

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



**Evaluación sismorresistente y diseño por desempeño de la IE N° 11025
Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea, La Victoria – Chiclayo**

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

AUTOR

Luis Alejandro Cabanillas Vilchez

ASESOR

Jose Alberto Acero Martinez

<https://orcid.org/0000-0003-4154-9510>

Chiclayo, 2024

**Evaluación sismorresistente y diseño por desempeño de la IE N°
11025 Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea, La Victoria -
Chiclayo**

PRESENTADA POR

Luis Alejandro Cabanillas Vilchez

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

INGENIERO CIVIL

APROBADA POR

Jose Alfredo Cespedes Deza

PRESIDENTE

Jorge Enrique Alvarez Ruffran

SECRETARIO

Jose Alberto Acero Martinez

VOCAL

Dedicatoria

El presente trabajo está dedicado a toda la gente que me apoyaron durante mi etapa de estudiante especialmente a mi familia que por su apoyo incansable en todo momento hicieron que lograra cumplir con mis objetivos planteados.

Agradecimiento

Agradezco a todos los docentes que tuve durante mi etapa universitaria que aportaron en mi formación como profesión con cada consejo y experiencia tanto laboral como personal, también agradezco a mis padres que con su esfuerzo y confianza en mi impulsaron a mi desarrollo profesional y personal.

INFORME DE ORIGINALIDAD

25%

INDICE DE SIMILITUD

25%

FUENTES DE INTERNET

7%

PUBLICACIONES

8%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	9%
2	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	7%
3	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1%
7	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	<1%
9	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1%

Índice

Resumen	11
Abstract.....	12
Introducción.....	13
Revisión de Literatura	15
Antecedentes del problema.....	15
Base teórico científicas	17
Bases legales.....	17
Bases Teóricas	20
Métodos de Análisis Sísmico	29
Análisis Estático No Lineal Push-Over:.....	33
Curva de Capacidad.....	35
Materiales y métodos.....	39
Tipo y nivel de investigación.....	39
Población, muestra, muestreo.....	39
Criterios de Selección.....	39
Operacionalización de variables	39
Procedimientos	40
Plan de procesamiento y análisis de datos.....	41
Consideraciones éticas.....	42
Resultados y Discusión.....	42
Estudio de Mecánica de Suelos	43
Exploración de Calicatas	43
Resultados de los ensayos.....	44
Ensayos al Concreto	44
Resultados de Ensayo de Diamantinas	47
Consideraciones del modelamiento	48
Propiedades de los materiales.....	48
Cargas de gravedad.....	48
Asignación de Mass Source.....	49
Asignación de end lenght offset	49
Combinaciones de carga.....	49
Asignación de rótulas plásticas.....	50
Análisis y evaluación de estructuras.....	51
Análisis del Módulo 1.....	52
Análisis de Modulo 2.....	73
Análisis de Modulo 3.....	90

Análisis de Modulo 4.....	107
Intervención de estructuras.....	125
Parámetros sísmicos	127
Masas de las estructuras	127
Análisis de frecuencias	127
Análisis de derivas.....	128
Análisis Inelástico.....	129
Conclusiones.....	131
Recomendaciones	132
Referencias bibliográficas	133
Anexos.....	135
Anexo 1: Documentos de autorización para la tesis en la institución educativa.....	135
Anexo 3: Resultados de EMS	137
Anexo 4: Resultados de Ensayos de Diamantina	144
Anexo 5. Cálculo de acero de nuevos diseños de módulos 3 y 4	146
Anexo 6. Planos.....	157

Lista de Tablas

TABLA 1: TIEMPO DE VIDA ÚTIL DE OBRAS CIVILES	20
TABLA 2: FACTORES DE ZONA "Z" - NTP E.030	21
TABLA 3: CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO - E.030	21
TABLA 4: FACTOR DE SUELO "S" - E.030	22
TABLA 5: PERIODOS TP Y TL - E.030	22
TABLA 6: SISTEMAS ESTRUCTURALES - E.030	23
TABLA 7: NIVELES DE DESEMPEÑO - VISION 2000	24
TABLA 8: OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	40
TABLA 9: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS.....	40
TABLA 10: IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS DE SUELO EXTRAÍDAS EN LA I.E 11025	43
TABLA 11: CARACTERÍSTICAS DE MUESTRAS DEL SUELO	44
TABLA 12: RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE MUESTRAS DE CONCRETO EXTRAÍDAS DE LA I.E 11025 ..	47
TABLA 13: PROPIEDADES LINEALES DE LOS MATERIALES	48
TABLA 14: CARGAS CONSIDERADAS EN EL MODELAMIENTO DE LOS MÓDULOS	48
TABLA 15: MASAS POR PISO DEL MÓDULO 1	60
TABLA 16: PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL – MÓDULO 1.....	61
TABLA 17: VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA BASE - MODULO 1.....	61
TABLA 18: CONTROL DE DERIVAS DIRECCIÓN X - MÓDULO 1.....	62
TABLA 19: CONTROL DE DERIVAS DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	62
TABLA 20: CURVA BILINEAL DIRECCIÓN X - MODULO 1.....	66
TABLA 21: LIMITES DE NIVELES DE DESEMPEÑO DIRECCIÓN X - MÓDULO 1	66
TABLA 22: PERIODOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA ESPECTROS COMPATIBLES - MÓDULO 1	68
TABLA 23: ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS SEGÚN ASCE 7-16	74
TABLA 24: MASAS POR PISO DEL MÓDULO 2	78
TABLA 25: PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL – MÓDULO 2.....	79
TABLA 26: CONTROL DE DERIVAS DIRECCIÓN X - MÓDULO 2.....	80
TABLA 27: CONTROL DE DERIVAS DIRECCIÓN Y - MÓDULO 2.....	80
TABLA 29: PERIODOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA ESPECTROS COMPATIBLES - MÓDULO 1	85
TABLA 30: MASAS POR PISO DEL MÓDULO 2	95
TABLA 31: PARTICIPACIÓN MODAL - MÓDULO 2	96
TABLA 32: PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL – MÓDULO 2.....	96
TABLA 33: VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA BASE - MODULO 2.....	96
TABLA 34: CONTROL DE DERIVAS - MÓDULO 3	96
TABLA 35: CONTROL DE FISURACIÓN DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - MÓDULO 1.....	98
TABLA 36: PERIODOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA ESPECTROS COMPATIBLES - MÓDULO 3	102
TABLA 37: MASAS POR PISO DEL MÓDULO 4	113
TABLA 38: PARTICIPACIÓN MODAL - MÓDULO 4	113
TABLA 39: PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL – MÓDULO 4.....	113
TABLA 40: VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LA BASE - MODULO 4.....	114
TABLA 41: CONTROL DE DERIVAS - MÓDULO 4	114
TABLA 42: CONTROL DE FISURACIÓN DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - MÓDULO 1.....	115
TABLA 43: PERIODOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA ESPECTROS COMPATIBLES - MÓDULO 4	120

Lista de Figuras

FIGURA 1: MAPA DE IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SÍSMICAS EN EL PERÚ.....	20
FIGURA 2: OBJETIVO DE DISEÑO DE LA NORMA E.030 SEGÚN VISION 2000.....	24
FIGURA 3: PROPUESTA MANDER DE MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO CONFINADO Y SIN CONFINAR.....	26
FIGURA 4: PROPUESTA DE PARK Y PAULAY DE MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO.....	26
FIGURA 5. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS TIPOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS.....	33
FIGURA 6: ILUSTRACIÓN DE ANÁLISIS PUSH-OVER.....	34
FIGURA 7: ESQUEMA DEL PUSH-OVER.....	34
FIGURA 8: REPRESENTACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD.....	35
FIGURA 9: TRANSFORMACIÓN DE LA CURVA CAPACIDAD A UN ESPECTRO CAPACIDAD.....	36
FIGURA 10: DEFINICIÓN DE LA FLUENCIA EFECTIVA O DEFORMACIÓN DE FLUENCIA.....	37
FIGURA 11: CRITERIO DE LAS ÁREAS IGUALES.....	38
FIGURA 12: REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	38
FIGURA 13: FRONTIS DE LA I.E. 11025.....	42
FIGURA 14: UBICACIÓN DE PUNTOS DE EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO.....	43
FIGURA 15:UBICACIÓN DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINAS DE MODULO 1.....	45
FIGURA 16:UBICACIÓN DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINAS DE MODULO 2.....	45
FIGURA 17: UBICACIÓN DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINAS DE MODULO 3.....	46
FIGURA 18: UBICACIÓN DE EXTRACCIÓN DE DIAMANTINAS DE MODULO 4.....	46
FIGURA 19: MUESTRAS DE NÚCLEOS DIAMANTINOS EXTRAÍDOS DE LA I.E. 11025.....	47
FIGURA 20: MODELAMIENTO DE UNIÓN VIGA - COLUMNA.....	49
FIGURA 21: ASIGNACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS DE VIGAS Y COLUMNAS.....	50
FIGURA 22: MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y MODELO NO LINEAL EQUIVALENTE.....	51
FIGURA 23: ASIGNACIÓN DE RÓTULA DE CORTE EN MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA.....	51
FIGURA 24: FRENTE DE MÓDULO DE LA I.E. 11025.....	52
FIGURA 25: DIAFRAGMAS RÍGIDOS ASIGNADOS AL MÓDULO 1 DE LA I.E. 11025.....	53
FIGURA 26: CORTES DE VIGAS 1 - MODULO 1.....	54
FIGURA 27: CORTES DE VIGAS 2 - MÓDULO 1.....	55
FIGURA 28:SECCIONES DE COLUMNAS - MODULO 1.....	59
FIGURA 29: ESPECTROS DE DISEÑO E.030-2020.....	60
FIGURA 30: ASIGNACIÓN DEL CASO DE CARGO GRAVITACIONAL NO LINEAL.....	63
FIGURA 31: CREACIÓN DEL CASO DE CARGA PARA PUSHOVER EN DIRECCIÓN X Y DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	64
FIGURA 32: PUNTO DE CONTROL PARA EL DESPLAZAMIENTO PRODUCIDO POR PUSH-OVER - MODULO 1	65
FIGURA 33: FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS - MÓDULO 1.....	65
FIGURA 34: CURVAS DE CAPACIDAD - MÓDULO 1.....	66
FIGURA 35: DESEMPEÑO DIRECCIÓN X - MÓDULO 1.....	67
FIGURA 36: DESEMPEÑO DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	67
FIGURA 37: ESPECTROS DE ACELEROGRAMAS COMPATIBLES - MÓDULO 1.....	68
FIGURA 38: CORTANTE BASAL SISMO DE 1966 DIRECCIÓN X - MÓDULO 1.....	69
FIGURA 39: DESPLAZAMIENTO SISMO 1966 DIRECCIÓN X - MÓDULO 1.....	69
FIGURA 40: CORTANTE BASAL SISMO 1966 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	69
FIGURA 41: DESPLAZAMIENTO SISMO 1966 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	70
FIGURA 42: CORTANTE BASAL SISMO 1970 - MÓDULO 1.....	70
FIGURA 43: DESPLAZAMIENTO SISMO 1970 DIRECCIÓN X - MÓDULO 1.....	70
FIGURA 44: CORTANTE BASAL SISMO 1970 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	71
FIGURA 45: DESPLAZAMIENTO SISMO 1970 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	71
FIGURA 46: CORTANTE BASAL SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 1.....	71
FIGURA 47: DESPLAZAMIENTO SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 1.....	72
FIGURA 48: CORTANTE BASAL SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 1.....	72
FIGURA 49: DESPLAZAMIENTO SISMO 1974 DIRECCIÓN Y – MÓDULO 1.....	72
FIGURA 50: COMPARACIÓN DE ANÁLISIS NO LINEALES - MODULO 1.....	73
FIGURA 51: FRENTE DE MÓDULO 2.....	73

FIGURA 52: DIAFRAGMAS RÍGIDOS ASIGNADOS AL MÓDULO 2 DE LA I.E. 11025	75
FIGURA 53: CORTES DE VIGAS 1 - MODULO 2	76
FIGURA 54: SECCIONES DE VIGA - MODULO 2	78
FIGURA 55: SECCIONES DE COLUMNAS - MODULO 2.....	78
FIGURA 56: ASIGNACIÓN DEL CASO DE CARGO GRAVITACIONAL NO LINEAL	81
FIGURA 57: CREACIÓN DEL CASO DE CARGA PARA PUSHOVER EN DIRECCIÓN X Y DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	82
FIGURA 58: PUNTO DE CONTROL PARA EL DESPLAZAMIENTO PRODUCIDO POR PUSHOVER - MODULO 1	82
FIGURA 59: FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS - MÓDULO 1.....	83
FIGURA 60: CURVAS DE CAPACIDAD - MÓDULO 1	83
FIGURA 61: DESEMPEÑO DIRECCIÓN X - MÓDULO 1	84
FIGURA 62: DESEMPEÑO DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1.....	84
FIGURA 63: ESPECTROS DE ACELEROGRAMAS COMPATIBLES - MÓDULO 1	85
FIGURA 64: CORTANTE BASAL SISMO DE 1966 DIRECCIÓN X - MÓDULO 2.....	86
FIGURA 65: DESPLAZAMIENTO SISMO 1966 DIRECCIÓN X - MÓDULO 2.....	86
FIGURA 66: CORTANTE BASAL SISMO 1966 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 2.....	86
FIGURA 67: DESPLAZAMIENTO SISMO 1966 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 2.....	86
FIGURA 68: CORTANTE BASAL SISMO 1970 - MÓDULO 2.....	87
FIGURA 69: DESPLAZAMIENTO SISMO 1970 DIRECCIÓN X - MÓDULO 2.....	87
FIGURA 70: CORTANTE BASAL SISMO 1970 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 2.....	88
FIGURA 71: DESPLAZAMIENTO SISMO 1970 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 2.....	88
FIGURA 72: CORTANTE BASAL SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 2.....	88
FIGURA 73: DESPLAZAMIENTO SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 2.....	88
FIGURA 74: CORTANTE BASAL SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 2.....	89
FIGURA 75: DESPLAZAMIENTO SISMO 1974 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 1	89
FIGURA 76: COMPARACIÓN DE ANÁLISIS NO LINEALES - MODULO 1	89
FIGURA 77: FRENTE DE MÓDULO 3.....	90
FIGURA 78: VISTA EN PLANTA - MODULO 3	91
FIGURA 79: DIAFRAGMAS RÍGIDOS ASIGNADOS AL MÓDULO 3 DE LA I.E. 11025	92
FIGURA 80: CORTES DE VIGAS 1 - MODULO 3	93
FIGURA 81: CORTES DE VIGAS 2 - MÓDULO 2	93
FIGURA 82: SECCIONES DE VIGA - MODULO 3	94
FIGURA 83: SECCIONES DE COLUMNAS - MODULO 3.....	94
FIGURA 84: ASIGNACIÓN DEL CASO DE CARGO GRAVITACIONAL NO LINEAL	98
FIGURA 85: CREACIÓN DEL CASO DE CARGA PARA PUSHOVER EN DIRECCIÓN X Y DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	99
FIGURA 86: PUNTO DE CONTROL PARA EL DESPLAZAMIENTO PRODUCIDO POR PUSHOVER - MODULO 3	100
FIGURA 87: FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS - MÓDULO 3.....	100
FIGURA 88: CURVAS DE CAPACIDAD - MÓDULO 1	101
FIGURA 89: DESEMPEÑO DIRECCIÓN X - MÓDULO 3	101
FIGURA 90: DESEMPEÑO DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	102
FIGURA 91: ESPECTROS DE ACELEROGRAMAS COMPATIBLES - MÓDULO 3	102
FIGURA 92: CORTANTE BASAL SISMO DE 1966 DIRECCIÓN X - MÓDULO 3.....	103
FIGURA 93: DESPLAZAMIENTO SISMO 1966 DIRECCIÓN X - MÓDULO 3.....	103
FIGURA 94: CORTANTE BASAL SISMO 1966 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	104
FIGURA 95: DESPLAZAMIENTO SISMO 1966 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	104
FIGURA 96: CORTANTE BASAL SISMO 1970 - MÓDULO 3.....	104
FIGURA 97: DESPLAZAMIENTO SISMO 1970 DIRECCIÓN X - MÓDULO 3.....	105
FIGURA 98: CORTANTE BASAL SISMO 1970 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	105
FIGURA 99: DESPLAZAMIENTO SISMO 1970 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	105
FIGURA 100: CORTANTE BASAL SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 3.....	106
FIGURA 101: DESPLAZAMIENTO SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 3.....	106
FIGURA 102: CORTANTE BASAL SISMO 1974 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	106
FIGURA 103: DESPLAZAMIENTO SISMO 1974 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	107
FIGURA 104: COMPARACIÓN DE ANÁLISIS NO LINEALES - MODULO 1	107

FIGURA 105: FRENTE DE MÓDULO 4.....	107
FIGURA 106: ESQUEMA DE COLOCACIÓN DE MURETES DE ALBAÑILERÍA.....	108
FIGURA 107: VISTA EN PLANTA - MODULO 4	109
FIGURA 108: DIAFRAGMAS RÍGIDOS ASIGNADOS AL MÓDULO 4 DE LA I.E. 11025	109
FIGURA 109: CORTES DE VIGAS 1 - MODULO 4	110
FIGURA 110: CORTES DE VIGAS 2 - MÓDULO 2	111
FIGURA 111: SECCIONES DE VIGA - MODULO 3.....	111
FIGURA 112: SECCIONES DE COLUMNAS - MODULO 3.....	112
FIGURA 113: ASIGNACIÓN DEL CASO DE CARGO GRAVITACIONAL NO LINEAL	116
FIGURA 114: CREACIÓN DEL CASO DE CARGA PARA PUSHOVER EN DIRECCIÓN X Y DIRECCIÓN Y - MÓDULO 4.....	117
FIGURA 115: PUNTO DE CONTROL PARA EL DESPLAZAMIENTO PRODUCIDO POR PUSHOVER - MODULO 4	117
FIGURA 116: FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS - MÓDULO 4.....	118
FIGURA 117: CURVAS DE CAPACIDAD - MÓDULO 4	118
FIGURA 118: DESEMPEÑO DIRECCIÓN X - MÓDULO 4	119
FIGURA 119: DESEMPEÑO DIRECCIÓN Y - MÓDULO 4.....	119
FIGURA 120: ESPECTROS DE ACELEROGRAMAS COMPATIBLES - MÓDULO 4	120
FIGURA 121: CORTANTE BASAL SISMO DE 1966 DIRECCIÓN X - MÓDULO 4.....	120
FIGURA 122: DESPLAZAMIENTO SISMO 1966 DIRECCIÓN X - MÓDULO 4.....	121
FIGURA 123: CORTANTE BASAL SISMO 1966 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 4.....	121
FIGURA 124: DESPLAZAMIENTO SISMO 1966 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 4.....	121
FIGURA 125: CORTANTE BASAL SISMO 1970 - MÓDULO 4.....	122
FIGURA 126: DESPLAZAMIENTO SISMO 1970 DIRECCIÓN X - MÓDULO 4.....	122
FIGURA 127: CORTANTE BASAL SISMO 1970 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 4.....	122
FIGURA 128: DESPLAZAMIENTO SISMO 1970 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 3.....	123
FIGURA 129: CORTANTE BASAL SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 4.....	123
FIGURA 130: DESPLAZAMIENTO SISMO 1974 DIRECCIÓN X - MÓDULO 4.....	123
FIGURA 131: CORTANTE BASAL SISMO 1974 DIRECCIÓN Y - MÓDULO 4.....	124
FIGURA 132: DESPLAZAMIENTO SISMO 1974 DIRECCIÓN Y – MÓDULO 4	124
FIGURA 133: COMPARACIÓN DE ANÁLISIS NO LINEALES - MODULO 1	124
FIGURA 134: JUNTA DE MÓDULO 3	125
FIGURA 135: ÁREAS INTERVENIDAS PARA NUEVO DISEÑO DE LA I.E 11025	126
FIGURA 136: VISTA EN PLANTA DE NUEVO DISEÑO DE MÓDULO 3 Y MÓDULO 4	126

Resumen

Esta investigación de naturaleza descriptiva no experimental toma como caso de estudio la infraestructura de I.E. 11025 “Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea” para la evaluación estructural por desempeño cuando son afectadas por fuerzas sísmicas a través de métodos no lineales con la finalidad de proponer su reforzamiento o nuevo diseño. Como primer paso se realizan ensayos del suelo, para la identificación de sus propiedades geotécnicas, además de la determinación de propiedades del concreto a través de diamantina. Posteriormente se identificó en campo con ayuda de los planos existentes los elementos estructurales y modificaciones a las edificaciones. Luego se analizó la estructura aplicando en primer lugar la NTP E.030, para posteriormente comparar los resultados con los conseguidos con el análisis Push-Over y el análisis Tiempo - Historia, teniendo en cuenta documentos del FEMA y ASCE 41-17.

Se presenta como resultados que el módulo 1 y el módulo 2 cumplen con la norma peruana y de igual manera los resultados obtenidos por el Push-Over y Tiempo-Historia, mientras que el módulo 3 y 4 obtuvieron un desempeño no apto para edificaciones esenciales para un sismo severo, con lo que propone un nuevo diseño. Se concluye que las estructuras más antiguas necesitan intervención de nuevo diseño, asimismo, el informe brinda alcances para siguientes investigaciones las estructuras existentes y su evaluación sísmico.

Palabras clave: FEMA, ASCE 41-17, Diseño por Desempeño, Push-Over, Tiempo Historia, reforzamiento estructural.

Abstract

This non-experimental descriptive research takes the EI infrastructure as a case study. 11025 “Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea” for the evaluation of the performance of its structures when they are affected by seismic forces through non-linear methods with the purpose of proposing their reinforcement or new design. As a first step, tests are carried out on the soil, and on the concrete to determine its current resistance to compression. Subsequently, the existing plans were analyzed and, together with a field evaluation, the dimensions of the structural elements and modifications to the original design were identified. The structure was analyzed by first applying the Peruvian Technical Standard E.030 to later compare them with the results obtained in static nonlinear analysis (Push-Over) and dynamic nonlinear analysis (Time – History), considering the documents of FEMA. and ASCE 41-17. The results are presented that module 1 and module 2 comply with the Peruvian regulations regarding the results obtained by the Push-Over and Time-History, while module 3 and 4 obtained a collapse prevention performance for a severe earthquake. , thus proposing a new design. It is concluded that older structures need new design intervention; in addition, the report provides scope for further research on the evaluation of existing structures through non-linear methods.

Keywords: FEMA, ASCE 41-17, Design for Performance, Push-Over, Time History, structural reinforcement.

Introducción

Perú por su ubicación sobre la coincidencia de la placa de nazca y sudamericana, lo clasifica como un país de elevado riesgo sísmico. Investigaciones sísmicas en la costa occidental del país han demostrado que esta convergencia de placas es una de las más relevantes en términos de potencial sísmico. [1]

La mayoría de los sismos registrados han tenido lugar en las zonas sur, central y occidental de Perú, incluyendo el sismo de magnitud M8 que ocurrió el 26 de mayo de 2019. En contraste, la región norte no presenta registros recientes de actividad sísmica significativa; el último sismo de gran magnitud registrado allí fue de 8.0 Mw, que tuvo lugar en 1619. [2]

Al revisar la ocurrencia de sismos en Perú, se observa que en Lambayeque ha experimentado un silencio sísmico de más de 400 años. Esto representa un riesgo latente debido a que se cumple el periodo de retorno de sismos de gran intensidad. Además, se ha identificado una zona de máximo acoplamiento sísmico en la región norte del país, atribuida a la rugosidad generada por la fricción entre las placas, lo que podría provocar un sismo de magnitud M 8.0 en la costa de Lambayeque. [3]

La fundamentación técnica del estudio se enfoca en el uso de métodos no lineales para analizar el desempeño estructural real de edificaciones significativas, tales como escuelas que cuentan con una antigüedad de entre 20 y 50 años. Esta evaluación resulta esencial, dado que muchas de estas construcciones podrían no haber sido diseñadas para soportar eventos sísmicos bajo las normativas vigentes.

La comparación de los resultados del análisis Push-Over—que aplica una carga monótonica de empuje a la estructura para determinar su desplazamiento máximo—con el análisis de tiempo histórico, que utiliza señales sísmicas corregidas y ajustadas al espectro elástico según la normativa, permitirá obtener una comprensión más precisa de los posibles daños que podría ocasionar un sismo. Este enfoque combinado ofrece una visión más clara del comportamiento estructural durante eventos sísmicos, lo que facilitará el tomar una decisión ante la urgencia de implementar refuerzos estructurales.

Asimismo, la investigación no solo busca entender el riesgo sísmico, sino también establecer medidas proactivas para asegurar la integridad de usuarios de edificaciones.

Bajo el ámbito de la justificación social, al ser una edificación clasificada como esencial, debe poner en resguardo y plena seguridad a sus ocupantes que para este caso de colegio serían estudiantes de primaria y secundaria, plana docente y personal administrativo. Realizar una evaluación del desempeño estructural es el paso inicial para proponer un reforzamiento o rediseño que mejore la calidad educativa y garantice la seguridad de sus ocupantes. La determinación del desempeño, junto al diseño propuesto, brindará a la institución estudiada un respaldo técnico sólido para sustentar su solicitud de mejoramiento en infraestructura.

El conocimiento y experiencia obtenida con la investigación será de utilidad como referencia para futuras investigaciones que apliquen métodos fuera del rango lineal para el cálculo del nivel de desempeño de edificaciones.

El objetivo general de la investigación es evaluar el desempeño sísmico de la infraestructura en la I. E. Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea – La Victoria – Chiclayo y proponer un diseño por desempeño, y por objetivos específicos la realización del estudio de mecánica de suelos, evaluación de los módulos de aulas mediante ensayos al concreto, determinación del nivel de desempeño de los módulos de aulas mediante análisis Push-Over y Tiempo-historia, el diseño del módulo 4 por desempeño basado en FEMA P 58 y ASCE 41, propuesta de refuerzo estructural de módulo 2 y 3, la elaboración de planos de detalle del reforzamiento y nuevo diseño de los módulos de aulas, elaborar el presupuesto del reforzamiento y nuevo diseño y la elaboración de la evaluación de impacto ambiental.

Revisión de Literatura

Antecedentes del problema

Mayhua. [4], El investigador llevó a cabo un análisis Push-Over en el diseño del edificio empleando el Método de Espectro de Capacidad, sometiéndolo a diversos niveles de riesgo sísmico. Los resultados fueron comparados con las directrices establecidas por la SEAOC, determinando que el edificio según su comportamiento era aceptable para estructuras de configuración regular. Esto se tradujo en que los daños se limitaban a los elementos no estructurales durante sismos ocasionales, mientras que, en el caso de sismos raros, el edificio mantuvo la seguridad e integridad de sus ocupantes, evitando el colapso. Se observaron deformaciones significativas en vigas y columnas, y se obtuvo mayor ductilidad al redistribuirse los momentos sobre las vigas, con un promedio de 11.84. Asimismo, verificando con el reglamento sismorresistente peruano se evidenció que el edificio diseñado bajo criterios de desempeño cumple con los requisitos normativos establecidos.

Quiroz. [5], El estudio presenta dos módulos de una institución educativa, uno de dos pisos y otro de tres pisos, que fueron construidos bajo el sistema modular denominado 780 Pre NDSR-1997. Estos edificios fueron diseñados conforme a normativas antisísmicas previas a 1997. El estudio señala que en Lima, según informes de PRONIED, el 52% de los colegios requiere refuerzos estructurales, y solo el 11% estaría en condiciones de no sufrir daños significativos en caso de un sismo mayor. Los módulos se evaluaron en base al método propuesto por Miranda que trabaja la curva de capacidad y la distorsión máxima del edificio, el autor incorpora tanto los rangos elásticos como los parámetros inelásticos de los elementos estructurales. Los resultados revelan que el edificio de tres niveles alcanzó una ductilidad de 4.01, mientras que el edificio de dos niveles obtuvo una ductilidad de 3.41. En conclusión, el módulo 780 Actual muestra un mejor comportamiento sismorresistente en comparación con su versión anterior (780 Pre NDSR-1997).

Quiroz [6], El autor de la investigación enfoca su estudio sobre 15 instituciones educativas del Distrito de Chiclayo en donde evalúa su vulnerabilidad aplicando ensayos de esclerometría y ensayos de compresión diagonal sobre ladrillos de arcillas

para determinar el grado de deterioro en los módulos. Luego se aplicó el método de Hirosawa que relaciona el Índice Sísmico de la Estructura y el Índice de Juicio Estructural, en donde los resultados indican que de los colegios evaluados el casi el 50% tienen riesgo de colapso ante sismo, los mismos que no cumplen con los desplazamientos permitidos por el reglamento sismorresistente, concluyendo que el método Hirosawa no es suficiente para el análisis de edificaciones que contengan defectos de columna corta debido a la alta rigidez lateral, asimismo es necesario comprobar con los criterios de la E.030 y para el modelo matemático de las estructuras se debe considerar 2 estados: antes del choque del muro cuando la columna se comporta completamente bajo el sistema aporticado y el segundo estado después del choque de muro de tabiquería que genera el efecto de columna corta.

González. [7], Se estudia una estructura de 10 niveles del tipo aporticado de concreto armado tomando los criterios de ductilidad presentados por la normativa de Colombia sismorresistente, tales como la disipación mínima de energía, la capacidad de disipación moderada de energía y la capacidad disipación de energía especial. Se calcula de acuerdo con la norma y posteriormente se aplica el Push-Over con el que se obtiene la ductilidad del edificio y espectro de capacidad. Llega a la conclusión que la tecnología disponible actual hace viable la incorporación del Push-Over como opción de cálculo cotidiano en edificaciones, lo que resulta beneficioso para el proyectista debido a que se puede detectar la aparición de rótulas plásticas y localizar donde empezará a fallar la estructura de manera secuencial de acuerdo con los desplazamientos inducidos por la fuerza de sismo. Además, concluye que respecto a la comparación de costos la opción más favorable es que el nivel de ductilidad se encuentre en DMO (disipación moderada de energía) no solo por aumentar la ductilidad de la sección, sino que también al tener secciones más pequeñas resulta en beneficio para la parte arquitectónica.

Chacón y Paz [8], en su investigación analizan edificios escolares diseñados bajo el modelo 780 post 97, en donde a partir del análisis IDA se determinó su respuesta estructural. Así se conoció los datos, pérdidas y valor de reparación según distintos grados de sismo. Los resultados de la tesis arrojan que para dos y tres pisos los módulos presentan poco daño para un nivel de intensidad de 1.5 g de pseudo-aceleración, siendo factible su reparación inmediata y ocupación, mientras que para valores alrededor de

2.5 g el módulo entra en el rango de irreparabilidad y concluye que se cumple con la normativa peruana E.030 para su sismo de diseño.

Cienfuegos [9], analiza bajo métodos no lineales tanto Push-Over como tiempo historia a estructuras de colegios en Lambayeque con el fin de determinar si es necesaria una intervención de reforzamiento. Presenta que los resultados de desplazamientos y cortante basal del análisis Push-Over y tiempo historia son similares, que el módulo 1 presenta 15 cm desplazamiento para un cortante última de 238.28 tnf en el sentido X y 5 cm de desplazamiento para una cortante de 471.78 tnf en la dirección Y, logrando un desempeño de resguardo de vida; mientras que el módulo 2 presenta deriva de 5 cm para un sismo de 357.48 tnf en la dirección X y deriva de 13.5 cm para una fuerza en la base de 201.02 tnf en la dirección Y, concluyendo que los módulos analizados cumplen con el desempeño de exigido por la normativa E.030 por lo que no necesita reforzar.

Allcca y Ccerare [10], en su investigación analizan la institución educativa Corazón de Jesús, determinando los parámetros de la estructura con la esclerometría y corte directo con el fin de realizar un reforzamiento estructural. El reforzamiento propuesto fue principalmente el de aumentar las dimensiones de las columnas y agregar placas de concreto, debido a que el edificio presentaba un sistema aporricado, con el diseño se disminuyó los periodos de vibración dinámica logrando alcanzar los desplazamientos objetivos establecidos por la norma sismorresistente, concluyendo que la edificación en su estado actual no resistiría un evento sísmico de importancia siendo primordial el planteamiento del refuerzo para un óptimo desempeño estructural.

Base teórico científicas

Bases legales

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2020. N.T.P. E.020: Cargas. Lima.

Define las cargas mínimas por las cuales deberían estar sometidas las edificaciones en el territorio peruano. Estas cargas actuarán en las combinaciones también plasmadas en el presente documento y su efecto sobre las estructuras, tales como las deformaciones y esfuerzos, no deberán exceder los permitidos en cada material en el cual se proyecta la edificación. [11]

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2020. N.T.P. E.030: Diseño Sismorresistente. Lima.

El documento presenta los parámetros que deben tener las estructuras para que brinde seguridad e integridad a sus ocupantes ante la presencia de sismos, además de asegurar el nivel de servicio para el cuál fue proyectada. [12]

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2020. N.T.P. E.050: Suelos y Cimentaciones. Lima.

Normativa peruana presenta las características que se deben seguir para la ejecución de estudios geotécnicos referentes al estudio de mecánica de suelos para fines de construcción de edificios u otros estipulados en la normativa. [13]

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2020. N.T.P. E.060: Concreto Armado. Lima.

El reglamento define los criterios mínimos requeridos para la evaluación, diseño, selección de materiales, proceso de construcción y supervisión de estructuras de concreto armado, pretensado o concreto simple. [14]

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2020. N.T.P. E.070: Albañilería. Lima

Reglamento que presenta los parámetros en el diseño, análisis, construcción, materiales, control de calidad e inspección de estructuras cuyo sistema estructural este compuesto principalmente por unidades de albañilería. [15]

Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building. 2017. ASCE/SEI 41-17. Virginia

Este reglamento define la metodología para la evaluación sísmica con el fin de identificar deficiencias que limitan la capacidad de un edificio existente para alcanzar un objetivo de desempeño específico. Además, establece las directrices para el diseño de intervenciones destinadas a mejorar el comportamiento sísmico de los elementos estructurales y no estructurales, corrigiendo los vicios detectados durante la evaluación sísmica en función del objetivo de desempeño seleccionado. [16]

FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.**2005. Applied Technology Council. Washington.**

Este documento registra en detalle los procedimientos del análisis Push-Over para evaluar estructuras. Además, presenta sugerencias que se desarrollaron para mejorar estos procedimientos basados en documentos anteriores como el FEMA 356 y ATC 40. [17]

FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. 2000. American Society of Civil Engineers. Virginia.

