	432717.4	13762522.9	-1.000	432.7	137.6

Deformación Última del Concreto			0.003					
Nivel	A (cm ²)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	3.96	7.30	0.002670	5339.31	4200.00	16626.41	52.70	876211.58
Nivel 2	3.96	18.30	0.002172	4343.74	4200.00	16626.41	41.70	693321.12
Nivel 3	1.43	32.60	0.001525	3049.51	3049.51	4345.92	27.40	119078.26
Nivel 4	11.40	47.30	0.000860	1719.08	1719.08	19599.14	12.70	248909.04
Nivel 5	8.55	51.40	0.000674	1348.00	1348.00	11526.40	8.60	99127.08
Nivel 6	8.55	68.60	-0.000104	-208.70	-208.70	-1784.50	-8.60	15346.69
Nivel 7	11.40	72.70	-0.000290	-579.77	-579.77	-6609.93	-12.70	83946.10
Nivel 8	1.43	87.40	-0.000955	-1910.20	-1910.20	-2722.27	-27.40	74590.22
Nivel 9	3.96	101.70	-0.001602	-3204.44	-3204.44	-12685.30	-41.70	528977.03
Nivel 10	3.96	112.70	-0.002100	-4200.00	-4200.00	-16626.41	-52.70	876211.58
Nivel 11	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	60.00	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	190400.00	40.00	7616000.00
Cc #2	-	-	-	-	-	214021.50	11.83	2530804.24
Cc #3	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00

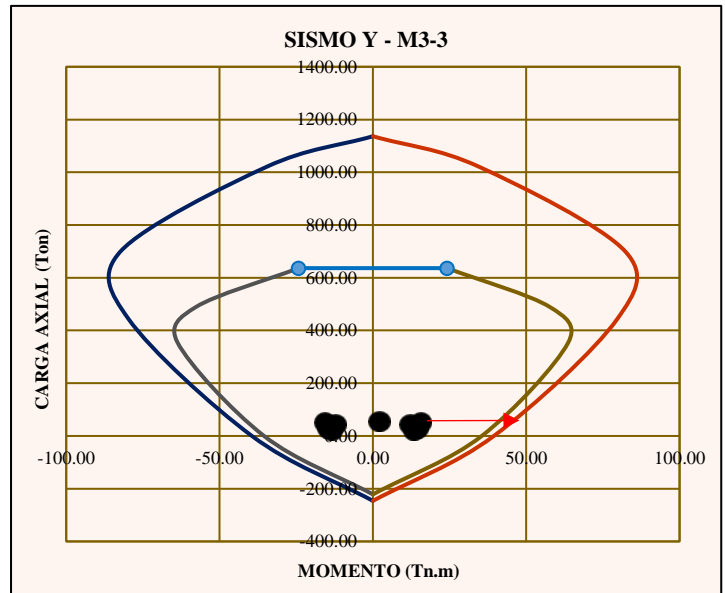
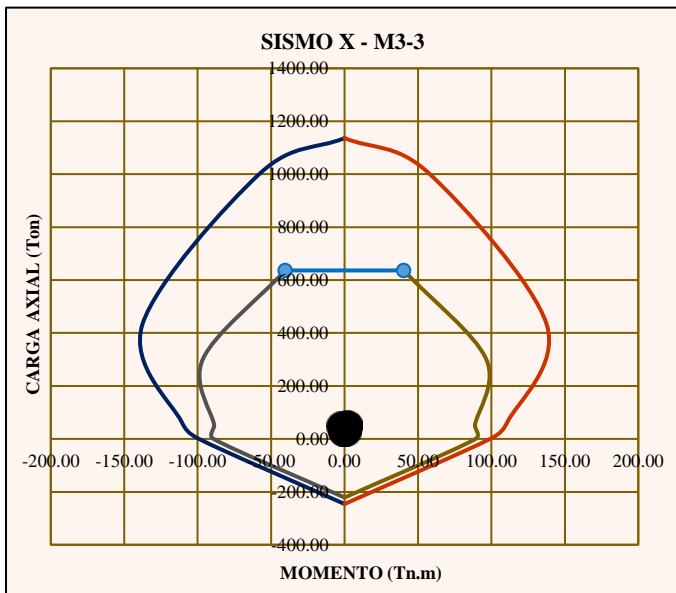
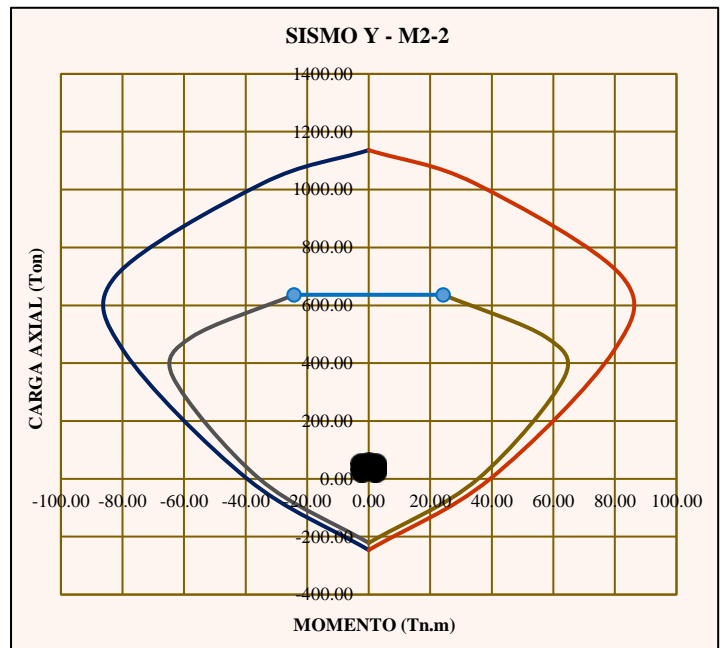
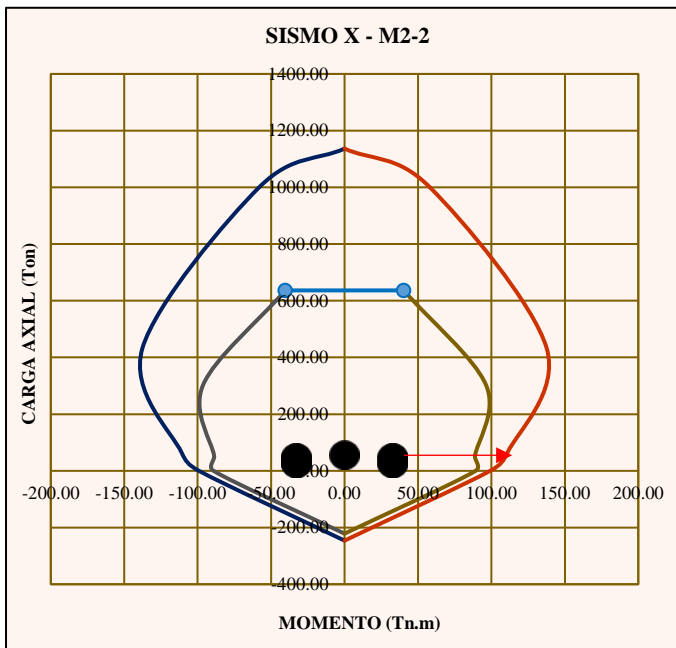
Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	1136.53	0.00	636.46	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.09	1002.64	57.62	636.46	40.34	-57.62	-40.34
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	432.72	137.63	302.90	96.34	-137.63	-96.34
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	64.70	110.97	51.76	88.78	-110.97	-88.78
Flexión Pura	Punto #5		0.00	99.13	0.00	89.22	-99.13	-89.22
Tracción Pura	Punto #6	To	-246.0708	0.00	-221.46	0.00	0.00	0.00

✓ M3 (0°-180°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
28.00	23.8	699343.8	8232815.4	-1	699.3	82.3

Deformación Última del Concreto			0.003					
Nivel	A (cm ²)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	7.92	7.30	0.002218	4435.71	4200.00	33252.81	12.88	428455.86
Nivel 2	5.70	7.30	0.002218	4435.71	4200.00	23942.02	12.88	308488.22
Nivel 3	1.43	7.30	0.002218	4435.71	4200.00	5985.51	12.88	77122.05
Nivel 4	5.70	11.40	0.001779	3557.14	3557.14	20277.43	8.78	178133.18
Nivel 5	1.43	12.40	0.001671	3342.86	3342.86	4763.97	7.78	37086.59
Nivel 6	5.70	12.40	0.001671	3342.86	3342.86	19055.90	7.78	148346.37
Nivel 7	7.92	12.40	0.001671	3342.86	3342.86	26466.52	7.78	206036.62
Nivel 8	5.70	27.50	0.000054	107.14	107.14	610.77	-7.32	-4467.87
Nivel 9	5.70	27.50	0.000054	107.14	107.14	610.77	-7.32	-4467.87
Nivel 10	5.70	43.60	-0.001671	-3342.86	-3342.86	-19055.90	-23.42	446197.61
Nivel 11	5.70	47.60	-0.002100	-4200.00	-4200.00	-23942.02	-27.42	656375.36
Cc #1	-	-	-	-	-	571200.00	10.18	5817558.36
Cc #2	-	-	-	-	-	36176.00	-1.72	-62049.04

Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	1136.53	0.00	636.46	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.19	1020.93	34.61	636.46	24.23	-34.61	-24.23
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	699.34	82.33	489.54	57.63	-82.33	-57.63
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	441.72	79.57	353.38	63.66	-79.57	-63.66
Flexión Pura	Punto #5		0.00	39.44	0.00	35.50	-39.44	-35.50
Tracción Pura	Punto #6	To	-246.0708	0.00	-221.46	0.00	0.00	0.00



Cargas de la columna

CARGAS DE COLUMNA											DISEÑO CAPACIDAD	
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	V2	V3
				m								
Story1	C6	2	Dead	LinStatic	-29.561	0.3137	0.0657	0.0006	0.0932	0.7115	0.3137	0.0657
Story1	C6	2	Live	LinStatic	-8.6218	0.5243	-0.0038	0	-0.003	0.6724	0.5243	-0.0038
Story1	C6	2	Dx Dinámico	LinRespSpec	0.6942	0.3167	11.8537	0.0277	32.9474	0.5945	0.3167	11.8537
Story1	C6	2	Dy Dinámico	LinRespSpec	4.649	6.2261	0.8032	0.08	2.2411	13.9558	6.2261	0.8032

CM	29.561
CV	8.6218

TABLA RESUMEN					
Caso	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
CM	29.56	0.31	0.07	0.09	0.71
CV	8.62	0.52	0.00	0.00	0.67
SX DISEÑO	0.69	0.32	11.85	32.95	0.59
SY DISEÑO	4.65	6.23	0.80	2.24	13.96

COL C6, C7, C11,
C12, C16, C17

COMBINACIONES DE DISEÑO						
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	56.04	0.13	2.14	1.33	0.09
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	48.42	33.06	2.32	1.36	11.93
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	47.03	-32.83	1.14	0.73	-11.78
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	27.30	33.03	1.23	0.60	11.91
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	25.91	-32.86	0.05	-0.03	-11.79
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	52.38	2.35	15.69	7.27	0.88
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	43.08	-2.13	-12.23	-5.18	-0.73
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	31.25	2.32	14.60	6.51	0.86
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	21.96	-2.16	-13.32	-5.94	-0.74

SISMO XX				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX (+)	U1=1.4CM+1.7CV	56.04	0.13	2.14
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	48.42	33.06	2.32
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	47.03	-32.83	1.14
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	27.30	33.03	1.23
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	25.91	-32.86	0.05
SISMO XX (-)	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	48.42	-33.06	-2.32
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	47.03	32.83	-1.14
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	27.30	-33.03	-1.23
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	25.91	32.86	-0.05

SISMO YY				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO YY (+)	U1=1.4CM+1.7CV	56.04	0.13	2.14
	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	52.38	2.35	15.69
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	43.08	-2.13	-12.23
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	31.25	2.32	14.60
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	21.96	-2.16	-13.32
SISMO YY (-)	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	52.38	-2.35	-15.69
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	43.08	2.13	12.23
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	31.25	-2.32	-14.60
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	21.96	2.16	13.32

Diseño por cortante

Para el refuerzo transversal se usaran aceros de 3/8", el espaciamiento no debe exceder al menor

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (2009)	15.9 cm
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (2019)	12.7 cm
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde	20 cm
- 25 cm	25 cm
Se Seleccionara	15 cm

Diseño por Capacidad

DIRECCIÓN	PLACA	e (m)	Lm (m)	Hm (m)	Hm/Lm	Vua (ton)	Mua (ton-m)
X	PL	0.2	1.20	6.00	Esbelto	11.93	33.06
Y	PL	0.2	1.20	6.00	Esbelto	7.27	15.69

Mn (ton-m)	Vud (ton)	αc	Acw (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)	Smax (m)	ph
137.50	49.62	0.53	1920	17.03	41.35	0.15	0.00513
57.50	26.66	0.53	1920	17.03	14.34	0.40	0.00178

			db=Ø1/4"	db=Ø3/8"		
Acw(0.27*210^0.5)	pv	As H (cm ² /m)	Sh (cm)	As V (cm ² /m)	Sv (cm)	
8.67	0.0025	10.26	0.05	5.00	0.15	
8.67	0.0034	3.56	0.20	6.80	0.20	

$$V_s = \frac{V_{ud}}{\phi} - V_c$$

$$V_c = A_{cw}(\alpha c \sqrt{f'c})$$

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

$$\rho_h = \frac{V_s}{F_y * t * d}$$

$$s = \frac{2 * A_{sb}}{A_{sreq}}$$

$$s = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

- Columna L diseñada N°1

M2 (90°-270°)

Datos de Columna	
B1	0.85
Φ	0.7
f _c	210.00 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
hf	25 cm
bf	40 cm
bw	20 cm
hw	35 cm
bf'	20 cm
Recubrimiento:	4 cm
Área	1700 cm ²

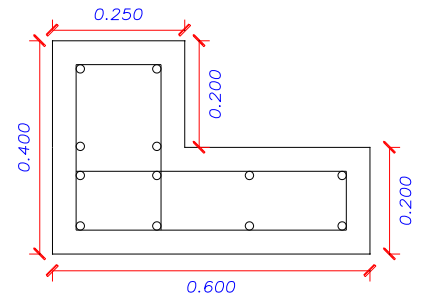
M3 (0°-180°)

Datos de Columna	
B1	0.85
Φ	0.7
f _c	210.00 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
hf	25 cm
bf	40 cm
bw	20 cm
hw	35 cm
bf'	20 cm
Recubrimiento:	4 cm
Área	1700 cm ²

A

Selección de la cantidad de Acero

- Cuantía Seleccionada	1.0%
- Cuantía Máxima	6%
- Acero Requerido	17 cm ²
- Acero Seleccionado	# 12 Ø5/8"
- Área de Acero	23.75 cm ²



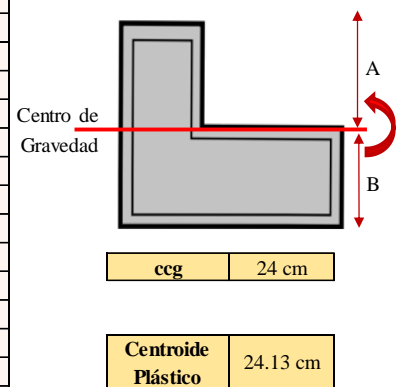
B

Cálculo del Centroide Plástico

- ✓ M2 (90°-270°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	2	Ø5/8"	3.96	5.30
Nivel 2	2	Ø5/8"	3.96	19.80
Nivel 3	4	Ø5/8"	7.92	25.30
Nivel 4	4	Ø5/8"	7.92	34.70
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			23.75	

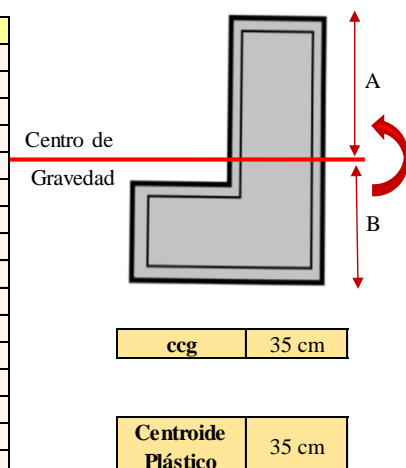
Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	303450	24.118	7318500
Nivel 1	15919.78	5.300	84375
Nivel 2	15919.78	19.800	315212
Nivel 3	31839.57	25.300	805541
Nivel 4	31839.57	34.700	1104833
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	0.00	0.000	0
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	398968.70		9628461



- ✓ M3 (0°-180°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	2	Ø5/8"	3.96	5.3
Nivel 2	2	Ø5/8"	3.96	22.8
Nivel 3	4	Ø5/8"	7.92	40.3
Nivel 4	4	Ø5/8"	7.92	54.7
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			23.75	

Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	303450	35.147	10665375
Nivel 1	15919.78	5.300	84375
Nivel 2	15919.78	22.800	362971
Nivel 3	31839.57	40.300	1283135
Nivel 4	31839.57	54.700	1741624
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	0.00	0.000	0
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	398968.70		14137480



✓ M2 (90°-270°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
11.63	9.88948673	-34894.4	1239134.9	-2.832	-34.9	12.4

Deformación Última del Concreto			0.003					
Nivel	A (cm2)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	3.96	5.30	0.001633	3266.79	3266.79	12932.15	18.83	243556.10
Nivel 2	3.96	19.80	-0.002105	-4210.84	-4200.00	-16626.41	4.33	-72048.42
Nivel 3	7.92	25.30	-0.003524	-7047.19	-4200.00	-33252.81	-1.17	38793.62
Nivel 4	7.92	34.70	-0.005947	-11894.76	-4200.00	-33252.81	-10.57	351370.04
Nivel 5	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.13	0.00
Nivel 6	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.13	0.00
Nivel 7	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.13	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.13	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.13	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.13	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.13	0.00
Nivel 12	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.13	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	35305.47	19.19	677463.55
Cc #2	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00