Esta norma preliminar especifica el procedimiento para la rehabilitación de edificios para optimizar el comportamiento sísmico. Está diseñado para ser utilizado como referencia para profesionales del diseño de rehabilitación de edificaciones. [18]

ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. 1996. Applied Technology Council. California.

Este documento proporciona una metodología integral, técnica y sólida y comentarios de apoyo para el análisis sísmico de edificios y la rehabilitación de estructuras existentes. Aunque no está destinado al diseño de edificios nuevos, los procedimientos analíticos descritos también son aplicables. [19]

Seismic Performance Assessment of Buildings. FEMA P-58

Esta norma expone la metodología general para llevar a cabo evaluaciones de desempeño sísmico, detallando la información requerida y los procedimientos recomendados para obtener datos básicos de construcción, respuestas estructurales, cantidades, fragilidades y consecuencias, que sirven como insumos para dicha metodología. En su segunda edición, se incorpora información actualizada sobre los impactos ambientales, junto con otras mejoras técnicas.

Bases Teóricas

Peligro sísmico

El peligro sísmico de una región geográfica se describe como la probabilidad de que el parámetro que mide el movimiento del suelo inducido por un sismo supere un nivel umbral específico en un periodo de tiempo dado. [20]

Tabla 1: Tiempo de vida útil de Obras civiles

Obra Civil	Tiempo de Vida Útil
Instalaciones Nucleares	50 – 100 años
Equipos de estaciones eléctricas de alto voltaje	50 años
Puentes y viaductos de avenidas principales	100 años
Tanques de almacenamiento de combustible	30 años
Edificios para viviendas	50 años
Construcciones temporales que no amenacen obras de importancia mayor	15 años

Fuente: Peligro sísmico con fines de ingeniería. [21]

Este peligro sísmico está asociado a las características del suelo y parámetros sísmicos que se definen bajo la norma de cada país. La norma correspondiente al Perú referida al diseño sismorresistente es la N.T.P. E.030: Diseño sismorresistente. [12]

Parámetros sísmicos

Son las características de una determinada área geográfica que afectan el diseño y desempeño sísmico de las edificaciones ante movimiento telúricos.

- **Zonificación**

Perú se clasifica en cuatro zonas según el Reglamento Nacional de Edificaciones, fundamentado en un análisis detallado de los registros de actividad sísmica en el territorio nacional y en las características específicas de los eventos sísmicos registrados.[12]

Figura 1: Mapa de identificación de zonas sísmicas en el Perú



Fuente: N.T.P. E.030: Diseño Sismorresistente. [12]

Cada zona representada en la Figura 1 tiene asignado un factor "Z", que se interpreta como la aceleración horizontal máxima en suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser superada en un periodo de 50 años. [12]

Tabla 2: Factores de Zona "Z"- NTP E.030

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: N.T.P. E.030: Diseño Sismorresistente [12]

• Perfiles del suelo

El reglamento sismorresistente clasifica los perfiles del suelo tomando ciertos parámetros como las características granulares del ensayo de SPT, la propagación de las ondas de corte y el promedio de la resistencia al corte en condición no drenada. [12]

Tabla 3: Clasificación de los perfiles del suelo - E.030

Perfil	S	V _s	N ₆₀	S _u
Roca Dura	S0	> 1500 m/s	-	-
Rosa o Suelos muy rígidos	S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
Suelos Intermedios	S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
Suelos Blandos	S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
Condiciones Excepcionales	S4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma Técnica Peruana E.030: Diseño Sismorresistente [12]

- **Parámetros de sitio**

Tabla 4: Factor de Suelo "S" - E.030

	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 Técnica Peruana E.030: Diseño Sismorresistente [12]

Tabla 5: Periodos T_p y T_l - E.030

	Perfil del Suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma Técnica Peruana E.030: Diseño Sismorresistente [12]

- **Categoría de Edificaciones**

Edificaciones Esenciales (A)

Establecimientos donde se pueda resguardar a la población en caso desastre, en los que se encuentran incluidos establecimientos de salud (A1) y puertos, aeropuertos, locales municipales, colegios, institutos y universidades (A2). [12]

Edificaciones Importantes (B)

Edificaciones que reúnen grupo importantes de personas en donde se incluyen museos, bibliotecas, terminales de pasajeros, estadios, teatros, cines, etc. [12]

Edificaciones Comunes (C)

Entran en esta categoría viviendas, hoteles, restaurantes y oficinas. [12]

Edificaciones Temporales (D)

Depósitos, casetas u otras edificaciones temporales. [12]

- **Sistemas Estructurales**

Tabla 6: *Sistemas Estructurales - E.030*

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

Fuente: Norma Técnica Peruana E.030: Diseño Sismorresistente [12]

- **Factor de Amplificación sísmica**

El factor C atribuido a la amplificación sísmica depende de los valores de T_p y T_L establecidos en función de los valores de periodo de la estructura y periodos del espectro. [12]

La normativa peruana indica mediante un análisis lineal estático determina el comportamiento de una estructura, en donde se ingresa una fuerza proporcional al peso del edificio en la base, la cual se calcula mediante la siguiente formulación:

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

Donde:

V = cortante en la base

Z = factor zona

U = factor de uso

C = factor de amplificación sísmica

R = factor de reducción

P = peso de edificación

Niveles de Desempeño

Tabla 7: Niveles de Desempeño - Vision 2000

Nivel de desempeño	Estado de Daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	La edificación no presenta daños y es totalmente segura para sus habitantes, todos sus servicios se encuentran en buen estado.
Operacional	Leve	Pequeños daños en los elementos estructurales y daño moderado en elementos no estructurales, daños menores en servicios no esenciales y requiere algunas reparaciones para que se encuentre totalmente operativa.
Seguridad de Vida	Moderado	Presenta daño moderado a extensivo en elementos estructurales y no estructurales, esto ocasiona una pérdida de rigidez y capacidad de soportar alguna carga adicional, la estructura necesita una rehabilitación para que siga su operabilidad.
Prevención al Colapso	Severo	La estructura tiene daños severos en elementos estructurales y no estructurales, perdiendo rigidez y resistencia y se encuentra cerca al colapso. Existe riesgo en la seguridad de las personas y su reparación ya no es posible.
Colapso	Completo	La estructura a colapsado total o parcialmente.

Fuente: Performance Based Seismic Engineering of Building [21]

El desempeño de una edificación específica condiciones del edificio posterior a la ocurrencia del sismo, los cuales se pueden establecer como objetivos para el diseño para la prevención de pérdidas humanas o para cuantificar las posibles pérdidas económicas.

Figura 2: Objetivos de diseño según Vision 2000

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	Verde	Amarillo	Naranja	Rojo oscuro	Rojo
---	OCASIONAL	Verde claro	Amarillo	Naranja	Rojo oscuro	Rojo
0.45g	SISMO DE DISEÑO	Verde	Amarillo	Naranja	Rojo oscuro	Rojo
0.45x1.5=0.675g	SISMO MÁXIMO	Verde	Amarillo	Naranja	Rojo oscuro	Rojo

Una flecha roja horizontal apunta desde la columna 'SISMO DE DISEÑO' hacia la columna 'RESGUARDO DE VIDA'. Una flecha negra vertical apunta hacia abajo desde la columna 'RESGUARDO DE VIDA' en la fila 'SISMO DE DISEÑO'. Textos dentro de la tabla: 'NORMA E030 Edificio Común' en la celda de 'RESGUARDO DE VIDA' para 'SISMO DE DISEÑO'; 'NORMA E030 Edificio Esencial' en la celda de 'RESGUARDO DE VIDA' para 'SISMO MÁXIMO'.

Fuente: Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 "Virgen de la Paz" – Pacora [9]

Modelos Constitutivos

Los modelos constitutivos hacen referencia al modelo de esfuerzo – deformación que se utilizará en las gráficas de momento curvatura y curva de capacidad. Estos

gráficos o curvas se basan en ensayos reales donde se detalla cómo se deforman los materiales ante la aplicación de fuerzas externas como compresión o tracción.

- **Modelo de Mander**

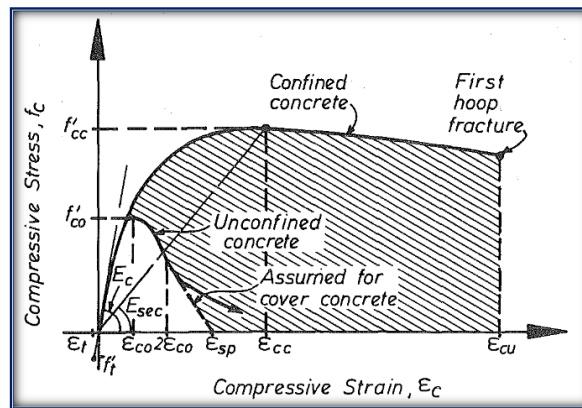
Mander en el año 1988 mediante su ensayo de compresión uniaxial al concreto, estando este confinado con estribos, propone un modelo de relación entre la deformación y el esfuerzo al que se ensaya la muestra. Utiliza un enfoque basado en el balance de energía para predecir el cambio de tamaño debido a la compresión en el concreto en el momento de ocurrencia de la fisuración inicial del refuerzo transversal. [22]

Esta propuesta es ampliamente empleada para describir el comportamiento no lineal del concreto confinado. Una sección confinada aumenta su capacidad de carga del concreto y su ductilidad, ya que limita la propagación de fisuras y permite que el concreto soporte mayores deformaciones. El modelo de Mander proporciona expresiones que relacionan el esfuerzo y la deformación del concreto confinado, teniendo en cuenta factores como la resistencia y la forma del refuerzo.

Este modelo es particularmente útil para el momento de diseñar columnas y otros elementos sometidos a compresión en estructuras de concreto armado, debido a que permite describir el comportamiento en condiciones de carga extrema. Al considerar la influencia del confinamiento, el modelo de Mander ayuda a los ingenieros a diseñar estructuras más resistentes y dúctiles, especialmente en zonas sísmicas donde el aumento de la capacidad de deformación es crucial.

La curva resultante de esta formulación se comparó con los resultados de un programa experimental de unas 40 pruebas de compresión axial concéntrica. Este programa consistía en columnas de hormigón armado de tamaño casi real, circulares, cuadradas y rectangulares, ensayadas a velocidades de deformación lentas o rápidas (dinámicas), con o sin carga cíclica, llegando a la conclusión de que el modelo reflejaba de forma aceptable el comportamiento real del concreto en una sección confinada y no confinada.

Figura 3: Propuesta Mander de modelo esfuerzo-deformación para el concreto confinado y sin confinar

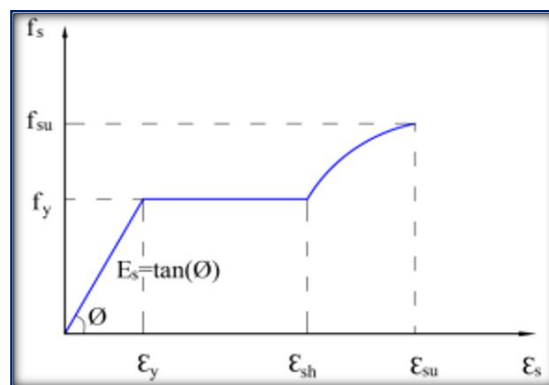


Fuente: Theoretical Stress-Strain model for confined concrete. [22]

- **Modelo Park y Paulay**

La propuesta fue desarrollada por los ingenieros estructurales John Park y George Paulay, se utiliza para describir el comportamiento del concreto armado en condiciones no lineales, particularmente en el análisis de columnas y elementos estructurales expuestos a cargas sísmicas. Este modelo describe minuciosamente como interactúa el refuerzo y el concreto, permitiendo una evaluación más precisa del rendimiento estructural. Una de las características clave del modelo es su enfoque en la capacidad de desplazamiento, que considera no solo la resistencia máxima de los materiales, sino también su ductilidad y la capacidad de deformación bajo cargas cíclicas. Este enfoque resulta esencial en entornos sísmicos, donde el comportamiento del material puede variar significativamente entre ciclos de carga.

Figura 4: Propuesta de Park y Paulay de modelo esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo



Fuente: Reinforced Concrete Structures. [23]

Albañilería confinada

En el Perú este sistema está normado bajo la N.T.P. E.070 Albañilería y consiste en un sistema que utiliza muros portantes de unidades de arcilla denominadas ladrillos los cuales se confinan en sus extremos con elementos de concreto, estos elementos deben tener una resistencia a la compresión no menor a 175 kg/cm². [25]

Este es un sistema constructivo que combina elementos de mampostería con refuerzo estructural para mejorar la resistencia y ductilidad de las paredes de ladrillo o block. El confinamiento permite que la mampostería, que por sí sola puede ser vulnerable a la fisuración y colapso bajo esfuerzos de tracción y flexión, soporte mejor las tensiones durante eventos extremos, como terremotos o vientos fuertes. Esta técnica ha ganado popularidad en regiones propensas a sismos, donde la seguridad estructural es de suma importancia.

Además de su función estructural, la albañilería confinada ofrece beneficios estéticos y de eficiencia energética. Las paredes de mampostería pueden ser diseñadas en una variedad de estilos y acabados, permitiendo a los arquitectos y constructores crear espacios atractivos y funcionales. En términos de eficiencia energética, la masa térmica del ladrillo ayuda a regular la temperatura interior, reduciendo la necesidad de calefacción y refrigeración en climas extremos. En conjunto, la albañilería confinada representa una solución constructiva que combina la resistencia estructural con un diseño arquitectónico atractivo, además de contribuir a la sostenibilidad ambiental en la construcción moderna.

El esfuerzo axial máximo que puede resistir el muro deberá considerar el total de la carga viva y muerta y cuyo valor no debe sobrepasar el siguiente valor:

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

También se debe considerar la densidad mínima de muros la que se calcula mediante los parámetros sísmicos de la siguiente manera:

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

La fisuración se debe controlar se verifica con:

$$V_e \leq 0.55 * V_m$$

Análisis No Lineal - Push-Over

Generalidades.

El comportamiento de las edificaciones fuera de su rango elástico lineal es igual de importante como la respuesta lineal en el diseño sismorresistente por varias razones. Primero, se espera que un edificio pueda soportar sismos pequeños o moderados sin sufrir daños durante su vida útil. Además, bajo un sismo severo con una recurrencia de 50 años o más, la estructura no debe colapsar. Frecuentemente, cuando se diseña bajo esta metodología son sometidas a cortantes basales moderadas que las llevan al rango no lineal. En algunos casos, los efectos en las estructuras han sido muy superiores a las previstas en las normas vigentes.

Debido a la complejidad inherente al comportamiento estructural frente a eventos sísmicos, no existe un procedimiento de análisis que sea universalmente aceptado. Aquí encontráramos el análisis no lineal encontramos el estático (Push-Over) y el dinámico (Tiempo-Historia).

En el análisis dinámico, se emplea el Análisis Dinámico No Lineal, que permite estudiar cómo varían en el tiempo las respuestas estructurales, como el desplazamiento de los pisos, derivas y fuerzas cortantes. Para los análisis estáticos, se utiliza el Push-Over. Aunque presenta ciertas limitaciones metodológicas y sus resultados pueden no ser completamente precisos, es el método más utilizado y aceptado. Una de sus principales limitaciones es que solo considera la contribución del primer caso modal, con lo que se considera un solo sentido de la fuerza sísmica.

Desde una perspectiva científica, es importante en una estructura la determinación de la curva de capacidad. Al aplicar un empuje horizontal distribuido de manera uniforme sobre el edificio se genera esta curva, este empuje se aumenta hasta que se alcanza el

desplazamiento máximo en el nivel superior o el colapso estructural. Los reglamentos no especifican la forma de distribución de la carga, por lo que se tiene flexibilidad en su elección; sin embargo, esta libertad constituye una limitación al método, ya que la curva de capacidad depende significativamente de la distribución de carga adoptada. No obstante, esta técnica es ampliamente utilizada por su simplicidad al modelar el comportamiento de edificios al ser sometidos frente a sismos.

Al aplicar el análisis Push-Over se evalúa la estructura respecto a su resistencia y se compara con las exigencias potenciales durante un evento sísmico. Estas exigencias dependen de factores ubicación de la estructura. En cambio, la capacidad estructural está definida por las propiedades de resistencia, ductilidad y rigidez de los diversos elementos que constituyen la edificación.

Métodos de Análisis Sísmico

Análisis Lineal:

Actualmente, el diseño estructural se basa en: el diseño basado en resistencia y el diseño para cargas de servicio. Este último se enfoca en dimensionar los elementos estructurales de modo que las tensiones inducidas en el concreto y el refuerzo sometidas habituales permanezcan dentro de límites específicos, conocidos como esfuerzos admisibles, que representan fracciones de los esfuerzos de falla de los materiales. En este contexto, el concreto presenta un comportamiento prácticamente elástico mientras los esfuerzos de compresión se mantengan por debajo de la mitad de su resistencia máxima, y el acero conserva sus propiedades elásticas hasta cerca de su límite de fluencia. Esto permite emplear métodos elásticos en el diseño de los elementos estructurales, siempre que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan en el rango permitido.

Análisis Estático Lineal:

Al modelar la estructura como un sistema de un grado de libertad con rigidez lineal, la acción sísmica se representa mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. Estas fuerzas se calculan a partir de la fuerza basal, determinada como un porcentaje de la masa total distribuida a lo largo de la altura de la estructura. Mediante un análisis estático lineal, es posible determinar tanto las fuerzas internas como los desplazamientos generados en la estructura.

El análisis estático lineal de estructuras es un método fundamental en la ingeniería civil y estructural, empleado para calcular las reacciones y las fuerzas internas en los elementos estructurales sometidos a cargas estáticas. Este método plantea que las deformaciones resultantes de las cargas aplicadas y su magnitud de estas cargas tienen una relación lineal, lo que implica que las deformaciones son proporcionales a las cargas. Este análisis resulta particularmente adecuado para estructuras que operan dentro del rango elástico de los materiales, permitiendo a los ingenieros evaluar de manera eficiente el comportamiento de estructuras simples y complejas mediante métodos analíticos o numéricos. El método de los desplazamientos y el método de las fuerzas son los más utilizados.

Sin embargo, aunque el análisis estático lineal es una herramienta valiosa, sus limitaciones se hacen evidentes en situaciones donde las estructuras están sujetas a cargas dinámicas, inestabilidad o condiciones no lineales, como el agrietamiento del concreto. En tales casos, los ingenieros deben considerar otros métodos de análisis, como el análisis Tiempo-historia, para evidenciar realmente cómo reacciona la estructura. A pesar de estas limitaciones, el análisis estático lineal sigue siendo un pilar del diseño estructural, proporcionando una base sólida para la evaluación inicial de la capacidad de carga y la seguridad de las estructuras, así como para la comprensión de los principios fundamentales del comportamiento estructural.

Análisis Dinámico Lineal:

Este análisis es un enfoque integral que fusiona elementos del análisis estático y dinámico para evaluar el comportamiento estructural frente a diversas cargas, incluidas aquellas variables en el tiempo, como las cargas sísmicas y de viento. A diferencia del análisis estático convencional, que supone cargas constantes y una respuesta lineal de la estructura, el análisis dinámico considera los efectos amortiguación y de inercia de los componentes estructurales, lo que permite captar de manera más precisa y realista los efectos complejos que se producen en la estructura.

La metodología más usada en el análisis estático dinámico es el método de respuesta espectral, que permite a los ingenieros determinar las fuerzas y desplazamientos en estructuras a partir de un espectro de respuesta, una representación gráfica que muestra cómo diferentes estructuras responden a diferentes frecuencias de carga. Este enfoque se

ha vuelto fundamental en la práctica del diseño sísmico, ya que ayuda a garantizar que las estructuras sean suficientemente resistentes y seguras en situaciones de carga extremas. Al integrar el análisis estático y dinámico, los ingenieros pueden diseñar estructuras que cumplen con la resistencia y también exhiban la ductilidad y el comportamiento necesario para mantener la integridad estructural durante eventos adversos, mejorando así la seguridad y la resiliencia de las infraestructuras modernas.

Análisis No Lineal:

En estructuras de concreto reforzado sometidas a cargas próximas a su capacidad de falla, uno o ambos materiales, concreto y acero, inevitablemente ingresan a su rango inelástico no lineal. Esto significa que el concreto en un elemento estructural alcanzará su resistencia máxima y fallará bajo niveles de esfuerzo y deformación significativamente mayores que los observados en el rango elástico inicial, donde la relación esfuerzo-deformación es aproximadamente lineal. De manera similar, los elementos cercanos a la falla se verán sometidos a esfuerzos que exceden el dominio elástico, llegando incluso al límite de fluencia o superándolo. En el análisis no lineal, se distinguen tanto el análisis estático no lineal como el análisis dinámico no lineal. Este último se desarrolla de manera similar al análisis estático, pero con la diferencia clave de que la acción sísmica se modela mediante acelerogramas reales, lo que permite predecir con mayor precisión los desplazamientos y esfuerzos internos en la estructura.

El análisis no lineal de estructuras de concreto armado es una herramienta fundamental en el diseño y evaluación estructural, especialmente cuando se enfrentan condiciones de carga extremas o cuando se requiere una mayor precisión en el comportamiento estructural. A diferencia del análisis lineal, que asume una relación proporcional entre las cargas aplicadas y las deformaciones, el análisis no lineal considera las complejas interacciones entre materiales y las propiedades inherentes al concreto y al acero de refuerzo. Esta metodología permite obtener una comprensión más detallada de cómo responde una estructura bajo diferentes tipos de carga, incluyendo aquellas que superan los límites elásticos y cómo los elementos estructurales se deforman, redistribuyen esfuerzos y, eventualmente, fallan.

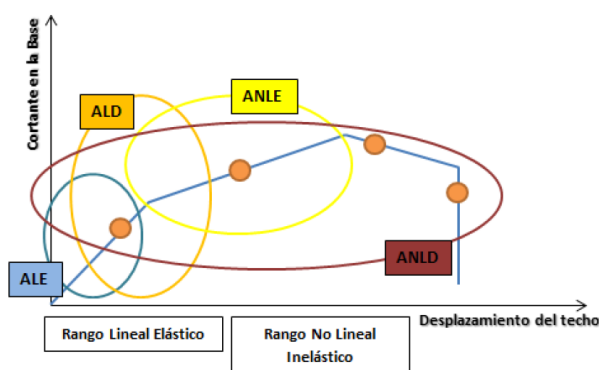
En el concreto armado, el análisis no lineal es crucial debido a la naturaleza del material. El concreto es un material heterogéneo que presenta características de

resistencia a la compresión y debilidad en tracción, mientras que el acero de refuerzo contribuye significativamente en esta última. La no linealidad del comportamiento del concreto incluye fenómenos como el agrietamiento, la fluencia y la rotura del material. Por otro lado, el acero tiene un comportamiento elástico hasta su punto de fluencia, tras el cual experimenta deformaciones plásticas. Integrar estas propiedades en un modelo no lineal predice con mayor precisión el comportamiento real de la estructura ante eventos como sismos, cargas sostenidas y cargas extremas.

El proceso de análisis no lineal de estructuras de concreto armado implica el uso de modelos matemáticos avanzados que simulan el comportamiento de los materiales. Entre los métodos más utilizados se encuentran los modelos constitutivos, que representan la relación entre esfuerzos y deformaciones en el concreto y el acero de refuerzo, y el método de elementos finitos, que discretiza la estructura en pequeñas porciones interconectadas. Estos modelos son capaces de captar la progresión de fisuras, la redistribución de esfuerzos, la deformación plástica y la rotura, permitiendo prever el comportamiento de la estructura en condiciones cercanas a la falla, lo cual es especialmente útil en el diseño de edificios, puentes y presas.

Finalmente, el análisis no lineal no solo ofrece una mayor precisión en el diseño estructural, sino que también es una herramienta invaluable en la rehabilitación y evaluación de estructuras existentes. A través de modelos no lineales, es posible determinar la capacidad de resistencia de estructuras antiguas, predecir su comportamiento ante nuevos tipos de carga o sismos y, en consecuencia, decidir sobre medidas de refuerzo o reparación. En este sentido, el análisis no lineal permite extender la vida útil de las edificaciones y mejorar su seguridad y desempeño, lo que representa un avance significativo en la ingeniería estructural moderna.

Figura 5. Representación gráfica de los tipos de análisis sísmicos



Fuente: Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. [26]

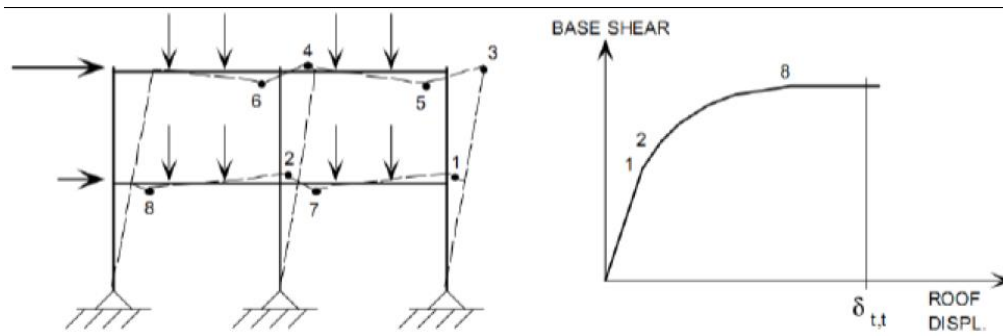
Análisis Estático No Lineal Push-Over:

Es esencial comprender la capacidad estructural frente a un sismo determinado, especialmente cuando la estructura se ubica en zonas altamente sísmicas. Las fallas y el nivel de cedencia observados en ciertos elementos estructurales cuando la demanda sísmica excede la capacidad de la estructura sugieren que aún no se están implementando las metodologías de diseño más eficaces.

En este contexto, el ANLE se presenta como una opción práctica para evaluar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar del análisis dinámico no lineal, el cual, aunque proporciona mayor precisión, resulta demasiado complejo para su aplicación en un entorno de diseño cotidiano. El ANLE representa un avance significativo frente a los métodos de análisis tradicionales basados en teorías lineales, como las establecidas en las normativas sismorresistentes actuales.

Uno de los métodos más utilizados dentro de los análisis estáticos no lineales es el método Push-Over. Este procedimiento implica la aplicación de un patrón de cargas laterales de forma monotónica, es decir, en una sola dirección, mientras se consideran simultáneamente las cargas gravitatorias permanentes de la estructura.

Figura 6: Ilustración de Análisis Push-Over



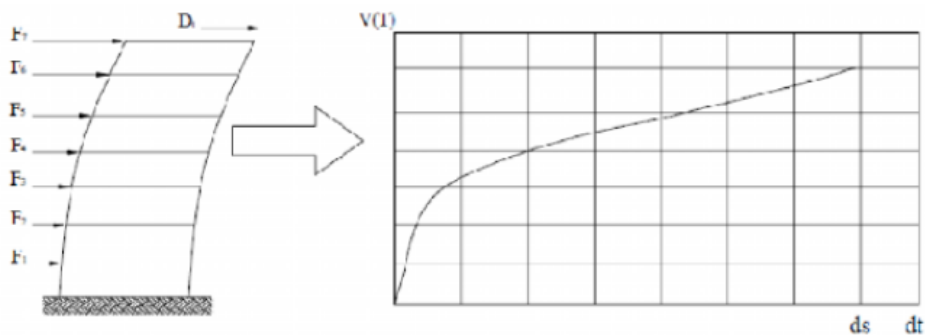
Fuente: *Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*. [27]

Como se aprecia en la figura anterior, la curva de capacidad obtenida a través del análisis Push-Over se desarrolla progresivamente debido a la formación de rótulas plásticas en la estructura, inducidas por el empuje lateral monotónico aplicado.

Procedimiento de Análisis Push-Over

El método Push-Over consiste en llevar una estructura diseñada previamente hasta su punto de colapso, considerando detalladamente las propiedades de sus componentes, como el refuerzo estructural y las curvas de respuesta histerética. Para alcanzar este objetivo, se aplica un patrón de cargas laterales incrementales mientras se mantienen constantes las cargas gravitacionales. Las cargas se aplican en una única dirección hasta que la estructura colapsa o se alcanza un límite de carga predefinido. En este análisis, el modelo estructural incorpora las propiedades no lineales de la relación fuerza-deformación de cada componente, capturando así la respuesta inelástica del material.

Figura 7: Esquema del Push-Over



Fuente: *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover*. [26]

Las cargas iniciales utilizadas en el análisis Push-Over se obtienen a partir de los códigos regionales y luego se incrementan de forma monotónica. El patrón de cargas aplicado debe aproximarse a las fuerzas inerciales que se esperan durante un sismo. Sin

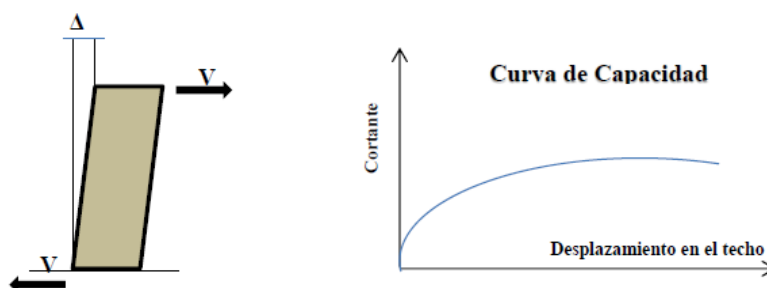
embargo, es importante considerar que las fuerzas inerciales reales varían según la intensidad del sismo, mientras que el patrón utilizado en el Push-Over se asume constante.

Curva de Capacidad

La curva de capacidad en el análisis de la respuesta sísmica de estructuras es fundamental, ya que representa gráficamente la relación entre la capacidad de carga de una estructura y sus desplazamientos laterales durante un evento sísmico. Esta curva se obtiene a partir de un análisis no lineal que considera el comportamiento del material y geometría de la estructura. En la gráfica, el eje horizontal representa el desplazamiento lateral de la estructura, mientras que el eje vertical muestra la fuerza o carga lateral máxima que puede resistir antes de llegar a un estado de falla. La forma de la curva de capacidad proporciona información valiosa sobre la ductilidad, rigidez y resistencia de la estructura, permitiendo a los ingenieros identificar su comportamiento ante cargas sísmicas.

El análisis de la curva de capacidad se complementa con el análisis de la demanda sísmica, que evalúa las fuerzas y desplazamientos que se esperan en la estructura durante un sismo específico. Al comparar la curva de capacidad con la demanda sísmica, los ingenieros pueden determinar si la estructura cumplirá con los requisitos de diseño y si es capaz de resistir los efectos del terremoto. Este enfoque es especialmente útil para identificar los puntos de capacidad crítica, como el inicio de la fisuración, la formación de plastificaciones y el colapso, lo que permite realizar ajustes en el diseño o implementar medidas de refuerzo. En resumen, la curva de capacidad es una herramienta clave para garantizar la seguridad y la resiliencia de las estructuras ante sismos, facilitando la toma de decisiones informadas en el diseño y evaluación estructural.

Figura 8: Representación de la Curva de Capacidad



Fuente: Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. [26]

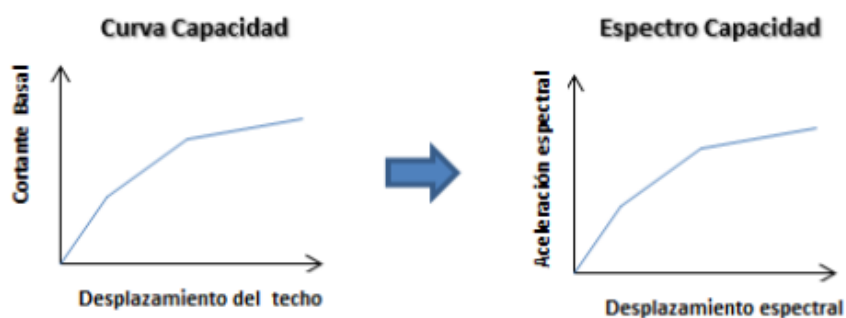
La capacidad total de una estructura está determinada por la resistencia y las propiedades de deformación de sus componentes, que incluyen el concreto, el acero y la interacción entre estos materiales. El propósito de obtener la Curva de Capacidad es identificar tanto el punto de fluencia como la capacidad máxima que puede alcanzar la estructura.

Este análisis es parte de una metodología de diseño conocida como "Diseño por Capacidad", cuyo objetivo principal es crear estructuras altamente tolerantes a los desplazamientos generados por sismos severos. El enfoque busca prevenir el colapso, incluso cuando la estructura ha superado su resistencia. Para lograrlo, es necesario que la estructura experimente deformaciones inelásticas. Paulay destaca la importancia del estudio fuera del análisis elástico, señalando que para evaluar la capacidad más allá del comportamiento elástico, es fundamental aplicar algún método de análisis no lineal.

Conversión de la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad

Para aplicar cualquier método de evaluación de desempeño disponible (como ATC-40, FEMA, entre otros), es fundamental transformar la Curva de Capacidad, expresada en términos de cortante basal y desplazamiento del nivel superior, en un Espectro de Capacidad, que utiliza la relación entre aceleración y desplazamiento espectrales (S_a vs. S_d), como se ilustra en la figura siguiente.

Figura 9: Transformación de la Curva Capacidad a un Espectro Capacidad



Fuente: Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. [26]

Primero se halla el factor de participación modal (PF1) y el coeficiente modal de masa (α_1). A continuación, para cada valor de V (fuerza cortante basal) y Δ_{techo}

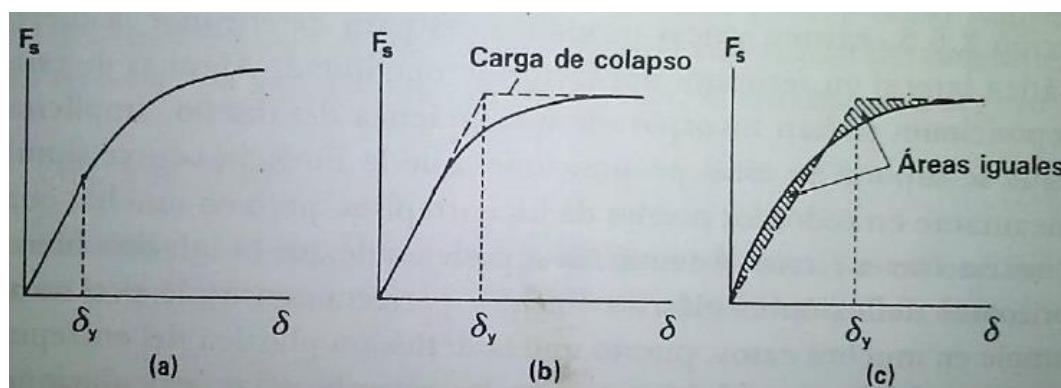
(desplazamiento del techo), se determina el valor correspondiente de S_a y S_d empleando las ecuaciones previamente indicadas. Es importante destacar que este procedimiento se ha diseñado para representar la respuesta estructural asociada al primer modo de vibración, bajo la premisa de que dicho modo fundamental es el más dominante frente a una acción sísmica. No obstante, en el caso de estructuras más flexibles, es necesario tener en cuenta los modos de vibración adicionales, lo cual puede abordarse de manera más eficiente y precisa mediante el uso de software especializado.

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Como se indicó en el análisis esfuerzo-deformación de componentes de concreto reforzado, la curva de capacidad se suele representar de manera simplificada como bilineal para facilitar el estudio de distintas propiedades asociadas a esta metodología. Para realizar esta simplificación bilineal, es esencial identificar el punto en el cual la curva de capacidad pasa de un comportamiento lineal a uno no lineal. En el contexto de análisis de desempeño, el inicio del comportamiento no lineal de la estructura se da con la aparición de la primera rótula plástica; sin embargo, este cambio no implica necesariamente una variación brusca en la pendiente de la curva, que representa la rigidez estructural.

Por lo tanto, es crucial localizar un punto de fluencia que evidencie un cambio significativo en el comportamiento de la edificación y, en consecuencia, la pendiente de la curva de capacidad. Este punto se denomina "fluencia efectiva". Una vez identificado, se puede obtener el modelo bilineal a partir de la simplificación de la curva de capacidad.

Figura 10: Definición de la fluencia efectiva o deformación de fluencia

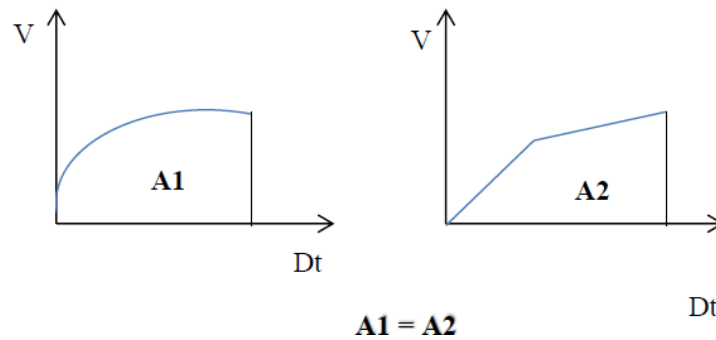


Fuente: Diseño de estructuras sismorresistentes. [28]

Criterio de las áreas iguales:

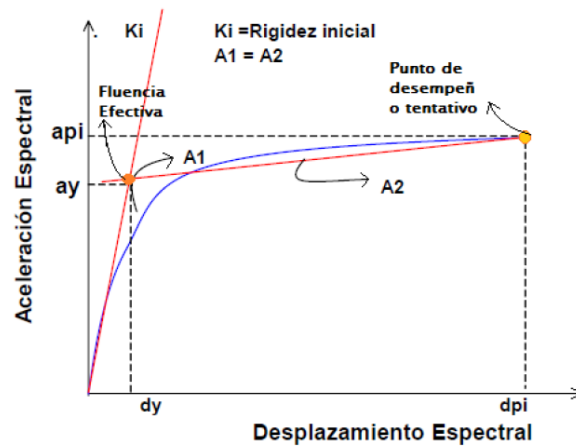
El enfoque de esta alternativa, ilustrada en la parte final de la figura anterior, se fundamenta en la absorción de energía. Consiste en igualar el área bajo la curva de capacidad original con el área bajo la curva del modelo bilineal. La figura siguiente permite visualizar este criterio con mayor claridad.

Figura 11: Criterio de las áreas iguales



Fuente: Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. [26]

Figura 12: Representación Bilineal del Espectro de Capacidad



Fuente: Análisis no lineal estático de estructuras y la Norma E-030. [29]

Una vez establecido el punto de fluencia efectiva, se delinear con claridad los rangos de desplazamiento elástico e inelástico para toda la estructura. El rango elástico se extiende desde el origen hasta el punto de fluencia efectiva, mientras que el rango inelástico se extiende desde este último hasta el punto de desempeño anticipado.

Materiales y métodos

Tipo y nivel de investigación

El presente proyecto pertenece al tipo de investigación aplicada no experimental, por la razón de que se está aplicando metodologías ya existentes sobre un problema para encontrar la óptima solución y es de nivel explicativo debido a que detalla cómo se comporta las estructuras evaluadas cuando estas son sometidas a fuerzas sísmicas.

Población, muestra, muestreo

La población de la investigación está constituida por las estructuras de las instituciones educativas del distrito de La Victoria en Chiclayo. La muestra está conformada por estructuras de la I.E. “Juan Pablo Vizcardo Guzmán y Zea” del distrito de La Victoria. El muestro fue de tipo no probabilístico debió a que la selección dependió de las características presentadas y evaluadas a criterio del investigador. El muestreo fue de tipo no probabilístico debido a que dependió de las características de la investigación y criterio del investigador.

Criterios de Selección

La I.E. “Juan Pablo Vizcardo Guzmán y Zea” del distrito de La Victoria, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque presenta edificaciones con antigüedades de entre 50 a 20 años, por lo cual al ser considerada estructuras del tipo A – esenciales según la N.T.P E.030: Diseño Sismorresistente, debería permanecer operativa inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo severo. Actualmente la institución presenta deterioro en las columnas de algunos pabellones y deficiencias en los sistemas estructurales como el de tener columnas sobre vigas de balcones y espesores de juntas insuficientes para el tipo de estructuras que se considera debido a que la actual norma incluye criterios que no estuvieron en el tiempo de concepción de dichas estructuras.

Operacionalización de variables

Variable independiente:

- I.E. “Juan Pablo Vizcardo Guzmán y Zea”

Variable Dependiente:

- Desempeño Estructural

- Análisis No Lineal

Tabla 8: Operacionalización de variables

Tipo de Variable	Variable	Dimensión	Indicador
Independiente	I.E. "Juan Pablo Vizcardo y Guzmán"	Capacidad	Derivas Cortante Basal Periodos
Dependiente	Desempeño Estructural	Nivel de Daño Estructural	Niveles de desempeño en elementos estructurales
		Nivel de Amenaza Sísmica	Frecuente, ocasional, sismo de diseño, sismo máximo
	Análisis No Lineal	Punto de Desempeño	Método de Coeficientes
		Análisis Estático No Lineal	Análisis Push-Over
		Análisis Dinámico No Lineal	Análisis Tiempo - Historia

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9: Técnicas e Instrumentos

MÉTODO / TÉCNICA	INSTRUMENTO
Observación	Guía de fotos de las fallas estructurales y patologías de la I.E. Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea
Recopilación de Información	Planos de estructuras y arquitectura existentes de la I.E. Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea
Obtención de propiedades del suelo	Estudio de mecánica de suelos
Obtención de resistencia del concreto	Ensayo de Diamantina
Análisis de Documentos.	Tesis y artículos de investigaciones con similar temática.

Fuente: Elaboración propia

Procedimientos

Al ser edificaciones antiguas en su mayoría solo se contaba con planos de arquitectura por lo que era necesario hacer una inspección de campo y analizar los parámetros del suelo para utilizarlos en un posterior diseño y comprobación de desempeño, además de

determinar la resistencia a la compresión del concreto mediante el ensayo de diamantina. Teniendo los parámetros requeridos para el modelamiento se obtuvieron los aceros de diseño mediante la consideración de cargas de gravedad establecidos por la E.030 y fuerzas de sismo acorde a la norma del año de construcción correspondiente para cada módulo. Seguidamente se procedió con la aplicación de los métodos no lineales empezando por el Push-Over con lo que se estableció rótulas en vigas, columnas y muros de albañilería con el fin de obtener la curva de capacidad para ser analizada con los sismos de la norma y los sismos propuestos por Vision 2000, estos resultados se contrastaron con los resultados obtenidos del análisis Tiempo-historia, con el que se consideró los sismos procesados del sismo de los años 1966, 1970 y 1977. Finalmente se evaluaron los resultados del desempeño alcanzado con lo que se obtuvo la certeza de que módulos deberían ser intervenidos para reforzamiento.

Plan de procesamiento y análisis de datos

Fase I

1. Recopilación bibliográfica de tesis y artículos científicos.
2. Análisis de normativa nacional e internacional.
3. Obtención de planos de la Institución Educativa Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea.
4. Extracción de muestras de suelo para los ensayos respectivos al estudio de mecánica de suelos.
5. Ensayos de laboratorio para las muestras de suelos extraídas.

Fase II

1. Extracción de muestras de concreto y ensayo en laboratorio de estas.
2. Modelar de pabellones de aulas de la Institución Educativa.
3. Verificaciones de la N.T.P. E.030: Diseño Sismorresistente.
4. Diseño de los elementos estructurales según normativa peruana.

Fase III

1. Elaboración de planos estructurales.
2. Aplicación de métodos no lineal estático y no lineal dinámico.
3. Determinación del nivel de desempeño.

Fase IV

1. Redacción de informe final.
2. Presentación y sustentación.

Consideraciones éticas

Los aspectos éticos se reflejan a través de una declaración jurada que confirma que he realizado una búsqueda exhaustiva en repositorios de universidades e instituciones, con el objetivo de llevar a cabo una investigación original para obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional.

Resultados y Discusión

El local donde se estable la Institución Educativa se encuentra en el distrito de la Victoria, departamento de Lambayeque, presenta 6 módulos como parte total de su infraestructura de los cuales 2 de un solo piso son de servicios higiénicos y los 4 restantes destinados para aulas, almacén, sala de reuniones y dirección. En la investigación a desarrollarse se analizará estos 4 módulos debido a que cada uno presente características distintas tales como año de construcción, dimensiones, número de pisos y propiedades de sus materiales.

Figura 13: Frontis de la I.E. 11025



Fuente: Elaboración Propia

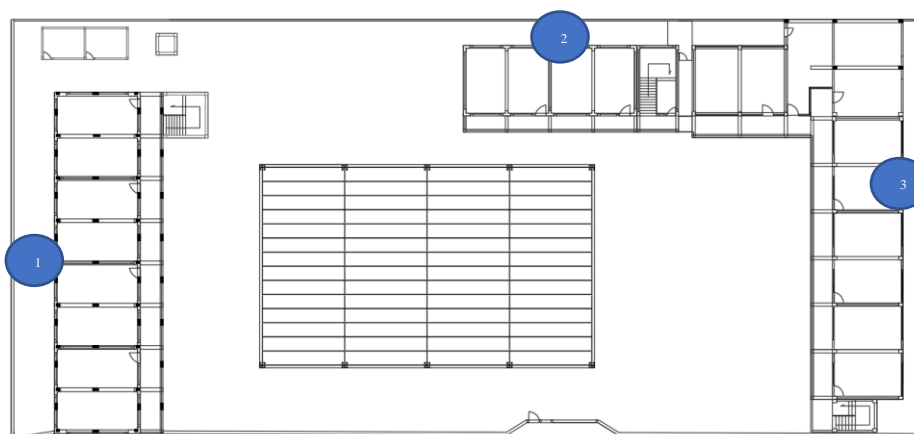
Estudio de Mecánica de Suelos

Tal como refiere la N.T.P. E.050 de suelos y cimentaciones [13] se necesita un análisis del suelo para identificar cómo se comportará ante cargas estáticas y dinámicas provenientes de la estructura. Se realizó el estudio de mecánica de suelos (EMS) con fines de diseño de cimentaciones y obtención de parámetros sísmicos correspondientes al suelo.

Exploración de Calicatas

Como parte de la investigación geotécnica mediante un sistema de exploración directa, se dispuso a realizar 3 excavaciones o calicatas a cielo abierto dentro de la I.E, según la norma técnica (ASTM D-420), NTP 339.162; distribuidas de manera conveniente en la parte posterior de cada módulo de pabellones de aulas, debido a que eran zonas no pavimentadas, con el fin de causar el menor daño a la infraestructura.

Figura 14: Ubicación de puntos de extracción de muestras de suelo



Fuente: elaboración propia

Tabla 10: Identificación de muestras de suelo extraídas en la I.E 11025

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)
C-1	M-1	0.00-0.50
	M-2	0.50-2.10
C-2	M-3	0.00-0.50
	M-4	0.50-2.10
C-3	M-5	0.00-0.30
	M-6	0.30-2.00

Fuente: Elaboración propia

Las calicatas mencionadas se realizaron con herramientas del tipo manual con las siguientes dimensiones 1.20 m de largo x 1.20 m de ancho x 1.30 m de profundidad para la extracción de muestras inalteradas para el ensayo de corte directo. Para la obtención de

propiedades de estratos más profundos de las 3 calicatas, se empleó la posteadora en el fondo o base de cada calicata hasta una profundidad máxima de 2.00 m.

Nivel freático: El sondeo en campo encontró la capa freática a una profundidad de 2m, medidas del nivel del terreno natural.

Los ensayos realizados en las muestras extraídas siguiendo las especificaciones normadas en el R.N.E. – NTP E.050, fueron:

- Análisis Granulométrico NTP 339.128 (ASTM D422)
- Contenido de Humedad NTP 339.127 (ASTM D2216)
- Limite líquido NTP 339.129 (ASTM D423)
- Limite plástico NTP 339.129 (ASTM D424)
- Clasificación de suelos (SUCS) NTP 339.134 (ASTM D2487)
- Corte Directo NTP 339.171 (ASTM D3080)
- Sales solubles totales NTP 339.152

Resultados de los ensayos.

A continuación, se muestran los resultados de los ensayos realizados en los testigos obtenidos, los informes de los ensayos se adjuntan en el Anexo 3.

Tabla 11: características de muestras del suelo

Calicata	Muestra	Cota	Clasificación SUCS	% Humedad
C 1	M 1	0 m – 0.50 m	SC arena arcillosa de baja plasticidad	19.51%
	M 2	0.50 m – 2.10 m	CL arcilla arenosa de baja plasticidad	25.35%
C 2	M 3	0 m – 0.50 m	SC arena arcillosa de baja plasticidad	23.35%
	M 4	0.50 m – 2.10 m	CL arcilla arenosa de baja plasticidad	16.01%
C 3	M 5	0 m – 0.50 m	SC arena arcillosa de baja plasticidad	21.42%
	M 6	0.50 m – 2.10 m	CL arcilla arenosa de baja plasticidad	17.21%

Fuente: Elaboración propia

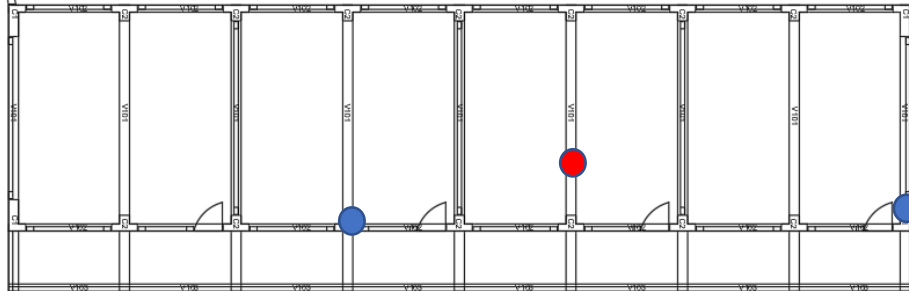
Ensayos al Concreto

Con el fin de disminuir la incertidumbre en el modelamiento y evaluación de las estructuras existentes se analizó el concreto obteniendo muestras de corazones

diamantinos, de esta manera se determinó de manera precisa la resistencia a la compresión del concreto y su variación en el tiempo.

Modulo 1: 8 aulas distribuidas en 2 niveles.

Figura 15: Ubicación de extracción de diamantinas de modulo 1

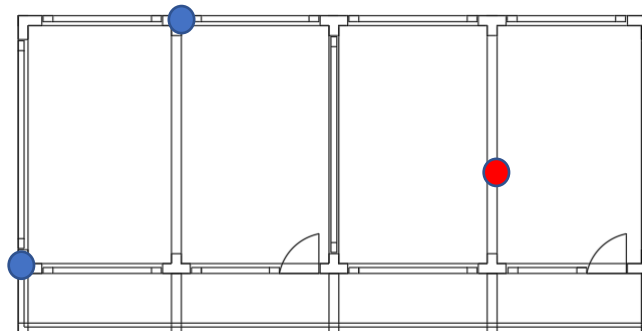


Fuente: Elaboración propia

- D 10 – Muestra extraída de Columna Lateral
- D 11 – Muestra extraída de Columna Central
- D 12 - Muestra extraída de Viga Central

Modulo 2: 4 aulas distribuidas en 2 niveles

Figura 16: Ubicación de extracción de diamantinas de modulo 2

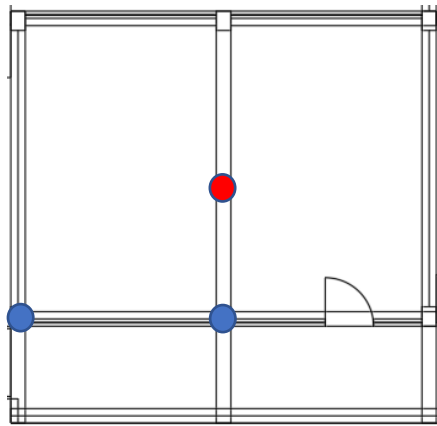


Fuente: Elaboración propia

- D 1 – Muestra extraída de Columna Lateral
- D 2 – Muestra extraída de Viga Central
- D 3 - Muestra extraída de Columna Central

Modulo 3: Aula de profesores y dirección en nivel uno, 1 aula en el nivel dos y almacén el nivel tres.

Figura 17: Ubicación de extracción de diamantinas de modulo 3

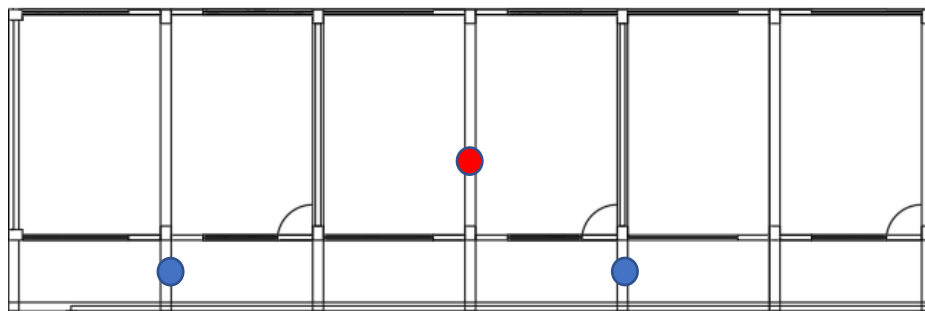


Fuente: Elaboración propia

- D 7 – Muestra extraída de Columna Lateral
- D 8 – Muestra extraída de Columna Central
- D 9 - Muestra extraída de Viga Central

Modulo 4: 9 aulas distribuidas en 3 niveles.

Figura 18: Ubicación de extracción de diamantinas de modulo 4



Fuente: Elaboración propia

- D 4 – Muestra extraída de Viga Lateral
- D 5 – Muestra extraída de Columna Central
- D 6 - Muestra extraída de Columna Central

Todas las muestras fueron extraídas en el mismo día y posteriormente llevadas a laboratorio para poder ser perfiladas y programar su ensayo de ruptura. Adicionalmente se realizó un ensayo cualitativo para la determinación de sulfatos en las muestras extraídas.

Figura 19: Muestras de núcleos diamantinos extraídos de la I.E. 11025



Fuente: Elaboración propia

Se tomó una muestra de cada módulo para la determinación de la exposición a sulfatos obteniendo que a excepción del módulo 1, la exposición de sulfatos ya habría alcanzado el refuerzo en el concreto.

Resultados de Ensayo de Diamantinas

Tabla 12: Resistencia a la compresión de muestras de concreto extraídas de la I.E 11025

	Muestra	Elemento Estructural	F'c de ensayo (kg/cm ²)
Modulo 1	D 10	Columna	253
	D 11	Columna	350
	D 12	Viga	170
Modulo 2	D 1	Columna	211
	D 2	Viga	127
	D 3	Columna	175
Modulo 3	D 7	Columna	137
	D 8	Columna	101
	D 9	Viga	143
Modulo 4	D 4	Viga	95
	D 5	Columna	88
	D 6	Columna	61

Fuente: Elaboración propia

Las muestras de diamantina obtenidas del módulo 1 evidencia conserva aún una buena resistencia de las columnas llegando en promedio a 300 kg/cm², sin embargo, en la muestra extraída de la viga se alcanza la resistencia de 170 kg/cm². El módulo 2 tiene una resistencia de las columnas promedio de 195 kg/cm² y de 127 kg/cm² en las vigas. El

módulo 3 tiene una resistencia de las columnas promedio de 120 kg/cm², mientras que la muestra extraída de la viga se alcanza la resistencia de 143 kg/cm². El módulo 4 tiene una resistencia de las columnas promedio de 75 kg/cm², mientras que la muestra extraída de la viga se alcanza la resistencia de 95 kg/cm².

Estos valores de la resistencia real a la compresión del concreto se tomarán en cuenta en el modelamiento de cada una de las estructuras para la configuración de los materiales.

Consideraciones del modelamiento

Propiedades de los materiales

Para el cálculo de acero se tomaron en consideración las propiedades de diseño del edificio.

Tabla 13: Propiedades lineales de los materiales

Material	Propiedad
Concreto Armado	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
	Peso unitario = 2 400 kg/m ³
	Módulo de Elasticidad = 217 370.65 kg/cm ²
	Coefficiente de Poisson = 0.15
Acero de Refuerzo	Esfuerzo de fluencia $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$
	Peso Unitario = 7 850 kg/m ³
	Módulo de elasticidad = 2 000 000 kg/cm ²
Albañilería	Resistencia a compresión axial $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
	Resistencia a Corte $v_m = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
	Peso unitario = 1800 kg/cm ²
	Módulo de elasticidad = 32 500 kg/cm ²
	Coefficiente de poisson = 0.25

Fuente: Elaboración propia

Cargas de gravedad

Las por gravedad asignadas al modelo son las cargas referidas a las cargas muertas y a las sobrecargas establecidas en la NTP E.020 [11].

Tabla 14: Cargas consideradas en el modelamiento de los módulos

Tipo de Carga	Elemento	Valor asignado
Carga Muerta (Dead)	Aligerado $e = 20 \text{ cm}$	300 kg/m ²
	Acabados	100 kg/m ²
Carga Viva (Live)	Aulas	250 kg/m ²
	Corredores – balcones	400 kg/m ²
	Techo aligerado	100 kg/m ²
	Cobertura liviana	30 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

Las cargas vivas asignadas en el modelo son las cargas sugeridas a partir del reglamento peruano que habla acerca de las cargas impuestas según el uso de la edificación. La tabiquería presente en el voladizo se calcula a partir de su peso unitario

de 1350 kg/m^3 multiplicado por su espesor 0.15 m y la altura especificada en la tabla, el mismo cálculo se efectuó para el alfeizar de las aulas.

Asignación de Mass Source

El mass source está referido en el modelo a la masa que se considerará proveniente de la estructura para el cálculo de las fuerzas del sismo estático. La NTP E.030 indica que para el peso se debe considerar el total de carga muerta o permanente y cierto porcentaje de la sobrecarga o carga viva que depende del uso que se le da a la edificación. [12]

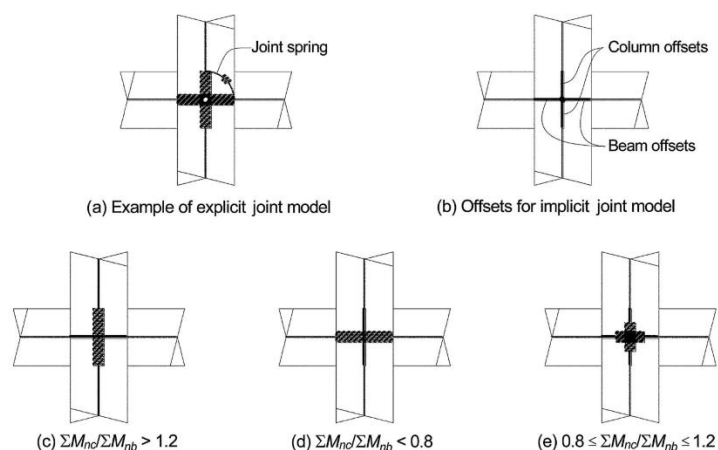
Para el caso de colegios las ser considerados como edificios esenciales tipo A el peso sísmico se calcula de la siguiente forma

$$P = CM + 0.5 CV$$

Asignación de end length offset

La asignación de los brazos rígidos para efectos de un modelamiento ágil se toma como consideración la asignación del 0.5 como propone el ASCE 41-17 la siguiente figura en el apartado (e). [16]

Figura 20: Modelamiento de unión viga - columna



Fuente: ASCE 41-17. Cap.10.4: Concrete moment frames. [16]

Combinaciones de carga

El diseño para los elementos de concreto armado se realizarán a partir del método de resistencia considerando las combinaciones de carga de NTP E.060. [14]

- $C 1 = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $C 2 = 1.25(CM + CV) + S_x$
- $C 3 = 1.25(CM + CV) - S_x$

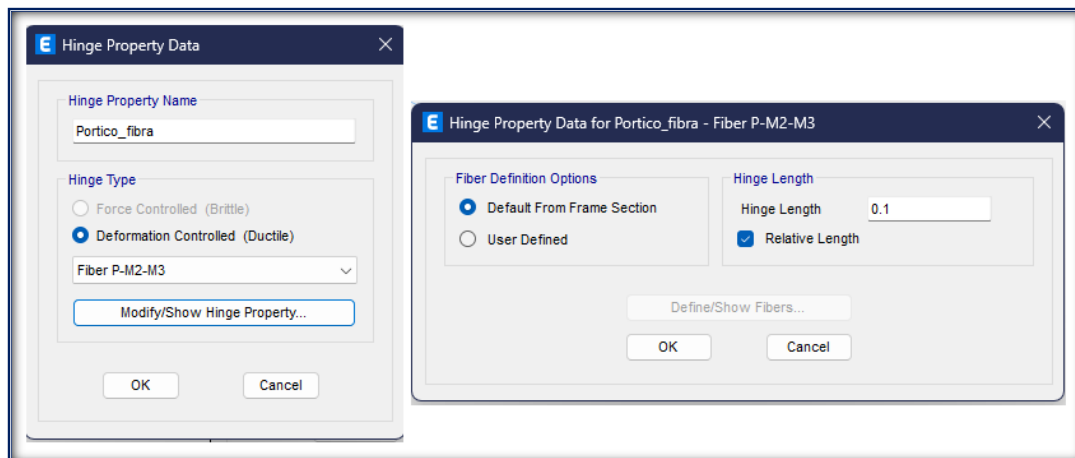
- $C 4 = 1.25(CM + CV) + Sy$
- $C 5 = 1.25(CM + CV) - Sy$
- $C 6 = 0.9 CM + Sx$
- $C 7 = 0.9 CM - Sx$
- $C 8 = 0.9 CM + Sy$
- $C 9 = 0.9 CM - Sy$

Asignación de rótulas plásticas

Para asignar la plasticidad, es fundamental definir previamente las secciones, los materiales - en este caso concreto y acero de refuerzo - y, por último, el área del de refuerzo de los elementos de concreto armado.

En los elementos pertenecientes al pórtico de concreto armado (columnas y vigas) se considera la formación de rótulas plásticas a una distancia del 10% de la longitud total del elemento, en donde a partir de la formación de dicha rótula se distribuyen hacia otros elementos estructurales.

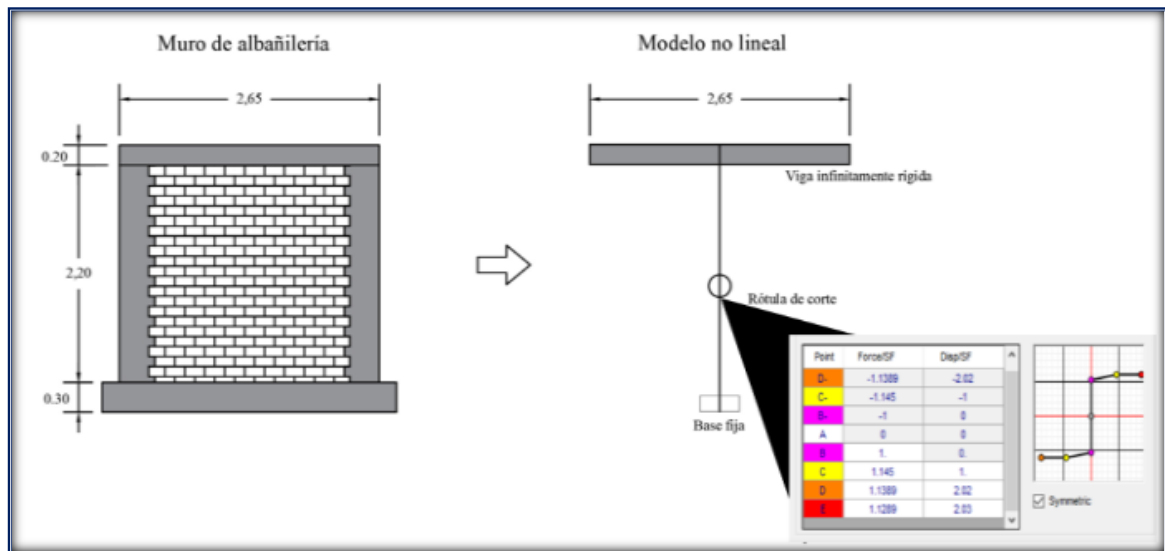
Figura 21: Asignación de rótulas plásticas de vigas y columnas



Fuente: Elaboración Propia

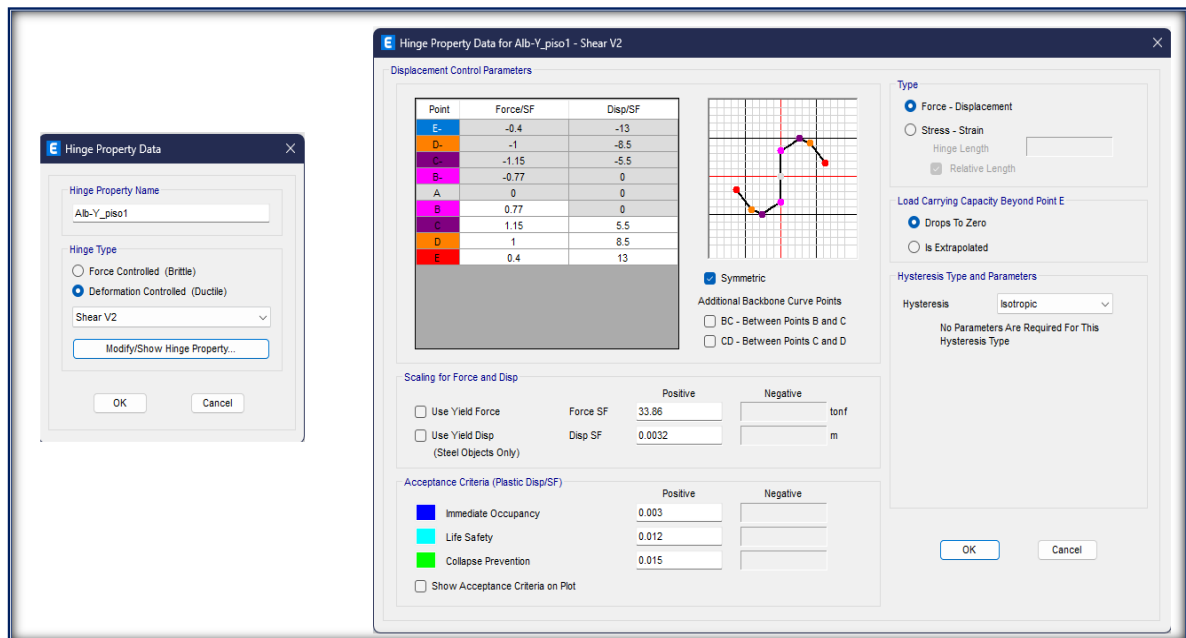
Para el caso de los muros de albañilería confinada se modelan como elementos tipo “frame” con las dimensiones del muro (espesor y longitud) y partir de esto se asigna la rótula concentrada a mitad de los elementos cuya falla es controlada por corte, debido a ser esta su principal causa de falla.

Figura 22: Muro de albañilería confinada y modelo no lineal equivalente



Fuente: Análisis dinámico incremental de un hospital de 60 años de antigüedad con muros de albañilería artesanal. [26]

Figura 23: Asignación de rótula de corte en muros de albañilería confinada



Fuente: Elaboración Propia

Análisis y evaluación de estructuras

Para el análisis y evaluación de los módulos se determinó en primer lugar las propiedades de los materiales utilizar y el acero de los elementos estructurales a partir de los esfuerzos producidos por las cargas en la NTP E.020 [11] y las fuerzas de sismo a partir de la norma de diseño del año correspondiente a su construcción

Análisis del Módulo 1

Figura 24: Frente de Módulo de la I.E. 11025



Fuente: Elaboración Propia

El primer módulo para analizar esta destinado 8 para aulas repartidas en dos pisos, una de ellas ha sido adaptada para sala de reuniones. Tiene un área techada total de 315 m^2 por piso. La altura de los dos pisos es de 3.20 m. En la dirección X el sistema estructural es de muros de concreto armado y en la dirección Y es de albañilería confinada, los muros portantes son conformados por ladrillos sentados de cabeza por lo que tienen un espesor de 25 cm. La losa aligerada está armada paralela a la dirección X con 20 cm de espesor. Tanto en el frente como parte posterior el módulo presenta un muro de 1.80 m de altura, con espesor de 15 cm está debidamente aislado de las columnas.

Al ser una estructura con más de 15 años de antigüedad fue necesario la extracción de testigos de concreto tanto de columnas como vigas para la obtención del valor real de la resistencia a la compresión y estado de corrosión por sulfatos.