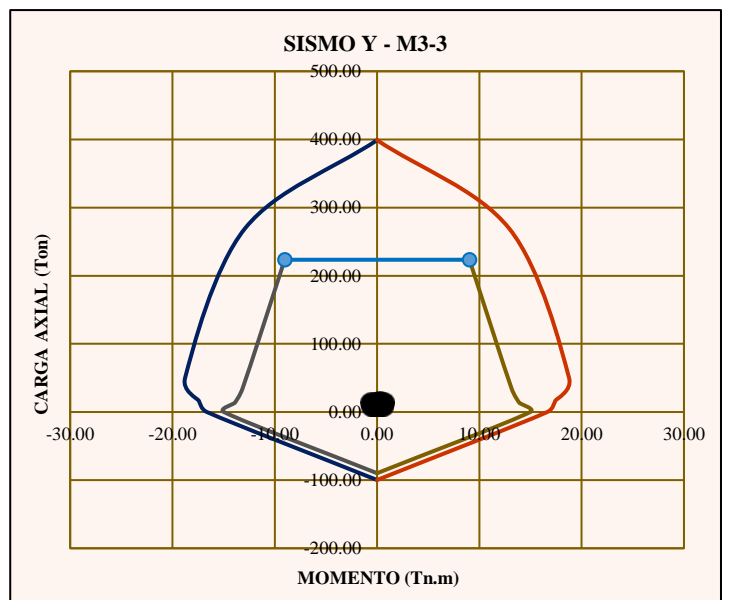
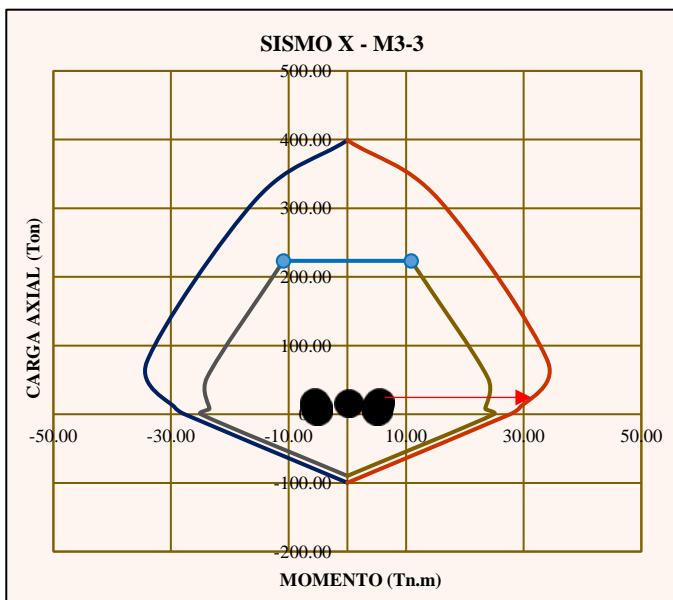
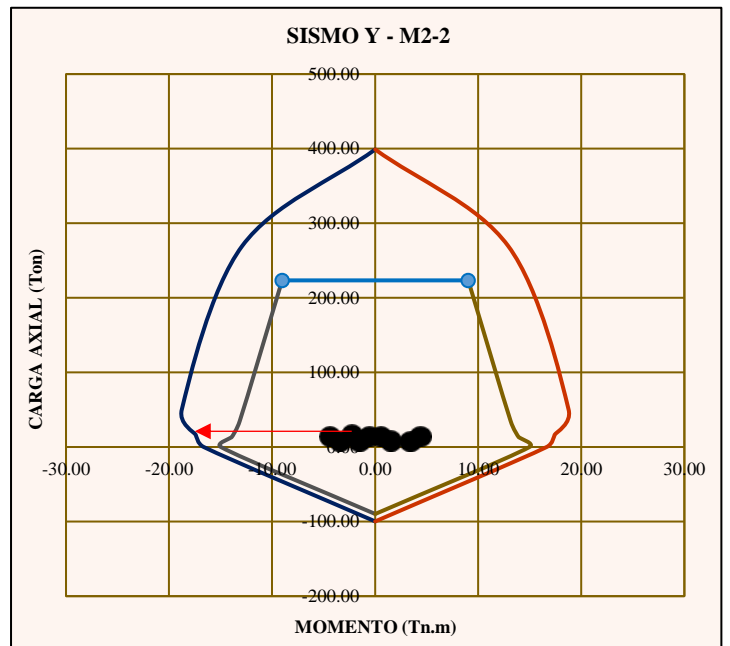
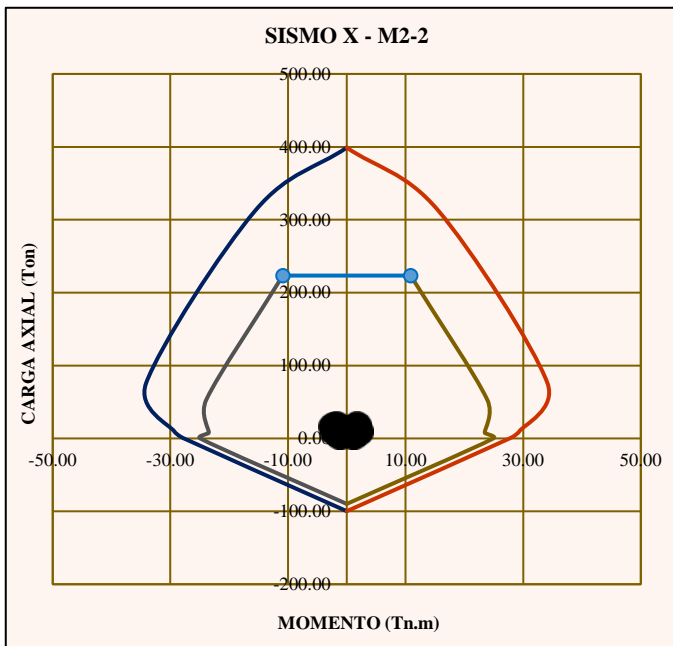
Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	398.97	0.00	223.42	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.19	312.96	15.52	223.42	10.86	-15.52	-10.86
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	75.94	34.12	53.16	23.88	-34.12	-23.88
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	9.72	29.33	7.77	23.46	-29.33	-23.46
Flexión Pura	Punto #5	-2.832	0.00	27.69	0.00	24.92	-27.69	-24.92
Tracción Pura	Punto #6	To	-99.7584	0.00	-89.78	0.00	0.00	0.00

✓ M3 (0°-180°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
20.51	17.435625	25278.5	3348731.7	-2.380952	25.3	33.5

Deformación Última del Concreto			0.003					
Nivel	A (cm2)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	3.96	5.30	0.002225	4449.73	4200.00	16626.41	30.14	501037.73
Nivel 2	3.96	22.80	-0.000335	-669.10	-669.10	-2648.76	12.64	-33467.26
Nivel 3	7.92	40.30	-0.002894	-5787.93	-4200.00	-33252.81	-4.86	161772.94
Nivel 4	7.92	54.70	-0.005000	-10000.00	-4200.00	-33252.81	-19.26	640613.42
Nivel 5	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	35.44	0.00
Nivel 6	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	35.44	0.00
Nivel 7	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	35.44	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	35.44	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	35.44	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	35.44	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	35.44	0.00
Nivel 12	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	35.44	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	77806.48	26.72	2078774.88
Cc #2	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00

Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	398.97	0.00	223.42	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.13	269.57	12.90	223.42	9.03	-12.90	-9.03
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	49.90	18.77	34.93	13.14	-18.77	-13.14
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	16.37	17.41	13.09	13.93	-17.41	-13.93
Flexión Pura	Punto #5	0.00	0.00	16.64	0.00	14.97	-16.64	-14.97
Tracción Pura	Punto #6	To	-99.7584	0.00	-89.78	0.00	0.00	0.00



Cargas de la columna

CARGAS DE COLUMNA											DISEÑO CAPACIDAD	
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	V2 tonf	V3 tonf
Story1	C1	59	Dead	LinStatic	-8.8535	0.1992	-1.193	0.0001	-1.0487	0.1769	0.1992	-1.193
Story1	C1	59	Live	LinStatic	-2.2892	0.0023	-0.5456	0	-0.4767	0.0021	0.0023	-0.5456
Story1	C1	59	Dx Dinámico	LinRespSpec	4.0253	2.2607	0.0665	0.0061	0.1514	5.2318	2.2607	0.0665
Story1	C1	59	Dy Dinámico	LinRespSpec	0.2796	0.1511	0.858	0.0175	2.4811	0.3532	0.1511	0.858

CM	8.8535
CV	2.2892

TABLA RESUMEN					
Caso	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
CM	8.85	0.20	-1.19	-1.05	0.18
CV	2.29	0.00	-0.55	-0.48	0.00
SXDISEÑO	4.03	2.26	0.07	0.15	5.23
SYDISEÑO	0.28	0.15	0.86	2.48	0.35

COL C1. C37

COMBINACIONES DE DISEÑO						
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	16.29	-2.28	0.25	0.28	-2.60
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	17.95	-1.76	5.46	2.51	-2.11
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	9.90	-2.06	-5.01	-2.01	-2.24
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	11.99	-0.79	5.39	2.44	-1.01
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	3.94	-1.10	-5.07	-2.08	-1.14
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	14.21	0.57	0.58	0.40	-1.32
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	13.65	-4.39	-0.13	0.10	-3.03
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	8.25	1.54	0.51	0.33	-0.22
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	7.69	-3.42	-0.19	0.03	-1.93

SISMO XX				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX (+)	U1=1.4CM+1.7CV	16.29	-2.28	0.25
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	17.95	-1.76	5.46
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	9.90	-2.06	-5.01
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	11.99	-0.79	5.39
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	3.94	-1.10	-5.07
SISMO XX (-)	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	17.95	1.76	-5.46
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	9.90	2.06	5.01
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	11.99	0.79	-5.39
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	3.94	1.10	5.07

SISMO YY				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO YY (+)	U1=1.4CM+1.7CV	16.29	-2.28	0.25
	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	14.21	0.57	0.58
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	13.65	-4.39	-0.13
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	8.25	1.54	0.51
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	7.69	-3.42	-0.19
SISMO YY (-)	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	14.21	-0.57	-0.58
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	13.65	4.39	0.13
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	8.25	-1.54	-0.51
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	7.69	3.42	0.19

Diseño por cortante

Longitud de Confinamiento		Espaciamiento de Estribos		Espaciamiento fuerza de la zona de confinamiento	
- 1/6 la luz de entre piso	50 cm	- 8 veces db	13 cm	- 16 veces db	25 cm
- La mayor dimensión	60 cm	- Mitad de menor dimensión	10 cm	- 12 veces db	19 cm
- 0.50 metros	50 cm	- 10 cm	10 cm	- 48 veces diámetro estribo	46 cm
SELECCIONADO	60	SELECCIONADO	10	- La menor dimensión	20 cm
				- 30 cm	30 cm
				SELECCIONADO	19
					20 cm

Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento	20 cm
Separación máxima en el nudo no debe ser mayor que	15 cm

Selección:	Estribos de 3/8"
Distribución	1@0.05, 6@10, Resto cada 20 cm

Diseño por capacidad

COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	16.29	0.28	-2.60
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	17.95	2.51	-2.11
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	9.90	-2.01	-2.24
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	11.99	2.44	-1.01
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	3.94	-2.08	-1.14
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	14.21	0.40	-1.32
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	13.65	0.10	-3.03
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	8.25	0.33	-0.22
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	7.69	0.03	-1.93

2.5*Sismo

Vu2 amplif	φVc 2 (ton)	Vsreq 2	Sreq (cm)
0.28	9.19	0.00	-
5.90	9.25	0.00	-
5.40	8.96	0.00	-
5.83	9.04	0.00	-
5.47	8.74	0.00	-
0.63	9.12	0.00	-
0.13	9.10	0.00	-
0.56	8.90	0.00	-
0.20	8.88	0.00	-

2.5*Sismo

Vu3 amplif	φVc 3 (ton)	Vsreq 3	Sreq (cm)
2.60	7.39	0.0	-
2.01	7.43	0.0	-
2.34	7.20	0.0	-
0.91	7.26	0.0	-
1.24	7.03	0.0	-
0.03	7.33	0.0	-
4.32	7.31	0.0	-
1.07	7.15	0.0	-
3.22	7.14	0.0	-

Modulo B reforzado

- Columna T diseñada N°8

M2 (90°-270°)

Datos de Columna

B1	0.85
Φ	0.7
f _c	210.00 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
hf	20 cm
bf	90 cm
bw	25 cm
hw	20 cm
bf'	33 cm
Recubrimiento:	4 cm
Área	2300 cm ²

M3 (0°-180°)

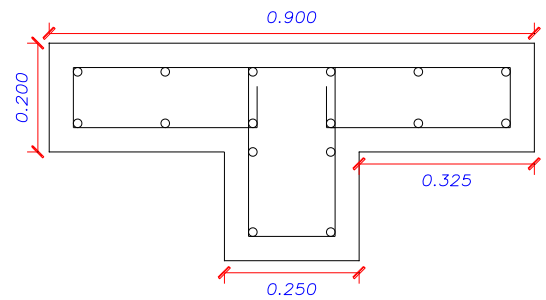
Datos de Columna

B1	0.85
Φ	0.7
f _c	210.00 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
hf	20 cm
bf	90 cm
bw	25 cm
hw	20 cm
Recubrimiento:	4 cm
Área	2300 cm ²

A

Selección de la cantidad de Acero

- Cuantía Seleccionada	1.0%
- Cuantía Máxima	6%
- Acero Requerido	23 cm ²
- Acero Seleccionado	# 16 Ø5/8"
- Área de Acero	31.67 cm ²



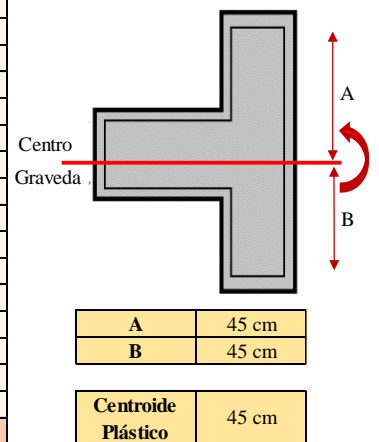
B

Cálculo del Centroide Plástico

- ✓ M2 (90°-270°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	2	Ø5/8"	3.96	5.30
Nivel 2	2	Ø5/8"	3.96	21.50
Nivel 3	4	Ø5/8"	7.92	37.80
Nivel 4	4	Ø5/8"	7.92	52.20
Nivel 5	2	Ø5/8"	3.96	68.50
Nivel 6	2	Ø5/8"	3.96	84.70
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			31.67	

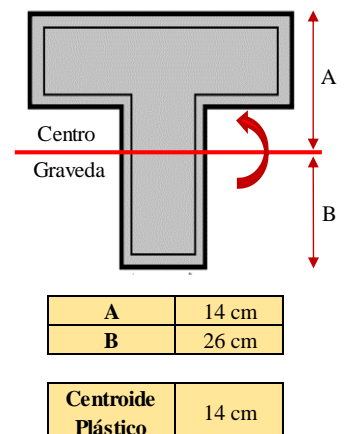
Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	410550	45.000	18474750
Nivel 1	15919.78	5.300	84375
Nivel 2	15919.78	21.500	342275
Nivel 3	31839.57	37.800	1203536
Nivel 4	31839.57	52.200	1662025
Nivel 5	15919.78	68.500	1090505
Nivel 6	15919.78	84.700	1348406
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	537908.27		24205872



- ✓ M3 (0°-180°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm ²)	P.E (di)
Nivel 1	6	Ø5/8"	11.88	5.3
Nivel 2	6	Ø5/8"	11.88	14.7
Nivel 3	2	Ø5/8"	3.96	20.0
Nivel 4	2	Ø5/8"	3.96	34.7
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			31.67	

Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	410550	14.348	5890500
Nivel 1	47759.35	5.300	253125
Nivel 2	47759.35	14.700	702062
Nivel 3	15919.78	20.000	318396
Nivel 4	15919.78	34.700	552416
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	0.00	0.000	0
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	537908.27		7716499



✓ M2 (90°-270°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
78.11	66.3919941	464200.0	2846658.3	-0.121	464.2	28.5

Deformación Última del Concreto			0.003					
Nivel	A (cm2)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	3.96	5.30	0.002796	5592.87	4200.00	16626.41	39.70	660068.30
Nivel 2	3.96	21.50	0.002174	4348.45	4200.00	16626.41	23.50	390720.53
Nivel 3	7.92	37.80	0.001548	3096.34	3096.34	24514.74	7.20	176506.11
Nivel 4	7.92	52.20	0.000995	1990.18	1990.18	15756.92	-7.20	-113449.81
Nivel 5	3.96	68.50	0.000369	738.07	738.07	2921.78	-23.50	-68661.73
Nivel 6	3.96	84.70	-0.000253	-506.36	-506.36	-2004.50	-39.70	79578.58
Nivel 7	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	45.00	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	45.00	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	45.00	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	45.00	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	45.00	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	116025.00	28.75	3335718.75
Cc #2	-	-	-	-	-	241988.84	-4.45	-1075881.66
Cc #3	-	-	-	-	-	31744.42	-16.95	-537940.83

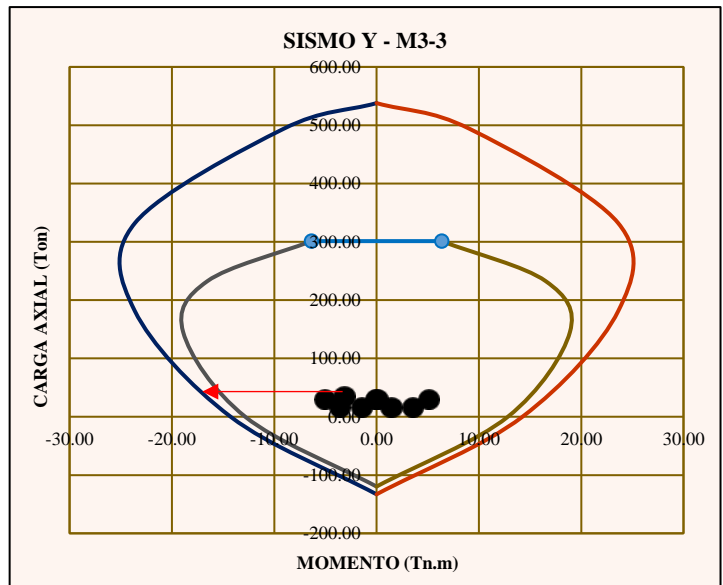
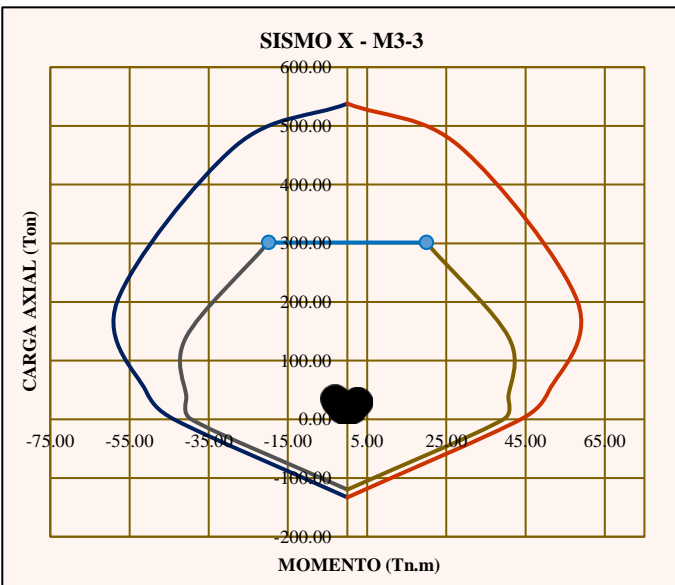
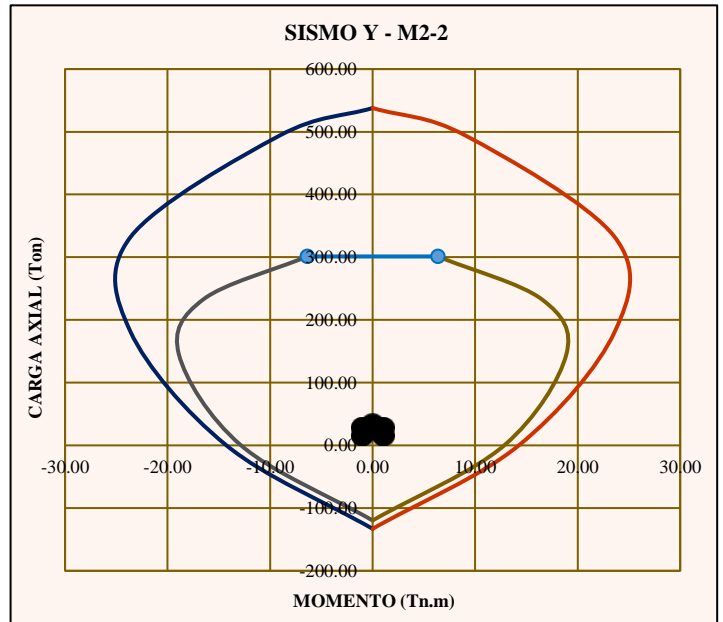
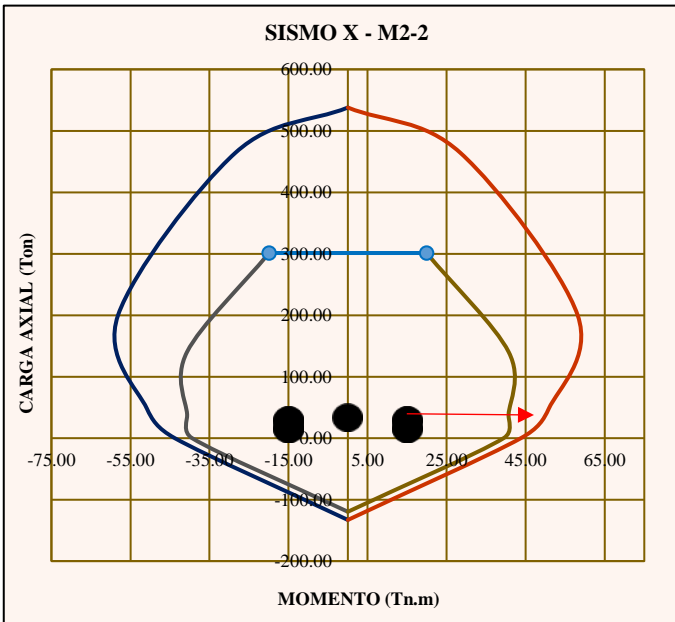
Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	537.91	0.00	301.23	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.08	464.20	28.47	301.23	19.93	-28.47	-19.93
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	200.15	58.14	140.11	40.70	-58.14	-40.70
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	47.84	50.82	38.27	40.66	-50.82	-40.66
Flexión Pura	Punto #5	0.00	43.78	0.00	39.40	-43.78	-39.40	-39.40
Tracción Pura	Punto #6	To	-133.0112	0.00	-119.71	0.00	0.00	0.00

✓ M3 (0°-180°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
5.71	4.854996	0.3	1426134.3	-7.250265	0.0	14.3