Se obtuvieron tres muestras de las cuales D 10 y D 11 fueron de columnas y D 12 de una viga central. Las muestras arrojaron los siguientes valores:

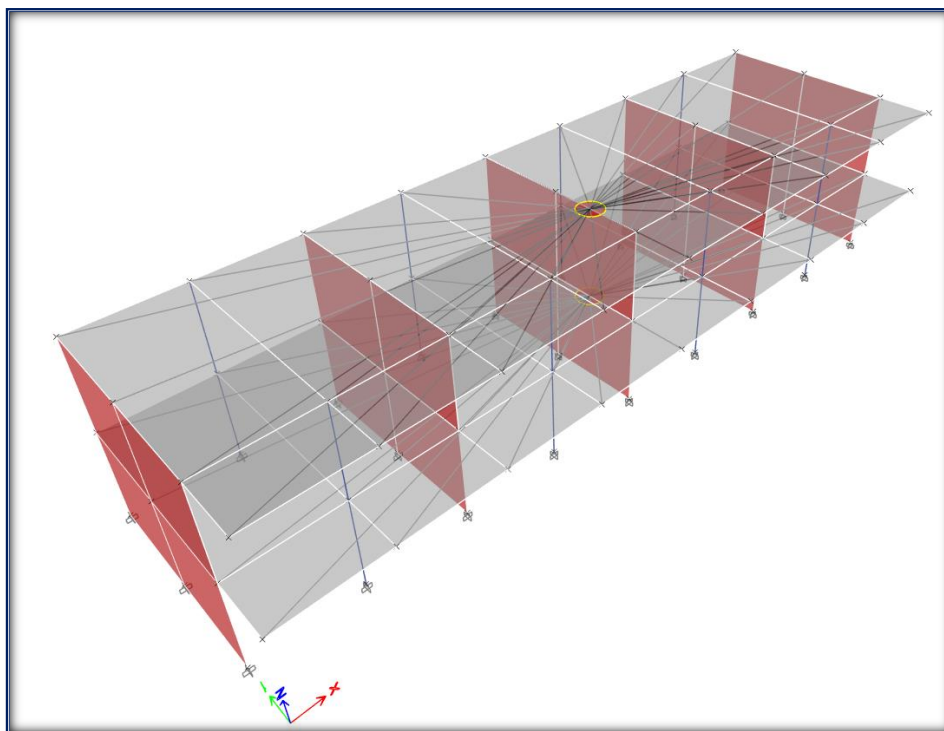
- Columnas: 300 kg/cm^2
- Vigas: 170 kg/cm^2
- Peso unitario del concreto = 2400 kg/m^3

Para la evaluación del desempeño de la estructura se tuvo en cuenta estos de resistencia a la compresión arrojados de los ensayos para el modelo en Etabs.

Consideraciones del modelo

En el modelo se asignó diafragmas rígidos por piso, debido a que la losa aligerada de 20 cm brinda la suficiente rigidez al piso para considerar desplazamientos uniformes.

Figura 25: Diafragmas rígidos asignados al Módulo 1 de la I.E. 11025



Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de los esfuerzos en los elementos estructurales se consideró las siguientes cargas de gravedad.

Cálculo de acero de refuerzo

Teniendo las consideraciones de carga y fuerza sísmica se creó una envolvente con las combinaciones de carga. Con los esfuerzos resultantes se realizó el cálculo acorde con N.T.P E.060 de concreto armado con el método de LRFD.

De forma detallada se presenta el cálculo de la viga 102 en el tramo B-D, resto de cálculos están contenidos en el Anexo N° 5.

MODULO 1 VIGA 102 TRAMO AB



$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $b = 0.30 \text{ m}$
 $r_e = 0.06 \text{ m}$ $\phi = 0.90$ $l_n = 2.10 \text{ m}$

REFUERZO LONGITUDINAL

$h = 0.60 \text{ m}$	$h = 0.60 \text{ m}$	$h = 0.60 \text{ m}$
$d = 0.54 \text{ m}$	$d = 0.54 \text{ m}$	$d = 0.54 \text{ m}$
$As_{min} = 3.91 \text{ cm}^2$	$As_{min} = 3.91 \text{ cm}^2$	$As_{min} = 3.91 \text{ cm}^2$
$As_{max} = 35.11 \text{ cm}^2$	$As_{max} = 35.11 \text{ cm}^2$	$As_{max} = 35.11 \text{ cm}^2$
$Mu (-) = 0.00 \text{ tnf-m}$	$Mu (-) = 5.27 \text{ tnf-m}$	$Mu (-) = 13.02 \text{ tnf-m}$
$Mu (+) = 0.00 \text{ tnf-m}$	$Mu (+) = 0.00 \text{ tnf-m}$	$Mu (+) = 0.00 \text{ tnf-m}$
$a (-) = 0.00 \text{ cm}$	$a (-) = 2.06 \text{ cm}$	$a (-) = 5.26 \text{ cm}$
$a (+) = 0.00 \text{ cm}$	$a (+) = 0.00 \text{ cm}$	$a (+) = 0.00 \text{ cm}$
$As_{req} (-) = 3.91 \text{ cm}^2$	$As_{req} (-) = 3.91 \text{ cm}^2$	$As_{req} (-) = 6.71 \text{ cm}^2$
$As_{req} (+) = 3.91 \text{ cm}^2$	$As_{req} (+) = 3.91 \text{ cm}^2$	$As_{req} (+) = 3.91 \text{ cm}^2$

Acero de refuerzo superior										
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		1	Ø	3/4
As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²				As.real = 8.52 cm ²		

Acero de refuerzo inferior										
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		0	Ø	1/2
As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²		

Longitud de bastones superiores

$as = 0.00 \text{ cm}^2$	$as = 0.00 \text{ cm}^2$	$as = 5.68 \text{ cm}^2$
$a = 0.00 \text{ cm}$	$a = 0.00 \text{ cm}$	$a = 4.45 \text{ cm}$
$m = 0.00 \text{ tnf-m}$	$m = 0.00 \text{ tnf-m}$	$m = 11.12 \text{ tnf-m}$
$lb = 0.00 \text{ cm}$	$lb = 0.00 \text{ cm}$	$lb = 20.00 \text{ cm}$
$Lb_{min} = 0.00 \text{ cm}$	$Lb_{min} = 0.00 \text{ cm}$	$Lb_{min} = 107.53 \text{ cm}$
$Lb = 0.00 \text{ cm}$	$Lb = 0.00 \text{ cm}$	$Lb = 110.00 \text{ cm}$

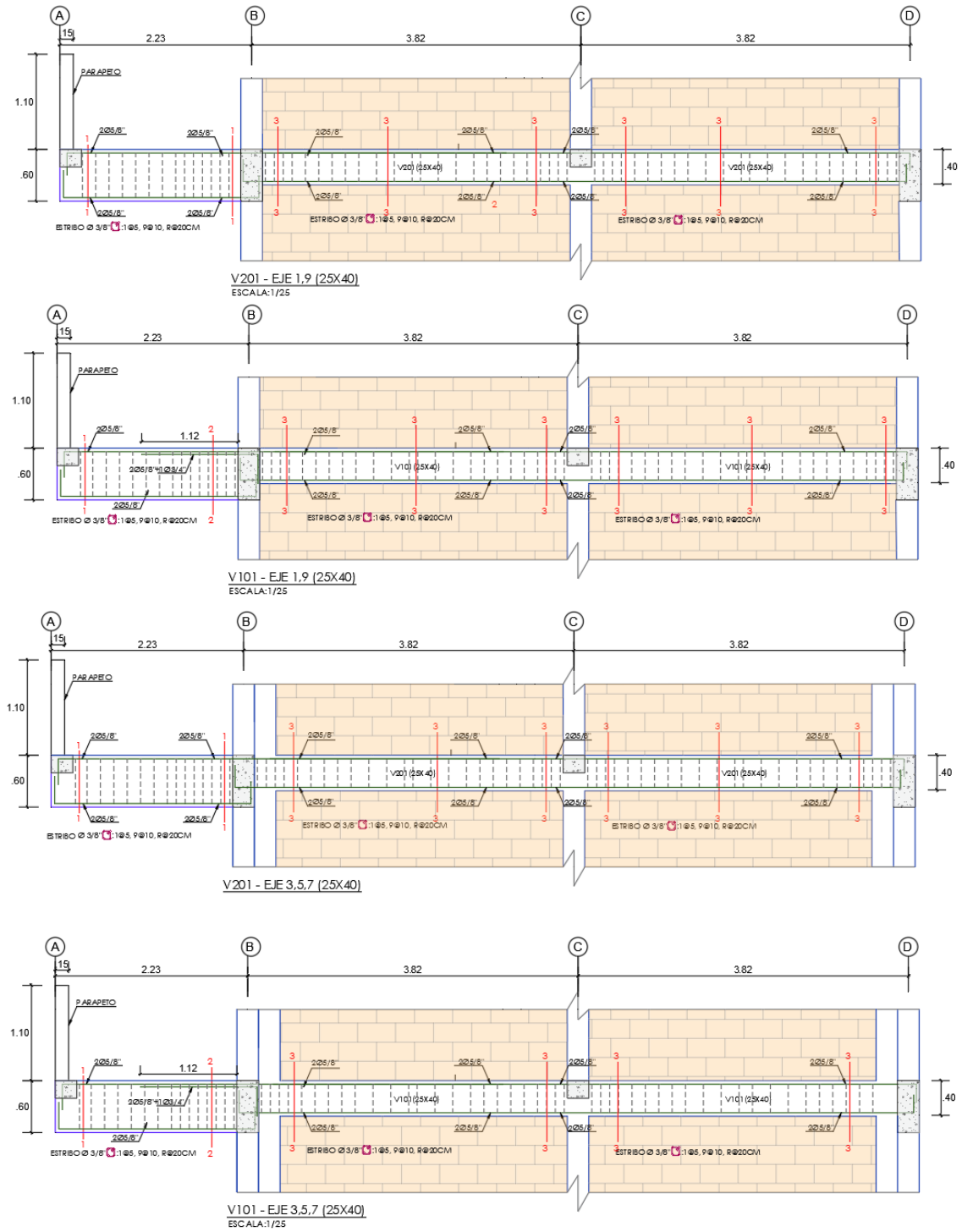
DISEÑO CORTANTE

$a_{real} (-) = 4.45 \text{ cm}$	$a_{real} (-) = 6.68 \text{ cm}$
$\phi M_n (-) = 11.12 \text{ tnf-m}$	$\phi M_n (-) = 16.31 \text{ tnf-m}$
$a_{real} (+) = 4.45 \text{ cm}$	$a_{real} (+) = 4.45 \text{ cm}$
$\phi M_n (+) = 11.12 \text{ tnf-m}$	$\phi M_n (+) = 10.88 \text{ tnf-m}$
$Mpr_{sup} (i) = 12.35 \text{ tnf-m}$	$Mpr_{sup} (d) = 18.13 \text{ tnf-m}$
$Mpr_{inf} (j) = 12.35 \text{ tnf-m}$	$Mpr_{inf} (d) = 12.09 \text{ tnf-m}$
$W_m = 2.00 \text{ tnf/m}$	
$W_v = 1.57 \text{ tnf/m}$	
$W_u = 4.45 \text{ tnf/m}$	
$V_u (i)_{sup} = 19.19 \text{ tnf}$	$V_u (d)_{sup} = 16.31 \text{ tnf}$
$V_u (i)_{inf} = 1.92 \text{ tnf}$	$V_u (d)_{inf} = -6.96 \text{ tnf}$
$V_{ud} = 19.19 \text{ tnf}$	
$V_c = 12.44 \text{ tnf}$	
$\phi V_c = 10.58 \text{ tnf}$	
$V_{s.lim} = 49.30 \text{ tnf}$	
$V_s = 12.00 \text{ tnf}$	
$\phi_{estribo} = 3/8$	
$Av = 0.71 \text{ cm}^2$	
$s_{calculado} = 26.84 \text{ cm}$	
$zona.conf = 108 \text{ cm}$	

1	@	0.05
11	@	0.10
resto	@	20

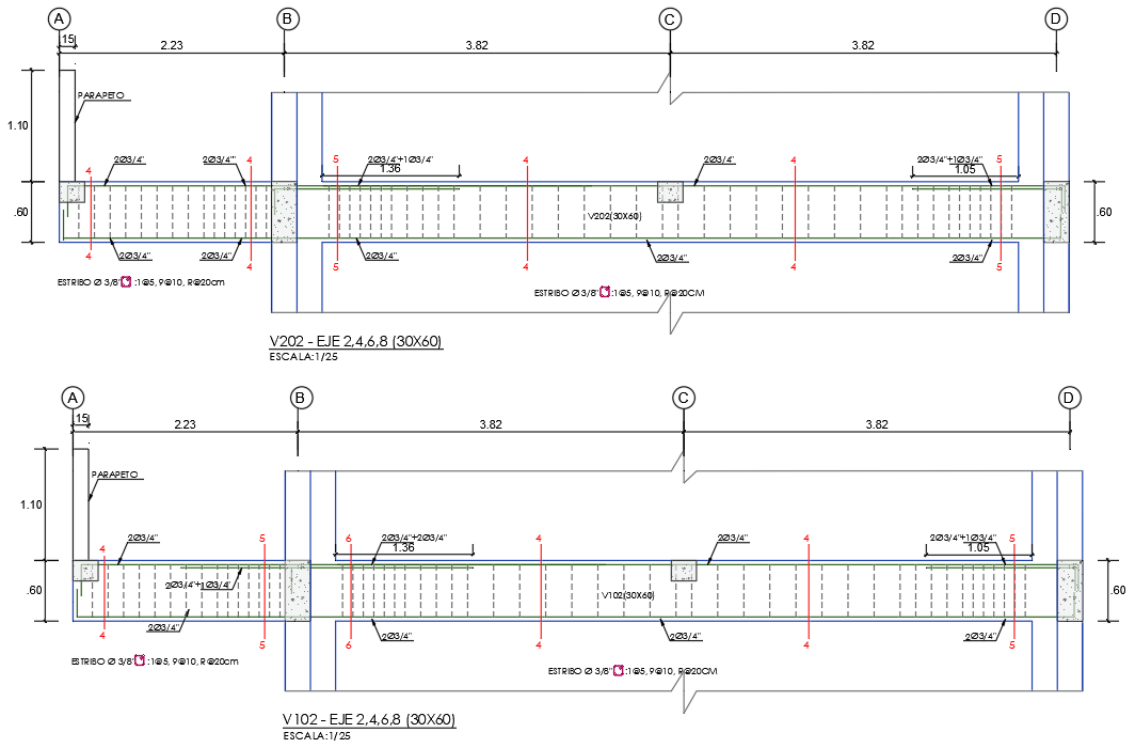
Se presenta los cortes desarrollados de las vigas del módulo 1

Figura 26: Cortes de Vigas 1 - Modulo 1



Fuente: Elaboración propia

Figura 27: Cortes de Vigas 2 - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

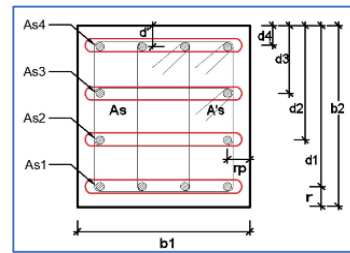
Para el cálculo del acero de refuerzo en las columnas se detalla el desarrollo de la Columna C1 a modo de calibración con el programa Etabs, las demás columnas estarán detalladas en el anexo N°05

1. Dimensiones de Columna

- b = 25.00 cm
- h = 60.00 cm
- r = 6.00 cm
- d' = 6.00 cm
- d = 54.00 cm

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{c - d'}{c} \right)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right)$$



2. Disposición del acero longitudinal

- As.min = 15.00 cm2
- As.max = 90.00 cm2

As1 =	2	Ø 5/8 =	3.96	cm2	d1 =	54.00	cm
As2 =	2	Ø 5/8 =	3.96	cm2	d2 =	38.00	cm
As3 =	2	Ø 5/8 =	3.96	cm2	d3 =	22.00	cm
As4 =	2	Ø 5/8 =	3.96	cm2	d4 =	6.00	cm

As_total =	15.84	cm2
Ag =	1500	cm2
Cuantía =	0.011	Cumple Cuantía

3. Materiales

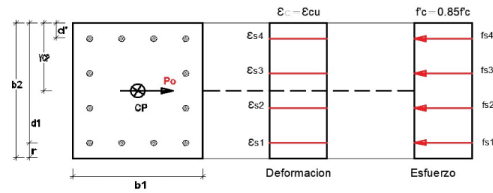
- $f_c = 210.00 \text{ kgf/cm}^2$
- $f_y = 4200.00 \text{ kgf/cm}^2$
- $E_c = 217370.7 \text{ kgf/cm}^2$
- $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$
- $\beta_1 = 0.85$
- $\epsilon_{cu} = 0.004$
- $\epsilon_y = 0.002$

4. Revisión a flexo-compresión (diagrama de interacción con método directo)

ALREDEDOR DEL EJEX

4.1. Compresión Pura

El concreto alcanzó su agotamiento
 Los aceros están en fluencia
 Comportamiento elasto-plástico del acero



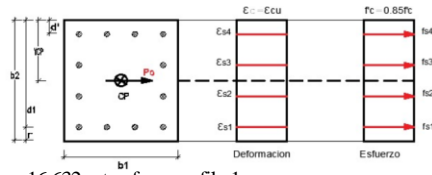
Fuerza en cada fila del concreto

- $\epsilon_{s1} > \epsilon_y \quad f_{s1} = f_y \quad f_{s1} = 16.632 \text{ tonf} \quad \text{fila 1}$
- $\epsilon_{s2} > \epsilon_y \quad f_{s2} = f_y \quad f_{s2} = 16.632 \text{ tonf} \quad \text{fila 2}$
- $\epsilon_{s3} > \epsilon_y \quad f_{s3} = f_y \quad f_{s3} = 16.632 \text{ tonf} \quad \text{fila 3}$
- $\epsilon_{s4} > \epsilon_y \quad f_{s4} = f_y \quad f_{s4} = 16.632 \text{ tonf} \quad \text{fila 4}$

- $C_c = 264.92256 \text{ tonf}$ **Compresión en el concreto**
- $P_o = 331.45 \text{ tonf}$ **Fuerza axial a compresión pura**
- $Y_{cp} = 30.00 \text{ cm}$ **Posición del centroide plástico, medido desde el fibra superior**

4.2. Tracción Pura

Los aceros están en fluencia
 Comportamiento Elasto-plástico del acero



Fuerza en cada fila del concreto

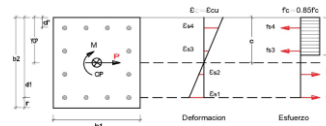
- $\epsilon_{s1} > \epsilon_y \quad f_{s1} = f_y \quad T_{s1} = -16.632 \text{ tonf} \quad \text{fila 1}$
- $\epsilon_{s2} > \epsilon_y \quad f_{s2} = f_y \quad T_{s2} = -16.632 \text{ tonf} \quad \text{fila 2}$
- $\epsilon_{s3} > \epsilon_y \quad f_{s3} = f_y \quad T_{s3} = -16.632 \text{ tonf} \quad \text{fila 3}$
- $\epsilon_{s4} > \epsilon_y \quad f_{s4} = f_y \quad T_{s4} = -16.632 \text{ tonf} \quad \text{fila 4}$

- $T_o = -66.528 \text{ tonf}$ **Fuerza axial a tracción pura**

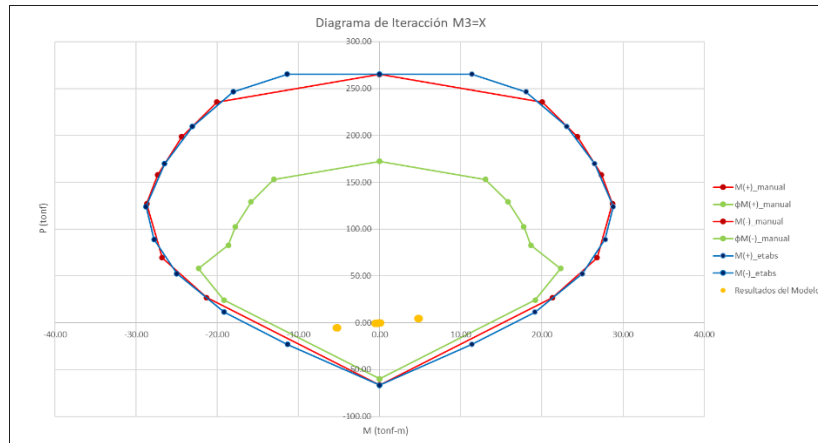
4.3. Valores de profundidad del eje neutro para el análisis

Falla balanceada

- $\epsilon_{s1} = \epsilon_y = 0.002$ $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$ $b_1 = 25.00 \text{ cm}$
- $\epsilon_{cu} = 0.003$ $f_y = 4200.00 \text{ kgf/cm}^2$ $b_2 = 60.00 \text{ cm}$
- $c_b = 32.40 \text{ cm}$ $f_c = 210.00 \text{ kgf/cm}^2$ $y_{cp} = 30.00 \text{ cm}$
- $d_1 = 54.00 \text{ cm}$ $A_{s1} = 3.96 \text{ cm}^2$
- $d_2 = 38.00 \text{ cm}$ $A_{s2} = 3.96 \text{ cm}^2$
- $d_3 = 22.00 \text{ cm}$ $A_{s3} = 3.96 \text{ cm}^2$
- $d_4 = 6.00 \text{ cm}$ $A_{s4} = 3.96 \text{ cm}^2$



c	es1	es2	es3	es4	fs1	fs2	fs3	fs4	Fs1	Fs2	Fs3	Fs4	Cc	P	M	
					kgf/cm2	kgf/cm2	kgf/cm2	kgf/cm2	tonf	tonf	tonf	tonf				tonf
C														265.16	0.00	
c1 =	52.50	-0.00009	0.0008	0.0017	0.0027	-171.43	1657.14	3485.71	4200.00	-0.68	6.56	13.80	16.63	199.14	235.46	20.04
c2 =	45.00	-0.00060	0.0005	0.0015	0.0026	-1200.00	933.33	3066.67	4200.00	-4.75	3.70	12.14	16.63	170.69	198.41	24.37
c3 =	37.50	-0.00132	0.0000	0.0012	0.0025	-2640.00	-80.00	2480.00	4200.00	-10.45	-0.32	9.82	16.63	142.24	157.92	27.31
c4 =	32.40	-0.00200	-0.0005	0.0010	0.0024	-4000.00	-1037.04	1925.93	4200.00	-15.84	-4.11	7.63	16.63	122.90	127.21	28.68
c5 =	22.50	-0.00420	-0.0021	0.0001	0.0022	-4200.00	-4133.33	133.33	4200.00	-16.63	-16.37	0.53	16.63	85.35	69.51	26.78
c6 =	15.00	-0.00780	-0.0046	-0.0014	0.0018	-4200.00	-4200.00	-2800.00	3600.00	-16.63	-16.63	-11.09	14.26	56.90	26.80	21.30
T														-66.528	0.00	



6. Diseño por Corte

Diametro de Estribo =	3/8	$f_c =$	210.00	kgf/cm ²
$b =$	25.00	cm	$f_y =$	4200.00
$h =$	60.00	cm	$N_u =$	4.27
$r =$	6.00	cm	$\phi_{cortante} =$	0.85
$d =$	54.00	cm	$V_u =$	17.99
$A_g =$	1500	cm ²	$V_n =$	21.163897
$M_{ns} =$	28.78	tnf-m	$V_c =$	10.37
$M_{ni} =$	28.78	tnf-m	$V_s =$	10.80
$h_{columna} =$	3.2	m		

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * b * w * d$$

Longitud de confinamiento	
$L_c = hc/6$	53.33 cm
$L = b \text{ o } h$	60.00 cm
$L = 50 \text{ cm}$	50.00 cm
$L_{conf} =$	60.00 cm
$L =$	65.00 cm

Límites de espaciamiento en zona de confinamiento. (E.060 cap 21)

$S \leq 8db$	12.72	cm
$S \leq boh/2$	12.50	cm
$S \leq 10cm$	10.00	cm
$s_{min} =$	10.00	cm

Límites de espaciamiento fuera de zona de confinamiento

$s \leq 16db$	25.44	cm
$s \leq 48de$	45.60	cm
$s \leq boh$	25.00	cm
$s \leq d/2$	27.00	cm
$s_{min} =$	25.00	cm

N° Estribo		3/8
1	@	0.05
6	@	0.10 m
R	@	0.15 m

Como se puede apreciar en el diagrama de iteración el cálculo manual tiene una variación mínima con los resultados arrojados directamente del diagrama de iteración del programa Etabs, por lo que resulta aceptable seguir con este tipo de procedimiento. Los esfuerzos provenientes del modelo están dentro del diagrama por lo que se considera que el refuerzo y dimensiones son las adecuadas.

Figura 28: Secciones de Columnas - Modulo 1

SECCION DE COLUMNAS Y COLUMNETAS				
C 01	C 02	C 03	C 04	C 05
Seccion: Indicada	Seccion: Indicada	Seccion: Indicada	Seccion: Indicada	Seccion: Indicada
Acero long.: 8 Ø 5/8"	Acero long.: 16 Ø 5/8"	Acero long.: 16 Ø 5/8"	Acero long.: 16 Ø 5/8"	Acero long.: 4 Ø 5/8"
Estribos Ø 3/8" □: 1@5, 9@10, R@25cm C/E	Estribos Ø 3/8" □: 1@5, 9@10, R@25cm C/E	Estribos Ø 3/8" □: 1@5, 9@10, R@25cm C/E	Estribos Ø 3/8" □: 1@5, 9@10, R@25cm C/E	Estribos Ø 3/8" □: 1@5, 9@10, R@25cm C/E

Fuente: Elaboración propia

Evaluación sismorresistente del módulo 1.

El módulo 1 al verificarse de no existir modificaciones con su diseño original se procedió a modificar el valor de la fuerza cortante correspondiente a los parámetros sísmicos de la N.T.P E.030 en su versión actual 2020.

PARÁMETROS SÍSMICOS E.030 - 2020

1. Factor Zonificación

Ubicación = Chiclayo

Zona = 4

Z = 0.45

2. Factor Uso

Uso = Institución Educativa

Categoría = A - Edificaciones Esenciales

U = 1.5

3. Factor Suelo

Tipo = S3 - Suelos Blandos

S = 1.10

4. Factor de Amplificación sísmica

Ct X = 45

Ct Y = 60

hn = 6.40 m

Tx = 0.142222

Ty = 0.1066667

Tp = 1.0

Tl = 1.6

Cx = 2.5 Tx < Tp

Cy = 2.5 Ty < Tp

5. Factor de Reducción R

Sistema Estructural X = Pórticos

Sistema Estructural Y = Albañilería confinada

Rx = 8



SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Tp (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
Tl (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

T < Tp

Tp < T < Tl

T > Tl

C = 2,5

C = 2,5 · (Tp / T)

C = 2,5 · ((Tp - Tl) / T²)

Ry = 3

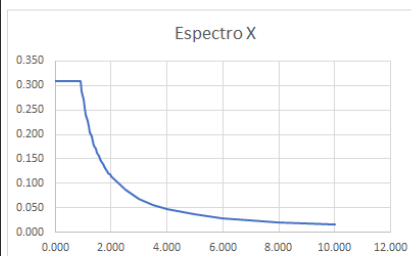
$$\frac{ZUCS}{R} = 0.2320$$

$$\frac{ZUCS}{R} = 0.619$$

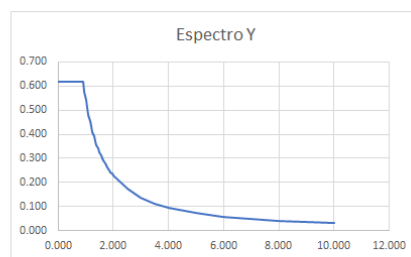
Además, se ingresó el valor del espectro de diseño correspondiente para cada dirección para el análisis lineal dinámico.

Figura 29: Espectros de diseño E.030-2020

T	C	Sa	Sa/R	T	C	Sa	Sa/R
0.000	2.500	1.856	0.309	1.300	1.579	1.172	0.195
0.050	2.500	1.856	0.309	1.350	1.506	1.118	0.186
0.100	2.500	1.856	0.309	1.400	1.439	1.069	0.178
0.150	2.500	1.856	0.309	1.450	1.377	1.023	0.170
0.200	2.500	1.856	0.309	1.500	1.320	0.980	0.163
0.250	2.500	1.856	0.309	1.550	1.267	0.941	0.157
0.300	2.500	1.856	0.309	1.600	1.218	0.904	0.151
0.350	2.500	1.856	0.309	1.650	1.172	0.870	0.145
0.400	2.500	1.856	0.309	1.700	1.129	0.838	0.140
0.450	2.500	1.856	0.309	1.750	1.089	0.808	0.135
0.500	2.500	1.856	0.309	1.800	1.051	0.780	0.130
0.550	2.500	1.856	0.309	1.850	1.016	0.754	0.126
0.600	2.500	1.856	0.309	1.900	0.982	0.729	0.122
0.650	2.500	1.856	0.309	1.950	0.951	0.706	0.118
0.700	2.500	1.856	0.309	2.000	0.921	0.684	0.114
0.750	2.500	1.856	0.309	2.500	0.697	0.518	0.086
0.800	2.500	1.856	0.309	3.000	0.555	0.412	0.069
0.850	2.500	1.856	0.309	3.500	0.458	0.340	0.057
0.900	2.500	1.856	0.309	4.000	0.387	0.288	0.048
0.950	2.337	1.735	0.289	5.000	0.293	0.218	0.036
1.000	2.192	1.627	0.271	6.000	0.233	0.173	0.029
1.050	2.062	1.531	0.255	7.000	0.192	0.143	0.024
1.100	1.945	1.444	0.241	8.000	0.163	0.121	0.020
1.150	1.840	1.366	0.228	9.000	0.141	0.104	0.017
1.200	1.745	1.296	0.216	10.000	0.123	0.092	0.015
1.250	1.658	1.231	0.205				



T	C	Sa	Sa/R	T	C	Sa	Sa/R
0.000	2.500	1.856	0.619	1.300	1.579	1.172	0.391
0.050	2.500	1.856	0.619	1.350	1.506	1.118	0.373
0.100	2.500	1.856	0.619	1.400	1.439	1.069	0.356
0.150	2.500	1.856	0.619	1.450	1.377	1.023	0.341
0.200	2.500	1.856	0.619	1.500	1.320	0.980	0.327
0.250	2.500	1.856	0.619	1.550	1.267	0.941	0.314
0.300	2.500	1.856	0.619	1.600	1.218	0.904	0.301
0.350	2.500	1.856	0.619	1.650	1.172	0.870	0.290
0.400	2.500	1.856	0.619	1.700	1.129	0.838	0.279
0.450	2.500	1.856	0.619	1.750	1.089	0.808	0.269
0.500	2.500	1.856	0.619	1.800	1.051	0.780	0.260
0.550	2.500	1.856	0.619	1.850	1.016	0.754	0.251
0.600	2.500	1.856	0.619	1.900	0.982	0.729	0.243
0.650	2.500	1.856	0.619	1.950	0.951	0.706	0.235
0.700	2.500	1.856	0.619	2.000	0.921	0.684	0.228
0.750	2.500	1.856	0.619	2.500	0.697	0.518	0.173
0.800	2.500	1.856	0.619	3.000	0.555	0.412	0.137
0.850	2.500	1.856	0.619	3.500	0.458	0.340	0.113
0.900	2.500	1.856	0.619	4.000	0.387	0.288	0.096
0.950	2.337	1.735	0.578	5.000	0.293	0.218	0.073
1.000	2.192	1.627	0.542	6.000	0.233	0.173	0.058
1.050	2.062	1.531	0.510	7.000	0.192	0.143	0.048
1.100	1.945	1.444	0.481	8.000	0.163	0.121	0.040
1.150	1.840	1.366	0.455	9.000	0.141	0.104	0.035
1.200	1.745	1.296	0.432	10.000	0.123	0.092	0.031
1.250	1.658	1.231	0.410				



Fuente: Elaboración propia

Se obtuvieron las masas por diafragmas obtenidas del modelo matemático en el software Etabs.

Tabla 15: Masas por piso del módulo 1

Masas por Diafragmas			
Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m
Story 1	D1	34.09621	34.09621
Story 2	D2	23.41045	23.41045

Fuente: Elaboración propia

Con las masas de la tabla se efectuará el cálculo de la cortante basal obteniendo el peso al multiplicar las masas por la gravedad.

$$P = m * g = (34.096 + 23.41) * 9.81 = 564.14tn$$

La cortante basal para cada dirección es:

- $Vx = 0.232 * 564.14 = 130.84 tn$
- $Vy = 0.6188 * 564.14 = 349.08 tn$

Luego procedemos a las verificaciones modales.

Tabla 16: Periodos y participación modal – Módulo 1

Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.178	0.883	0.000	0.000	0.883	0.000
Modal	2	0.082	0.000	0.889	0.000	0.883	0.889
Modal	3	0.074	0.000	0.035	0.000	0.883	0.924
Modal	4	0.057	0.117	0.000	0.000	1.000	0.924
Modal	5	0.032	0.000	0.071	0.000	1.000	0.994
Modal	6	0.028	0.000	0.006	0.000	1.000	1.000

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura acumula en sus primeros modos el mayor porcentaje de participación modal, resultados acordes con estructuras de pocos niveles, además que el periodo en la dirección X es mayor al de la dirección Y, indicando que en esta dirección es más rígido por la presencia de los muros de albañilería confinada.

Tabla 17: Verificación de cortante en la base - Modulo 1

Verificación de cortante mínima en la base					
Dirección X	Sx	SxD	%	Factor	Verificación
	130.8	116.7	89.2%	1.00	Ok
Dirección Y	Sy	SyD	%	Factor	Verificación
	349.1	317.9	91.1%	1.00	Ok

Fuente: Elaboración propia

La norma E.030 en su capítulo 29.4 indica que la para cada dirección la cortante mínima en la base resultante del análisis dinámico moda espectral no puede ser menor

al 80% de la fuerza del sismo estático, para el caso del módulo 1 si se cumple esta condición.

Tabla 18: Control de derivas dirección X - Módulo 1

Dirección X-X							
Nivel	Elevación (cm)	Factor R	U1-max (cm)	U1-N	Relat.	Deriva	D. Max
Nivel 2	320	8	0.2621	0.17945	0.6048	0.0019	0.007
Nivel 1	320	8	0.1277	0.57465	0.5747	0.0018	0.007

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19: Control de derivas dirección Y - Módulo 1

Dirección Y-Y							
Nivel	Elevación (cm)	Factor R	U2-max (cm)	U2-N	Relat.	Deriva	D. Max
Nivel 2	320	3	0.1417	0.3188	0.1411	0.0004	0.005
Nivel 1	320	3	0.079	0.1778	0.1778	0.0006	0.005

Fuente: Elaboración propia

Para la dirección corta (X-X) el módulo 1 presenta un sistema aporticado con una deriva de 0.0019 siendo inferior al límite para este tipo de sistema de 0.007. En la dirección Y su deriva es de 0.0006 y al ser albañilería confinada su deriva máxima es de 0.005 por lo que también se cumpliría este parámetro en esta dirección.