Deformación Última del Concreto			0.003					
Nivel	A (cm2)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	11.88	5.30	0.000216	432.54	432.54	5136.84	9.05	46464.65
Nivel 2	11.88	14.70	-0.004721	-9441.83	-4200.00	-49879.22	-0.35	17688.11
Nivel 3	3.96	20.00	-0.007505	-15009.29	-4200.00	-16626.41	-5.65	94015.99
Nivel 4	3.96	34.70	-0.015226	-30451.11	-4200.00	-16626.41	-20.35	338424.15
Nivel 5	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	14.35	0.00
Nivel 6	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	14.35	0.00
Nivel 7	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	14.35	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	14.35	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	14.35	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	14.35	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	14.35	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	77995.51	11.92	929541.39
Cc #2	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00

Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	537.91	0.00	301.23	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.19	493.75	9.10	301.23	6.37	-9.10	-6.37
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	332.40	23.60	232.68	16.52	-23.60	-16.52
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	181.30	23.62	145.04	18.90	-23.62	-18.90
Flexión Pura	Punto #5	0.00	14.26	0.00	12.84	-14.26	-14.26	-12.84
Tracción Pura	Punto #6	To	-133.0112	0.00	-119.71	0.00	0.00	0.00



Cargas de la columna

CARGAS DE COLUMNA											DISEÑO CAPACIDAD	
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf
Story1	C8	63	Dead	LinStatic	-18.1192	-1.367	-0.0493	0.0003	-0.0282	-1.1852	-1.367	-0.0493
Story1	C8	63	Live	LinStatic	-5.3204	-0.9714	0	0	0	-0.8742	-0.9714	0.0000
Story1	C8	63	Dx Dinámico	LinRespSpec	0.00002042	0.0008	6.3861	0.037	15.0309	0.0014	0.0008	6.3861
Story1	C8	63	Dy Dinámico	LinRespSpec	0.0556	0.8542	0.4343	0.0305	1.0317	2.5029	0.8542	0.4343

CM	18.1192
CV	5.3204

TABLA RESUMEN					
Caso	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
CM	18.12	-1.37	-0.05	-0.03	-1.19
CV	5.32	-0.97	0.00	0.00	-0.87
SXDISEÑO	0.00	0.00	6.39	15.03	0.00
SYDISEÑO	0.06	0.85	0.43	1.03	2.50

COL C9, C8

COMBINACIONES DE DISEÑO						
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	34.41	-0.04	-3.15	-3.57	-0.07
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	29.30	15.00	-2.57	-2.92	6.32
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	29.30	-15.07	-2.58	-2.92	-6.45
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	16.31	15.01	-1.07	-1.23	6.34
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	16.31	-15.06	-1.07	-1.23	-6.43
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	29.36	1.00	-0.07	-2.07	0.37
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	29.24	-1.07	-5.08	-3.78	-0.50
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	16.36	1.01	1.44	-0.38	0.39
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	16.25	-1.06	-3.57	-2.08	-0.48

SISMO XX				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX (+)	U1=1.4CM+1.7CV	34.41	-0.04	-3.15
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	29.30	15.00	-2.57
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	29.30	-15.07	-2.58
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	16.31	15.01	-1.07
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	16.31	-15.06	-1.07
SISMO XX (-)	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	29.30	-15.00	2.57
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	29.30	15.07	2.58
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	16.31	-15.01	1.07
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	16.31	15.06	1.07

SISMO YY				
COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO YY (+)	U1=1.4CM+1.7CV	34.41	-0.04	-3.15
	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	29.36	1.00	-0.07
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	29.24	-1.07	-5.08
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	16.36	1.01	1.44
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	16.25	-1.06	-3.57
SISMO YY (-)	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	29.36	-1.00	0.07
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	29.24	1.07	5.08
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	16.36	-1.01	-1.44
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	16.25	1.06	3.57

Diseño por Cortante

Longitud de Confinamiento	
- 1/6 la luz de entre piso	50 cm
- La mayor dimensión	90 cm
- 0.50 metros	50 cm
SELECCIONADO	90

Espaciamiento de Estribos	
- 8 veces db	13 cm
- Mitad de menor dimensión	10 cm
- 10 cm	10 cm
SELECCIONADO	10

Espaciamiento fuerza de la zona de confinamiento	
- 16 veces db	25 cm
- 12 veces db	19 cm
- 48 veces diametro estribo	46 cm
- La menor dimensión	20 cm
- 30 cm	30 cm
SELECCIONADO	19
	20 cm

Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento	20 cm
Separación máxima en el nudo no debe ser mayor que	15 cm

Selección:	Estribos de 3/8"
Distribución	1@0.05, 9@10, Resto cada 20 cm

Diseño por Capacidad

COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	34.41	-3.57	-0.07
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	29.30	-2.92	6.32
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	29.30	-2.92	-6.45
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	16.31	-1.23	6.34
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	16.31	-1.23	-6.43
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	29.36	-2.07	0.37
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	29.24	-3.78	-0.50
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	16.36	-0.38	0.39
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	16.25	-2.08	-0.48

2.5*Sismo

2.5*Sismo

Vu2 amplif	φVc 2 (ton)	Vsreq 2	Sreq (cm)
3.57	27.54	0.00	-
2.92	27.15	0.00	-
2.93	27.15	0.00	-
1.23	26.14	0.00	-
1.23	26.14	0.00	-
0.79	27.15	0.00	-
5.06	27.14	0.00	-
0.91	26.15	0.00	-
3.37	26.14	0.00	-

Vu3 amplif	φVc 3 (ton)	Vsreq 3	Sreq (cm)
0.07	14.62	0.0	-
15.90	14.41	1.8	292
16.03	14.41	1.9	270
15.92	13.88	2.4	214
16.01	13.88	2.5	205
1.02	14.41	0.0	-
1.15	14.41	0.0	-
1.04	13.88	0.0	-
1.13	13.88	0.0	-

- Columna L diseñada N°2

M2 (90°-270°)

Datos de Columna

B1	0.85
Φ	0.7
fc	210.00 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
hf	25 cm
bf	40 cm
bw	20 cm
hw	35 cm
bf'	20 cm
Recubrimiento:	4 cm
Área	1700 cm2

M3 (0°-180°)

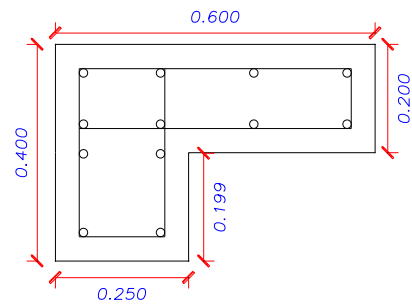
Datos de Columna

B1	0.85
Φ	0.7
fc	210.00 kg/cm2
fy	4200 kg/cm2
hf	25 cm
bf	40 cm
bw	20 cm
hw	35 cm
Recubrimiento:	4 cm
Área	1700 cm2

A

Selección de la cantidad de Acero

- Cuantía Seleccionada	1.0%
- Cuantía Máxima	6%
- Acero Requerido	17 cm2
- Acero Seleccionado	# 12 Ø5/8"
- Área de Acero	23.75 cm2



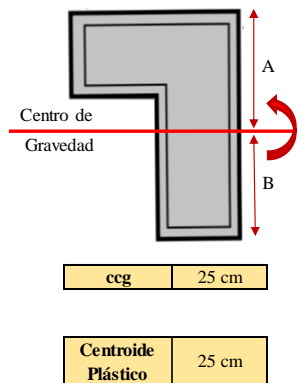
B

Cálculo del Centroide Plástico

- ✓ M2 (90°-270°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm2)	P.E (di)
Nivel 1	4	Ø5/8"	7.92	5.30
Nivel 2	4	Ø5/8"	7.92	19.70
Nivel 3	2	Ø5/8"	3.96	37.20
Nivel 4	2	Ø5/8"	3.96	54.70
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			23.75	

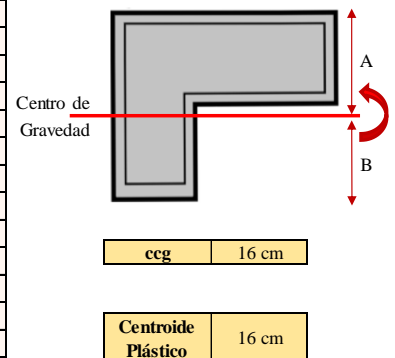
Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	303450	24.853	7541625
Nivel 1	31839.57	5.300	168750
Nivel 2	31839.57	19.700	627239
Nivel 3	15919.78	37.200	592216
Nivel 4	15919.78	54.700	870812
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	0.00	0.000	0
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	398968.70		9800642



- ✓ M3 (0°-180°)

Nivel	# varillas	Ø Seleccionado	A (cm2)	P.E (di)
Nivel 1	4	Ø5/8"	7.92	5.3
Nivel 2	4	Ø5/8"	7.92	14.7
Nivel 3	2	Ø5/8"	3.96	20.2
Nivel 4	2	Ø5/8"	3.96	34.7
Nivel 5	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 6	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 7	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 8	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 9	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 10	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 11	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 12	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 13	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 14	0	Ø1"	0.00	0.0
Nivel 15	0	Ø1"	0.00	0.0
Acero Total			23.75	

Nivel	F (kg)	B.P (cm)	FxB.P
Concreto	303450	15.882	4819500
Nivel 1	31839.57	5.300	168750
Nivel 2	31839.57	14.700	468042
Nivel 3	15919.78	20.200	321580
Nivel 4	15919.78	34.700	552416
Nivel 5	0.00	0.000	0
Nivel 6	0.00	0.000	0
Nivel 7	0.00	0.000	0
Nivel 8	0.00	0.000	0
Nivel 9	0.00	0.000	0
Nivel 10	0.00	0.000	0
Nivel 11	0.00	0.000	0
Nivel 12	0.00	0.000	0
Nivel 13	0.00	0.000	0
Nivel 14	0.00	0.000	0
Nivel 15	0.00	0.000	0
TOTAL	398968.70		6330287



✓ M2 (90°-270°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
8.19	6.9647719	0.0	1920954.5	-8.108	0.0	19.2

Deformación Última del Concreto				0.003				
Nivel	A (cm ²)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	7.92	5.30	0.001060	2119.04	2119.04	16777.15	19.26	323210.85
Nivel 2	7.92	19.70	-0.004213	-8425.45	-4200.00	-33252.81	4.86	-161772.94
Nivel 3	3.96	37.20	-0.010620	-21239.94	-4200.00	-16626.41	-12.64	210075.63
Nivel 4	3.96	54.70	-0.017027	-34054.43	-4200.00	-16626.41	-30.14	501037.73
Nivel 5	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.56	0.00
Nivel 6	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.56	0.00
Nivel 7	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.56	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.56	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.56	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.56	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.56	0.00
Nivel 12	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	24.56	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	49728.47	21.08	1048403.20
Cc #2	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00

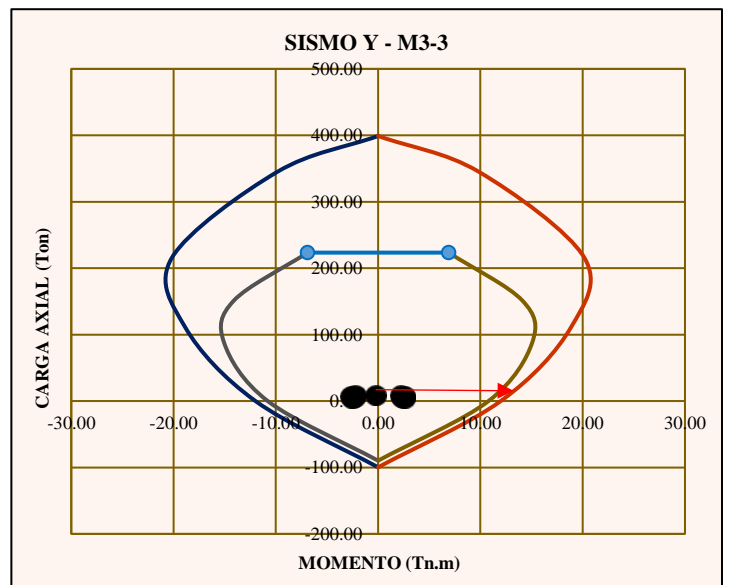
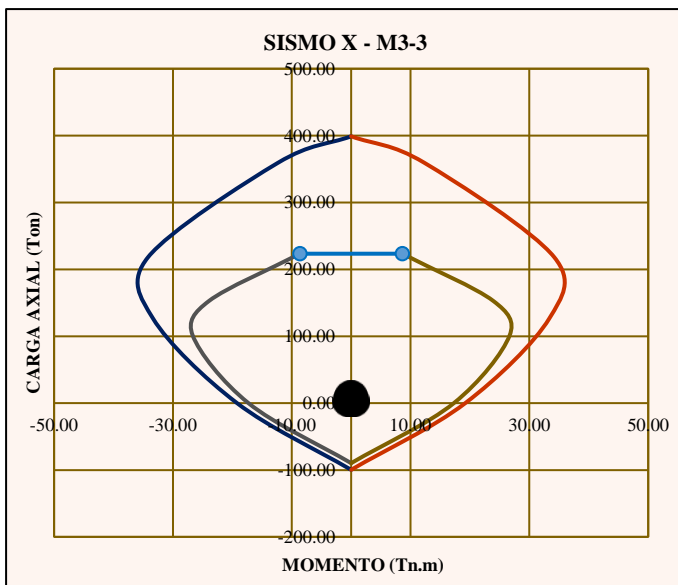
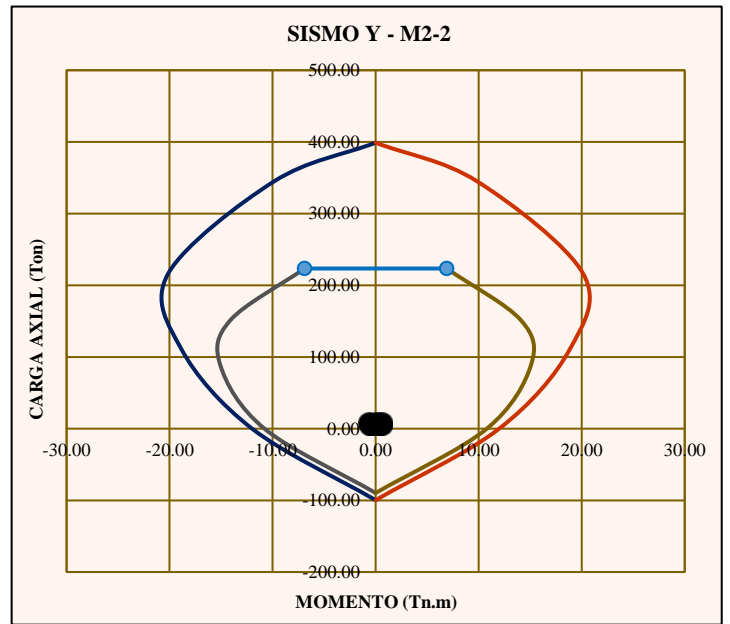
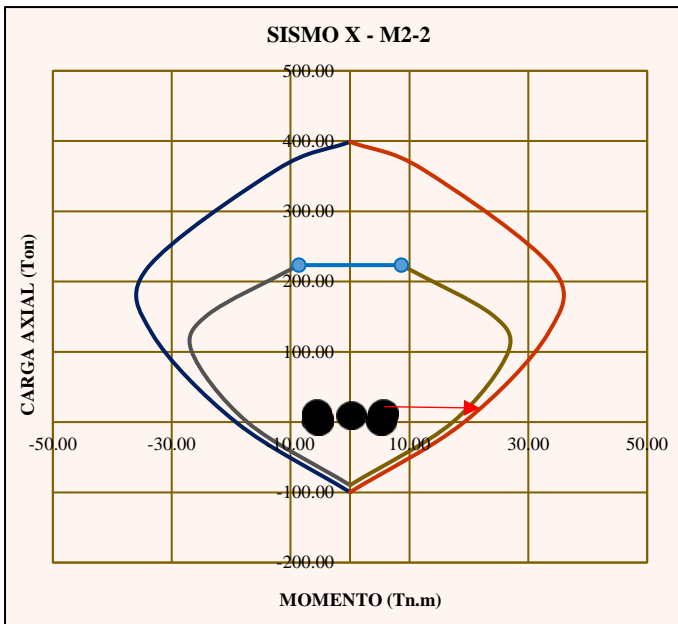
Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	398.97	0.00	223.42	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.19	359.39	12.31	223.42	8.62	-12.31	-8.62
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	218.23	34.18	152.76	23.93	-34.18	-23.93
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	126.37	33.34	101.10	26.67	-33.34	-26.67
Flexión Pura	Punto #5	0.00	19.21	0.00	17.29	17.29	-19.21	-17.29
Tracción Pura	Punto #6	To	-99.7584	0.00	-89.78	0.00	0.00	0.00

✓ M3 (0°-180°)

C	a	Pn (kg)	Mn (kg.cm)	α	Pn (Tn)	Mn (T.m)
20.41	17.35	215984.2	2015278.7	-1	216.0	20.2

Deformación Última del Concreto				0.003				
Nivel	A (cm ²)	P.E (di)	Deformac	Esfuerzo	Esf. Oficial	Fuerza (kg)	B.P (cm)	M (kg.cm)
Nivel 1	7.92	5.30	0.002221	4442.07	4200.00	33252.81	10.57	351370.04
Nivel 2	7.92	14.70	0.000839	1678.96	1678.96	13292.91	1.17	15507.86
Nivel 3	3.96	20.20	0.000031	62.25	62.25	246.42	-4.33	-1067.82
Nivel 4	3.96	34.70	-0.002100	-4200.00	-4200.00	-16626.41	-18.83	313131.30
Nivel 5	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	15.87	0.00
Nivel 6	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	15.87	0.00
Nivel 7	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	15.87	0.00
Nivel 8	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	15.87	0.00
Nivel 9	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	15.87	0.00
Nivel 10	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	15.87	0.00
Nivel 11	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	15.87	0.00
Nivel 12	0.00	0.00	0.003000	6000.00	4200.00	0.00	15.87	0.00
Cc #1	-	-	-	-	-	185818.50	7.19	1336337.29
Cc #2	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00

Estado	Puntos Relevantes	Alfa α	Pn (Ton)	Mn (T.m)	Pu (Ton)	Mu (T.m)	-Mn (T.m)	-Mu (T.m)
Compresión Pura	Punto #1	Po	398.97	0.00	223.42	0.00	0.00	0.00
Fisuración Incipiente	Punto #2	0.13	344.98	9.86	223.42	6.90	-9.86	-6.90
Falla Balanceada	Punto #3	-1.00	215.98	20.15	151.19	14.11	-20.15	-14.11
Def. Máx del Acero	Punto #4	-2.38	110.71	18.85	88.57	15.08	-18.85	-15.08
Flexión Pura	Punto #5	0.00	11.99	0.00	10.79	10.79	-11.99	-10.79
Tracción Pura	Punto #6	To	-99.7584	0.00	-89.78	0.00	0.00	0.00



Cargas de la columna

CARGAS DE COLUMNA												DISEÑO CAPACIDAD	
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	V2	V3	
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf	
Story1	C2	57	Dead	LinStatic	-5.6119	-0.0171	0.15	0.0002	0.1366	-0.1132	-0.0171	0.15	
Story1	C2	57	Live	LinStatic	-0.6731	-0.0182	0.0028	0	0.0026	-0.0574	-0.0182	0.0028	
Story1	C2	57	Dx Dinámico	LinRespSpec	4.5095	0.1285	2.3208	0.0258	5.4225	0.3761	0.1285	2.3208	
Story1	C2	57	Dy Dinámico	LinRespSpec	0.3636	0.8201	0.1863	0.0213	0.4364	2.4231	0.8201	0.1863	

CM	5.6119
CV	0.6731

TABLA RESUMEN					
Caso	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
CM	5.61	-0.02	0.15	0.14	-0.11
CV	0.67	-0.02	0.00	0.00	-0.06
SXDISEÑO	4.51	0.13	2.32	5.42	0.38
SYDISEÑO	0.36	0.82	0.19	0.44	2.42

COL C2. C13

COMBINACIONES DE DISEÑO						
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	9.00	0.20	-0.26	-0.05	0.21
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	12.37	5.60	0.16	0.08	2.51
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	3.35	-5.25	-0.59	-0.17	-2.13
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	9.56	5.55	0.27	0.11	2.46
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	0.54	-5.30	-0.48	-0.14	-2.19
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	8.22	0.61	2.21	0.78	0.38
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	7.49	-0.26	-2.64	-0.86	0.00
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	5.41	0.56	2.32	0.80	0.32
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	4.69	-0.31	-2.52	-0.84	-0.05

SISMO XX					SISMO YY				
COMBINACIONES DE DISEÑO					COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)			P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX (+)	U1=1.4CM+1.7CV	9.00	0.20	-0.26	SISMO YY (+)	U1=1.4CM+1.7CV	9.00	0.20	-0.26
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	12.37	5.60	0.16		U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	8.22	0.61	2.21
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	3.35	-5.25	-0.59		U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	7.49	-0.26	-2.64
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	9.56	5.55	0.27		U4=0.9CM+SYDISEÑO	5.41	0.56	2.32
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	0.54	-5.30	-0.48		U5=0.9CM-SYDISEÑO	4.69	-0.31	-2.52
SISMO XX (-)	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	12.37	-5.60	-0.16	SISMO YY (-)	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	8.22	-0.61	-2.21
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	3.35	5.25	0.59		U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	7.49	0.26	2.64
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	9.56	-5.55	-0.27		U4=0.9CM+SYDISEÑO	5.41	-0.56	-2.32
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	0.54	5.30	0.48		U5=0.9CM-SYDISEÑO	4.69	0.31	2.52

Diseño por Cortante

Longitud de Confinamiento	
- 1/6 la luz de entre piso	50 cm
- La mayor dimensión	60 cm
- 0.50 metros	50 cm
SELECCIONADO	60

Espaciamiento de Estribos	
- 8 veces db	13 cm
- Mitad de menor dimensión	10 cm
- 10 cm	10 cm
SELECCIONADO	10

Espaciamiento fuerza de la zona de confinamiento	
- 16 veces db	25 cm
- 12 veces db	19 cm
- 48 veces diametro estribo	46 cm
- La menor dimensión	20 cm
- 30 cm	30 cm
SELECCIONADO	19
	20 cm

Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento	20 cm
Separación máxima en el nudo no debe ser mayor que	15 cm

Selección:	Estribos de 3/8"
Distribución	1@0.05, 6@10, Resto cada 20 cm

Diseño por Capacidad

COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	9.00	-0.05	0.21
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	12.37	0.08	2.51
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	3.35	-0.17	-2.13
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	9.56	0.11	2.46
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	0.54	-0.14	-2.19
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	8.22	0.78	0.38
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	7.49	-0.86	0.00
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	5.41	0.80	0.32
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	4.69	-0.84	-0.05

2.5*Sismo

Vu2 amplif	φVc 2 (ton)	Vsreq 2	Sreq (cm)
0.05	17.22	0.00	-
0.28	17.45	0.00	-
0.37	16.82	0.00	-
0.31	17.26	0.00	-
0.34	16.63	0.00	-
2.01	17.16	0.00	-
2.09	17.11	0.00	-
2.03	16.97	0.00	-
2.07	16.92	0.00	-

2.5*Sismo

Vu3 amplif	φVc 3 (ton)	Vsreq 3	Sreq (cm)
0.21	17.85	0.0	-
5.99	18.10	0.0	-
5.61	17.45	0.0	-
5.94	17.90	0.0	-
5.67	17.24	0.0	-
0.66	17.80	0.0	-
0.27	17.75	0.0	-
0.60	17.60	0.0	-
0.33	17.54	0.0	-

ANEXO N°8: METRADOS Y PRESUPUESTO DE LOS BLOQUES REFORZADOS

→ Bloque A Reforzado

METRADOS DE CONCRETO								
TESIS:	Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo				TESISTA:	Paredes Cruz Ariana		
PARTIDA N°	DESCRIPCIÓN	N° ELEMENTOS	DIMENSIONES			CANTIDAD		UNIDAD
			Largo	Ancho	Alto	Parcial	TOTAL	
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
OE.1.1.	COLUMNA T ENCAMISADA							
OE.1.1.1.	Columna T Encamisada - Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$						11.16	m³
	Columna T	6.00	1.20	0.20	6.00	8.64		
		6.00	0.40	0.35	6.00	5.04		
	Columnas Existentes	-6.00	0.35	0.20	6.00	-2.52		
OE.1.1.2.	Columna T Encamisada - Encofrado/Desencofrado						117.60	m²
	Columna T	6.00	3.50		5.60	117.60		
OE.1.1.3.	Columna T Encamisada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						1651.15	kg
			Long. Total	Factor (Kg/m)				
	Acero de $\emptyset 1/4"$	1	465.12	0.22		102.33		
	Acero de $\emptyset 3/8"$	1	758.28	0.56		424.64		
	Acero de $\emptyset 5/8"$	1	295.20	1.55		457.56		
	Acero de $\emptyset 3/4"$	1	297.60	2.24		666.62		
OE.1.2.	COLUMNA T DISEÑADA							
OE.1.2.1.	Columna T Diseñada - Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$						4.21	m³
	Columna T	4.00	0.90	0.20	6.00	4.32		
		4.00	0.25	0.20	6.00	1.20		
	Columnas Existentes	-4.00	0.32	0.17	6.00	-1.31		
OE.1.2.2.	Columna T Diseñada - Encofrado/Desencofrado						52.64	m²
	Columna T	4.00	2.35		5.60	52.64		
OE.1.2.3.	Columna T Diseñada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						956.31	kg
			Long. Total	Factor (Kg/m)				
	Acero de $\emptyset 1/4"$	1	0.00	0.22		0.00		
	Acero de $\emptyset 3/8"$	1	609.41	0.56		341.27		
	Acero de $\emptyset 5/8"$	1	396.80	1.55		615.04		
	Acero de $\emptyset 3/4"$	1	0.00	2.24		0.00		
OE.1.3.	COLUMNA L DISEÑADA							
OE.1.3.1.	Columna L Diseñada - Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$						2.77	m³
	Columna L	4.00	0.60	0.20	6.00	2.88		
		4.00	0.25	0.20	6.00	1.20		
	Columnas Existentes	-4.00	0.32	0.17	6.00	-1.31		
OE.1.3.2.	Columna L Diseñada - Encofrado/Desencofrado						39.20	m²
	Columna L	4.00	1.75		5.60	39.20		
OE.1.3.3.	Columna L Diseñada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						722.91	kg
			Long. Total	Factor (Kg/m)				
	Acero de $\emptyset 1/4"$	1	0.00	0.22		0.00		
	Acero de $\emptyset 3/8"$	1	467.20	0.56		261.63		
	Acero de $\emptyset 5/8"$	1	297.60	1.55		461.28		
	Acero de $\emptyset 3/4"$	1	0.00	2.24		0.00		

ENCOFRADO DE COLUMNA T ENCAMISADA

ENCOFRADO DE COLUMNAS T ENCAMISADAS								U.M	4.48	m ²
N° Piezas	Descripción	Sección (A)	Longitud		Cantidad (C)	pies ² (AxBxC)/12=D	Desperdicios Madera 10% (D)(1.1)=E	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
			M.L.	PIES (B)						
1a	Tablones	1.5"x8"	0.80	2.62	28.00	110.21	121.23	10	12.12	2.71
2	Barrotes	2"x4"	2.80	9.18	2.00	12.25	13.47	10	1.35	0.30
3	Largueros	2"x4"	0.80	2.62	6.00	10.50	11.55	8	1.44	0.32
4	Soleras	3"x3"	0.80	2.62	4.00	7.87	8.66	10	0.87	0.19
5a	Puntales	2"x4"	2.94	9.64	2.00	12.86	14.14	8	1.77	0.39
5b	Puntales	2"x4"	2.23	7.31	2.00	9.75	10.73	8	1.34	0.30
5c	Puntales	2"x4"	1.69	5.54	2.00	7.39	8.13	8	1.02	0.23
6a	Arriostres	2"x4"	0.40	1.31	2.00	1.75	1.92	8	0.24	0.05
6b	Arriostres	2"x4"	0.88	2.89	2.00	3.85	4.23	8	0.53	0.12
6c	Arriostres	2"x4"	1.35	4.43	2.00	5.90	6.49	8	0.81	0.18
7	Separadores	2"x3"	0.68	2.23	1.00	1.12	1.23	8	0.15	0.03
8	Bases	2"x4"	1.45	4.76	2.00	6.34	6.98	6	1.16	0.26
9	Estacas	3"x3"	0.60	1.97	2.00	2.95	3.25	6	0.54	0.12
TOTAL										5.47

ENCOFRADO DE COLUMNA T ENCAMISADA

N° Pieza	Descripción	Longitud		Cantidad (C)	Clavos alambres, etc. Kg. (D)	Desperdicios (D)(1.15)=F	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
		M.L.	PIES (B)						
5	Alambre N°8	4.8			0.53	0.61	1	0.607	0.14
6	Clavo 3"		0.15	175	1.86	2.14	2	1.070	0.24

ENCOFRADO DE COLUMNA T DISEÑADA

ENCOFRADO DE COLUMNAS T DISEÑADAS								U.M	6.58	m ²
N° Piezas	Descripción	Sección (A)	Longitud		Cantidad (C)	pies ² (AxBxC)/12=D	Desperdicios Madera 10% (D)(1.1)=E	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
			M.L.	PIES (B)						
1a	Tablones	1.5"x6"	2.8	9.18	16	110.21	121.23	8	15.15	2.30
2a	Barrotes H	2"x4"	1.6	5.25	7	24.49	26.94	8	3.37	0.51
2b	Barrotes H	2"x4"	0.6	1.97	14	18.37	20.20	8	2.53	0.38
2c	Barrotes H	2"x4"	0.6	1.97	14	18.37	20.20	8	2.53	0.38
2d	Barrotes H	2"x4"	0.6	1.80	14	16.84	18.52	8	2.32	0.35
3	Barrote V	2"x4"	2.8	9.18	2	12.25	13.47	10	1.35	0.20
4	Pies Derechos	2"x3"	2.5	8.28	3	12.42	13.67	10	1.37	0.21
5	Estacas	3"x3"	0.45	1.48	3	3.32	3.65	4	0.91	0.14
TOTAL										4.49

ENCOFRADO DE COLUMNA T DISEÑADA

N° Pieza	Descripción	Longitud		Cantidad (C)	Clavos alambres, etc. Kg. (D)	Desperdicios (D)(1.15)=F	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
		M.L.	PIES (B)						
5	Alambre N°8	18.8			2.07	2.38	1	2.378	0.36
6	Clavo 3"			200	1.11	1.28	2	0.639	0.10

ENCOFRADO DE COLUMNA L DISEÑADA

ENCOFRADO DE COLUMNAS L DISEÑADAS								U.M	4.9	m ²
N° Piezas	Descripción	Sección (A)	Longitud		Cantidad (C)	pies ² (AxBxC)/12=D	Desperdicios Madera 10% (D)(1.1)=E	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
			M.L.	PIES (B)						
1a	Tablones	1.5"x6"	2.8	9.18	12	82.66	90.92	8	11.37	2.32
2a	Barrotes H	2"x4"	1	3.28	7	15.31	16.84	8	2.10	0.43
2b	Barrotes H	2"x4"	0.8	2.62	14	24.49	26.94	8	3.37	0.69
2c	Barrotes H	2"x4"	0.6	1.97	14	18.37	20.20	8	2.53	0.52
2d	Barrotes H	2"x4"	0.55	1.80	14	16.84	18.52	8	2.32	0.47
2e	Barrotes H	2"x4"	0.4	1.31	14	12.25	13.47	8	1.68	0.34
3	Barrote V	2"x4"	2.8	9.18	1	6.12	6.73	10	0.67	0.14
4	Pies Derechos	2"x3"	2.5	8.28	3	12.42	13.67	10	1.37	0.28
5	Estacas	3"x3"	0.45	1.48	3	3.32	3.65	4	0.91	0.19
TOTAL										5.37

ENCOFRADO DE COLUMNA L DISEÑADA

N° Pieza	Descripción	Longitud		Cantidad (C)	Clavos alambres, etc. Kg. (D)	Desperdicios (D)(1.15)=F	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
		M.L.	PIES (B)						
5	Alambre N°8	14			1.54	1.77	1	1.771	0.36
6	Clavo 3"			200	1.11	1.28	2	0.639	0.13

PRECIOS DE INSUMOS DEL AÑO 2023

INSUMOS	UNIDAD	PRECIO CON IGV (S/.)	PRECIO SIN IGV (S/.)
MANO DE OBRA			
Operario	hh	30.94	26.22
Oficial	hh	24.31	20.60
Peón	hh	22.01	18.65
MATERIALES			
Piedra chancada de 1/2"	m ³	63.00	53.39
Arena gruesa	m ³	58.00	49.15
Cemento Portland Tipo I - Bolsa 42.5 kg	bls	27.90	23.64
Clavo C de construcción D.3"	kg	5.30	4.49
Alambre Negro N16	kg	3.60	3.05
Alambre Negro N8	kg	3.60	3.05
Acero corrugado - f'y = 4200 kg/cm ²	kg	4.55	3.86
Madera Tornillo	p ²	6.84	5.80
Epóxico SIKADUR® (x 1kg)	kg	126.87	107.52
EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS			
Vibrador 4HP, Cap.18 PL	hm	8.64	7.32
Cizalla	und	70.68	59.90
Mezcladora de concreto - 11p3	hm	14.67	12.43
Gasolina 84 Octanos	gln	25.39	21.516

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Encamisada - Concreto f'c = 280 kg/cm ²					
RENDIMIENTO:	12.00					m ³ /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 68.51
Operario	hh	1.00	0.667	26.22	17.48	
Oficial	hh	1.00	0.667	20.60	13.73	
Peón	hh	3.00	2.000	18.65	37.30	
MATERIALES						S/ 433.19
Piedra Chancada Ø 1/2"	m ³		0.536	53.39	28.59	
Arena gruesa	m ³		0.473	49.15	23.22	
Cemento Portland Tipo I - Bolsa 42.5 kg	bls		14.007	23.64	331.13	
Agua	m ³		1.248	5.00	6.24	
Gasolina 84 Octanos	gln		0.546	21.52	11.75	
Epóxico SIKADUR® (x 1kg)	kg		0.300	107.52	32.26	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 12.78
Vibrador 4HP, Cap.18 PL	hm	0.50	0.333	7.32	2.44	
Mezcladora de concreto - 11p3	hm	1.00	0.667	12.43	8.29	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	68.51	2.06	
TOTAL=						S/ 514.48

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Encamisada - Encofrado/Desencofrado					
RENDIMIENTO:	10.00					m ² /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 37.46
Operario	hh	1.00	0.800	26.22	20.98	
Oficial	hh	1.00	0.800	20.60	16.48	
MATERIALES						S/ 33.22
Clavo C de construcción D.3"	kg		0.239	4.49	1.07	
Alambre Negro N° 08	kg		0.136	3.05	0.41	
Madera Tornillo	p ²		5.471	5.80	31.73	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 2.56
Cizalla	hm		0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	37.46	1.12	
TOTAL=						S/ 73.24

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Encamisada - Acero fy = 4200 kg/cm2					
RENDIMIENTO:	250.00					kg/día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 1.50
Operario	hh	1.00	0.032	26.22	0.84	
Oficial	hh	1.00	0.032	20.60	0.66	
MATERIALES						S/ 4.31
Alambre Negro N° 16	kg		0.060	3.05	0.18	
Acero corrugado - fy = 4200 kg/cm2	kg		1.070	3.86	4.13	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 1.48
Cizalla	hm	0.75	0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	1.50	0.04	
TOTAL=						S/ 7.29

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm2					
RENDIMIENTO:	12.00					m ³ /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 68.51
Operario	hh	1.00	0.667	26.22	17.48	
Oficial	hh	1.00	0.667	20.60	13.73	
Peón	hh	3.00	2.000	18.65	37.30	
MATERIALES						S/ 307.43
Piedra Chancada Ø 1/2"	m ³		0.557	53.39	29.71	
Arena gruesa	m ³		0.546	49.15	26.84	
Cemento Portland Tipo I - Bolsa 42.5 kg	bls		10.217	23.64	241.52	
Agua	m ³		0.195	5.00	0.98	
Gasolina 84 Octanos	gln		0.390	21.52	8.39	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 10.34
Vibrador 4HP, Cap. 18 PL	hm	0.50	0.333	7.32	2.44	
Mezcladora de concreto - 11p3	hm	1.00	0.667	12.43	8.29	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	68.51	2.06	
TOTAL=						S/ 386.29

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Diseñada - Encofrado/Desencofrado					
RENDIMIENTO:	10.00					m ² /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 37.46
Operario	hh	1.00	0.800	26.22	20.98	
Oficial	hh	1.00	0.800	20.60	16.48	
MATERIALES						S/ 27.55
Clavo C de construcción D.3"	kg		0.097	4.49	0.44	
Alambre Negro N° 08	kg		0.361	3.05	1.10	
Madera Tornillo	p ²		4.485	5.80	26.02	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 2.56
Cizalla	hm		0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	37.46	1.12	
TOTAL=						S/ 67.57
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm2					
RENDIMIENTO:	250.00					kg/día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 1.50
Operario	hh	1.00	0.032	26.22	0.84	
Oficial	hh	1.00	0.032	20.60	0.66	
MATERIALES						S/ 4.31
Alambre Negro Recocido N° 16	kg		0.060	3.05	0.18	
Acero Corrugado, Ø promedio fy = 4200kg/cm ²	kg		1.070	3.86	4.13	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 1.48
Cizalla	hm	0.75	0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	1.50	0.04	
TOTAL=						S/ 7.29
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna L Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm2					
RENDIMIENTO:	12.00					m ³ /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 68.51
Operario	hh	1.00	0.667	26.22	17.48	
Oficial	hh	1.00	0.667	20.60	13.73	
Peón	hh	3.00	2.000	18.65	37.30	
MATERIALES						S/ 307.43
Piedra Chancada Ø 1/2"	m ³		0.557	53.39	29.71	
Arena gruesa	m ³		0.546	49.15	26.84	
Cemento Portland Tipo I - Bolsa 42.5 kg	bls		10.217	23.64	241.52	
Agua	m ³		0.195	5.00	0.98	
Gasolina 84 Octanos	gln		0.390	21.52	8.39	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 12.78
Vibrador 4HP, Cap.18 PL	hm	0.50	0.333	7.32	2.44	
Mezcladora de concreto - 11p3	hm	1.00	0.667	12.43	8.29	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	68.51	2.06	
TOTAL=						S/ 388.73

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna L Diseñada - Encofrado/Desencofrado					
RENDIMIENTO:	10.00					m ² /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 37.46
Operario	hh	1.00	0.800	26.22	20.98	
Oficial	hh	1.00	0.800	20.60	16.48	
MATERIALES						S/ 32.84
Clavo C de construcción D.3"	kg		0.130	4.49	0.59	
Alambre Negro N° 08	kg		0.361	3.05	1.10	
Madera Tornillo	p ²		5.370	5.80	31.15	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 2.56
Cizalla	hm		0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	37.46	1.12	
TOTAL=						S/ 72.85

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PARTIDA:	Columna L Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²					
RENDIMIENTO:	250.00					kg/día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 1.50
Operario	hh	1.00	0.032	26.22	0.84	
Oficial	hh	1.00	0.032	20.60	0.66	
MATERIALES						S/ 4.31
Alambre Negro Recocido N° 16	kg		0.060	3.05	0.18	
Acero Corrugado, Ø promedio fy = 4200kg/cm ²	kg		1.070	3.86	4.13	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 1.48
Cizalla	hm	0.75	0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	1.50	0.04	
TOTAL=						S/ 7.29

PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO						
TESIS:	Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo			TESISTA:	Paredes Cruz Ariana	
PARTIDA N°	Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Parcial	Total
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
OE.1.1.	COLUMNA T ENCAMISADA					S/26,390.73
OE.1.1.1.	Columna T Encamisada - Concreto f'c = 280 kg/cm ²	m ³	11.16	S/514.48	S/5,741.60	
OE.1.1.2.	Columna T Encamisada - Encofrado/Desencofrado	m ²	117.60	S/73.24	S/8,612.45	
OE.1.1.3.	Columna T Encamisada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	1651.15	S/7.29	S/12,036.68	
OE.1.2.	COLUMNA T DISEÑADA					S/12,156.31
OE.1.2.1.	Columna T Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	4.21	S/386.29	S/1,627.97	
OE.1.2.2.	Columna T Diseñada - Encofrado/Desencofrado	m ²	52.64	S/67.57	S/3,556.96	
OE.1.2.3.	Columna T Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	956.31	S/7.29	S/6,971.38	
OE.1.3.	COLUMNA L DISEÑADA					S/9,204.31
OE.1.3.1.	Columna L Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	2.77	S/388.73	S/1,078.49	
OE.1.3.2.	Columna L Diseñada - Encofrado/Desencofrado	m ²	39.20	S/72.85	S/2,855.87	
OE.1.3.3.	Columna L Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	722.91	S/7.29	S/5,269.95	
COSTO DIRECTO						S/ 47,751.35
UTILIDAD					5.00%	S/ 2,387.57
GASTOS GENERALES					5.00%	S/ 2,387.57
SUBTOTAL						S/ 52,526.48
IGV					18.00%	S/ 9,454.77
TOTAL PRESUPUESTO						S/ 61,981.25