Para el sistema de albañilería confinada se realizan las siguientes verificaciones:

- Verificación de densidad mínima de muros portantes

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

$$\begin{aligned} Z &= 0.45 \\ U &= 1.5 \\ S &= 1.1 \\ N &= 2 \\ ZUSN/56 &= 0.02652 \\ Lt/A_p &= 0.0313 \\ \text{Verificación} &= \text{Ok} \end{aligned}$$

Área de la planta típica

$$A_p = 315 \text{ m}^2$$

Muro	Long L (m)	Espesor t (m)	Lt (m ²)
m1	7.90	0.25	1.98
m2	7.90	0.25	1.98
m3	7.90	0.25	1.98
m4	7.90	0.25	1.98
m5	7.90	0.25	1.98
Total			9.88

La longitud de muros al ser de 7.90 metros correspondiente al ancho de las aulas de la edificación cumplen con la densidad superior a la mínima llegando a ser 0.0313.

- Verificación de esfuerzos axiales

$f_m = 650.00 \text{ tn/m}^2$	Nivel	Muro	L (m)	Lxt (m ²)	Pmv (tn)	σ_m (tn/m ²)	Verif.1	Verif.2
$h = 2.90 \text{ m}$	1	m1	7.90	1.98	29.50	14.94	Ok	Ok
$t = 0.25 \text{ m}$	1	m2	7.90	1.98	34.61	17.52	Ok	Ok
$V1 = 0.2 * f_m * (1 - h/35t)^2 = 58.11 \text{ tn/m}^2$	1	m3	7.90	1.98	34.61	17.52	Ok	Ok
$V2 = 0.15 * f_m = 97.50 \text{ tn/m}^2$	1	m4	7.90	1.98	34.61	17.52	Ok	Ok
	1	m5	7.90	1.98	29.50	14.94	Ok	Ok

La verificación 1 corresponde en que el esfuerzo en el muro producido por el total de la carga viva más la carga muerta sea menor a 58.11 tn/m² y la verificación 2 refiere a que sea menor a 97.50 tn/m² cumpliendo para ambas verificaciones en todos los muros.

Pushover - Módulo 1

Como parte del Push-Over estático se procede como primer paso la creación del caso de carga gravitacional no lineal para que a partir de este estado se produzca el empuje lateral de la carga monotónica ingresada.

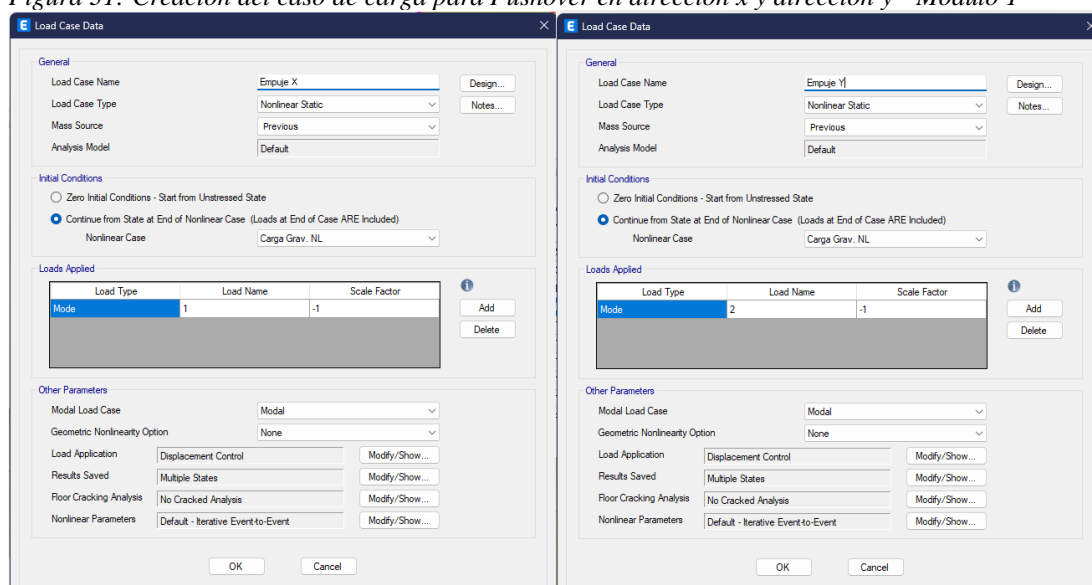
Figura 30: Asignación del caso de carga gravitacional no lineal

Fuente: Elaboración propia

La carga gravitacional no lineal considera el total de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva, que al ser una edificación esencial se considera el 50% acorde a lo establecido en la N.T.P. E.030. [12]

A partir de este estado en que la estructura está cargada se ingresa el caso de carga para el empuje en X a partir del modo 1, que acumula mayor porcentaje de masa participativa en la dirección x, y para el empuje Y se asigna a partir del modo 2 que es el que acumula mayor masa participativa en la dirección larga Y-Y.

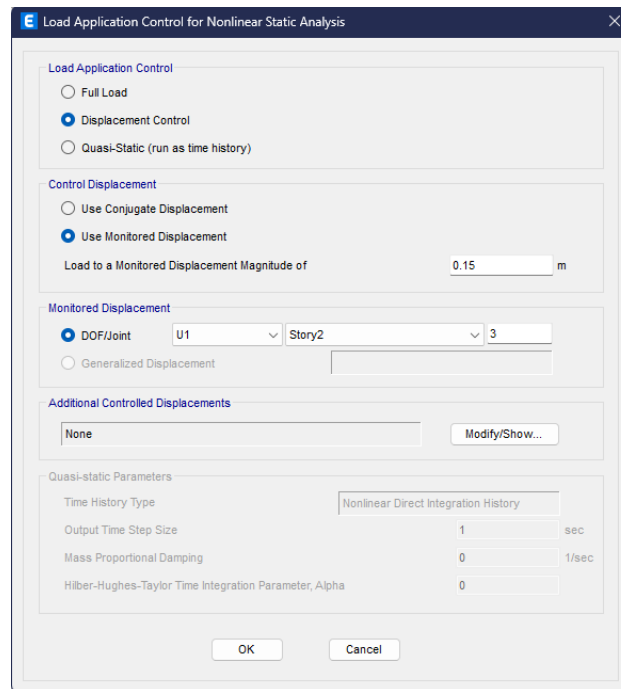
Figura 31: Creación del caso de carga para Pushover en dirección x y dirección y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

El punto para el control del desplazamiento será ubicado en el diafragma de techo del segundo nivel, se determinó que sería el punto 3 para la verificación en ambas direcciones por ser el más cercano al punto central de concentración de masa de la edificación.

Figura 32: Punto de control para el desplazamiento producido por Push-Over - Modulo 1

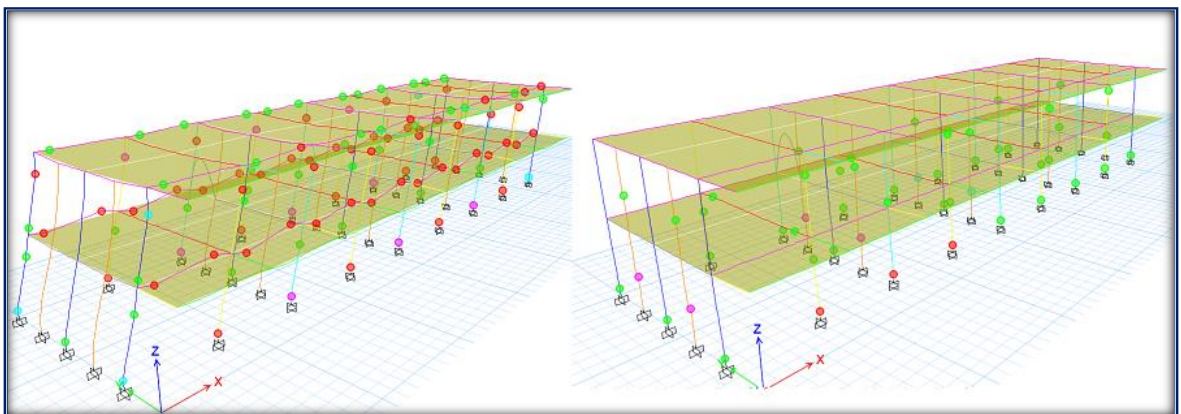


Fuente: Elaboración propia

Las rótulas plásticas para el modelamiento para las vigas y columnas serán de tipo fibra y los elementos que representan los muros de albañilería serán controlados por corte.

Una vez creado y asignado el análisis Push-Over, se ejecuta el modelo para conseguir la curva de capacidad y analizar la formación de rótulas plásticas.

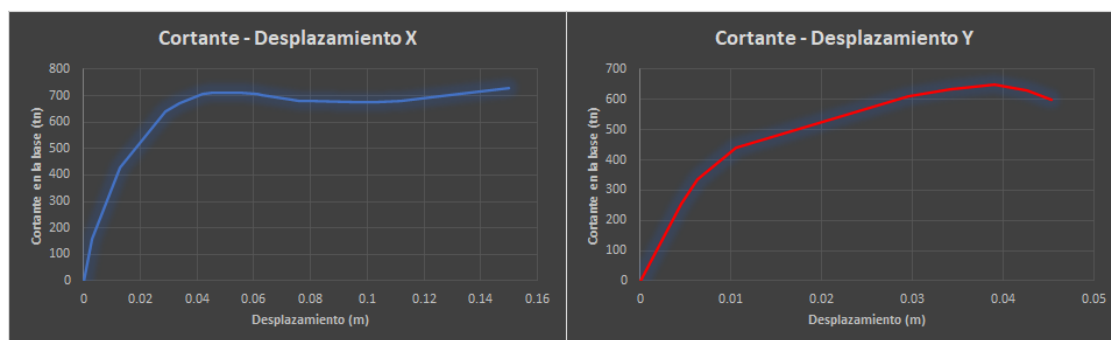
Figura 33: Formación de rótulas plásticas - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

Curvas de Capacidad

Figura 34: Curvas de Capacidad - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

Para el caso de análisis de la dirección X la estructura tiene un desplazamiento en el último nivel de 15 cm para una cortante última de 720.65 tn, y en la dirección Y el desplazamiento máximo que alcanza la estructura es de 4.5 cm para una cortante máxima de 599.39 tn.

Tabla 20: Curva bilineal dirección X - Modulo 1

Curva Bilineal X	
D (m)	V (tn)
0.000	0.000
0.015	490.759
0.041	628.653

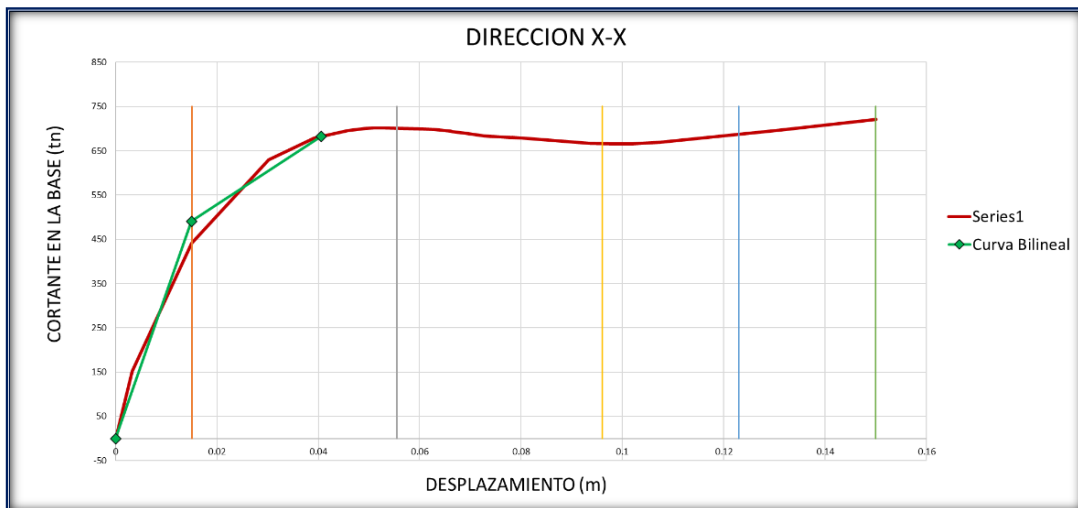
Fuente: Elaboración propia

Tabla 21: Límites de niveles de desempeño dirección X - Módulo 1

Límites de Nivel de Desempeño		
Nivel de Desempeño		Limite
Totalmente Operacional	d_y	0.015
Operacional	$d_y + 0.3(d_u - d_y)$	0.056
Seguridad de Vida	$d_y + 0.6(d_u - d_y)$	0.096
Prevención de colapso	$d_y + 0.8(d_u - d_y)$	0.123
Colapso	d_u	0.150

Fuente: Elaboración propia

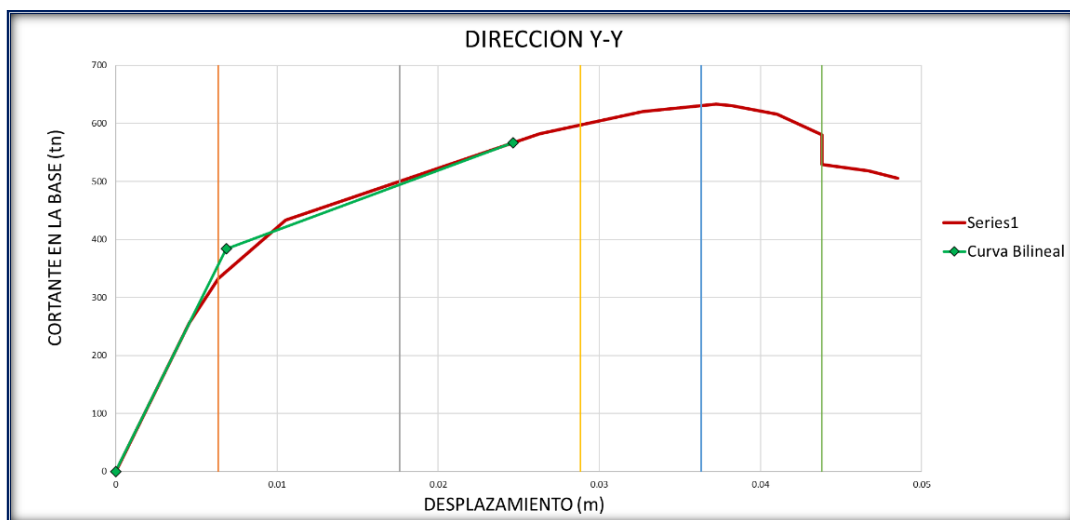
Figura 35: Desempeño dirección X - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento objetivo para el espectro elástico propuesto por la norma E.030 en la dirección X es de 4.1 cm para una cortante de 682.65 tn. Alcanzando el nivel de desempeño de operacional, adecuado para el tipo de edificaciones esenciales.

Figura 36: Desempeño dirección Y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento objetivo para el espectro elástico propuesto por la norma E.030 en la dirección Y es de 2.5 cm para una cortante de 566.64 tn. Alcanzando el nivel de desempeño de seguridad de vida, desempeño esperado para edificios comunes más no para esenciales como colegios.

Tiempo – Historia – Módulo 1

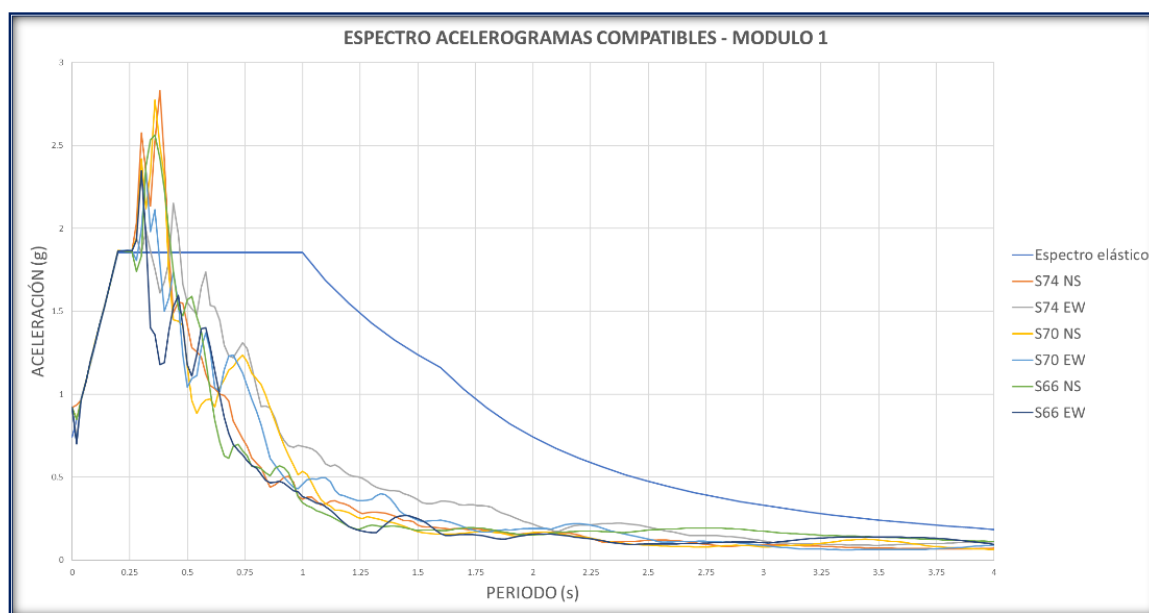
Para el Tiempo-historia se seleccionan 3 registros los cuales fueron el sismo de 1966, 1970 y 1974. Para el análisis se deben hacer compatibles estos registros en el rango de periodo de la estructura, tal como se muestra a continuación.

Tabla 22: Periodos máximos y mínimos para espectros compatibles - Módulo 1

Tabla de periodos máximos y mínimos – Módulo 1			
Tx	Ty	0.20 Tmin	1.5 Tmax
0.176	0.159	0.0318	0.264

Fuente: Elaboración propia

Figura 37: Espectros de acelerogramas compatibles - Módulo 1



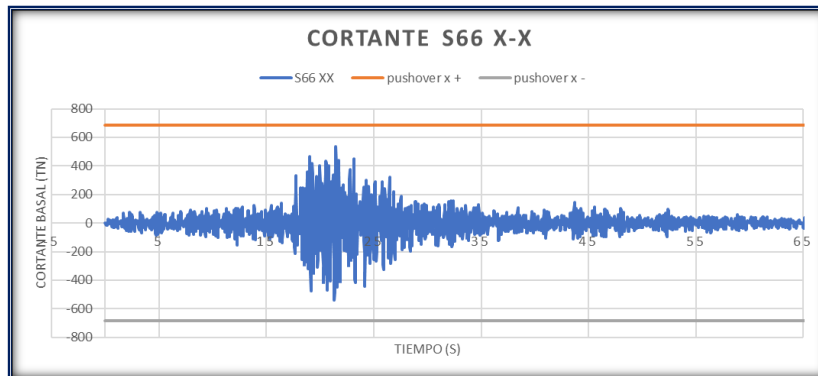
Fuente: Elaboración propia

El FEMA P 58 indica que se deben analizar un total de 11 registros y el promedio de estos serían los valores para considerar para el Tiempo-historia, a diferencia de la norma peruana que indica que pueden ser 3 registros sísmicos y se toma el máximo de los resultados obtenidos de estos 3 registros.

Resultados del Tiempo Historia

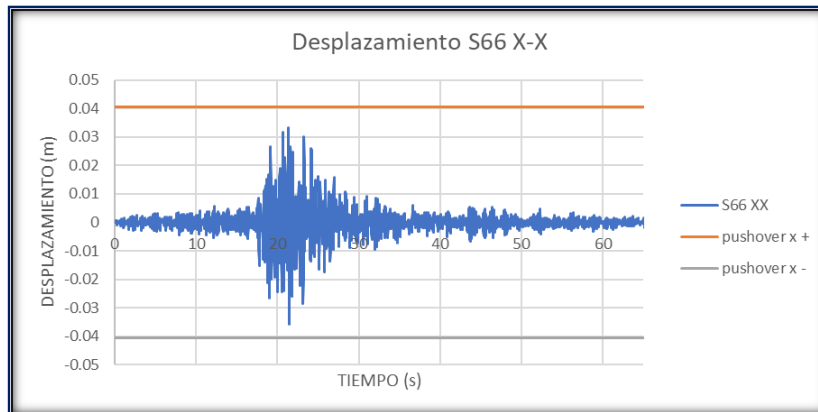
- Sismo 1966 - Dirección X

Figura 38: Cortante basal sismo de 1966 dirección X - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

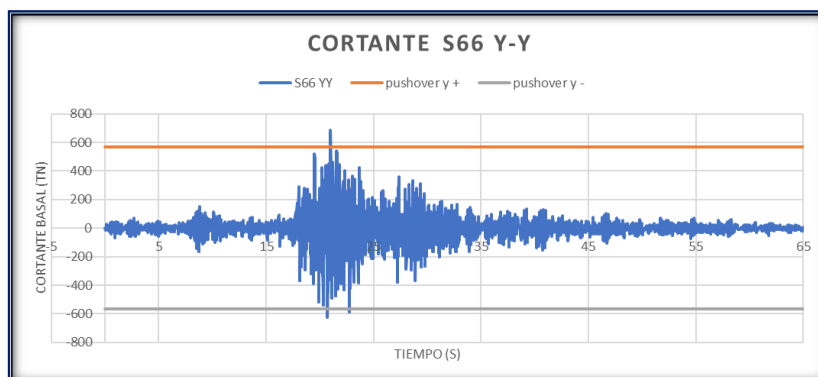
Figura 39: Desplazamiento sismo 1966 dirección X - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

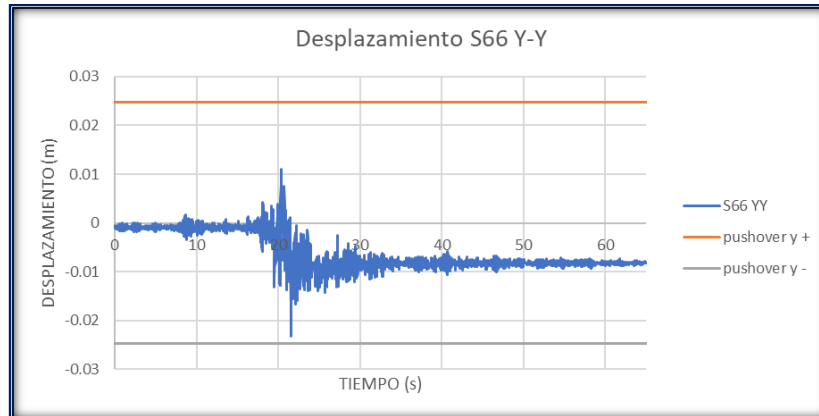
- Sismo 1966 - Dirección Y

Figura 40: Cortante basal sismo 1966 dirección Y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

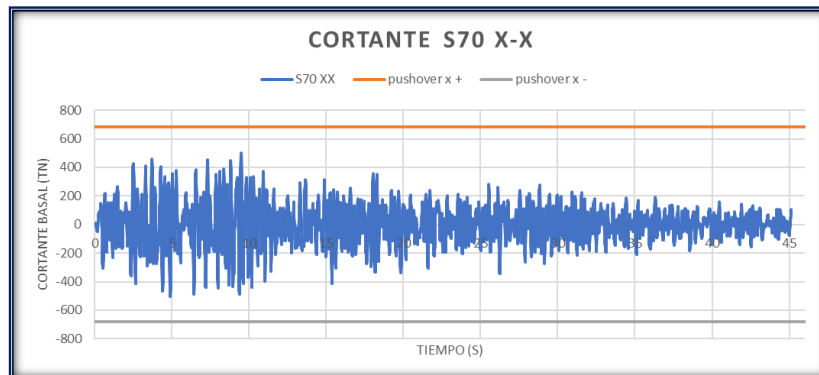
Figura 41: Desplazamiento sismo 1966 dirección Y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

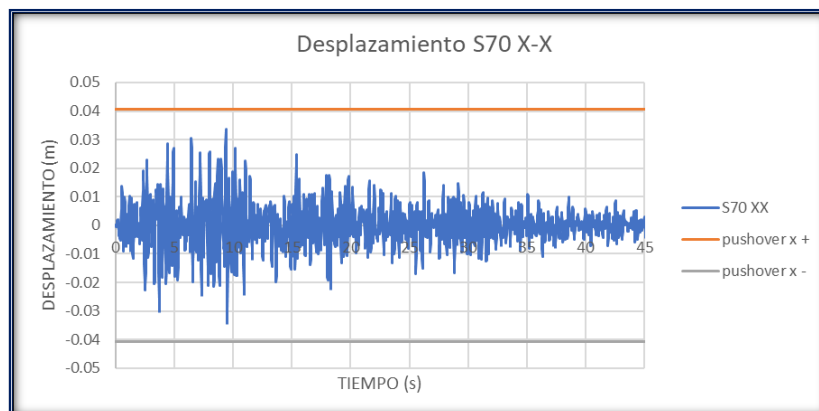
- **Sismo 1970 - Dirección X**

Figura 42: Cortante basal sismo 1970 - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

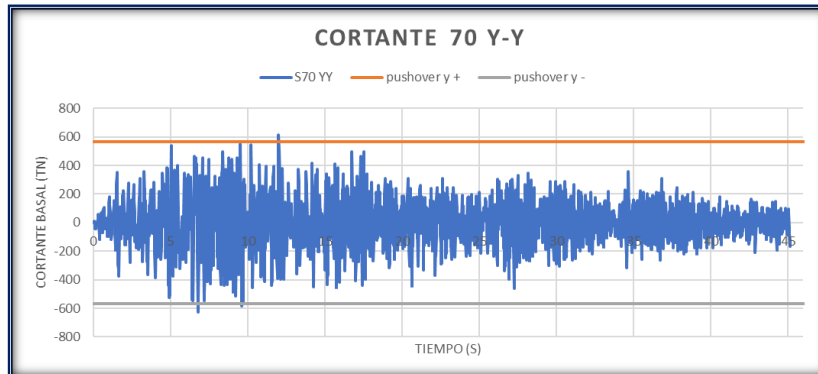
Figura 43: Desplazamiento sismo 1970 dirección X - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

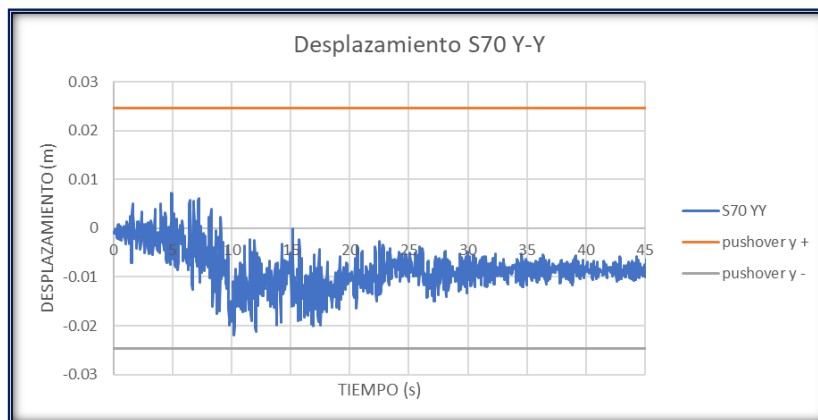
- **Sismo 1970 - Dirección Y**

Figura 44: Cortante basal sismo 1970 dirección Y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

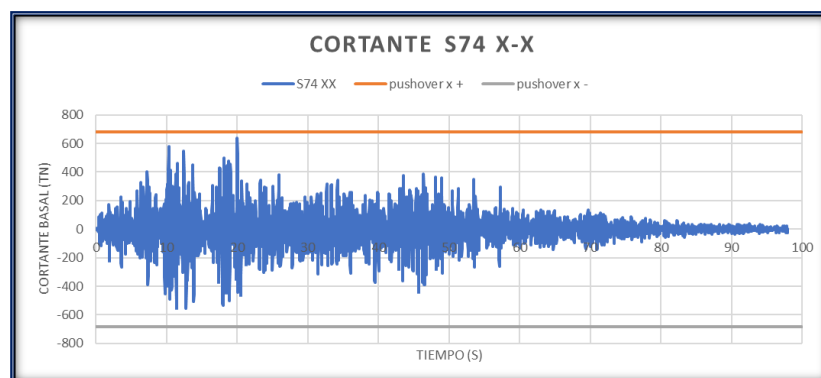
Figura 45: Desplazamiento sismo 1970 dirección Y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

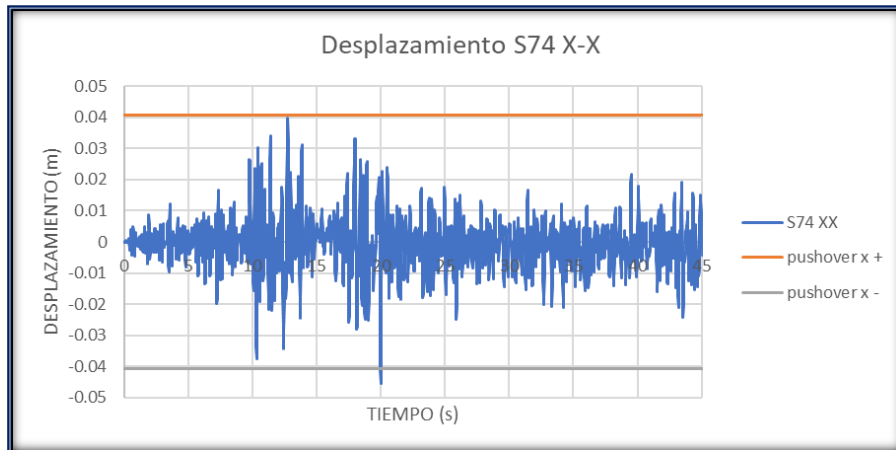
- **Sismo 1974 - Dirección X**

Figura 46: Cortante basal sismo 1974 dirección X - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

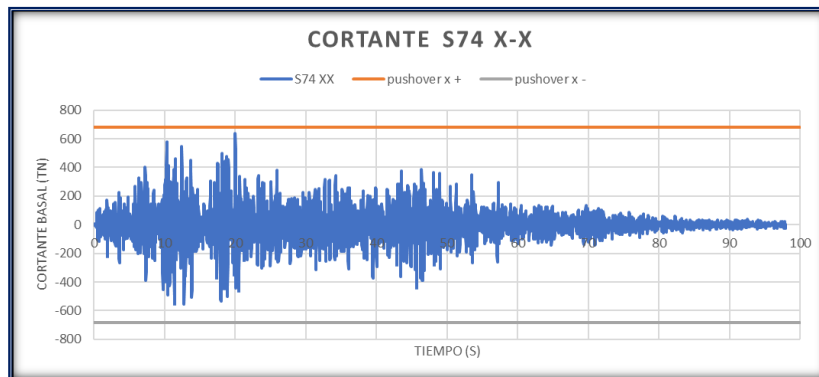
Figura 47: Desplazamiento sismo 1974 dirección X - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

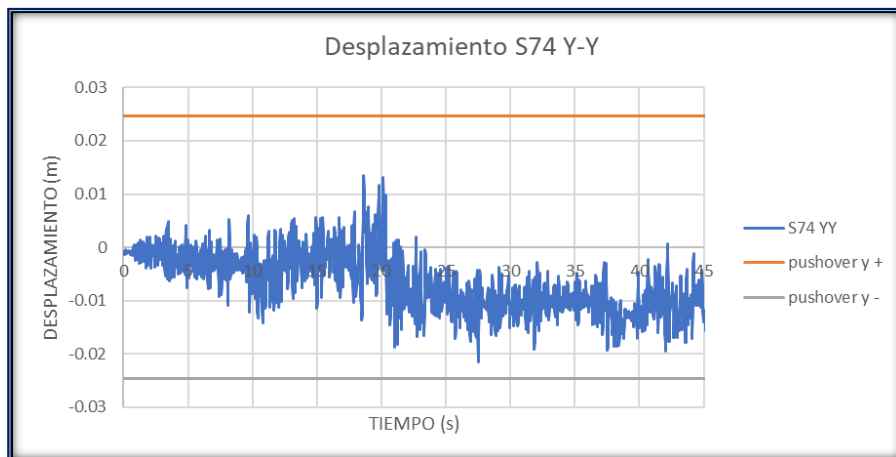
- Sismo 1974 - Dirección Y

Figura 48: Cortante basal sismo 1974 dirección X - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

Figura 49: Desplazamiento sismo 1974 dirección Y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

Figura 50: Comparación de análisis no lineales - Modulo 1

Análisis	Comparación de Resultados de Análisis No Lineal			
	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)	Cortante (tn)	Desplazamiento (cm)
TH – Sismo 1966	541.737	3.560	688.284	2.299
TH – Sismo 1970	506.281	3.409	627.705	2.190
TH – Sismo 1974	634.857	4.529	699.762	2.507
Pushover	682.653	4.061	566.640	2.466
Máximo	682.653	4.529	699.762	2.507
Promedio	591.382	3.890	645.598	2.365

Fuente: Elaboración propia

Análisis de Modulo 2

Figura 51: Frente de módulo 2



Fuente: Elaboración propia

El segundo módulo para analizar esta destinado 4 para aulas repartidas en dos pisos. Tiene un área techada total de 154 m² por piso. La altura de los dos pisos es de 3.20 m. En la dirección X el sistema estructural es de pórticos de concreto armado y en la dirección Y es de albañilería confinada, los muros portantes son conformados por ladrillos sentados de cabeza por lo que tienen un espesor de 25 cm. La losa aligerada está armada paralela a la dirección X con 20 cm de espesor. Tanto en el frente como

parte posterior el módulo presenta un muro de 1.80 m de altura, con espesor de 15 cm está debidamente aislado de las columnas.

Al ser una estructura con más de 20 años de antigüedad fue necesario la obtención de diamantinas de elementos estructurales para la obtención del valor real de la resistencia a la compresión y estado de corrosión por sulfatos.

Se obtuvieron tres muestras de las cuales D 1 y D 3 fueron de columnas y D 2 de una viga central. Las muestras arrojaron los siguientes valores:

- Columnas: 195 kg/cm²
- Vigas: 127 kg/cm²
- Peso unitario = 2400 kg/m³

Para el análisis en el modelo matemático de la estructura se tuvo en cuenta estos valores reales arrojados de los ensayos.