→ Bloque B Reforzado

METRADOS DE CONCRETO								
TESIS:	Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo				TESISTA:	Paredes Cruz Ariana		
PARTIDA N°	DESCRIPCIÓN	N° ELEMENTOS	DIMENSIONES			CANTIDAD		UNIDAD
			Largo	Ancho	Alto	Parcial	TOTAL	
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
OE.1.1.	COLUMNA T ENCAMISADA							
OE.1.1.1.	Columna T Encamisada - Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$						7.44	m ³
	Columna T	4.00	1.20	0.20	6.00	5.76		
		4.00	0.40	0.35	6.00	3.36		
	Columnas Existentes	-4.00	0.35	0.20	6.00	-1.68		
OE.1.1.2.	Columna T Encamisada - Encofrado/Desencofrado						78.40	m ²
	Columna T	4.00	3.50		5.60	78.40		
OE.1.1.3.	Columna T Encamisada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						1100.76	kg
			Long. Total	Factor (Kg/m)				
	Acero de Ø 1/4"	1	310.08	0.22		68.22		
	Acero de Ø 3/8"	1	505.52	0.56		283.09		
	Acero de Ø 5/8"	1	196.80	1.55		305.04		
	Acero de Ø 3/4"	1	198.40	2.24		444.42		
OE.1.2.	COLUMNA T DISEÑADA							
OE.1.2.1.	Columna T Diseñada - Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$						2.11	m ³
	Columna T	2.00	0.90	0.20	6.00	2.16		
		2.00	0.25	0.20	6.00	0.60		
	Columnas Existentes	-2.00	0.32	0.17	6.00	-0.65		
OE.1.2.2.	Columna T Diseñada - Encofrado/Desencofrado						26.32	m ²
	Columna T	2.00	2.35		5.60	26.32		
OE.1.2.3.	Columna T Diseñada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						478.15	kg
			Long. Total	Factor (Kg/m)				
	Acero de Ø 1/4"	1	0.00	0.22		0.00		
	Acero de Ø 3/8"	1	304.70	0.56		170.63		
	Acero de Ø 5/8"	1	198.40	1.55		307.52		
	Acero de Ø 3/4"	1	0.00	2.24		0.00		
OE.1.3.	COLUMNA L DISEÑADA							
OE.1.3.1.	Columna L Diseñada - Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$						2.77	m ³
	Columna L	4.00	0.60	0.20	6.00	2.88		
		4.00	0.25	0.20	6.00	1.20		
	Columnas Existentes	-4.00	0.32	0.17	6.00	-1.31		
OE.1.3.2.	Columna L Diseñada - Encofrado/Desencofrado						39.20	m ²
	Columna L	4.00	1.75		5.60	39.20		
OE.1.3.3.	Columna L Diseñada - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						722.91	kg
			Long. Total	Factor (Kg/m)				
	Acero de Ø 1/4"	1	0.00	0.22		0.00		
	Acero de Ø 3/8"	1	467.20	0.56		261.63		
	Acero de Ø 5/8"	1	297.60	1.55		461.28		
	Acero de Ø 3/4"	1	0.00	2.24		0.00		

METRADO DE ENCOFRADO										
ENCOFRADO DE COLUMNAS T ENCAMISADAS								U.M	4.48	m ²
N° Piezas	Descripción	Sección (A)	Longitud		Cantidad (C)	pies ² (AxBxC)/12=D	Desperdicios Madera 10% (D)(1.1)=E	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
			M.L.	PIES (B)						
1a	Tablones	1.5"x8"	0.80	2.62	28.00	110.21	121.23	10	12.12	2.71
2	Barrotes	2"x4"	2.80	9.18	2.00	12.25	13.47	10	1.35	0.30
3	Largueros	2"x4"	0.80	2.62	6.00	10.50	11.55	8	1.44	0.32
4	Soleras	3"x3"	0.80	2.62	4.00	7.87	8.66	10	0.87	0.19
5a	Puntales	2"x4"	2.94	9.64	2.00	12.86	14.14	8	1.77	0.39
5b	Puntales	2"x4"	2.23	7.31	2.00	9.75	10.73	8	1.34	0.30
5c	Puntales	2"x4"	1.69	5.54	2.00	7.39	8.13	8	1.02	0.23
6a	Arriostres	2"x4"	0.40	1.31	2.00	1.75	1.92	8	0.24	0.05
6b	Arriostres	2"x4"	0.88	2.89	2.00	3.85	4.23	8	0.53	0.12
6c	Arriostres	2"x4"	1.35	4.43	2.00	5.90	6.49	8	0.81	0.18
7	Separadores	2"x3"	0.68	2.23	1.00	1.12	1.23	8	0.15	0.03
8	Bases	2"x4"	1.45	4.76	2.00	6.34	6.98	6	1.16	0.26
9	Estacas	3"x3"	0.60	1.97	2.00	2.95	3.25	6	0.54	0.12
TOTAL										5.47

ENCOFRADO DE COLUMNA T ENCAMISADA										
N° Pieza	Descripción	Longitud		Cantidad (C)	Clavos alambres, etc. Kg. (D)	Desperdicios (D)(1.15)=F	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.	
		M.L.	PIES (B)							
5	Alambre N°8	4.8			0.53	0.61	1	0.607	0.14	
6	Clavo 3"		0.15	175	1.86	2.14	2	1.070	0.24	

ENCOFRADO DE COLUMNA T DISEÑADA										
ENCOFRADO DE COLUMNAS T DISEÑADAS								U.M	6.58	m ²
N° Piezas	Descripción	Sección (A)	Longitud		Cantidad (C)	pies ² (AxBxC)/12=D	Desperdicios Madera 10% (D)(1.1)=E	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
			M.L.	PIES (B)						
1a	Tablones	1.5"x6"	2.8	9.18	16	110.21	121.23	8	15.15	2.30
2a	Barrotes H	2"x4"	1.6	5.25	7	24.49	26.94	8	3.37	0.51
2b	Barrotes H	2"x4"	0.6	1.97	14	18.37	20.20	8	2.53	0.38
2c	Barrotes H	2"x4"	0.6	1.97	14	18.37	20.20	8	2.53	0.38
2d	Barrotes H	2"x4"	0.6	1.80	14	16.84	18.52	8	2.32	0.35
3	Barrote V	2"x4"	2.8	9.18	2	12.25	13.47	10	1.35	0.20
4	Pies Derechos	2"x3"	2.5	8.28	3	12.42	13.67	10	1.37	0.21
5	Estacas	3"x3"	0.45	1.48	3	3.32	3.65	4	0.91	0.14
TOTAL										4.49

ENCOFRADO DE COLUMNA T DISEÑADA										
N° Pieza	Descripción	Longitud		Cantidad (C)	Clavos alambres, etc. Kg. (D)	Desperdicios (D)(1.15)=F	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.	
		M.L.	PIES (B)							
5	Alambre N°8	18.8			2.07	2.38	1	2.378	0.36	
6	Clavo 3"			200	1.11	1.28	2	0.639	0.10	

ENCOFRADO DE COLUMNA L DISEÑADA										
ENCOFRADO DE COLUMNAS L DISEÑADAS								U.M	4.9	m ²
N° Piezas	Descripción	Sección (A)	Longitud		Cantidad (C)	pies ² (AxBxC)/12=D	Desperdicios Madera 10% (D)(1.1)=E	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
			M.L.	PIES (B)						
1a	Tablones	1.5"x6"	2.8	9.18	12	82.66	90.92	8	11.37	2.32
2a	Barrotes H	2"x4"	1	3.28	7	15.31	16.84	8	2.10	0.43
2b	Barrotes H	2"x4"	0.8	2.62	14	24.49	26.94	8	3.37	0.69
2c	Barrotes H	2"x4"	0.6	1.97	14	18.37	20.20	8	2.53	0.52
2d	Barrotes H	2"x4"	0.55	1.80	14	16.84	18.52	8	2.32	0.47
2e	Barrotes H	2"x4"	0.4	1.31	14	12.25	13.47	8	1.68	0.34
3	Barrote V	2"x4"	2.8	9.18	1	6.12	6.73	10	0.67	0.14
4	Pies Derechos	2"x3"	2.5	8.28	3	12.42	13.67	10	1.37	0.28
5	Estacas	3"x3"	0.45	1.48	3	3.32	3.65	4	0.91	0.19
TOTAL										5.37

ENCOFRADO DE COLUMNA L DISEÑADA

N° Pieza	Descripción	Longitud		Cantidad (C)	Clavos alambres, etc. Kg. (D)	Desperdicios (D)(1.15)=F	Número de usos (G)	H=F/G	H/U.M.
		M.L.	PIES (B)						
5	Alambre N°8	14			1.54	1.77	1	1.771	0.36
6	Clavo 3"			200	1.11	1.28	2	0.639	0.13

PRECIOS DE INSUMOS DEL AÑO 2023

INSUMOS	UNIDAD	PRECIO CON IGV (S/.)	PRECIO SIN IGV (S/.)
MANO DE OBRA			
Operario	hh	30.94	26.22
Oficial	hh	24.31	20.60
Peón	hh	22.01	18.65
MATERIALES			
Piedra chancada de 1/2"	m ³	63.00	53.39
Arena gruesa	m ³	58.00	49.15
Cemento Portland Tipo I - Bolsa 42.5 kg	bls	27.90	23.64
Clavo C de construcción D.3"	kg	5.30	4.49
Alambre Negro N16	kg	3.60	3.05
Alambre Negro N8	kg	3.60	3.05
Acero corrugado - f'y = 4200 kg/cm ²	kg	4.55	3.86
Madera Tornillo	p ²	6.84	5.80
Epóxico SIKADUR® (x 1kg)	kg	126.87	107.52
EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS			
Vibrador 4HP, Cap.18 PL	hm	8.64	7.32
Cizalla	und	70.68	59.90
Mezcladora de concreto - 11p3	hm	14.67	12.43
Gasolina 84 Octanos	gln	25.39	21.516

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Encamisada - Concreto f'c = 280 kg/cm ²					
RENDIMIENTO:	12.00					m ³ /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						
Operario	hh	1.00	0.667	26.22	17.48	
Oficial	hh	1.00	0.667	20.60	13.73	
Peón	hh	3.00	2.000	18.65	37.30	
MATERIALES						
Piedra Chancada Ø 1/2"	m ³		0.536	53.39	28.59	
Arena gruesa	m ³		0.473	49.15	23.22	
Cemento Portland Tipo I - Bolsa 42.5 kg	bls		14.007	23.64	331.13	
Agua	m ³		1.248	5.00	6.24	
Gasolina 84 Octanos	gln		0.546	21.52	11.75	
Epóxico SIKADUR® (x 1kg)	kg		0.300	107.52	32.26	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Vibrador 4HP, Cap.18 PL	hm	0.50	0.333	7.32	2.44	
Mezcladora de concreto - 11p3	hm	1.00	0.667	12.43	8.29	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	68.51	2.06	
TOTAL=						S/ 514.48

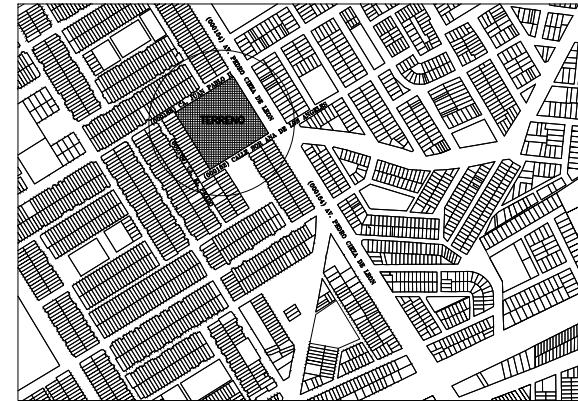
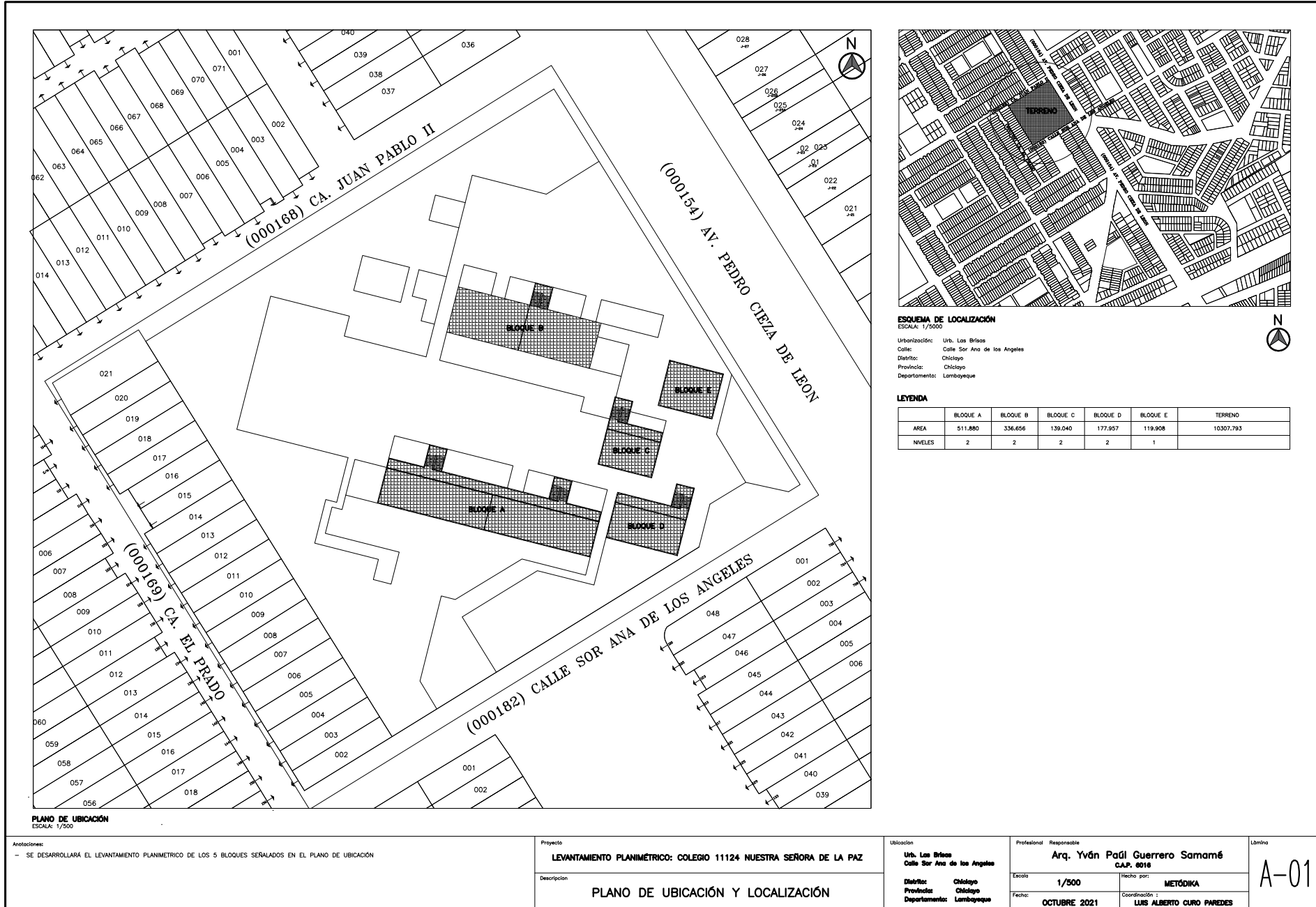
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Encamisada - Encofrado/Desencofrado					
RENDIMIENTO:	10.00					m ² /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 37.46
Operario	hh	1.00	0.800	26.22	20.98	
Oficial	hh	1.00	0.800	20.60	16.48	
MATERIALES						S/ 33.22
Clavo C de construcción D.3"	kg		0.239	4.49	1.07	
Alambre Negro N° 08	kg		0.136	3.05	0.41	
Madera Tornillo	p ²		5.471	5.80	31.73	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 2.56
Cizalla	hm		0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	37.46	1.12	
TOTAL=						S/ 73.24
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Encamisada - Acero fy = 4200 kg/cm2					
RENDIMIENTO:	250.00					kg/día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 1.50
Operario	hh	1.00	0.032	26.22	0.84	
Oficial	hh	1.00	0.032	20.60	0.66	
MATERIALES						S/ 4.31
Alambre Negro N° 16	kg		0.060	3.05	0.18	
Acero corrugado - fy = 4200 kg/cm2	kg		1.070	3.86	4.13	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 1.48
Cizalla	hm	0.75	0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	1.50	0.04	
TOTAL=						S/ 7.29
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm2					
RENDIMIENTO:	12.00					m ³ /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 68.51
Operario	hh	1.00	0.667	26.22	17.48	
Oficial	hh	1.00	0.667	20.60	13.73	
Peón	hh	3.00	2.000	18.65	37.30	
MATERIALES						S/ 307.43
Piedra Chancada Ø 1/2"	m ³		0.557	53.39	29.71	
Arena gruesa	m ³		0.546	49.15	26.84	
Cemento Portland Tipo I - Bolsa 42.5 kg	bls		10.217	23.64	241.52	
Agua	m ³		0.195	5.00	0.98	
Gasolina 84 Octanos	gln		0.390	21.52	8.39	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 10.34
Vibrador 4HP, Cap.18 PL	hm	0.50	0.333	7.32	2.44	
Mezcladora de concreto - 11p3	hm	1.00	0.667	12.43	8.29	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	68.51	2.06	
TOTAL=						S/ 386.29

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Diseñada - Encofrado/Desencofrado					
RENDIMIENTO:	10.00					m ² /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 37.46
Operario	hh	1.00	0.800	26.22	20.98	
Oficial	hh	1.00	0.800	20.60	16.48	
MATERIALES						S/ 27.55
Clavo C de construcción D.3"	kg		0.097	4.49	0.44	
Alambre Negro N° 08	kg		0.361	3.05	1.10	
Madera Tornillo	p ²		4.485	5.80	26.02	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 2.56
Cizalla	hm		0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	37.46	1.12	
TOTAL=						S/ 67.57
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna T Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²					
RENDIMIENTO:	250.00					kg/día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 1.50
Operario	hh	1.00	0.032	26.22	0.84	
Oficial	hh	1.00	0.032	20.60	0.66	
MATERIALES						S/ 4.31
Alambre Negro Recocido N° 16	kg		0.060	3.05	0.18	
Acero Corrugado, Ø promedio fy = 4200kg/cm ²	kg		1.070	3.86	4.13	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 1.48
Cizalla	hm	0.75	0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	1.50	0.04	
TOTAL=						S/ 7.29
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna L Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²					
RENDIMIENTO:	12.00					m ³ /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 68.51
Operario	hh	1.00	0.667	26.22	17.48	
Oficial	hh	1.00	0.667	20.60	13.73	
Peón	hh	3.00	2.000	18.65	37.30	
MATERIALES						S/ 307.43
Piedra Chancada Ø 1/2"	m ³		0.557	53.39	29.71	
Arena gruesa	m ³		0.546	49.15	26.84	
Cemento Portland Tipo I - Bolsa 42.5 kg	bls		10.217	23.64	241.52	
Agua	m ³		0.195	5.00	0.98	
Gasolina 84 Octanos	gln		0.390	21.52	8.39	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 12.78
Vibrador 4HP, Cap. 18 PL	hm	0.50	0.333	7.32	2.44	
Mezcladora de concreto - 11p3	hm	1.00	0.667	12.43	8.29	
Equipos/herramientas	%MO		3.00%	68.51	2.06	
TOTAL=						S/ 388.73

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)						
PARTIDA:	Columna L Diseñada - Encofrado/Desencofrado					
RENDIMIENTO:	10.00					m ² /día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 37.46
Operario	hh	1.00	0.800	26.22	20.98	
Oficial	hh	1.00	0.800	20.60	16.48	
MATERIALES						S/ 32.84
Clavo C de construcción D.3"	kg		0.130	4.49	0.59	
Alambre Negro N° 08	kg		0.361	3.05	1.10	
Madera Tornillo	p ²		5.370	5.80	31.15	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 2.56
Cizalla	hm		0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	37.46	1.12	
TOTAL=						S/ 72.85