Consideraciones del modelo

En el modelo se asignó diafragmas rígidos para el piso 1, debido a que la losa aligerada de 20 cm brinda la suficiente rigidez al piso para considerar desplazamientos uniformes, para el segundo nivel se realizó un análisis según el ASCE 7-16 para la designación de diafragmas rígidos.

Tabla 23: Asignación de diafragmas según ASCE 7-16

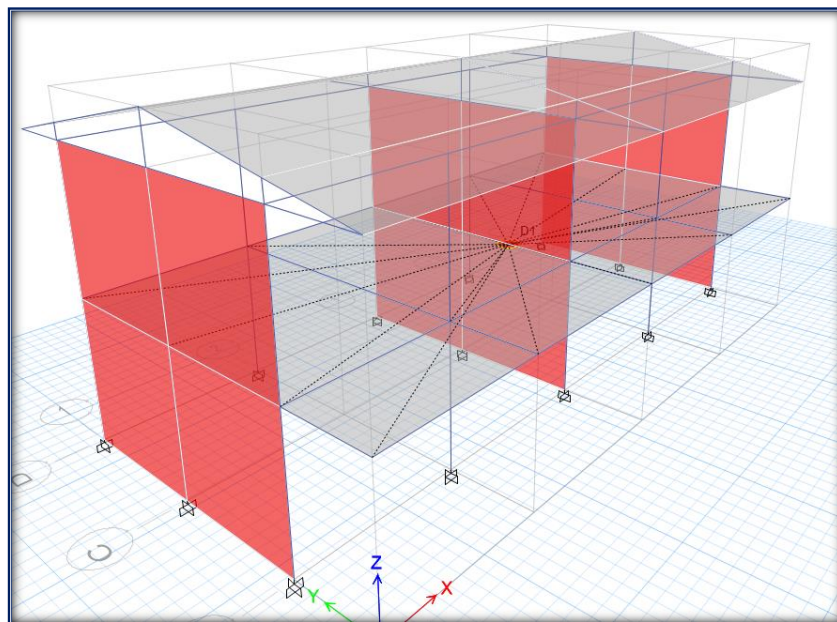
Asignación de diafragmas según la ASCE 7-16		
Diafragma rígido	Diafragma flexible	Diafragma semirrígido
Estructura debe ser regular en planta. Debe ser losa de concreto. Debe cumplir con la siguiente expresión: $\frac{L}{A} \leq 3$ Donde: L: largo de losa A: Ancho de losa	Plataforma de concreto, acero o madera que cumpla con la siguiente condición: $\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2$ Donde: δ_{MDD} : Deflexión máxima Δ_{ADVE} : Deriva máxima	Este sistema siempre y cuando se demuestre que no es diafragma rígido ni flexible. El análisis estructural debe incluir explícitamente la consideración de la rigidez del diafragma (es decir, el supuesto de modelado semirrígido).

Fuente: *Minimum design load and associated criteria for buildings and other structures*. [27]

$$\begin{aligned}\delta_{MDD} &= 0.4971 \\ \delta_{ADVE} &= 0.20125 \\ \frac{\delta_{MDD}}{\delta_{ADVE}} &= 2.47 > 2\end{aligned}$$

Al ser la deflexión máxima a la deriva máxima se confirma que la cobertura del segundo nivel corresponde a un diafragma flexible.

Figura 52: Diafragmas rígidos asignados al Módulo 2 de la I.E. 11025




Fuente: Elaboración propia

Cálculo de acero de refuerzo

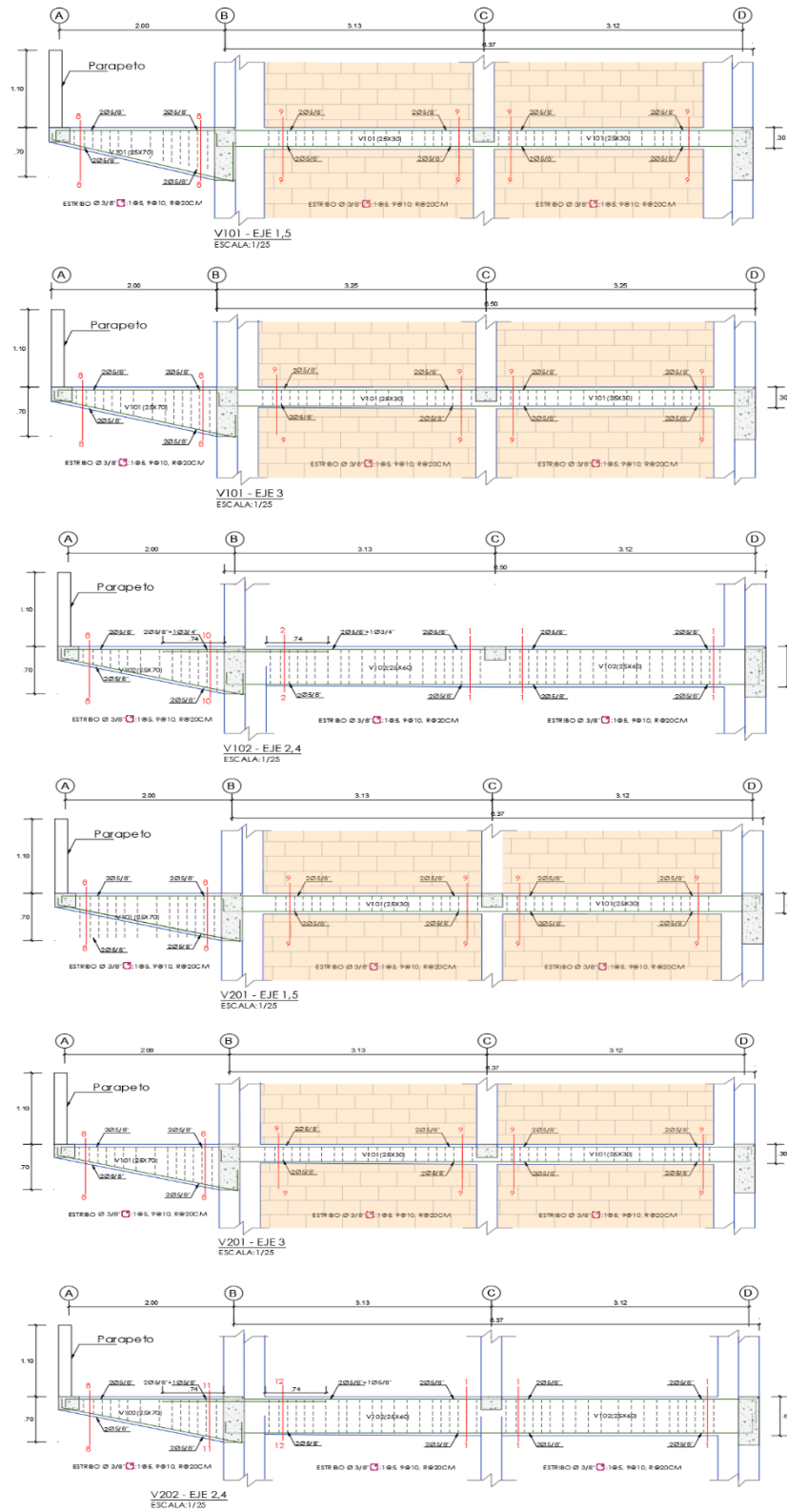
Teniendo las consideraciones de carga y fuerza sísmica se creó una envolvente con las combinaciones de carga. Con los esfuerzos resultantes se realizó el cálculo acorde con N.T.P E.060 de concreto armado con el método de LRFD.

De forma detallada se presenta el cálculo de la viga 102 en el tramo B-D, resto de cálculos están contenidos en el anexo N°5.

MODULO	1	VIGA	102	TRAMO	BD
					
$f_c =$	210.00	$f_y =$	4200.00	$b =$	0.30
$r_e =$	0.06	$\phi =$	0.90	$l_n =$	6.25
REFUERZO LONGITUDINAL					
$h =$	0.60	$h =$	0.60	$h =$	0.60
$d =$	0.54	$d =$	0.54	$d =$	0.54
As.min =	3.91	As.min =	3.91	As.min =	3.91
As.max =	35.11	As.max =	35.11	As.max =	35.11
Mu (-) =	12.50	Mu (-) =	0.00	Mu (-) =	8.90
Mu (+) =	0.00	Mu (+) =	7.41	Mu (+) =	0.00
a (-) =	5.04	a (-) =	0.00	a (-) =	3.54
a (+) =	0.00	a (+) =	2.93	a (+) =	0.00
As.req (-) =	6.42	As.req (-) =	3.91	As.req (-) =	4.51
As.req (+) =	3.91	As.req (+) =	3.91	As.req (+) =	3.91
Acero de refuerzo superior					
	2	Ø	3/4		2
	1	Ø	5/8		0
As.real =	7.67				5.68
Acero de refuerzo inferior					
	2	Ø	3/4		2
	0	Ø	1/2		0
As.real =	5.68				5.68
Longitud de bastones superiores					
as =	5.68	as =	0.00	as =	0.00
a =	4.45	a =	0.00	a =	0.00
m =	11.12	m =	0.00	m =	0.00
lb =	15.00	lb =	5.00	lb =	0.00
Lb.min =	87.94	Lb.min =	63.35	Lb.min =	0.00
Lb =	90.00	Lb =	65.00	Lb =	0.00
DISEÑO CORTANTE					
a.real (-) =	6.02	a.real (-) =	4.45	a.real (-) =	4.45
ϕM_n (-) =	14.78	ϕM_n (-) =	11.12	ϕM_n (-) =	11.12
a.real (+) =	4.45	a.real (+) =	4.45	a.real (+) =	4.45
ϕM_n (+) =	11.12	ϕM_n (+) =	11.12	ϕM_n (+) =	11.12
Mpr.sup (i) =	16.43	Mpr.sup (d) =	12.35	Mpr.sup (d) =	12.35
Mpr.inf (i) =	12.35	Mpr.inf (d) =	12.35	Mpr.inf (d) =	12.35
Wm =	1.94				
Wv =	0.98				
Wu =	3.65				
Vu (i).sup =	15.35	Vu (d).sup =	16.01	Vu (d).sup =	16.01
Vu (i).inf =	11.40	Vu (d).inf =	6.80	Vu (d).inf =	6.80
Vud =	16.01				
Vc =	12.44				
ϕV_c =	10.58				
Vs.lim =	49.30				
Vs =	8.26				
Ø.estribo =	3/8				
Av =	0.71				
s.calculado =	39.01				
zona.conf =	108				
	1	@	0.05		
	11	@	0.10		
	resto	@	20		

Se presenta los cortes desarrollados de las vigas del módulo 2

Figura 53: Cortes de Vigas 1 - Modulo 2



Fuente: Elaboración propia

Figura 54: Secciones de viga - Modulo 2

SECCIÓN DE VIGAS				
CORTE 1-1	CORTE 2-2	CORTE 3-3	CORTE 4-4	CORTE 5-5
V101.V201 (25X40)	V101 (25X40)	V101.V201 (25X40)	V102.V202 (30X60)	V102.V202 (30X60)
Sección indicada	Sección indicada	Sección indicada	Sección indicada	Sección indicada
Acero long.: 4 Ø 5/8"	Acero long.: 4 Ø 5/8"	Acero long.: 4 Ø 5/8"	Acero long.: 4 Ø 3/4"	Acero long.: 4 Ø 3/4"
Rfo adicional: 1"	Rfo adicional: 1 Ø 3/4"	Rfo adicional: 2 Ø 3/8"	Rfo adicional: -	Rfo adicional: 1 Ø 3/4"
Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E
CORTE 6-6	EJE B y D	CORTE 8-8	CORTE 9-9	CORTE 10-10
V102 (30X60)	VCH (25X20)	V101 (25X70)	V101.V201 (25X30)	V102 (25X70)
Sección indicada	Sección indicada	Sección indicada	Sección indicada	Sección indicada
Acero long.: 4 Ø 3/4"	Acero long.: 4 Ø 1/2"	Acero long.: 4 Ø 5/8"	Acero long.: 4 Ø 5/8"	Acero long.: 4 Ø 5/8"
Rfo adicional: 2 Ø 3/4"	Rfo adicional: -	Rfo adicional: -	Rfo adicional: -	Rfo adicional: 1 Ø 3/4"
Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@20cm C/E

Fuente: Elaboración propia

Figura 55: Secciones de Columnas - Modulo 2

SECCION DE COLUMNAS Y COLUMNETAS		
C 01	C 02	C 03
Sección indicada	Sección indicada	Sección indicada
Acero long.: 12 Ø 5/8"	Acero long.: 12 Ø 5/8"	Acero long.: 4 Ø 5/8"
Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@25cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@25cm C/E	Estribos Ø 3/8": 1Ø5, 9Ø10, R@25cm C/E

Fuente: Elaboración propia

Evaluación sismorresistente del módulo 2.

El módulo 2 al verificarse de no existir modificaciones con su diseño original se procedió a modificar el valor de la fuerza cortante correspondiente a los parámetros sísmicos de la N.T.P E.030 en su versión actual 2020.

Se obtuvieron las masas por diafragmas obtenidas del modelo matemático en el software Etabs.

Tabla 24: Masas por piso del módulo 2

Masas por Diafragmas			
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
Story 1	D1	14.511	14.511

Fuente: Elaboración propia

Al tener solo un diafragma rígido en el modelo el peso de la estructura correspondiente a CM +0.5 CV se calcula directamente de las reacciones en la base

$$P = 209.09 \text{ tn}$$

La cortante basal para cada dirección es:

- $V_x = 44.56 \text{ tn}$
- $V_y = 118.86 \text{ tn}$

Luego procedemos a las verificaciones modales.

Tabla 25: Periodos y participación modal – Módulo 2

Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.153	0.729	0.000	0.000	0.729	0.000
Modal	2	0.125	0.006	0.000	0.000	0.735	0.000
Modal	3	0.118	0.000	0.000	0.000	0.735	0.000
Modal	4	0.106	0.188	0.000	0.000	0.923	0.000
Modal	5	0.081	0.017	0.000	0.000	0.939	0.000
Modal	6	0.075	0.000	0.553	0.000	0.939	0.553
Modal	7	0.073	0.019	0.000	0.000	0.958	0.553
Modal	8	0.069	0.001	0.000	0.000	0.959	0.553
Modal	9	0.067	0.000	0.137	0.000	0.959	0.553
Modal	10	0.064	0.003	0.000	0.000	0.961	0.690
Modal	11	0.061	0.000	0.039	0.000	0.961	0.729
Modal	12	0.058	0.010	0.000	0.000	0.972	0.729
Modal	13	0.055	0.000	0.201	0.000	0.972	0.929
Modal	14	0.053	0.010	0.000	0.000	0.982	0.929
Modal	15	0.045	0.011	0.00	0.000	0.993	0.929

Fuente: Elaboración propia

Al ser un diafragma flexible el segundo nivel por la presencia de la cobertura metálica con viguetas de acero se tiene mayor cantidad de modos para que alcance el 90% de participación en cada dirección.

Tabla 26: Control de derivas dirección X - Módulo 2

Control de derivas Dirección X-X							
Nivel	Elevación (cm)	Factor R	U1-max (cm)	U1-N	Relat.	Deriva	D. Max
Nivel 2	320	8	0.1701	1.021	0.443	0.0014	0.007
Nivel 1	320	8	0.0962	0.577	0.577	0.0018	0.007

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27: Control de derivas dirección Y - Módulo 2

Control de Derivas Dirección Y-Y							
Nivel	Elevación (cm)	Factor R	U2-max (cm)	U2-N	Relat.	Deriva	D. Max
Nivel 2	320	3	0.109	0.244	0.109	0.0003	0.005
Nivel 1	320	3	0.060	0.135	0.135	0.0004	0.005

Fuente: Elaboración propia

En la dirección corta que tiene un sistema aporcado y se verifica que la deriva es de 0.0044 estando en el rango permitido el reglamento. En la dirección larga (Y-Y) su deriva es de 0.0011 y al ser albañilería confinada su deriva máxima es de 0.005 por lo que también se cumpliría este parámetro en esta dirección.

Para los muros de albañilería confinada se determina si cumple con lo establecido en la N.T.P E.070 Albañilería confinada.

- Verificación de densidad mínima de muros portantes

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

$$\begin{aligned} Z &= 0.45 \\ U &= 1.5 \\ S &= 1.1 \\ N &= 2 \\ ZUSN/56 &= 0.02652 \\ Lt/A_p &= 0.0345 \\ \text{Verificación} &= \text{Ok} \end{aligned}$$

Área de la planta típica

$$A_p = 136 \text{ m}^2$$

Muro	Long	Espesor	Lxt
	L (m)	t (m)	(m ²)
m1	6.25	0.25	1.56
m2	6.25	0.25	1.56
m3	6.25	0.25	1.56
Total			4.69

La longitud de muros al ser de 6.25 metros correspondiente al ancho de un aula de la edificación cumplen con la densidad superior a la mínima llegando a ser 0.0345.

- Verificación de esfuerzos axiales

$f_m =$	650.00 tn/m ²	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Nivel</th> <th>Muro</th> <th>L (m)</th> <th>Lxt (m²)</th> <th>Pmv (tn)</th> <th>σ_m (tn/m²)</th> <th>Verif.1</th> <th>Verif.2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>m1</td> <td>6.25</td> <td>1.56</td> <td>26.14</td> <td>16.73</td> <td>Ok</td> <td>Ok</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>m2</td> <td>6.25</td> <td>1.56</td> <td>40.02</td> <td>25.61</td> <td>Ok</td> <td>Ok</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>m3</td> <td>6.25</td> <td>1.56</td> <td>26.14</td> <td>16.73</td> <td>Ok</td> <td>Ok</td> </tr> </tbody> </table>	Nivel	Muro	L (m)	Lxt (m ²)	Pmv (tn)	σ_m (tn/m ²)	Verif.1	Verif.2	1	m1	6.25	1.56	26.14	16.73	Ok	Ok	1	m2	6.25	1.56	40.02	25.61	Ok	Ok	1	m3	6.25	1.56	26.14	16.73	Ok	Ok
Nivel	Muro		L (m)	Lxt (m ²)	Pmv (tn)	σ_m (tn/m ²)	Verif.1	Verif.2																										
1	m1		6.25	1.56	26.14	16.73	Ok	Ok																										
1	m2		6.25	1.56	40.02	25.61	Ok	Ok																										
1	m3	6.25	1.56	26.14	16.73	Ok	Ok																											
$h =$	2.90 m																																	
$t =$	0.25 m																																	
$V1 = 0.2 * f_m * (1 - h/35t)^2 =$	58.11 tn/m ²																																	
$V2 = 0.15 * f_m =$	97.50 tn/m ²																																	

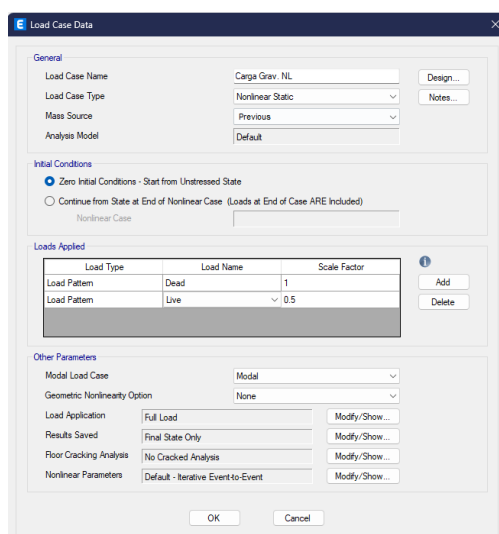
La verificación 1 corresponde en que el esfuerzo en el muro producido por el total de la carga viva más la carga muerta sea menor a 58.11 tn/m² y la verificación 2 refiere a que sea menor a 97.50 tn/m² cumpliendo para ambas verificaciones en todos los muros.

Push-Over - Módulo 2

Como parte del análisis no lineal estático se procede a la asignación del pushover en el modelo, para este tipo de análisis se tiene que asignar los respectivos diafragmas rígidos y debido a que el segundo piso tiene una cobertura metálica se modifico el modelo de tal forma que el peso del segundo piso sea asignado como carga repartida sobre el techo del primero.

Posteriormente se crea el caso de carga gravitacional no lineal para que a partir de este estado se produzca el empuje lateral de la carga monotónica ingresada.

Figura 56: Asignación del caso de carga gravitacional no lineal

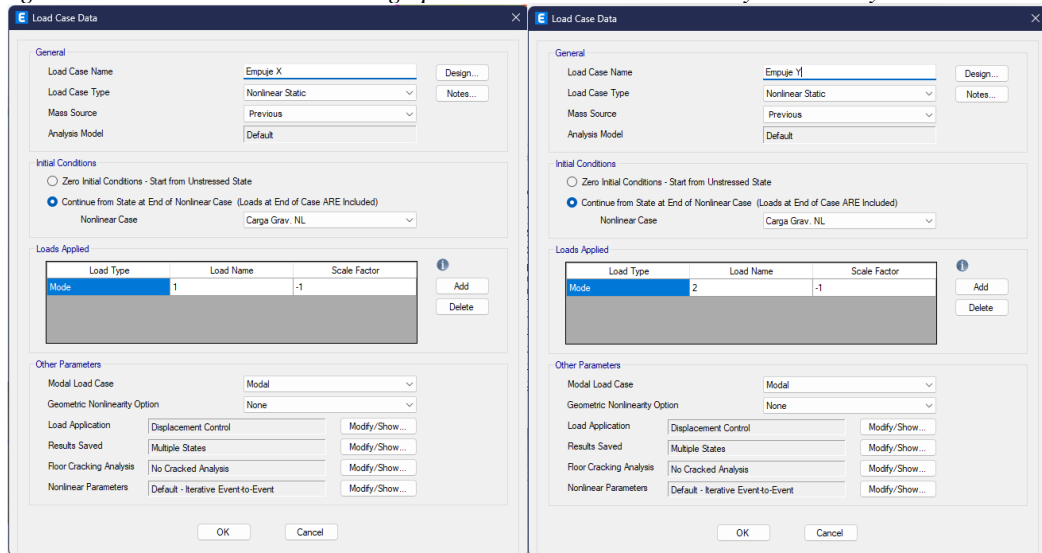


Fuente: Elaboración propia

La carga gravitacional no lineal considera el total de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva, que al ser una edificación esencial se considera el 50% acorde a lo establecido en la N.T.P. E.030. [12]

A partir de este estado en que la estructura está cargada se ingresa el caso de carga para el empuje en X a partir del modo 1, que acumula mayor porcentaje de masa participativa en la dirección x, y para el empuje Y se asigna a partir del modo 2 que es el que acumula mayor masa participativa en la dirección y.

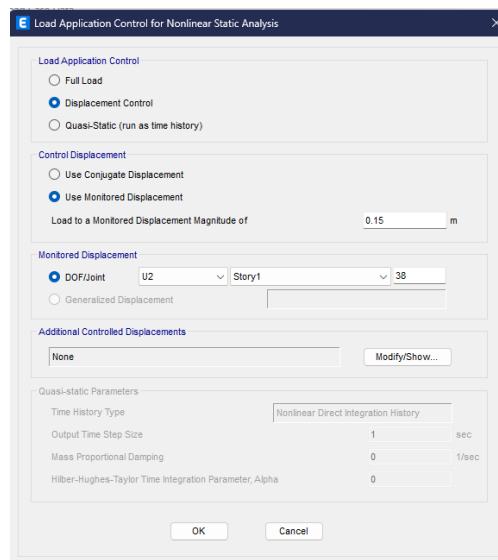
Figura 57: Creación del caso de carga para Pushover en dirección x y dirección y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

El punto para el control del desplazamiento será ubicado en el diafragma de techo del primer nivel, se determinó que sería el punto 38 para la verificación en ambas direcciones por ser el más cercano al centro de masas de la estructura.

Figura 58: Punto de control para el desplazamiento producido por Pushover - Modulo 1

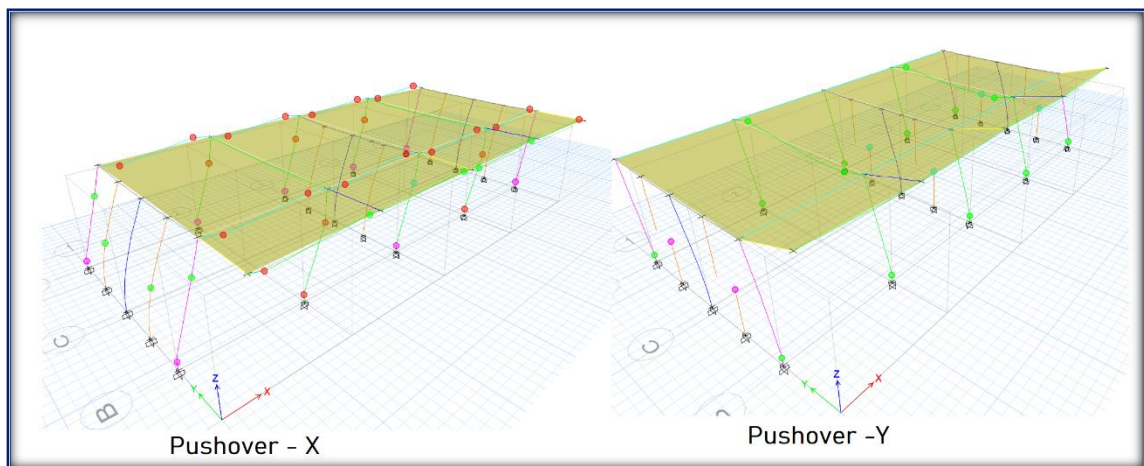


Fuente: Elaboración propia

Las rótulas plásticas para el modelamiento para las vigas y columnas serán de tipo fibra y los elementos que representan los muros de albañilería serán controlados por corte.

Posterior a la creación y asignación del pushover se corre el modelo para la obtención de la curva de capacidad y observación de la formación de rótulas plásticas.

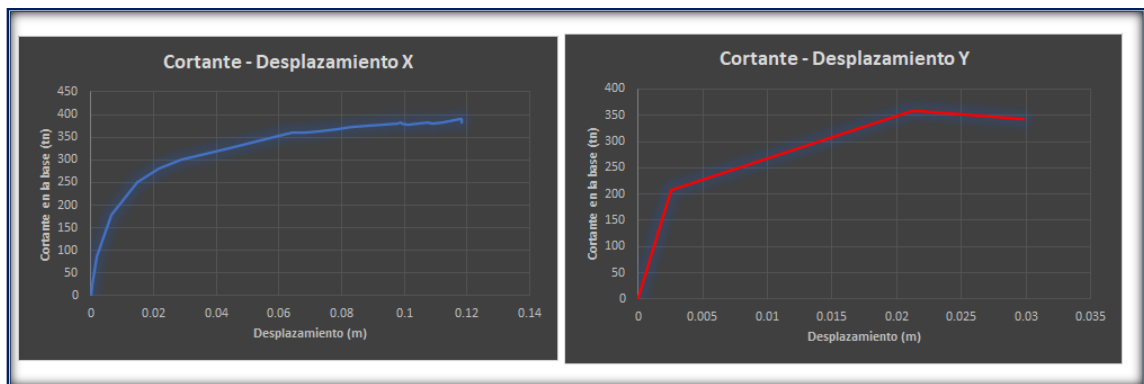
Figura 59: Formación de rótulas plásticas - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

Curvas de Capacidad

Figura 60: Curvas de Capacidad - Módulo 1

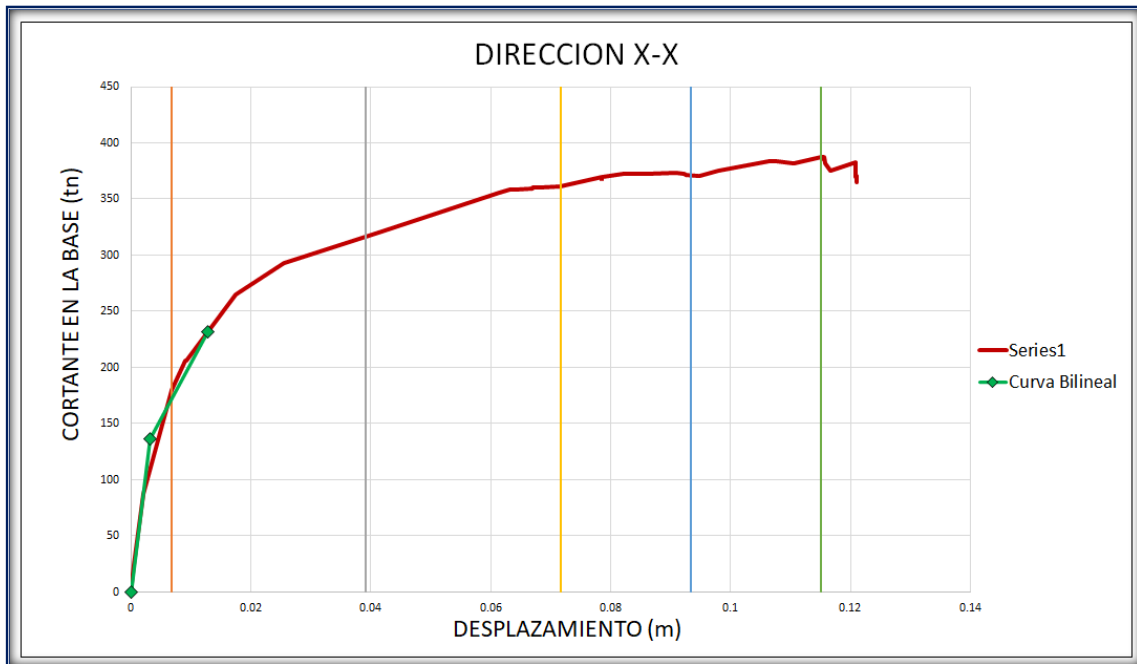


Fuente: Elaboración propia

Para el caso de análisis de la dirección X la estructura tiene un desplazamiento en el último nivel de 11.5 cm para una cortante última de 387.69 tn, y en la dirección Y el

desplazamiento máximo que alcanza la estructura es de 2.9 cm para una cortante máxima de 343.50 tn.

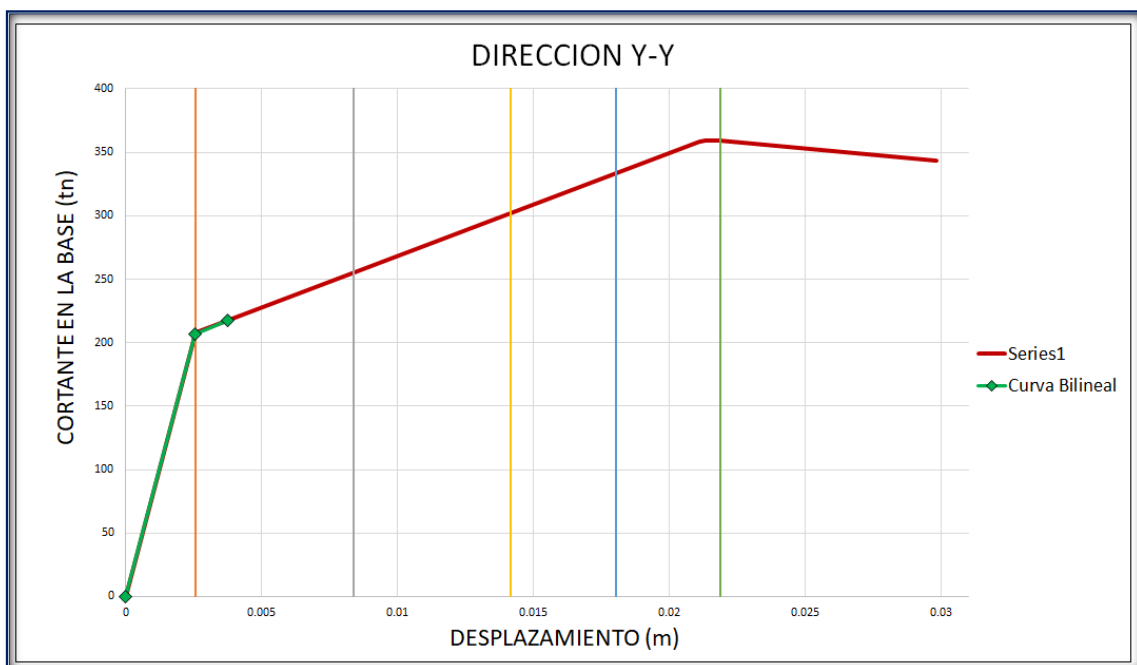
Figura 61: Desempeño dirección X - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento objetivo para el espectro elástico propuesto por la norma E.030 en la dirección X es de 1.3 cm para una cortante de 231.54 tn. Alcanzando el nivel de desempeño de operacional, adecuado para el tipo de edificaciones esenciales.

Figura 62: Desempeño dirección Y - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento objetivo para el espectro elástico propuesto por la norma E.030 en la dirección Y es de 0.37 cm para una cortante de 217.76 tn. Alcanzando el estado operacional, desempeño esperado para edificios esenciales como colegios.

Tiempo – Historia – Módulo 1

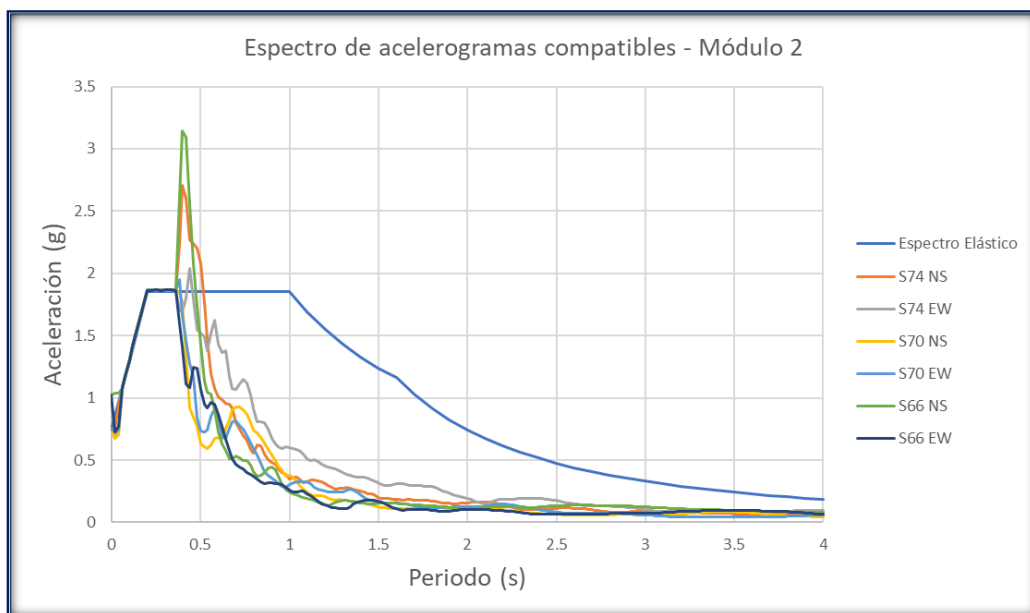
Para el Tiempo-historia se seleccionan 3 registros los cuales fueron el sismo de 1966, 1970 y 1974. Para el análisis se deben hacer compatibles estos registros en el rango de periodo de la estructura, tal como se muestra a continuación.