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PARTIDA:	Columna L Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²					
RENDIMIENTO:	250.00					kg/día
Descripción	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio		
				Unitario	Parcial	Total
MANO DE OBRA						S/ 1.50
Operario	hh	1.00	0.032	26.22	0.84	
Oficial	hh	1.00	0.032	20.60	0.66	
MATERIALES						S/ 4.31
Alambre Negro Recocido N° 16	kg		0.060	3.05	0.18	
Acero Corrugado, Ø promedio fy = 4200kg/cm ²	kg		1.070	3.86	4.13	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						S/ 1.48
Cizalla	hm	0.75	0.024	59.90	1.44	
Equipos/herramientas	%MO		0.030	1.50	0.04	
TOTAL=						S/ 7.29

PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO						
TESIS:	Evaluación del desempeño sismorresistente utilizando análisis estático y dinámico no lineal en la Institución Educativa Nuestra Señora de la Paz, Chiclayo			TESISTA:	Paredes Cruz Ariana	
ITEM	Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Parcial	Total
OE.1.0	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
OE.1.1.	COLUMNA T ENCAMISADA					S/17,593.82
OE.1.1.1.	Columna T Encamisada - Concreto f'c = 280 kg/cm ²	m ³	7.44	S/514.48	S/3,827.74	
OE.1.1.2.	Columna T Encamisada - Encofrado/Desencofrado	m ²	78.40	S/73.24	S/5,741.63	
OE.1.1.3.	Columna T Encamisada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	1100.76	S/7.29	S/8,024.45	
OE.1.2.	COLUMNA T DISEÑADA					S/6,078.16
OE.1.2.1.	Columna T Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	2.11	S/386.29	S/813.99	
OE.1.2.2.	Columna T Diseñada - Encofrado/Desencofrado	m ²	26.32	S/67.57	S/1,778.48	
OE.1.2.3.	Columna T Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	478.15	S/7.29	S/3,485.69	
OE.1.3.	COLUMNA L DISEÑADA					S/9,204.31
OE.1.3.1.	Columna L Diseñada - Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	2.77	S/388.73	S/1,078.49	
OE.1.3.2.	Columna L Diseñada - Encofrado/Desencofrado	m ²	39.20	S/72.85	S/2,855.87	
OE.1.3.3.	Columna L Diseñada - Acero fy = 4200 kg/cm ²	kg	722.91	S/7.29	S/5,269.95	
COSTO DIRECTO						S/ 32,876.28
UTILIDAD					5.00%	S/ 1,643.81
GASTOS GENERALES					5.00%	S/ 1,643.81
SUBTOTAL						S/ 36,163.91
IGV					18.00%	S/ 6,509.50
TOTAL PRESUPUESTO						S/ 42,673.42



ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN
 ESCALA: 1/5000
 Urbanización: Urb. Las Brisas
 Calle: Calle Sor Ana de los Angeles
 Distrito: Chiclayo
 Provincia: Chiclayo
 Departamento: Lambayeque

LEYENDA

	BLOQUE A	BLOQUE B	BLOQUE C	BLOQUE D	BLOQUE E	TERRENO
AREA	511.880	336.656	139.040	177.957	119.908	10307.793
NVELES	2	2	2	2	1	

PLANO DE UBICACIÓN
 ESCALA: 1/500

Anotaciones:
 -- SE DESARROLLARÁ EL LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO DE LOS 5 BLOQUES SEÑALADOS EN EL PLANO DE UBICACIÓN

Proyecto
LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

Descripción
PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN

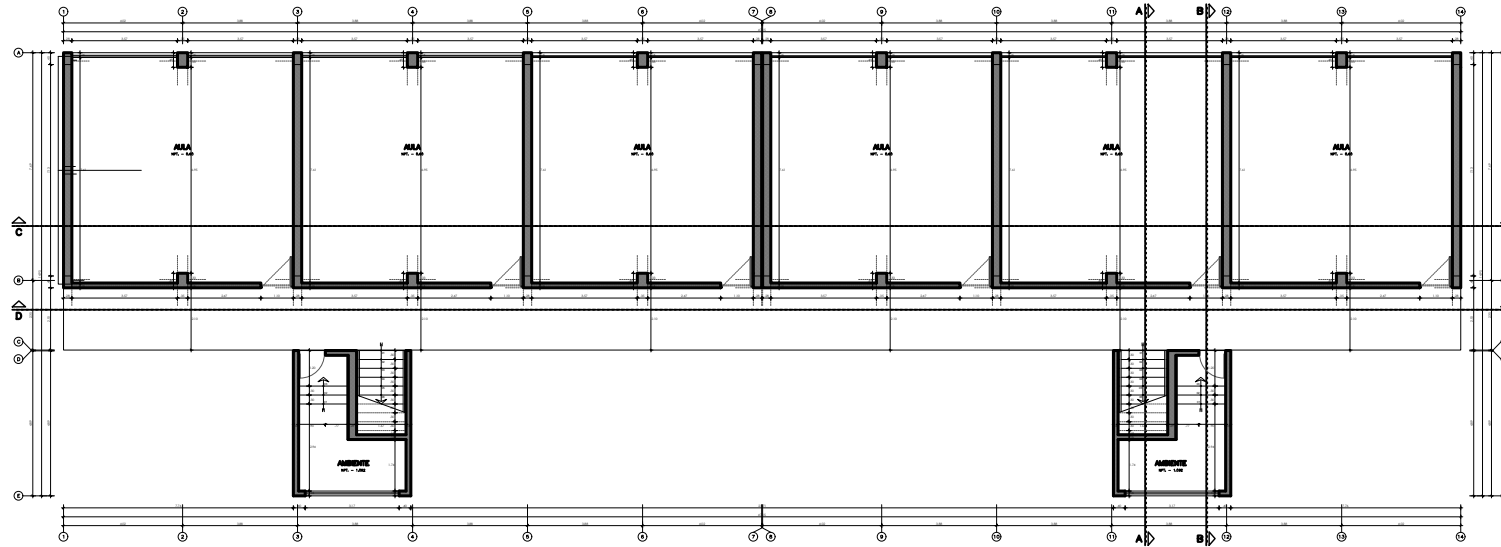
Ubicación
 Urb. Las Brisas
 Calle Sor Ana de los Angeles

Distrito: Chiclayo
 Provincia: Chiclayo
 Departamento: Lambayeque

Profesional Responsable
Arq. Yván Paúl Guerrero Samamé
 C.A.P. 0016

Escala: **1/500**
 Hecho por: **METÓDIKA**
 Fecha: **OCTUBRE 2021**
 Coordinación: **LUIS ALBERTO CURO PAREDES**

Lámina
A-01



PRIMERA PLANTA
ESCALA 1/75

Anotaciones:

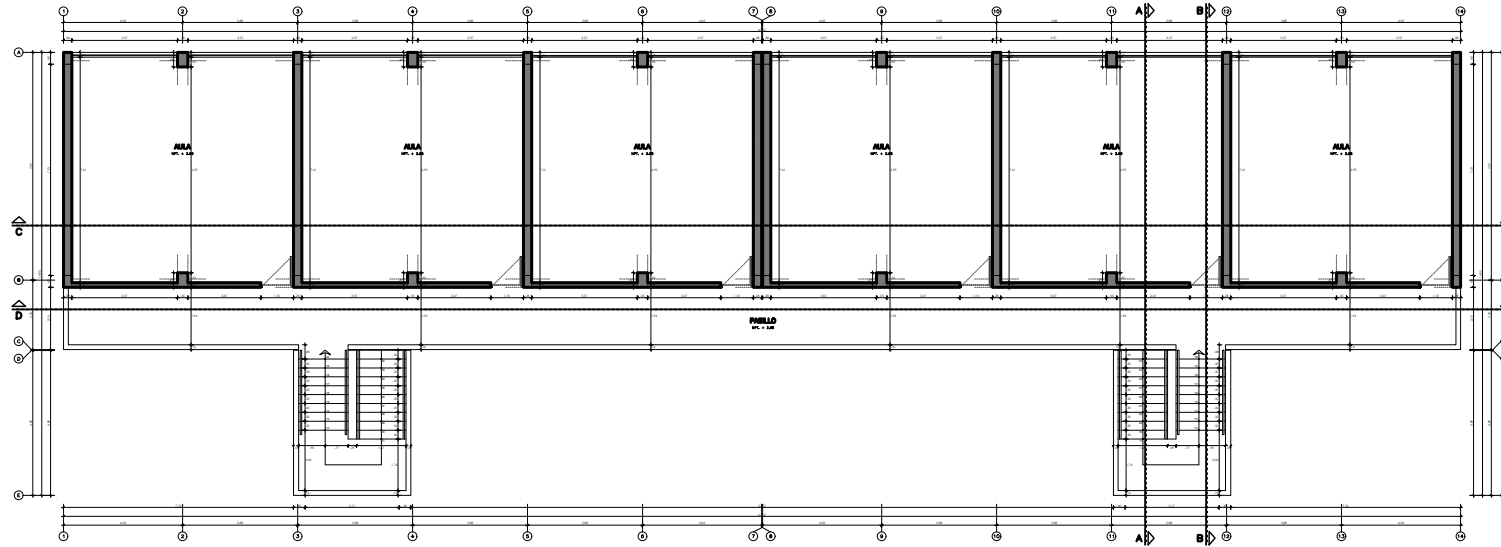
- Eje 1,3,5,7,9,10,12,14: se detectaron que el ancho de los muros están alineados al ancho de las columnas de dichos ejes.
- 6 Puertas de madera con medidas: 1,10m x 2,05m
- 2 Puertas de madera para ambientes bajo la escalera con medidas: 0,9m x 2,05m
- Piso de cemento pulido con brufos de 1cm
- Ventanas con perfilado de fierro
- Junta sísmica de 3cm entre los bloques de aulas

Proyecto	LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ
Descripción	BLOQUE A – PLANOS DE DISTRIBUCION

Ubicación	Urb. Las Virreyes Calle Sur Ave de los Angeles
Districto	Chilongo
Provincia	Chilongo
Departamento	Lambayeque

Profesional Responsable	Arq. Yván Paúl Guerrero Samané C.A.P. 8018
Escala	1/75
Título part.	METÓDICA
Fecha:	OCTUBRE 2021
Coordinación:	LUIS ALBERTO CURO PAREDES

Lámina	A-02
--------	------



SEGUNDA PLANTA
ESCALA 1/75

Anotaciones:

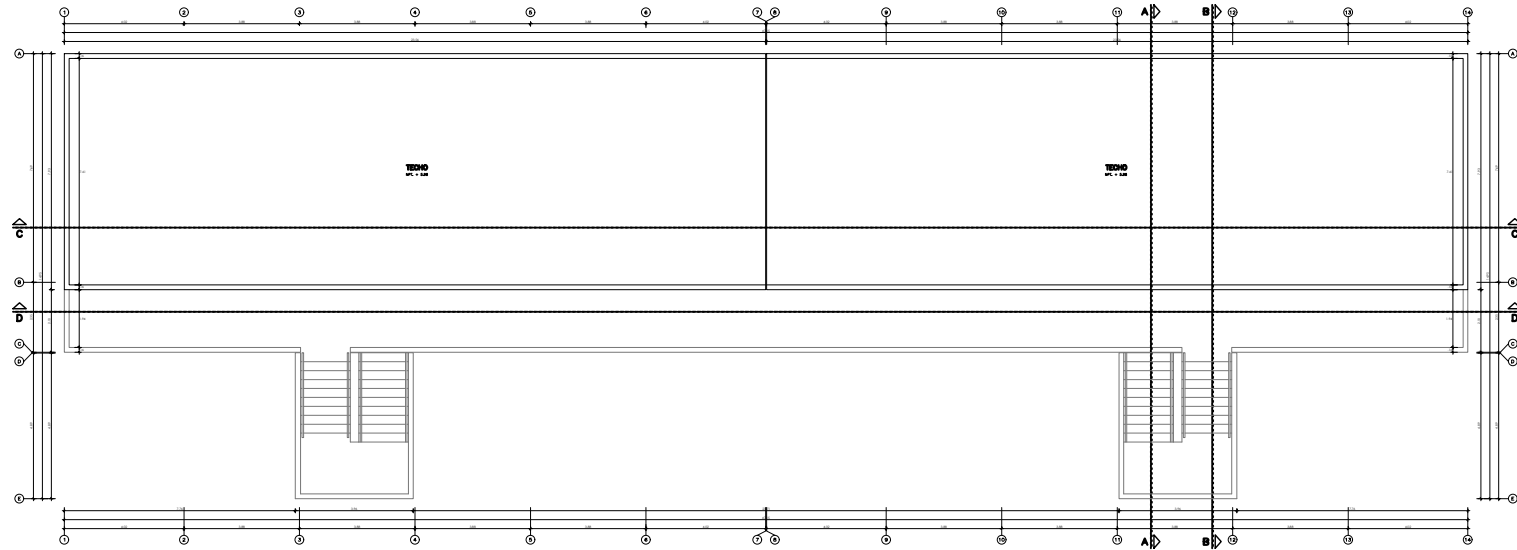
- Ejes 1,3,5,7,9,10,12,14: se detectaron que el ancho de los muros están alineados al ancho de las columnas de dichos ejes.
- 6 Puertas de madera con medidas: 1,10m x 2,05m
- Piso de cemento pulido con bruñidos de 1cm
- Ventanas con perfilado de fierro.
- Junta sísmica de 3cm entre los bloques de aulas

Proyecto	LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ
Descripción	BLOQUE A – PLANOS DE DISTRIBUCION

Ubicacion	Urb. Los Britos Calle San Ana de los Angeles
Districto	Chilago
Provincia	Chilago
Departamento	Lambayeque

Profesional Responsable	Arq. Yván Paúl Guerrero Samané C.A.P. 8016	
Escala	1/75	Hecho part: METÓDICA
Fecha:	OCTUBRE 2021	Coordinación: LUIS ALBERTO CURO PAREDES

Límite
A-03



PLANTA DE TECHO
ESCALA: 1/75

Anotaciones:

Proyecto
LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

Descripción
BLOQUE A – PLANOS DE DISTRIBUCION

Ubicación
**Ub. Las Brisas
Calle Sor Ana de los Angeles**

Dirección: **Chilago**
Provincia: **Chilago**
Departamento: **Lumbayague**

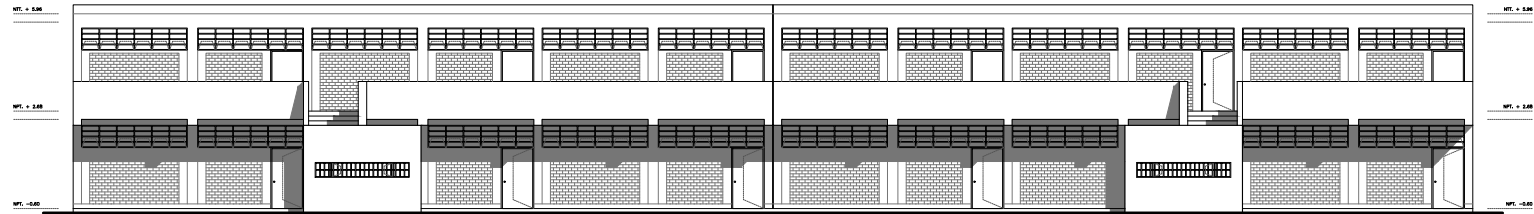
Profesional Responsable
**Arq. Yván Paúl Guerrero Samané
C.A.P. 6018**

Escala: **1/75** Hecho por: **METODIKA**

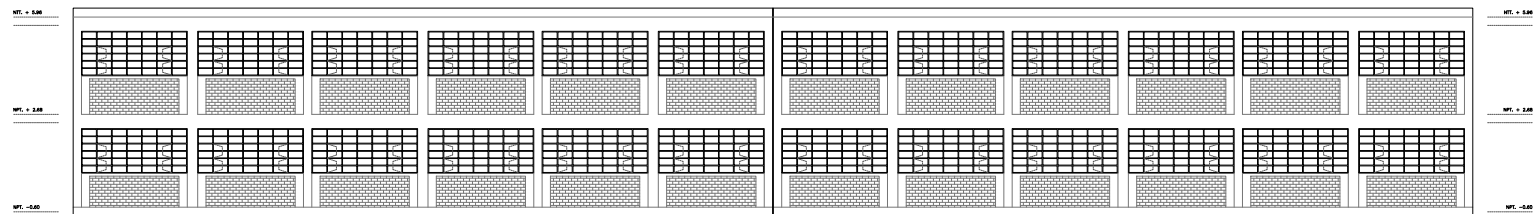
Fecha: **OCTUBRE 2021** Coordinación: **LUIS ALBERTO CURO PAREDES**

Lámina

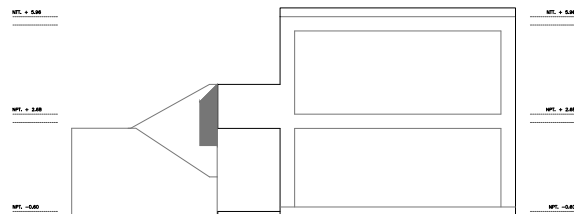
A-04



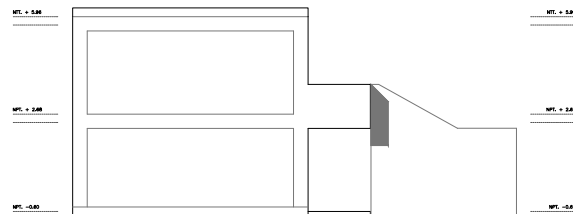
ELEVACIÓN FRONTAL
ESCALA: 1/75



ELEVACIÓN POSTERIOR
ESCALA: 1/75



ELEVACIÓN IZQUIERDA
ESCALA: 1/75

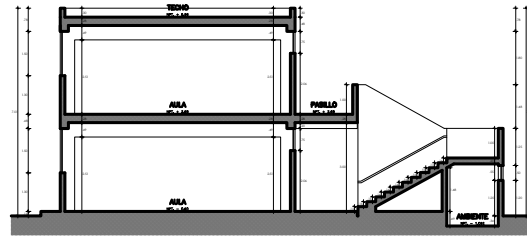


ELEVACIÓN DERECHA
ESCALA: 1/75

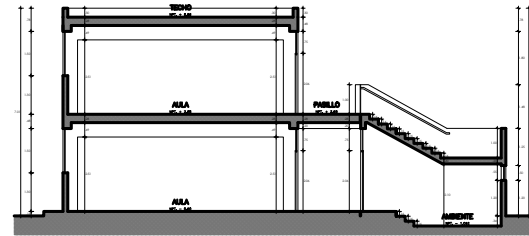
Anotaciones:

- Las muros contienen un área no trabajada expresados en los cortes y elevaciones
- Se detectan brufos de al menos 1cm entre columnas, muros y vigas.