Tabla 28: Periodos máximos y mínimos para espectros compatibles - Módulo 1

TX	TY	0.2Tmin	1.5Tmax
0.176	0.159	0.0318	0.264

Fuente: Elaboración propia

Figura 63: Espectros de acelerogramas compatibles - Módulo 1



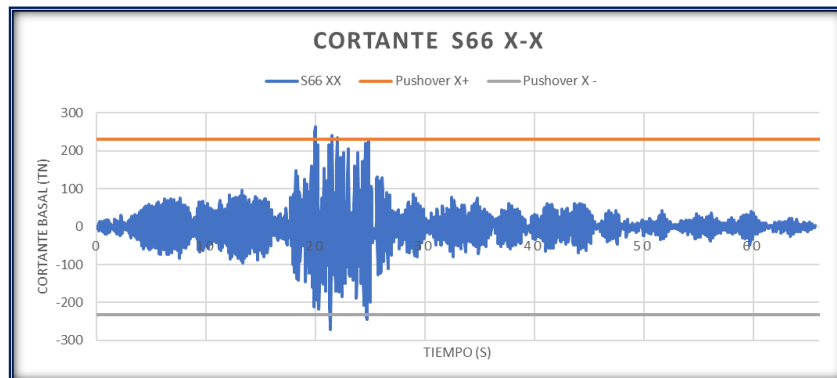
Fuente: Elaboración propia

El FEMA P 58 indica que se deben analizar un total de 11 registros y el promedio de estos serían los valores para considerar para el análisis tiempo historia, a diferencia de la norma peruana que indica que pueden ser 3 registros sísmicos y se toma el máximo de los resultados obtenidos de estos 3 registros.

Resultados del Tiempo Historia

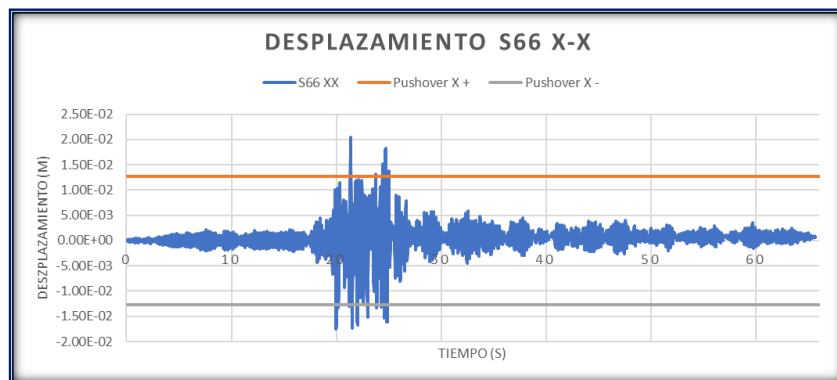
- Sismo 1966 - Dirección X

Figura 64: Cortante basal sismo de 1966 dirección X - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

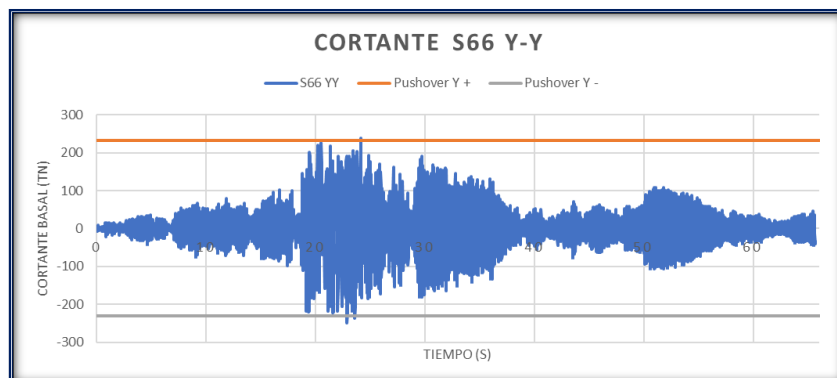
Figura 65: Desplazamiento sismo 1966 dirección X - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

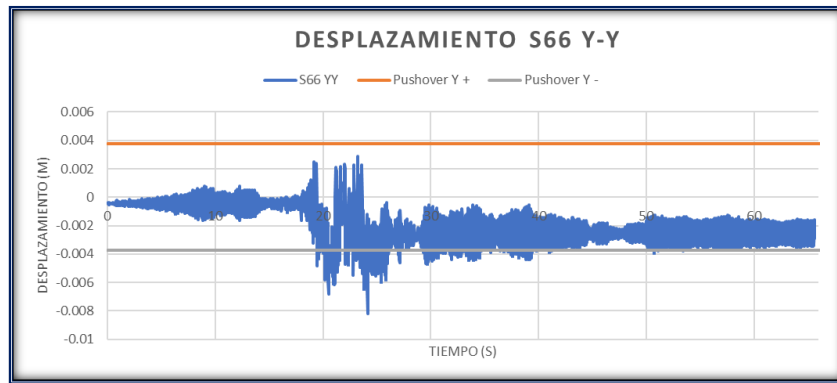
- Sismo 1966 - Dirección Y

Figura 66: Cortante basal sismo 1966 dirección Y - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

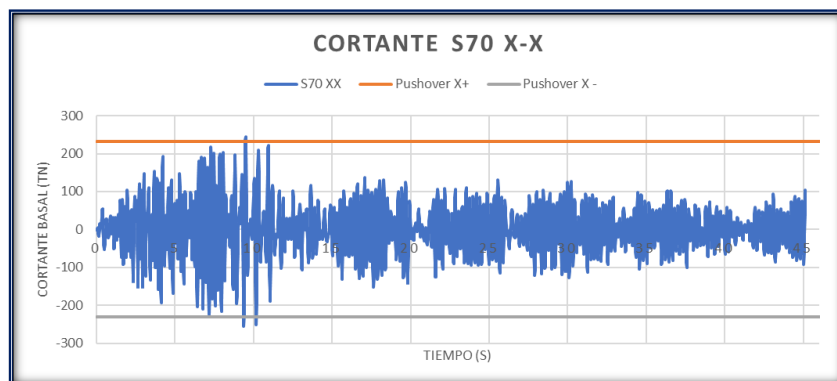
Figura 67: Desplazamiento sismo 1966 dirección Y - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

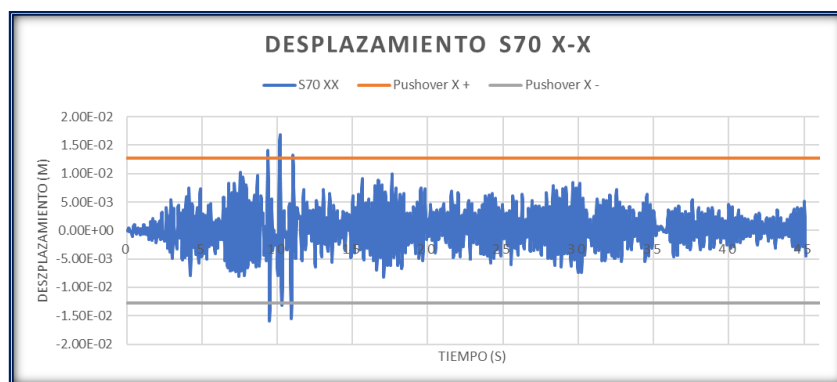
- **Sismo 1970 - Dirección X**

Figura 68: Cortante basal sismo 1970 - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

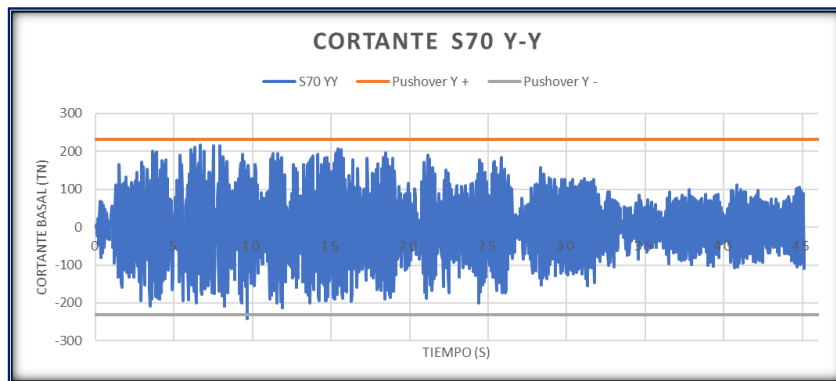
Figura 69: Desplazamiento sismo 1970 dirección X - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

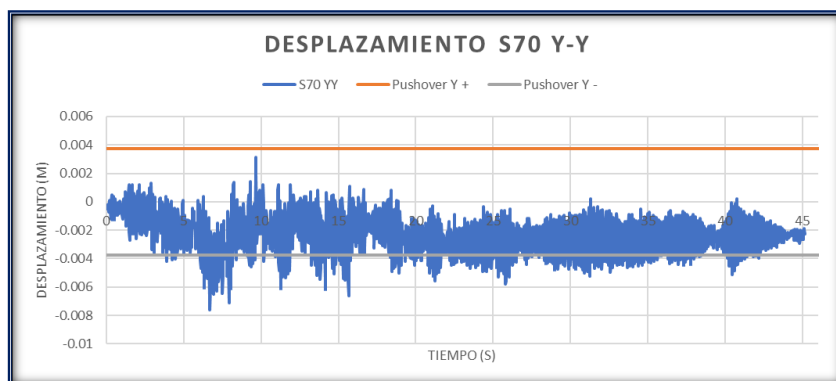
- **Sismo 1970 - Dirección Y**

Figura 70: Cortante basal sismo 1970 dirección Y - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

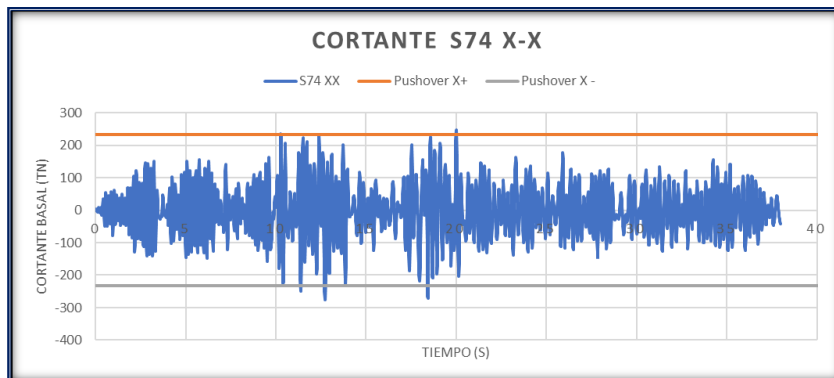
Figura 71: Desplazamiento sismo 1970 dirección Y - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

- **Sismo 1974 - Dirección X**

Figura 72: Cortante basal sismo 1974 dirección X - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

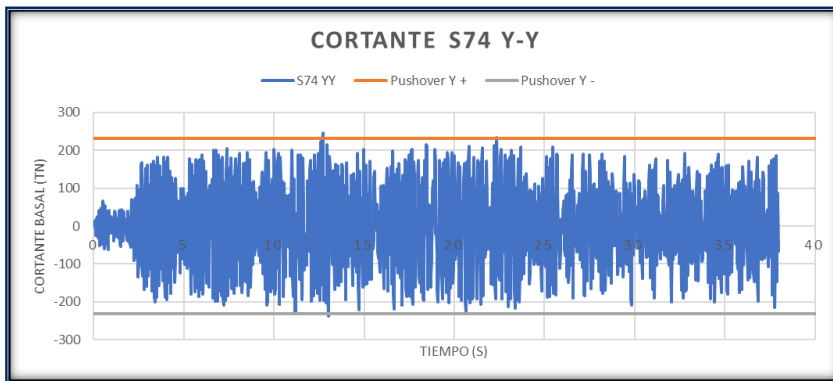
Figura 73: Desplazamiento sismo 1974 dirección X - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

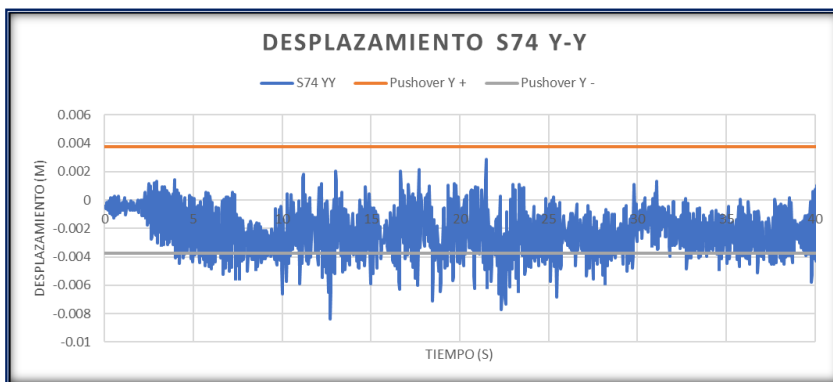
- Sismo 1974 - Dirección Y

Figura 74: Cortante basal sismo 1974 dirección X - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

Figura 75: Desplazamiento sismo 1974 dirección Y – Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

Figura 76: Comparación de análisis no lineales - Modulo 1

Análisis	Dirección X		Dirección X	
	Cortante basal (tn)	Dezplazamiento (cm)	Cortante basal (tn)	Dezplazamiento (cm)
TH- Sismo 1966	268.76	2.05	248.65	0.82
TH- Sismo 1970	255.70	1.68	239.25	0.76
TH- Sismo 1974	275.38	2.24	246.93	0.84
Pushover	231.54	1.28	217.16	0.38
Máximo	275.38	2.24	248.65	0.84
Promedio	257.84	1.81	238.00	0.70

Fuente: Elaboración propia

Análisis de Modulo 3

El módulo 3 que se evaluó estuvo destinado en un indio como dirección y sala de maestros en el primer piso y un aula en el segundo piso, adicional a esto durante la verificación de campo con los planos se evidencio un tercer nivel autoconstruido que actualmente funciona como almacén de mobiliario y libros. Tiene un área techada total de 74.8 m² por piso. El entrepiso de los dos primeros niveles es de 3.20 m de altura y el tercero de 3 m. En la dirección X el sistema estructural es de pórticos de concreto armado y en la dirección Y es de albañilería confinada, los muros portantes son conformados por ladrillos sentados de cabeza por lo que tienen un espesor de 25 cm. La losa aligerada está armada paralela a la dirección X con 20 cm de espesor para los dos primeros pisos y el tercer piso cuenta con una cobertura metálica y viguetas de acero. Tanto en el frente como parte posterior del módulo tiene alféizar de 2.10 m de altura, con espesor de 15 cm sin aislamiento de las columnas.

Figura 77: Frente de módulo 3



Fuente: Elaboración propia

Se realizó el ensayo de diamantina en los elementos estructurales para la obtención del valor real de la resistencia a la compresión y estado de corrosión por sulfatos.

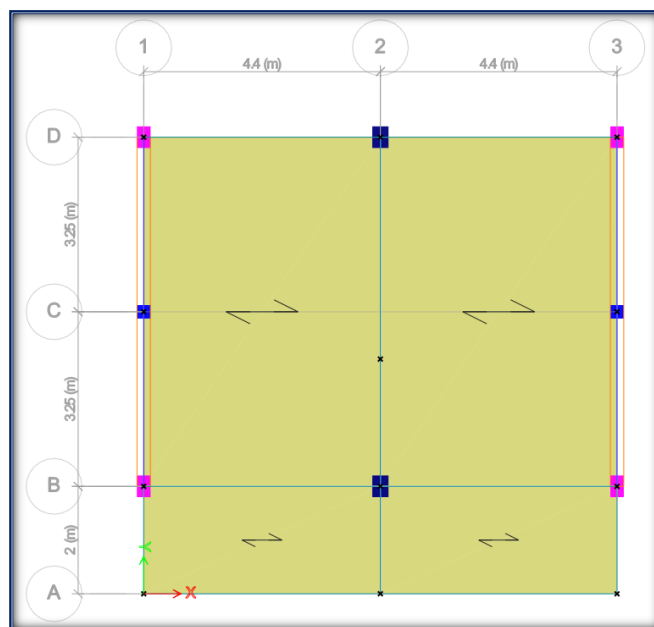
Se obtuvieron tres muestras de las cuales D 1 y D 3 fueron de columnas y D 2 de una viga central. Las muestras arrojaron los siguientes valores:

- Columnas: 120 kg/cm^2
- Vigas: 143 kg/cm^2
- Peso unitario = 2400 kg/m^3

Para el análisis en el modelo matemático de la estructura se tuvo en cuenta estos valores reales arrojados de los ensayos.

Consideraciones del modelo

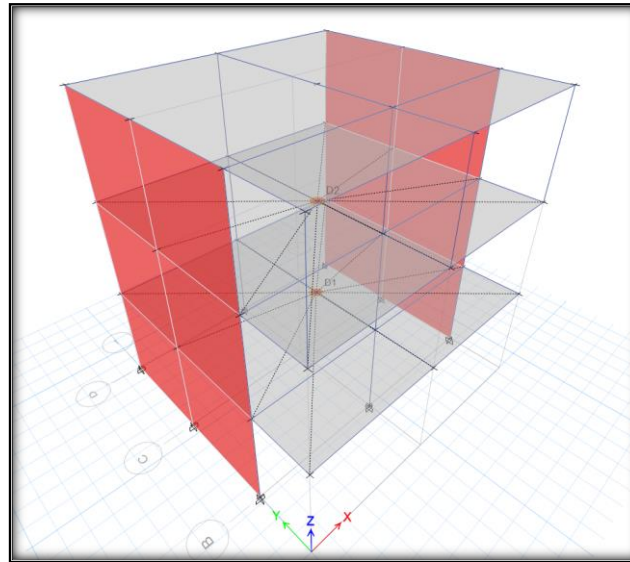
Figura 78: Vista en planta - Modulo 3



Fuente: Elaboración propia

En el modelo se asignó diafragmas rígidos para los dos primeros pisos, debido a que la losa aligerada de 20 cm brinda la suficiente rigidez al piso para considerar desplazamientos uniformes, para el tercer nivel no se le asigna diafragma debido a la flexibilidad de la cobertura metálica.

Figura 79: Diafragmas rígidos asignados al Módulo 3 de la I.E. 11025



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de acero de refuerzo

Teniendo las consideraciones de carga y fuerza sísmica se creó una envolvente con las combinaciones de carga. Con los esfuerzos resultantes se realizó el cálculo acorde con N.T.P E.060 de concreto armado con el método de LRFD.

De forma detallada se presenta el cálculo de la viga 102 en el tramo A-B, resto de cálculos están contenidos en el anexo N°5.

MODULO	1	VIGA	102	TRAMO	AB
$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $re = 0.06 \text{ m}$		$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 0.90$		$b = 0.30 \text{ m}$ $ln = 2.00 \text{ m}$	
REFUERZO LONGITUDINAL					
$h =$	0.60 m	$h =$	0.60 m	$h =$	0.60 m
$d =$	0.54 m	$d =$	0.54 m	$d =$	0.54 m
As.min =	3.91 cm ²	As.min =	3.91 cm ²	As.min =	3.91 cm ²
As.max =	35.11 cm ²	As.max =	35.11 cm ²	As.max =	35.11 cm ²
Mu (-) =	0.00 tnf-m	Mu (-) =	6.68 tnf-m	Mu (-) =	16.14 tnf-m
Mu (+) =	0.00 tnf-m	Mu (+) =	0.00 tnf-m	Mu (+) =	0.00 tnf-m
a (-) =	0.00 cm	a (-) =	2.63 cm	a (-) =	6.61 cm
a (+) =	0.00 cm	a (+) =	0.00 cm	a (+) =	0.00 cm
As.req (-) =	3.91 cm ²	As.req (-) =	3.91 cm ²	As.req (-) =	8.42 cm ²
As.req (+) =	3.91 cm ²	As.req (+) =	3.91 cm ²	As.req (+) =	3.91 cm ²
Acero de refuerzo superior					
	2 Ø 3/4		2 Ø 3/4		2 Ø 3/4
	0 Ø 1/2		0 Ø 1/2		2 Ø 5/8
As.real =	5.68 cm ²		5.68 cm ²		9.66 cm ²
Acero de refuerzo inferior					
	2 Ø 3/4		2 Ø 3/4		2 Ø 3/4
	0 Ø 1/2		0 Ø 1/2		0 Ø 1/2
As.real =	5.68 cm ²		5.68 cm ²		5.68 cm ²

Longitud de bastones superiores

as =	0.00	cm ²
a =	0.00	cm
m =	0.00	tnf-m
lb =	0.00	cm
Lb.min =	0.00	cm
Lb =	0.00	cm

as =	0.00	cm ²
a =	0.00	cm
m =	0.00	tnf-m
lb =	0.00	cm
Lb.min =	0.00	cm
Lb =	0.00	cm

as =	5.68	cm ²
a =	4.45	cm
m =	11.12	tnf-m
lb =	20.00	cm
Lb.min =	92.94	cm
Lb =	95.00	cm

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) =	4.45	cm
φMn (-) =	11.12	tnf-m
a.real (+) =	4.45	cm
φMn (+) =	11.12	tnf-m
Mpr.sup (i) =	12.35	tnf-m
Mpr.inf (i) =	12.35	tnf-m
Wm =	2.19	tnf/m
Wv =	1.76	tnf/m
Wu =	4.94	tnf/m
Vu (i).sup =	21.30	tnf
Vu (i).inf =	0.93	tnf
Vud =	21.30	tnf
Vc =	12.44	tnf
φVc =	10.58	tnf
Vs.lim =	49.30	tnf
Vs =	14.48	tnf
Ø.estribo =	3/8	"
Av =	0.71	cm ²
s.calculado =	22.24	cm
zona.conf =	108	cm

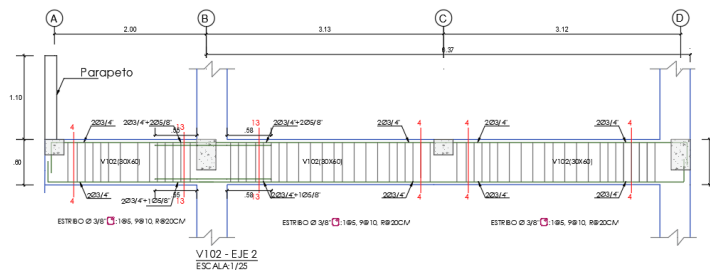
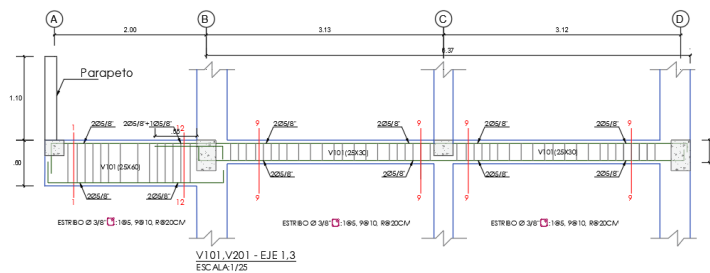
a.real (-) =	7.58	cm
φMn (-) =	18.33	tnf-m
a.real (+) =	4.45	cm
φMn (+) =	10.78	tnf-m
Mpr.sup (d) =	20.37	tnf-m
Mpr.inf (d) =	11.98	tnf-m

Vu (d).sup =	17.10	tnf
Vu (d).inf =	-7.23	tnf

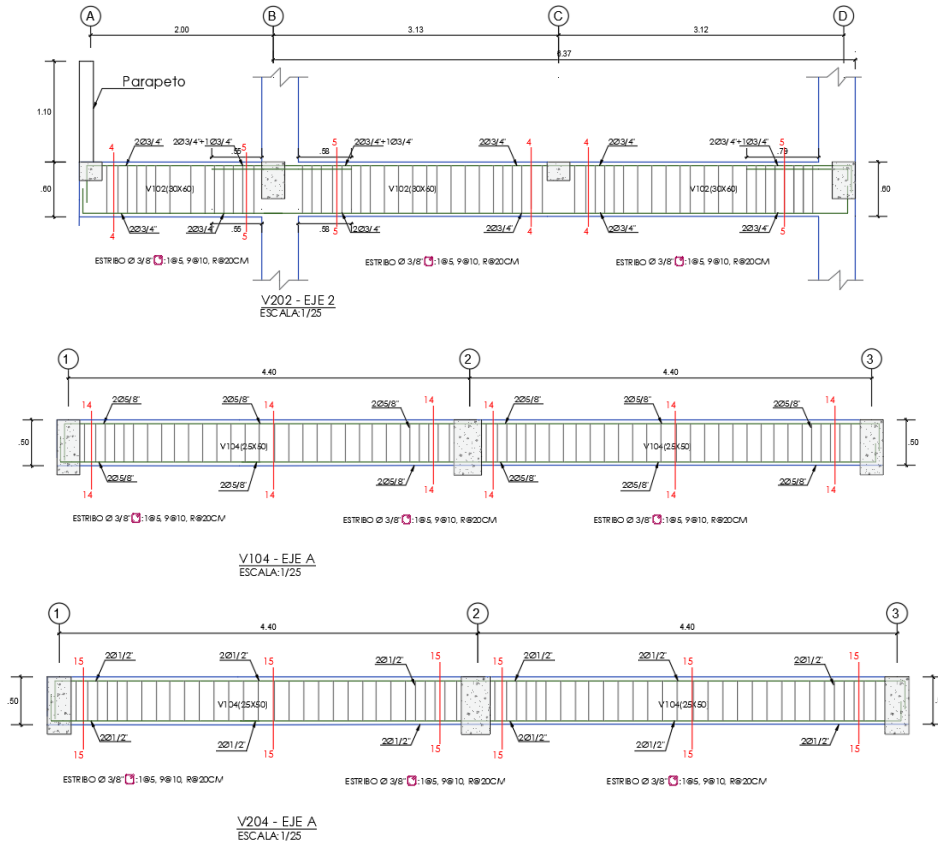
1	@	0.05
11	@	0.10
resto	@	20

Se presenta los cortes desarrollados de las vigas del módulo 3

Figura 80: Cortes de Vigas 1 - Modulo 3



Fuente: Elaboración propia
Figura 81: Cortes de Vigas 2 - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

Figura 82: Secciones de viga - Modulo 3

SECCIÓN DE VIGAS				
CORTE 1-1 V101, V201 (25X60) 	CORTE 2-2 V101 (25X60) 	CORTE 3-3 V101, V201 (25X40) 	CORTE 4-4 V102, V202 (30X60) 	CORTE 5-5 V102, V202 (30X60)
Sección indicada Acero long.: 2 Ø 5/8" Rfo. adicional: 1"	Sección indicada Acero long.: 2 Ø 5/8" Rfo. adicional: 1 Ø 3/4"	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rfo. adicional: 2 Ø 3/8"	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rfo. adicional: 1"	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rfo. adicional: 1 Ø 3/4"
Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E
CORTE 6-6 V102 (30X60) 	EJE B y D VCH (25X20) 	CORTE 8-8 V101 (25X70) 	CORTE 9-9 V101, V201 (25X30) 	CORTE 10-10 V102 (25X70)
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rfo. adicional: 2 Ø 3/4"	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 1/2" Rfo. adicional: -	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rfo. adicional: -	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rfo. adicional: -	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rfo. adicional: 1 Ø 3/4"
Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E
CORTE 11-11 V202 (25X70) 	CORTE 12-12 V202 (25X60) 	CORTE 13-13 V102 (30X60) 	CORTE 14-14 V104 (25X50) 	CORTE 15-15 V204 (25X50)
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rfo. adicional: 1 Ø 5/8"	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rfo. adicional: 1 Ø 5/8"	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rfo. adicional: -	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" Rfo. adicional: -	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 1/2" Rfo. adicional: -
Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E	Estribos Ø 3/8" 195. 9@10. R@20cm C/E

Fuente: Elaboración propia

Figura 83: Secciones de Columnas - Modulo 3

SECCION DE COLUMNAS Y COLUMNETAS		
C 01	C 02	C 03
Seccion:Indicada	Seccion:Indicada	Seccion:Indicada
Acero long.: 4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2" Estribos Ø 3/8" □: 1 @ 5, 9 @ 10, R @ 25cm C/E	Acero long.: 4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" Estribos Ø 3/8" □: 1 @ 5, 9 @ 10, R @ 25cm C/E	Acero long.: 4 Ø 5/8" Estribos Ø 3/8" □: 1 @ 5, 9 @ 10, R @ 25cm C/E

Fuente: Elaboración propia

Evaluación del módulo 3 con la norma peruana actual.

El módulo 3 en los planos de diseño estaba proyectado para dos pisos, sin embargo, en la verificación de campo se observó una modificación la cual es un tercer nivel autoconstruido.

El tercer nivel consta de una cobertura metálica por lo que no constituye un diafragma rígido, que para efectos de análisis su peso se repartió entre el área de la losa del techo del segundo nivel. Además, se ingresó el valor del espectro de diseño correspondiente para cada dirección para el análisis lineal dinámico del mismo modo que en el módulo 1.

Se obtuvieron las masas por diafragmas obtenidas del modelo matemático en el software Etabs.

Tabla 29: Masas por piso del módulo 2

Masas por Diafragmas			
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
Story1	D1	8.95	8.95
Story2	D2	11.93	11.93

Fuente: Elaboración propia

Con las masas de la tabla de efectuará el cálculo de la cortante basal obteniendo el peso al multiplicar las masas por la gravedad.

$$P = m * g = (8.95 + 11.93) * 9.807 = 204.78 \text{ tn}$$

Luego procedemos a las verificaciones modales.

Tabla 30: Participación modal - Módulo 2

Modal Load Participation Ratios				
Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31: Periodos y participación modal – Módulo 2

Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0.961	0.8548	0	0	0.8548	0
Modal	2	0.241	0.001	0.004	0	0.8558	0.004
Modal	3	0.226	1.12E-05	0.8406	0	0.8558	0.8446
Modal	4	0.213	0.144	9.89E-06	0	0.9999	0.8446
Modal	5	0.049	1.67E-05	9.33E-06	0	0.9999	0.8446
Modal	6	0.046	0	0.1553	0	0.9999	0.9999

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura acumula en sus primeros modos el mayor porcentaje de participación modal, resultados acordes con estructuras de pocos niveles, además que el periodo en la dirección X es mayor al de la dirección Y, indicando que en esta dirección es más rígido por la presencia de los muros de albañilería confinada.

Tabla 32: Verificación de cortante en la base - Modulo 2

Verificación de cortante mínima en la base					
Dirección X	Sx	SxD	%	Factor	Verificación
		63.3	55.0	86.8%	1.000
Dirección Y	Sy	SyD	%	Factor	Verificación
	126.7	109.9	86.8%	1.00	Ok

Fuente: Elaboración propia

El reglamento sismorresistente en su capítulo 29.4 indica que la para cada dirección la cortante mínima en la base resultante del análisis dinámico modal espectral no puede ser menor al 80% de la fuerza del sismo estático, para el caso del módulo 3 si se cumple esta condición. [12]

Tabla 33: Control de derivas - Módulo 3

Dirección X-X							
Nivel	Elevación	Factor R	U1-max	U1-N	Relat.	Deriva	Deriva Máx.
	(cm)		(cm)				
Nivel 2	320	6	8.33	37.485	22.95	0.0717	0.007
Nivel 1	320	6	3.23	14.535	14.535	0.0454	0.007
Dirección Y-Y							
Nivel	Elevación	Factor R	U2-max	U1-N	Relat.	Deriva	Deriva Máx.
	(cm)		(cm)				
Nivel 2	320	3	0.9205	2.071125	1.3068	0.0041	0.005
Nivel 1	320	3	0.3397	0.764325	0.764325	0.0024	0.005

Fuente: Elaboración propia

Para sistemas de concreto armado la deriva es de 0.007 y en la dirección X que tiene un sistema aporricado y se verifica que la deriva es de 0.07 estando muy por encima del rango permitido por el reglamento, que se refleja también en la dimensión de las columnas esta dirección. En la dirección Y su deriva máxima es de 0.004 y al ser albañilería confinada su deriva es de 0.005 por lo que si se cumple este parámetro en esta dirección de análisis.

Para los muros de albañilería confinada se determina si cumple con lo establecido en la N.T.P E.070 Albañilería confinada.

- Verificación de densidad mínima de muros portantes

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

$$Z = 0.45$$

$$U = 1.5$$

$$S = 1.1$$

$$N = 3$$

$$ZUSN/56 = 0.0398$$

$$Lt/A_p = 0.0434$$

Verificación = Ok

Área de la planta típica

$$A_p = 74.8 \text{ m}^2$$

Muro	Long L (m)	Espesor t (m)	Lxt (m ²)
m1	6.50	0.25	1.63
m2	6.50	0.25	1.63
Total			3.25

La longitud de muros al ser de 6.50 metros correspondiente al ancho en planta de la edificación cumplen con la densidad superior a la mínima llegando a ser 0.0434.

- Verificación de esfuerzos axiales

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

$$f_m = 650.00 \text{ tn/m}^2$$

$$h = 3.20 \text{ m}$$

$$t = 0.25 \text{ m}$$

$$0.2 * f_m * (1 - (h/35t)^2) = 52.30 \text{ tn/m}^2$$

$$0.15 * f_m = 97.50 \text{ tn/m}^2$$

Nivel	Muro	L (m)	Lxt (m ²)	Pmv (tn)	σ_m (tn/m ²)	Verif.1	Verif.2
1	m1	6.5	1.63	28.10	17.29	Ok	Ok
1	m2	6.5	1.63	28.10	17.29	Ok	Ok

La verificación 1 corresponde en que el esfuerzo en el muro sea menor a 52.30 tn/m² y la verificación 2 refiere a que el esfuerzo en el muro sea menor a 97.50 tn/m² cumpliendo para ambas verificaciones en todos los muros.