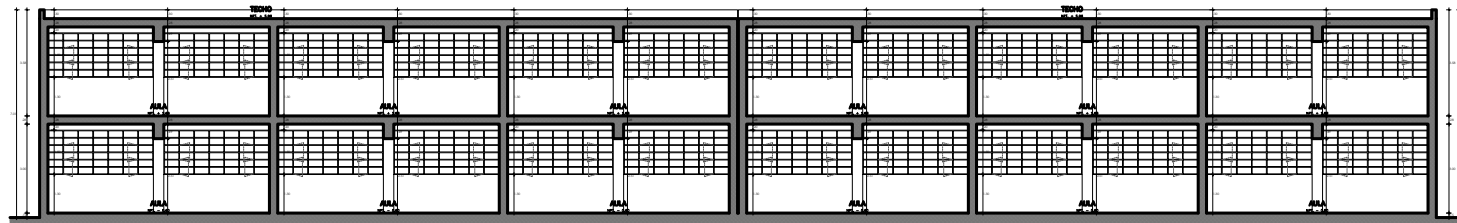
Proyecto LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ	Ubicación Ub. Los Britos Calle San Ant de los Angeles		Profesional Responsable Arq. Yván Paúl Guerrero Samamé C.A.P. 9016		Lámina A-05
	Descripción BLOQUE A - PLANOS DE DISTRIBUCION		Dirección: Chilogo	Fecha: OCTUBRE 2021	
		Provincia: Chilogo	Coordinación: LUIS ALBERTO CURO PAREDES		
		Departamento: Lamiyague			



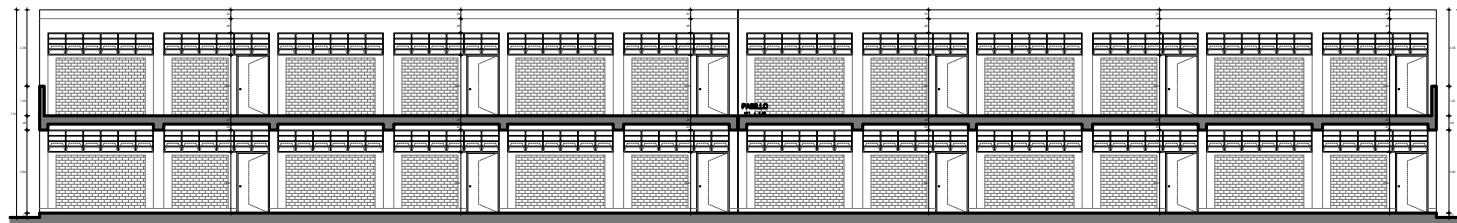
SECCIÓN A-A
ESCALA 1/75



SECCIÓN B-B
ESCALA 1/75



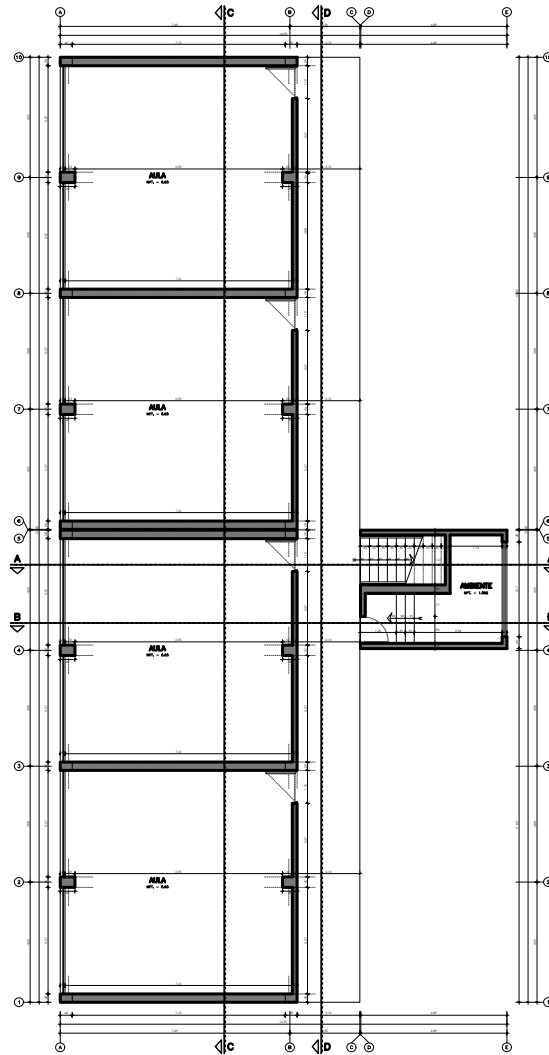
SECCIÓN C-C
ESCALA 1/75



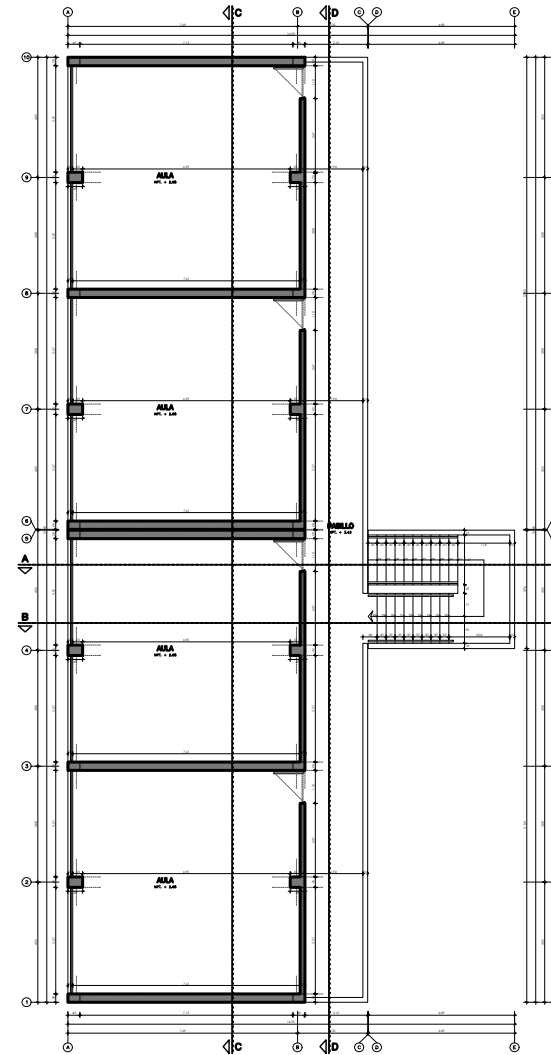
SECCIÓN D-D
ESCALA 1/75

- Notaciones:**
- Los muros contienen un área no tarrajada expresados en los cortes y elevaciones
 - Se detectan brujas de al menos 1cm entre columnas, muros y vigas.
 - Puertas de madera (h = 2,05m)
 - Piso de cemento pulido con brujas de 1cm
 - Ventanas con perfilado de fierro

Proyecto LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ	Ubicación Urb. Los Britos Calle San Ana de los Angeles	Profesional Responsable Arq. Yván Paúl Cuerrero Samamé C.A.P. 8016	Límite A-06
Descripción BLOQUE A - PLANOS DE DISTRIBUCION	Distrito: Chiligo Provincia: Chiligo Departamental: Lavallejaque	Escala: 1/75 Método: METÓDICA Fecha: OCTUBRE 2021 Coordinación: LUIS ALBERTO CURO PAREDES	



PRIMERA PLANTA
ESCALA 1/75



SEGUNDA PLANTA
ESCALA 1/75

Anotaciones:

- Eje 1,3,5,6,8,10: se detectaron que el ancho de los muros están alineados al ancho de las columnas de dichos ejes.
- 3 Puertas de madera con medidas: 1.10m x 2.05m
- 1 Puertas de madera para ambientes bajo la escalera con medidas: 0.9m x 2.05m
- Piso de cemento pulido con brujas de 1cm
- Ventanas con perfilado de fierro
- Junta sísmica de 3cm entre los bloques de aulas

Proyecto

LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

Descripción

BLOQUE B - PLANOS DE DISTRIBUCION

Ubicación

Urb. Las Brisas
Calle Srª Ana de los Angeles

Districto: Chilayo
Provincia: Chilayo
Departamento: Lambayeque

Profesional Responsable

Arq. Yván Paúl Guerrero Samamé
C.A.P. 6016

Escala

1/75

Fecha:

OCTUBRE 2021

Hecho por:

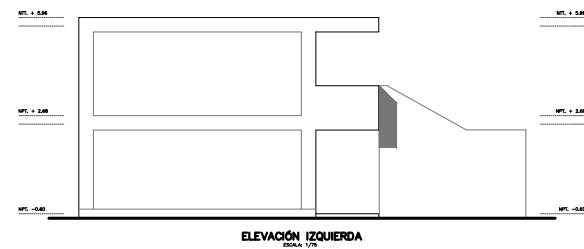
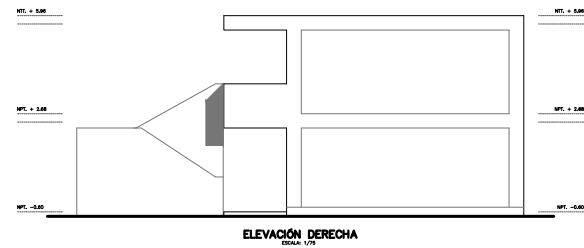
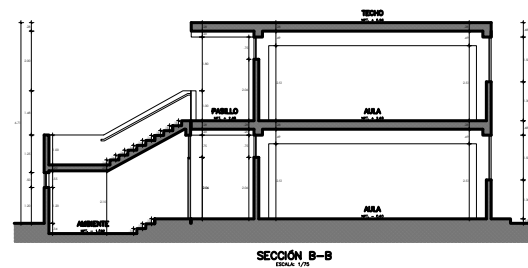
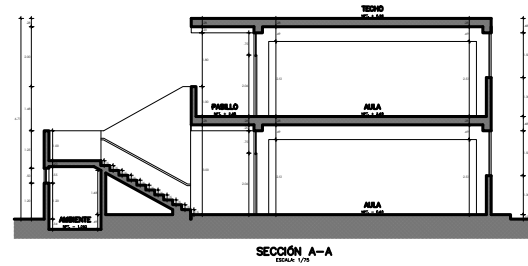
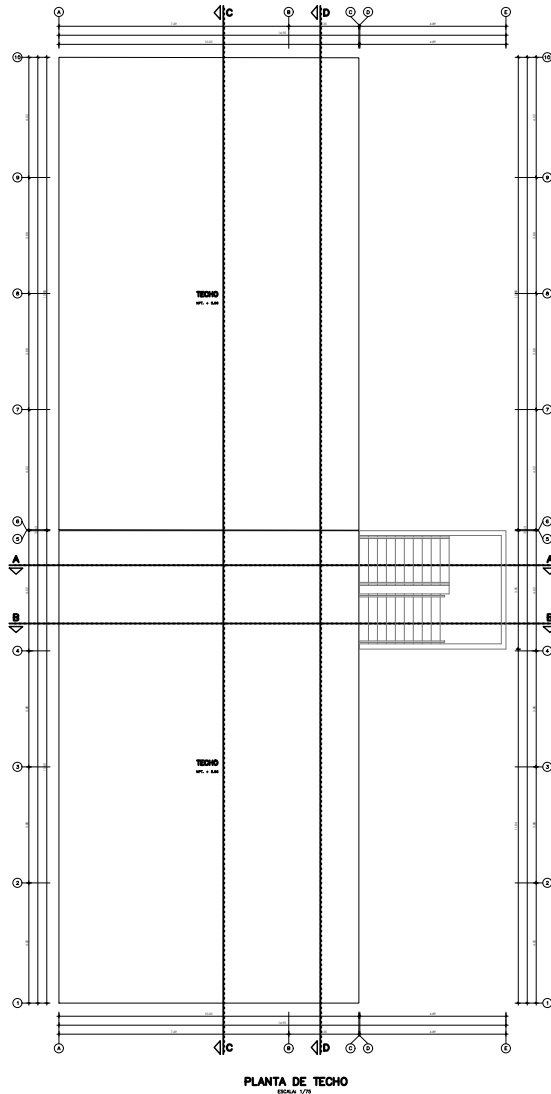
METÓDICA

Coordinación:

LUIS ALBERTO CURO PAREDES

Lámina

A-07



Anotaciones:

Proyecto
LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

Descripción
BLOQUE B – PLANOS DE DISTRIBUCION

Ubicación
**Urb. Las Brisas
Calle Sor Ana de los Angeles**

Dirección: **Chilayo**
Provincia: **Chilayo**
Departamento: **Lambayeque**

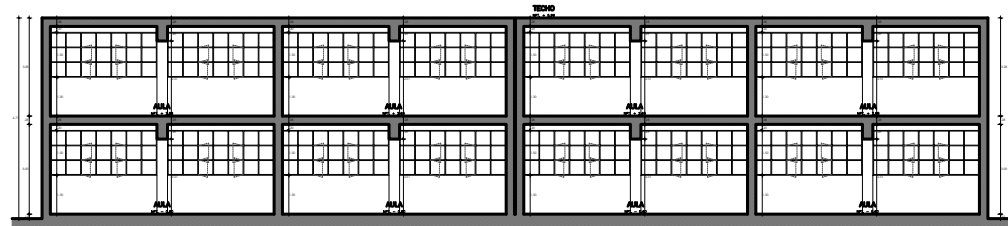
Profesional Responsable
**Arq. Yván Paúl Guerrero Samamé
C.A.P. 6018**

Escala: **1/75** Hecho por: **METÓDIKA**

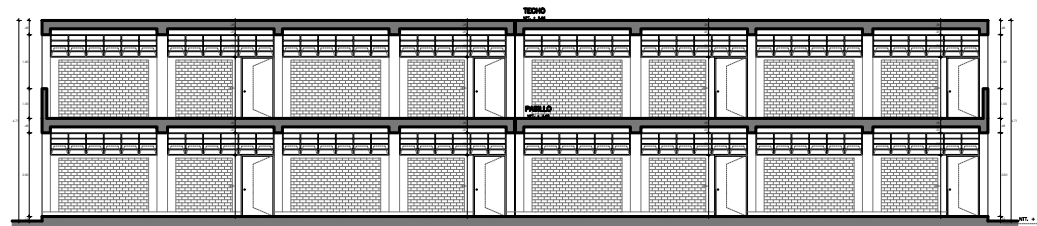
Fecha: **OCTUBRE 2021** Coordinación: **LUIS ALBERTO CURO PAREDES**

Lámina

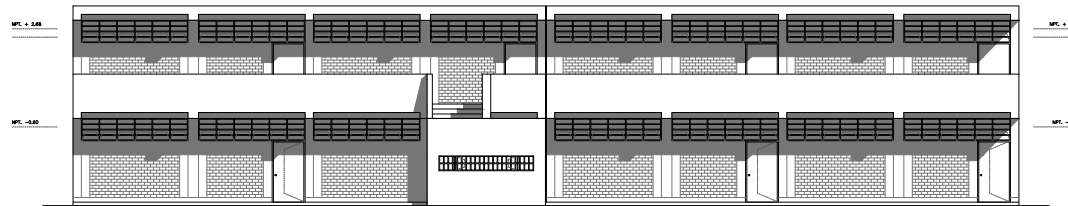
A-08



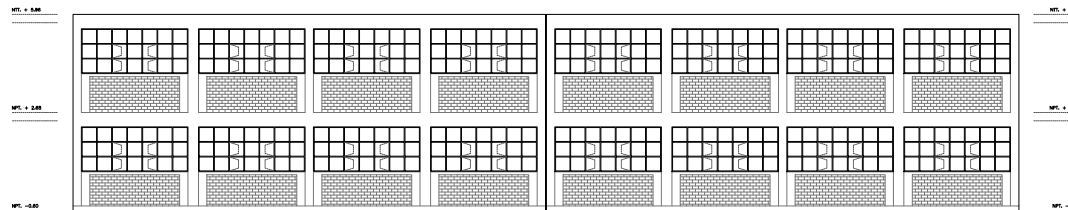
SECCIÓN C-C
ESCALA 1/75



SECCIÓN D-D
ESCALA 1/75



ELEVACIÓN FRONTAL
ESCALA 1/75



ELEVACIÓN POSTERIOR
ESCALA 1/75

- Anotaciones:
- Los muros contienen un área no tarrajada expresados en los cortes y elevaciones
 - Se detallan brufos de al menos 1cm entre columnas, muros y vigas.
 - Puertas de madera (h = 2.05m)
 - Piso de cemento pulido con brufos de 1cm
 - Ventanas con perfilado de fierro

Proyecto
LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO: COLEGIO 11124 NUESTRA SEÑORA DE LA PAZ

Descripción
BLOQUE B - PLANOS DE DISTRIBUCION

Ubicación
**Urb. Las Brisas
Calle Sor Ana de los Angeles**

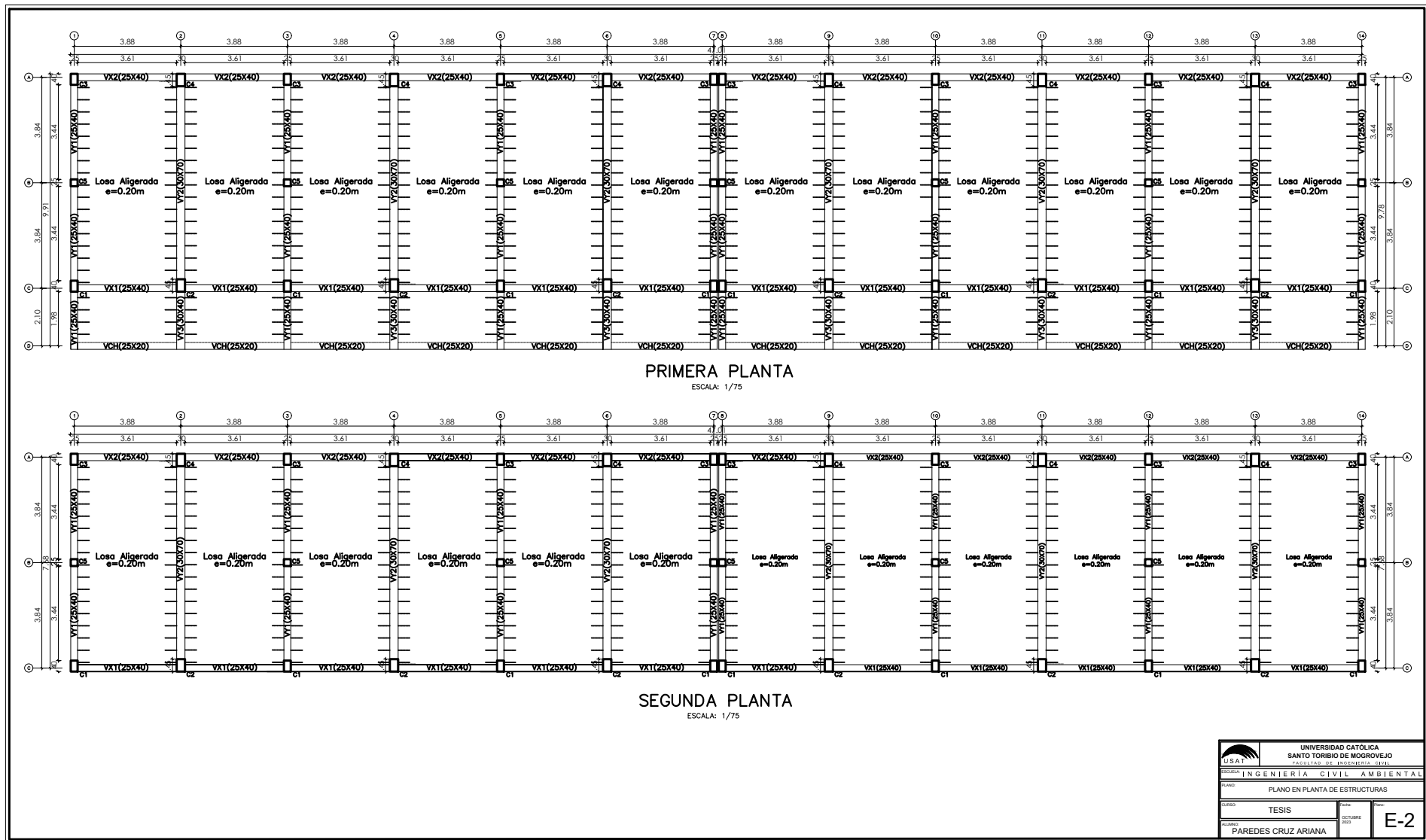
Districto: **Chilayo**
Provincia: **Chilayo**
Departamento: **Lambayeque**


Profesional Responsable
**Arq. Yván Paúl Guerrero Samamé
C.A.P. 6018**

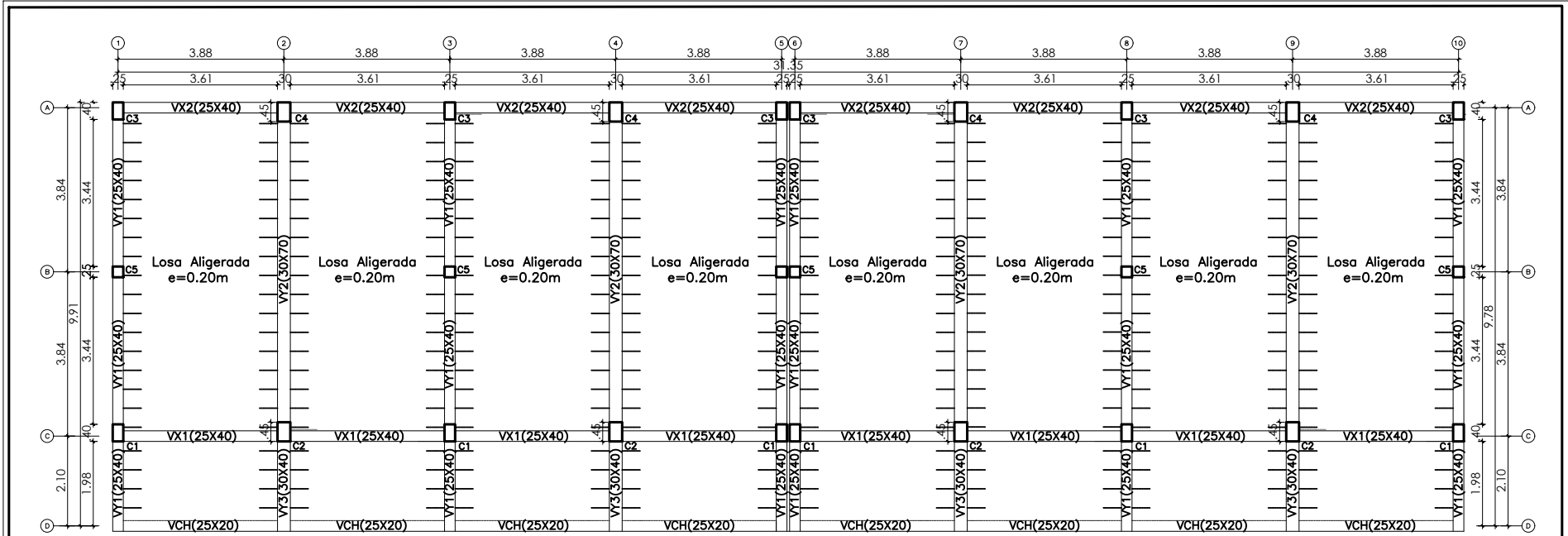
Escala: **1/75**
Fecha: **OCTUBRE 2021**
Hecho por: **METÓDIKA**
Coordinación: **LUIS ALBERTO CURO PAREDES**

Lámina
A-09

ANEXO N°10: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y REFORZAMIENTO

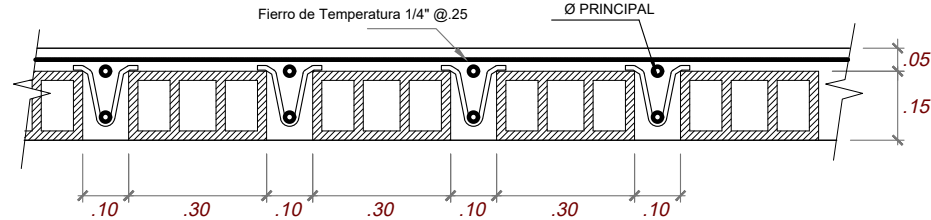


 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA	
INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
PLANO EN PLANTA DE ESTRUCTURAS	
TESIS	OCTUBRE 2013
PAREDES CRUZ ARIANA	E-2



PLANTA TÍPICA
 ESCALA: 1/75

	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		
	ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL		
PLANO:	PLANO EN PLANTA DE ESTRUCTURAS		
CURSO:	TESIS	Fecha: OCTUBRE 2023	Plano: E-3
ALUMNO:	PAREDES CRUZ ARIANA		



DETALLE DE LOSA

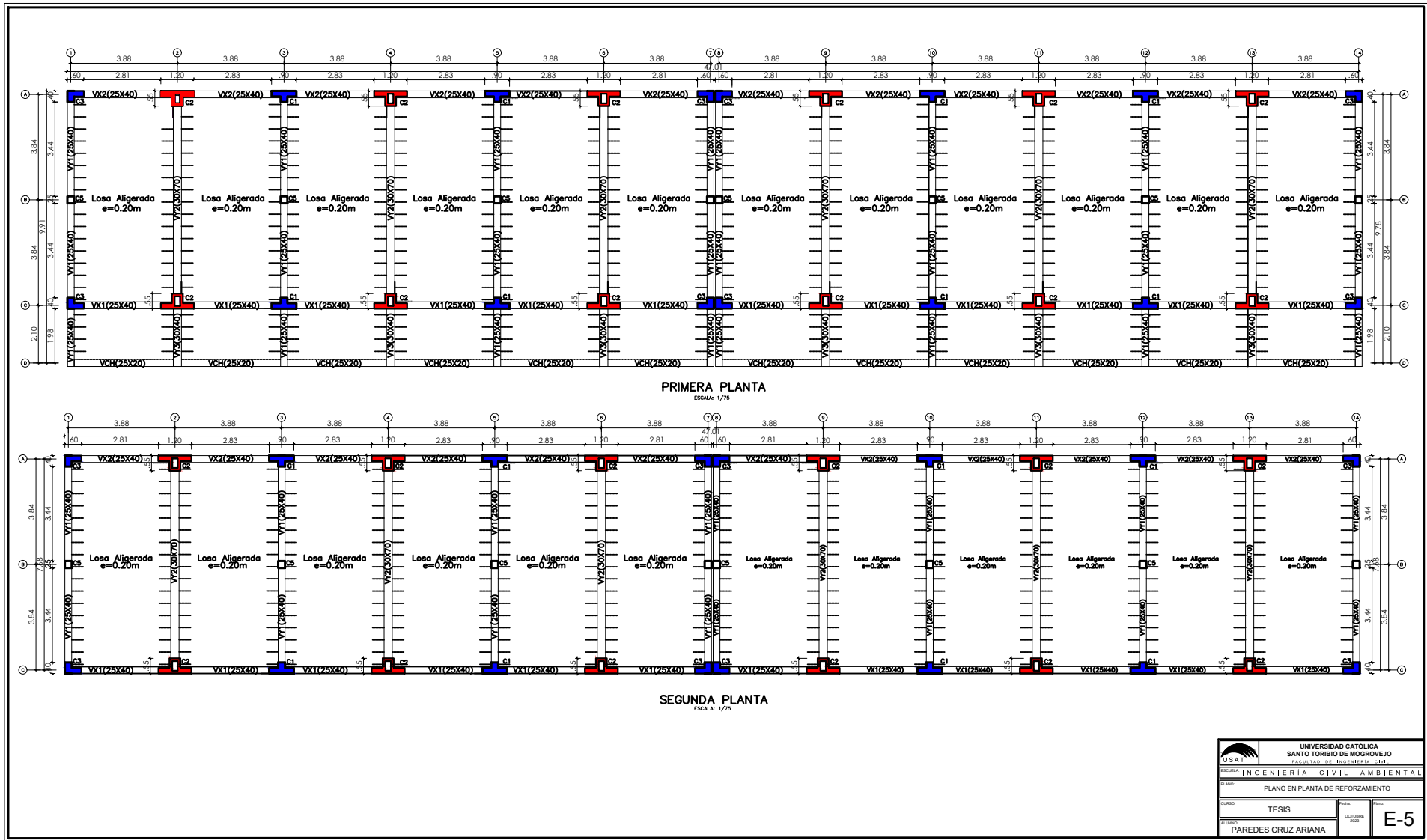
TIPO PISO		COLUMNA - C1	COLUMNA - C2	COLUMNA - C3	COLUMNA - C4	COLUMNA - C5
1°- 2°	GRÁFICO					
	a x b	0.25 x 0.40	0.30 x 0.45	0.25 x 0.40	0.30 x 0.45	0.25 x 0.25
	ESTRIBOS	6 Ø 3/8", 1@.05, 2@.07, 1@.17, Rto @.25	6 Ø 3/8", 1@.05, 2@.10, 1@.15, 1@.17, 3@.20, Rto @.25	6 Ø 3/8", 1@.05, 2@.07, 1@.17, Rto @.25	6 Ø 3/8", 1@.05, 2@.10, 1@.15, 1@.17, 3@.20, Rto @.25	6 Ø 1/4", 1@.05, 2@.08, 2@.11, 1@.15, 1@.23, Rto @.25
	CUANTÍA	1.19%	1.27%	1.19%	1.27%	0.81%
	RECUBRIMIENTO	0.04 m	0.05 m	0.04 m	0.05 m	0.04 m


DETALLE DE COLUMNAS

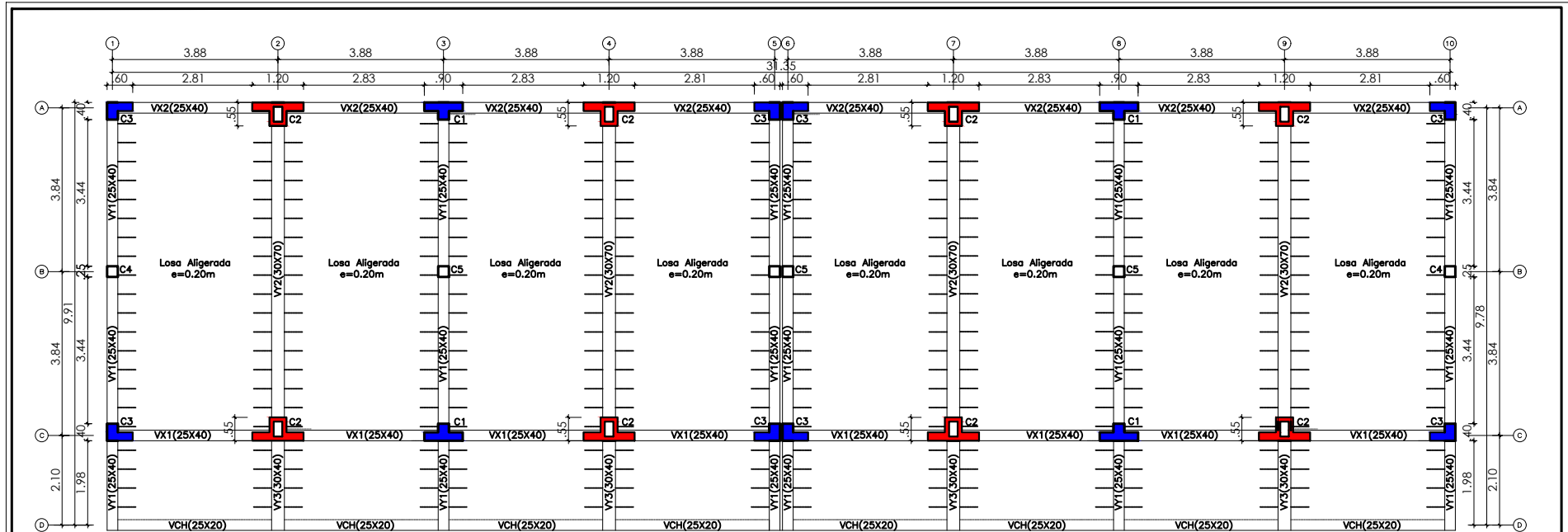
TIPO PISO		VIGA - X1	VIGA - X2	VIGA - Y1	VIGA - Y2
1°- 2°	GRÁFICO				
	a x b	0.25 x 0.40	0.25 x 0.40	0.25 x 0.40	0.30 x 0.70
	ESTRIBOS	6 Ø 3/8", 3@.05, 1@.10, 3@.15, 1@.17, 1@.20, Rto @.25	6 Ø 3/8", 3@.05, 1@.10, 3@.15, 1@.17, 1@.20, Rto @.25	6 Ø 3/8", 1@.05, 2@.10, 2@.15, 2@.20, Rto @.25	6 Ø 3/8", 1@.05, 2@.11, 4@.15, 2@.17, 5@.20, Rto @.25
	CUANTÍA	1.19%	1.19%	1.19%	1.09%
	RECUBRIMIENTO	0.05 m	0.05 m	0.05 m	0.07 m

DETALLE DE VIGAS

	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		
	ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL		
PLANO: PLANO DE DETALLES			
CURSO: TESIS		Fecha:	Plano:
ALUMNO: PAREDES CRUZ ARIANA		OCTUBRE 2023	E-4



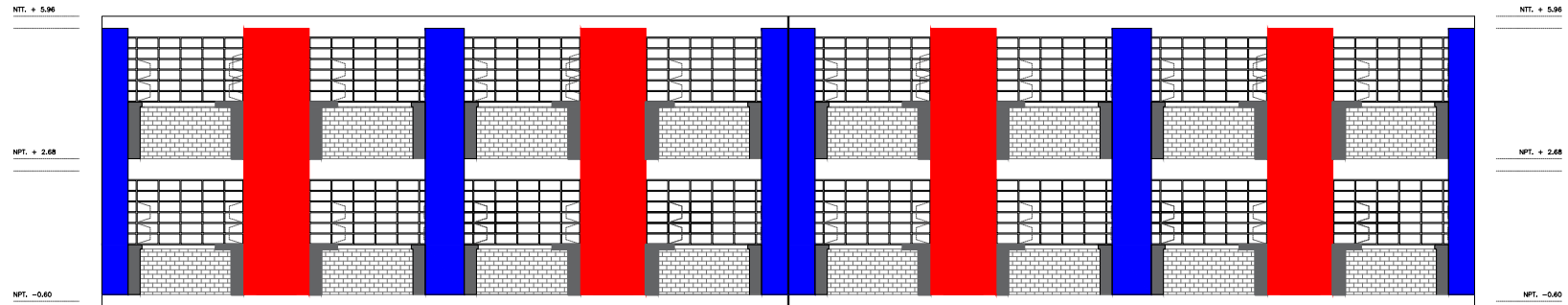
 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MÓDROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
PLANO EN PLANTA DE REFORZAMIENTO	
TÍTULO: TESIS	FECHA: OCTUBRE 2023
CLASIFICACIÓN: PAREDES CRUZ ARIANA	E-5



PLANTA TÍPICA

ESCALA: 1/75

	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
	ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
PLANO: PLANO EN PLANTA DE ESTRUCTURAS		
CURSO: TESIS	Fecha: OCTUBRE 2023	Plano: E-7
ALIBRADO: PAREDES CRUZ ARIANA		



ELEVACIÓN POSTERIOR
ESCALA: 1/75

PISO	TIPO	VIGA - X1	VIGA - X2	VIGA - Y1	VIGA - Y2	VIGA - Y3	VIGA - CH	
1°-2°	GRÁFICO							
	a x b	0.25 x 0.40	0.25 x 0.40	0.25 x 0.40	0.30 x 0.70	0.30 x 0.40	0.25 x 0.20	
	ESTRIBOS	□ 3Ø 3/8", 3Ø 05, 1Ø 10, 3Ø 15, 1Ø 17, 1Ø 20, Rvu @ 25	□ 3Ø 3/8", 3Ø 05, 1Ø 10, 3Ø 15, 1Ø 17, 1Ø 20, Rvu @ 25	□ 3Ø 3/8", 1Ø 05, 2Ø 10, 2Ø 15, 2Ø 20, Rvu @ 25	□ 3Ø 3/8", 1Ø 05, 2Ø 11, 4Ø 15, 2Ø 17, 1Ø 20, Rvu @ 25	□ 3Ø 3/8", 1Ø 05, 1Ø 10, 3Ø 15, 2Ø 10, 3Ø 17, Rvu @ 25	□ 3Ø 3/8", 1Ø 05, 1Ø 10, 3Ø 15, 3Ø 10, 1Ø 17, Rvu @ 25	
	CUANTÍA	1.19%	1.19%	1.19%	1.09%	0.99%	2.28%	
	RECURRIMIENTO	0.05 m	0.05 m	0.05 m	0.07 m	0.06 m	0.04 m	

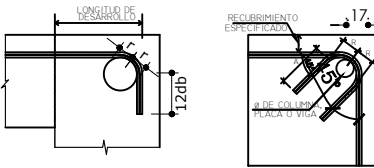
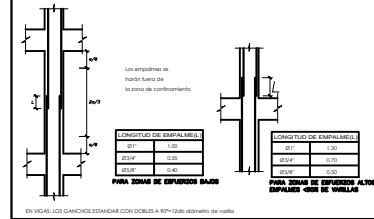
DETALLE DE VIGAS
ESCALA: 1/75

PISO	TIPO	COLUMNA - C1	COLUMNA - C2	COLUMNA - C3	COLUMNA - C4
1°-2°	GRÁFICO				
	a x b	Hf: 0.9 m bw: 0.25 m	Hf: 1.20 m bw: 0.40 m	Hf: 0.60 m bw: 0.25 m	0.25 x 0.25
	ESTRIBOS	□ 1Ø 05, 4Ø 10, Rvu @ 20 cm	□ 3Ø 3/8" @ 15-14" @ 10, 15	□ 1Ø 05, 6Ø 10, Rvu @ 20 cm	□ Ø 1/4", 1Ø 05, 2Ø 08, 2Ø 11, 1Ø 15, 1Ø 23, Rvu @ 25
	CUANTÍA	CUANTÍA: 1.96%	CUANTÍA: 1.64%	CUANTÍA: 1.96%	0.81%
	RECURRIMIENTO	Recurrimento: 40m	Recurrimento: 50m	Recurrimento: 40m	0.04 m

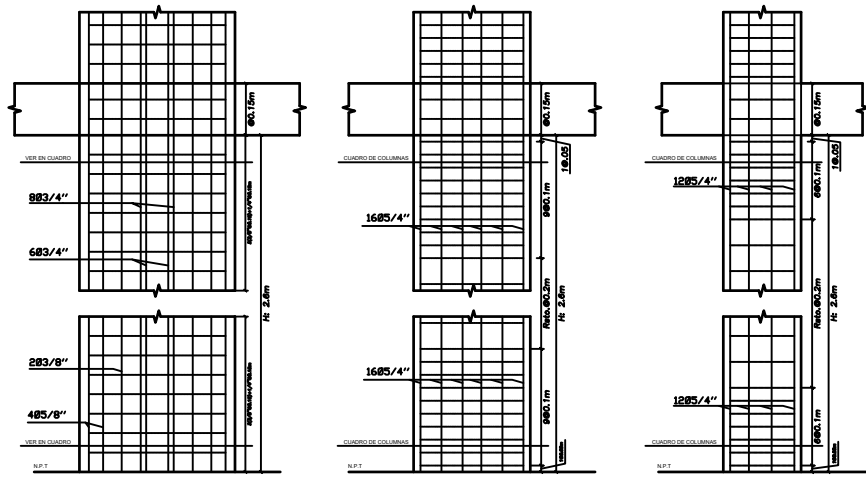
DETALLE DE COLUMNAS
ESCALA: 1/75

		UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL			
PLANO: PLANO EN ELEVACIÓN DE REFORZAMIENTO			
CURSO: TESIS		Fecha: OCTUBRE 2023	Plano: E-8
ALUMNO: PAREDES CRUZ ARIANA			

EMPALMES PARA COLUMNAS



LONGITUD DE DESARROLLO PARA GANCHO ESTANDAR, EXTENSION MINIMA		RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA BARRAS	
Ø	l _d (in)	l _d (in)	f (cm)
3/8"	0.21	0.12	3.0
1/2"	0.28	0.15	4.0
5/8"	0.35	0.20	5.0
3/4"	0.40	0.25	6.0



COLUMNA - C2 1:100 COLUMNA - C1 1:100 COLUMNA - C3 1:100

ESPECIFICACIONES TECNICAS

-Acero f_y4200 kg/cm²

-Concreto

Columna M-A Nivel 1 f'_c12717 kg/cm²

Columna M-B Nivel 1 f'_c14333 kg/cm²

Columna M-A Nivel 2 f'_c9780 kg/cm²

Columna M-B Nivel 2 f'_c12860 kg/cm²

Viga M-A Nivel 1 f'_c12717 kg/cm²

Viga M-B Nivel 1 f'_c14333 kg/cm²

Viga M-A Nivel 2 f'_c9780 kg/cm²

Viga M-B Nivel 2 f'_c12860 kg/cm²

Columnas encastradas f'_c2800 kg/cm²

Columnas diseñadas f'_c2100 kg/cm²

-Recubrimientos

Columna N#1 4 cm

Columna N#2 5 cm

Columna N#3 4 cm

Columna N#4 5 cm

Columna N#5 4 cm

Elementos encastrados 6 cm

Columnas diseñadas 4 cm

Norma Técnica E-060 Concreto armado

Norma Técnica E-070 Albañilería

f_w 53 kg/cm²

Norma Técnica E-20 Cargas

Sobrecargas

-Carga para Techo 100 kg/cm²

-Carga para corredor 200 kg/cm²

-Carga para autos 400 kg/cm²

Norma Técnica E-030 Diseño sismorresistente

-Zona 4, Factor de zona 0.45

-Perfil Tipo S3 "Suelos blandos"

-Categoría "A" Edificaciones Esenciales

-Factor U 1.5

Limites para derivas en X (Concreto armado) 0.07

Limites para derivas en Y (Albañilería confinada) 0.005

TIPO		COLUMNA - C1	COLUMNA - C2	COLUMNA - C3	COLUMNA - C4
1°-2°	GRÁFICO				
	a x b	b _f 0.9 m b _w 0.25 m	b _f 1.20 m b _w 0.40 m	b _f 0.60 m b _w 0.25 m	0.25 x 0.25
	ESTRIBOS	180.05, 9Ø10, Rest.Ø20 cm	3X3/8"Ø0.15+1/4"Ø0.15	180.05, 6Ø10, Rest.Ø20 cm	Ø 1/4", 18.05, 20.06, 20.11, 18.15, 18.23, Rto Ø.25
	CUANTÍA	CUANTÍA 1.38%	CUANTÍA 1.54%	CUANTÍA 1.39%	0.81%
	RECURRIMIENTO	Recubrimiento 4cm	Recubrimiento 6cm	Recubrimiento 4cm	0.04 m

	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
	ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
PLANO: DETALLE DE REFORZAMIENTO		
CURSO:	TESIS	Fecha: OCTUBRE 2023
ALUMNO:	PAREDES CRUZ ARIANA	Plano: E-9