- Control de fisuración

$$V'm = 81 \text{ tn/m}^2$$

Tabla 34: Control de fisuración de muros de albañilería confinada - Módulo 1

Análisis de fisuración Piso 1									
Muro	L (m)	t (m)	Pg (tn)	Ve (tn)	Me (tn.m)	α	Vm (tn)	0.55 Vm	Verif.
M1	6.25	0.25	26.7	32.56	176.72	1	69.42	38.18	No Fisurado
M2	6.25	0.25	26.7	32.56	176.72	1	69.42	38.18	No Fisurado
Análisis de fisuración Piso 2									
Muro	L (cm)	t (cm)	Pg (tn)	Ve (tn)	Me (tn.m)	α	Vm (tn)	0.55 Vm	Verif.
M1	6.25	0.25	13.58	22.64	72.46	1	66.40	36.52	No Fisurado
M2	6.25	0.25	13.58	22.64	72.46	1	66.40	36.52	No Fisurado

Fuente: Elaboración propia

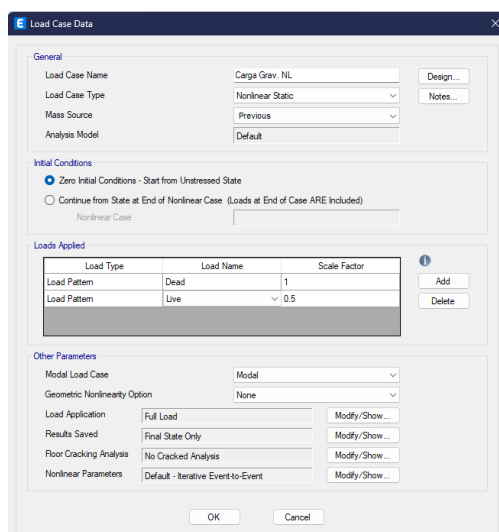
Al haberse agregado el tercer nivel se verifica que el peso añadido de este no afectaría el estado de fisuración de los muros de albañilería confinada.

Pushover - Módulo 1

Como parte del análisis no lineal estático se procede a la asignación del pushover en el modelo, para este tipo de análisis se tiene que asignar los respectivos diafragmas rígidos y debido a que el segundo piso tiene una cobertura metálica se modificó el modelo de tal forma que el peso del segundo piso sea asignado como carga repartida sobre el techo del primero.

Posteriormente se crea el caso de carga gravitacional no lineal para que a partir de este estado se produzca el empuje lateral de la carga monotónica ingresada.

Figura 84: Asignación del caso de carga gravitacional no lineal

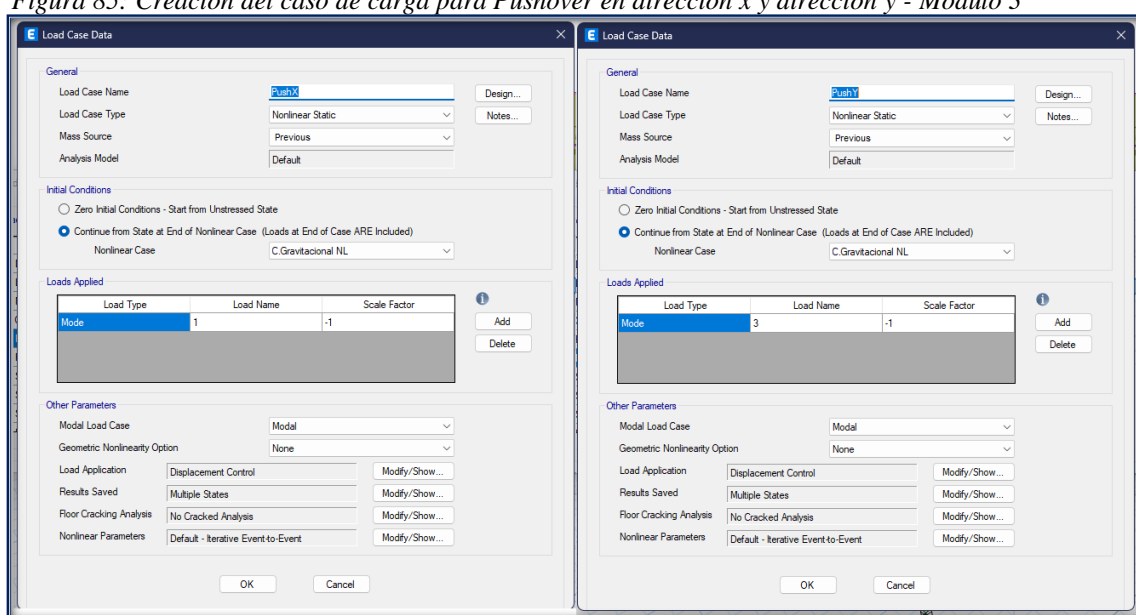


Fuente: Elaboración propia

La carga gravitacional no lineal considera el total de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva, que al ser una edificación esencial se considera el 50% acorde a lo establecido en la N.T.P. E.030. [12]

A partir de este estado en que la estructura está cargada se ingresa el caso de carga para el empuje en X a partir del modo 1, que acumula mayor porcentaje de masa participativa en la dirección x, y para el empuje Y se asigna a partir del modo 3 que es el que acumula mayor masa participativa en la dirección y.

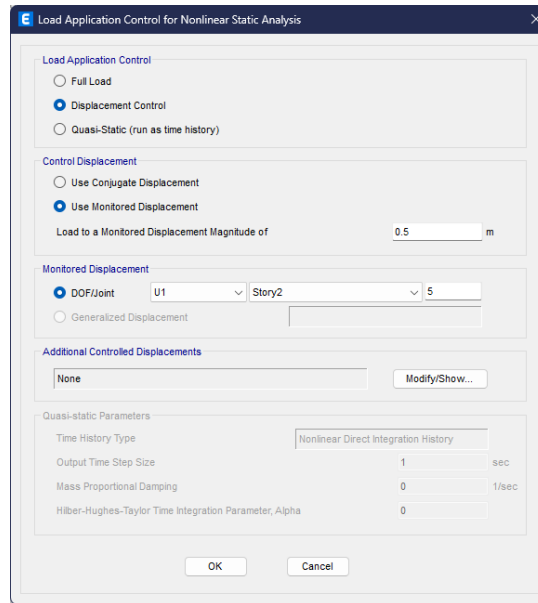
Figura 85: Creación del caso de carga para Pushover en dirección x y dirección y - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

El punto para el control del desplazamiento será ubicado en el diafragma de techo del segundo nivel, se determinó que sería el punto 5 para la verificación en ambas direcciones por ser el más cercano al centro de masas de la estructura.

Figura 86: Punto de control para el desplazamiento producido por Pushover - Modulo 3

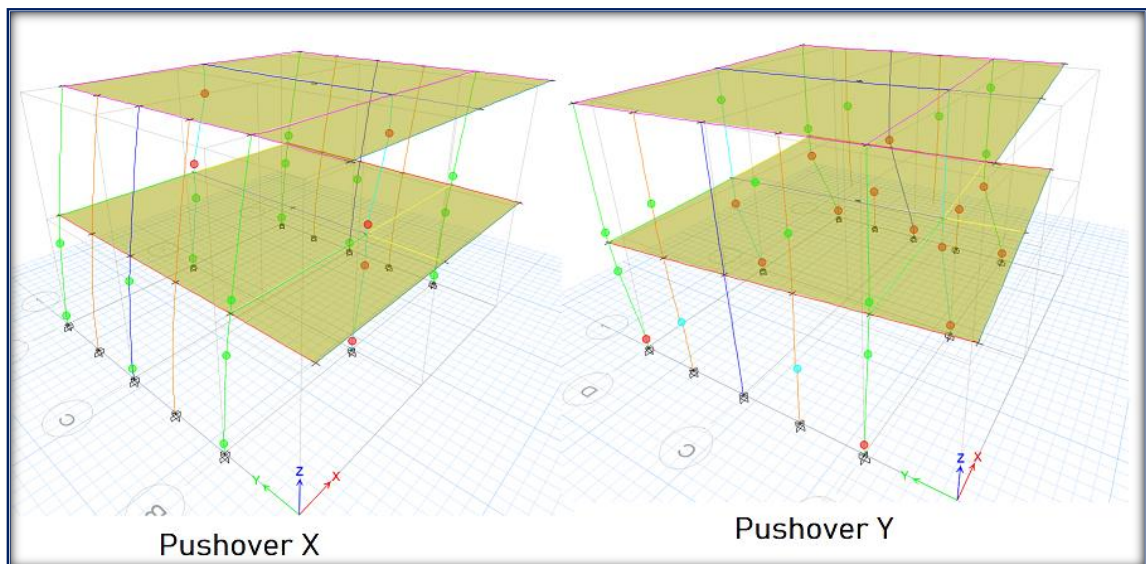


Fuente: Elaboración propia

Las rótulas plásticas para el modelamiento para las vigas y columnas serán de tipo fibra y los elementos que representan los muros de albañilería serán controlados por corte.

Posterior a la creación y asignación del pushover se corre el modelo para la obtención de la curva de capacidad y observación de la formación de rótulas plásticas.

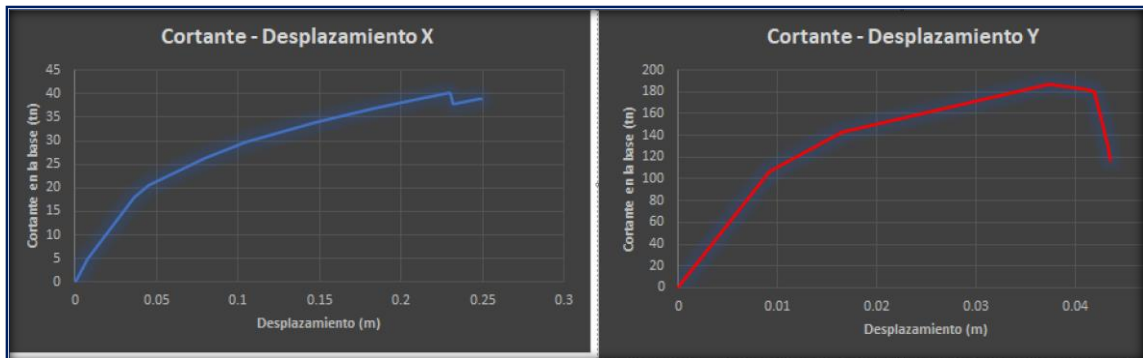
Figura 87: Formación de rótulas plásticas - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

Curvas de Capacidad

Figura 88: Curvas de Capacidad - Módulo 1



Fuente: Elaboración propia

Al analizar la dirección X, la estructura tiene un desplazamiento de 22.93 cm y una cortante última de 40.25 tn, y en la dirección Y el desplazamiento de 3.7 cm para una cortante máxima de 180.95 tn.

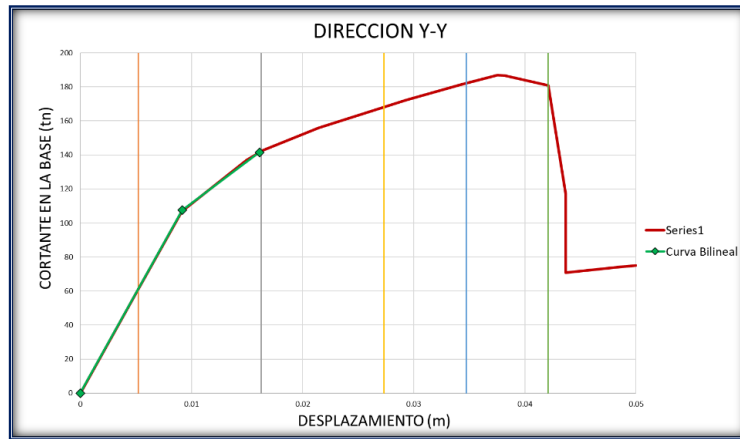
Figura 89: Desempeño dirección X - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño requerido para el espectro elástico sin factor de reducción sobrepasa los valores de la curva de capacidad en la dirección X, demostrando que en esta dirección ocurriría el colapso de la estructura ante un sismo de gran intensidad.

Figura 90: Desempeño dirección Y - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento objetivo para el espectro elástico propuesto por la norma E.030 en la dirección Y es de 1.6 cm para una cortante de 141.56 tn. Alcanzando el nivel de desempeño operacional, desempeño esperado para edificios esenciales como colegios.

Tiempo – Historia – Módulo 1

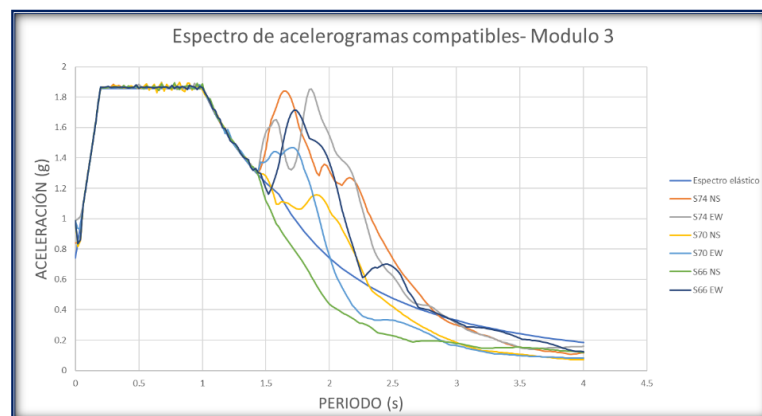
Para el Tiempo-historia se seleccionan 3 registros los cuales fueron el sismo de 1966, 1970 y 1974. Para el análisis se deben hacer compatibles estos registros en el rango de periodo de la estructura, tal como se muestra a continuación.

Tabla 35: Periodos máximos y mínimos para espectros compatibles - Módulo 3

TX	TY	0.2Tmin	1.5Tmax
0.961	0.226	0.0452	1.4415

Fuente: Elaboración propia

Figura 91: Espectros de acelerogramas compatibles - Módulo 3



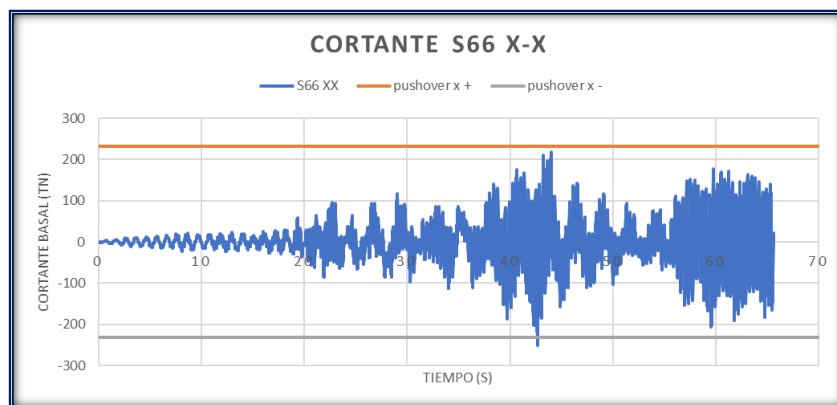
Fuente: Elaboración propia

El FEMA P 58 indica que se deben analizar un total de 11 registros y el promedio de estos serían los valores para considerar para el análisis tiempo historia, a diferencia de la norma peruana que indica que pueden ser 3 registros sísmicos y se toma el máximo de los resultados obtenidos de estos 3 registros.

Resultados del Tiempo Historia

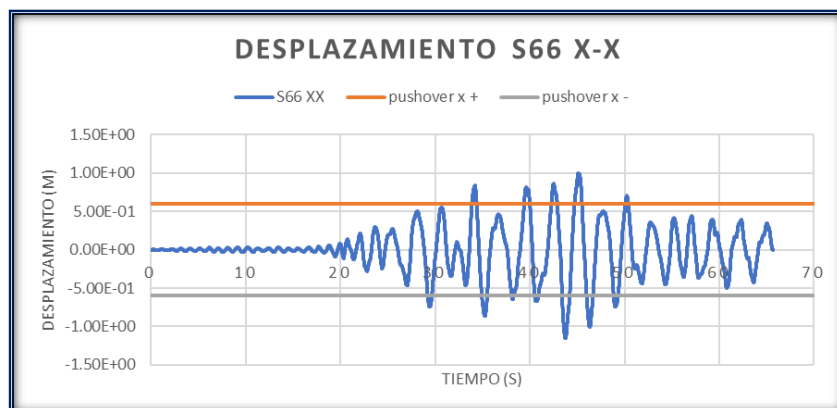
- **Sismo 1966 - Dirección X**

Figura 92: Cortante basal sismo de 1966 dirección X - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

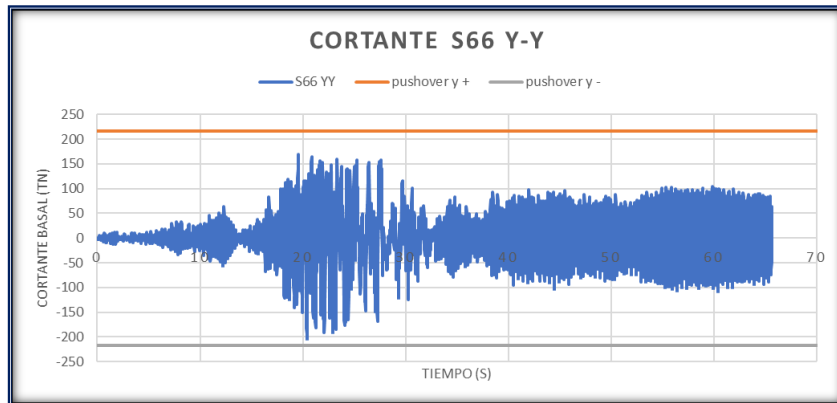
Figura 93: Desplazamiento sismo 1966 dirección X - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

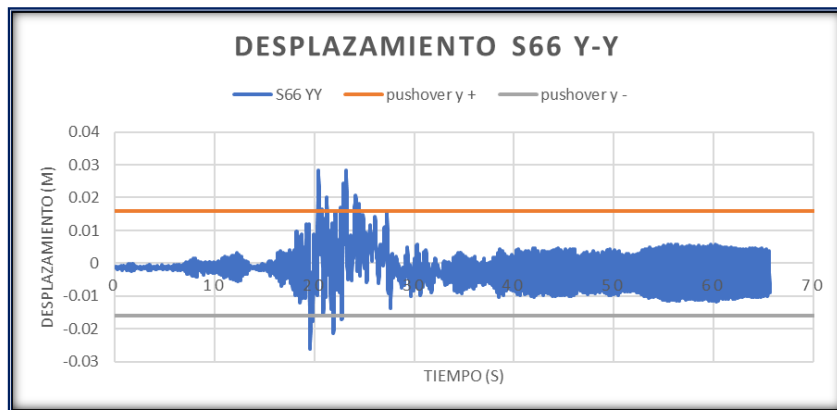
- **Sismo 1966 - Dirección Y**

Figura 94: Cortante basal sismo 1966 dirección Y - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

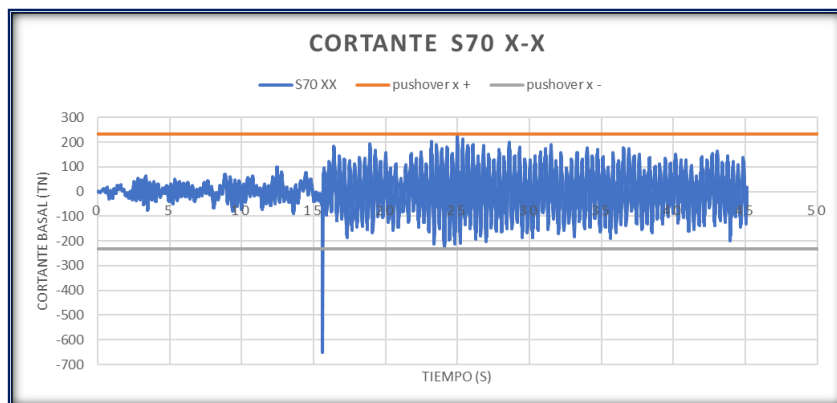
Figura 95: Desplazamiento sismo 1966 dirección Y - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

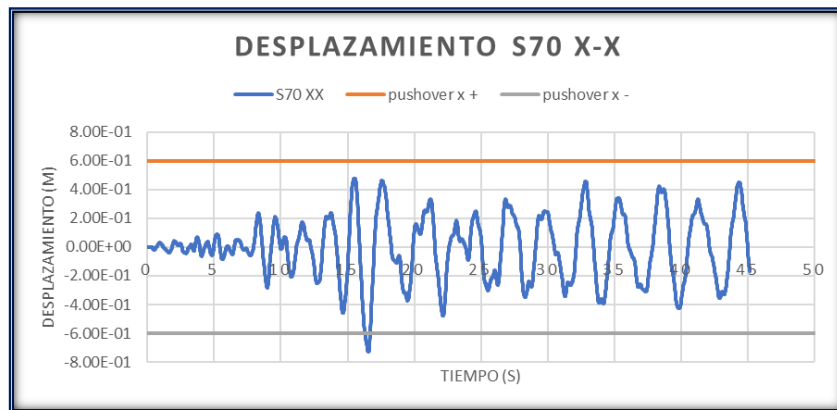
- Sismo 1970 - Dirección X

Figura 96: Cortante basal sismo 1970 - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

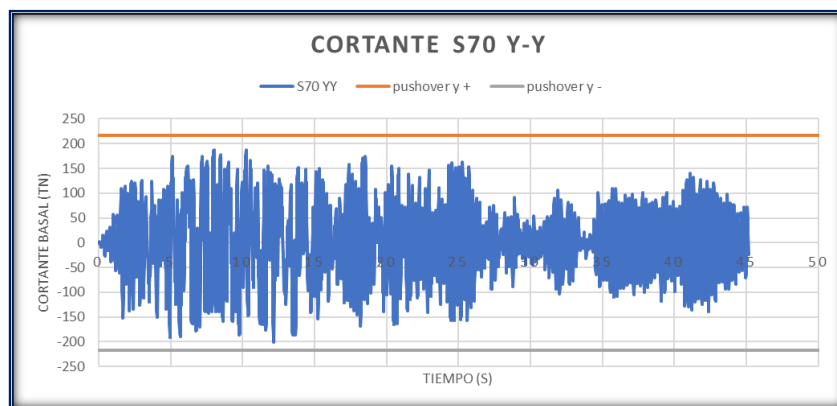
Figura 97: Desplazamiento sismo 1970 dirección X - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

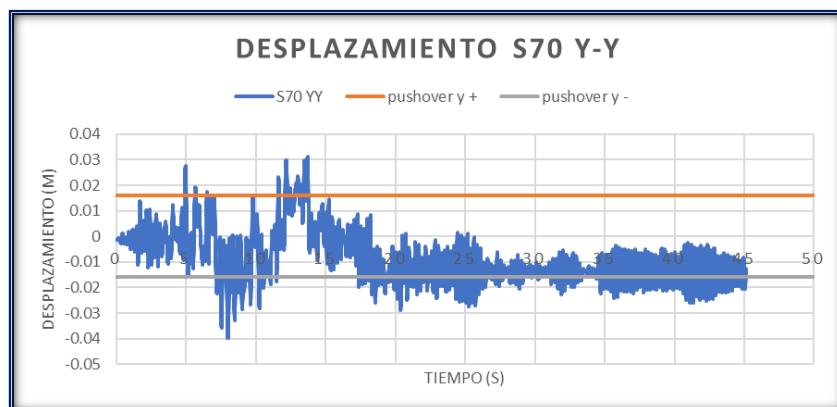
- Sismo 1970 - Dirección Y

Figura 98: Cortante basal sismo 1970 dirección Y - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

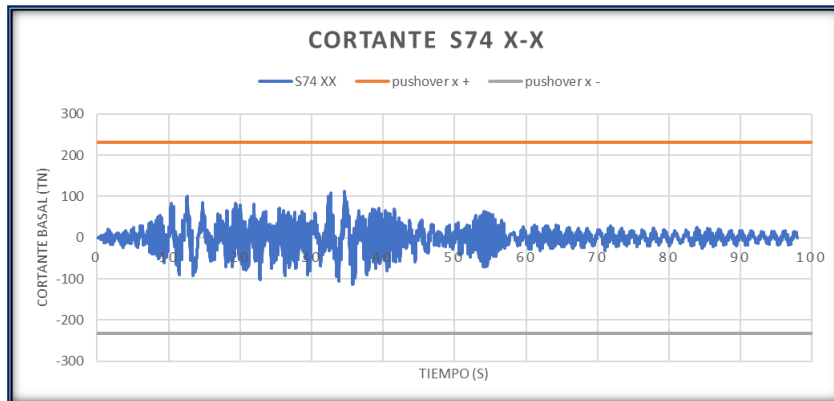
Figura 99: Desplazamiento sismo 1970 dirección Y - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

- **Sismo 1974 - Dirección X**

Figura 100: Cortante basal sismo 1974 dirección X - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

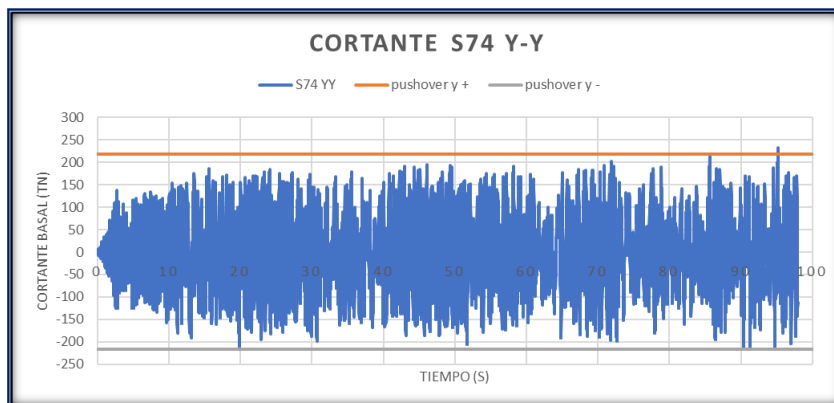
Figura 101: Desplazamiento sismo 1974 dirección X - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

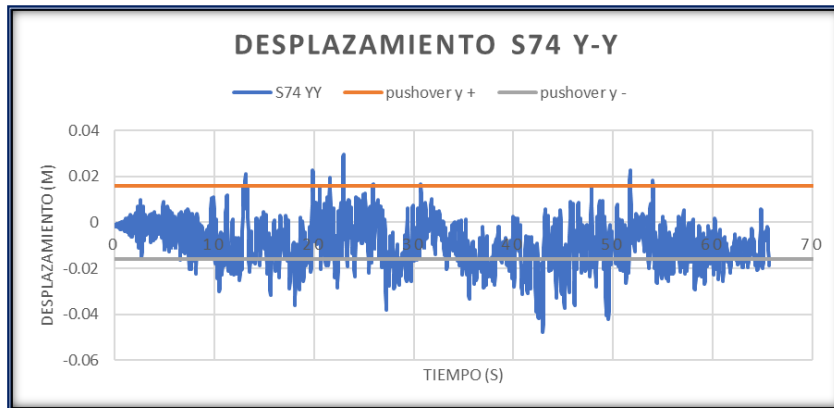
- **Sismo 1974 - Dirección Y**

Figura 102: Cortante basal sismo 1974 dirección Y - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

Figura 103: Desplazamiento sismo 1974 dirección Y – Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

Figura 104: Comparación de análisis no lineales - Modulo 1

Análisis	Dirección X		Dirección X	
	Cortante basal (tn)	Dezplazamiento (cm)	Cortante basal (tn)	Dezplazamiento (cm)
TH- Sismo 1966	250.99	2.05	202.99	0.82
TH- Sismo 1970	232.11	1.68	200.81	0.76
TH- Sismo 1974	114.31	2.24	232.10	0.84
Pushover	231.54	1.28	217.16	0.38
Máximo	250.99	2.24	232.10	0.84
Promedio	207.24	1.81	213.26	0.70

Fuente: Elaboración propia

Análisis de Modulo 4

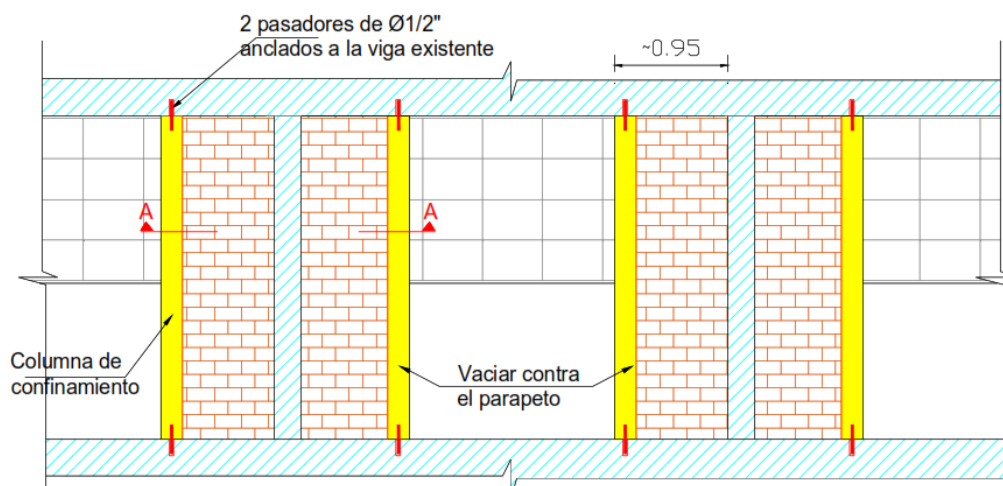
Figura 105: Frente de módulo 4



Fuente: Elaboración propia

El módulo 4 que se evaluó estuvo destinado en un inicio como un bloque de 6 aulas distribuidas en dos niveles, sin embargo, durante la verificación de campo con los planos se evidenció un tercer nivel autoconstruido que actualmente funciona como nivel de 3 aulas adicionales con techo de cobertura metálica. Tiene un área techada total de 210 m² por piso. La altura de los dos pisos es de 3.20 m y el tercer nivel tiene una altura de 3 m. En la dirección X el sistema estructural es de pórticos de concreto armado y en la dirección Y es de albañilería confinada, los muros portantes son conformados por ladrillos sentados de cabeza por lo que tienen un espesor de 25 cm. La losa aligerada está armada paralela a la dirección X con 20 cm de espesor para los dos primeros pisos y el tercer piso cuenta con una cobertura metálica y viguetas de acero. Tanto en el frente como parte posterior del módulo tiene alféizar de 2.10 m de altura, con espesor de 15 cm sin aislamiento de las columnas. Adicional en campo se verificó que la estructura ha sido reforzada en su dirección larga con muros de albañilería confinada de 90 cm de largo para lado de las columnas intermedias como se presenta en el siguiente esquema.

Figura 106: Esquema de colocación de muretes de albañilería.



Fuente: Técnicas de reforzamiento de bajo costo para edificios escolares peruanos. [26]

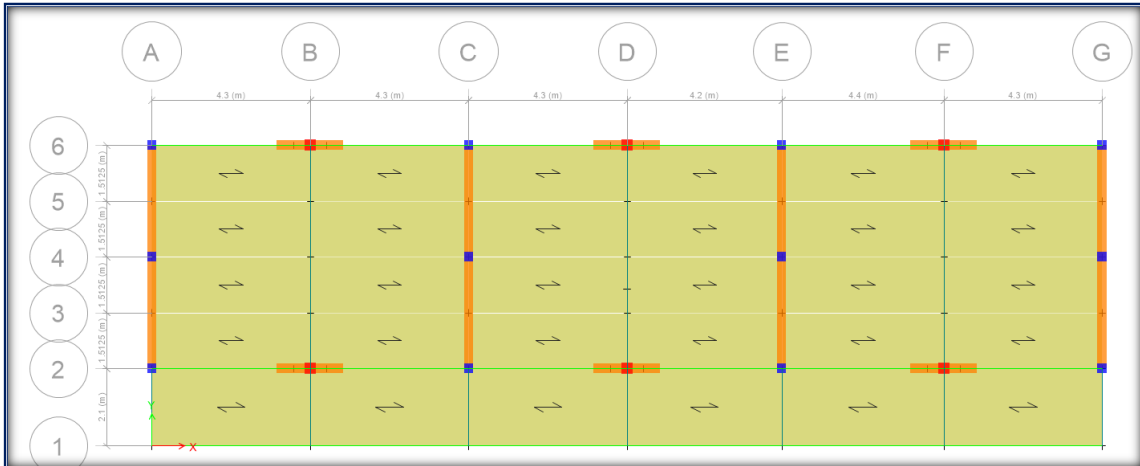
Se obtuvieron tres muestras de las cuales D 5 y D 6 fueron de columnas y D 4 de una viga central. Las muestras arrojaron los siguientes valores:

- Columnas: 75 kg/cm²
- Vigas: 95 kg/cm²
- Peso unitario = 2400 kg/m³

Para el análisis en el modelo matemático de la estructura se tuvo en cuenta estos valores reales arrojados de los ensayos.

Consideraciones del modelo

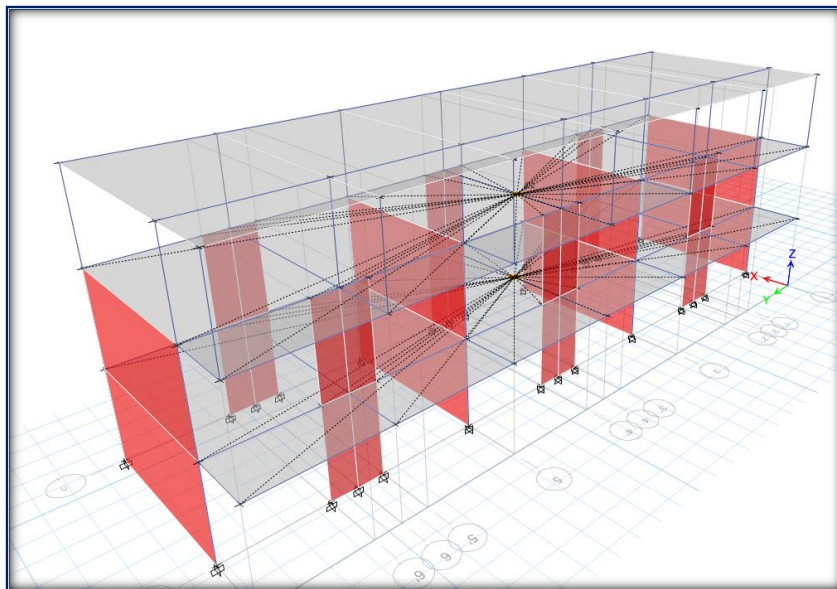
Figura 107: Vista en planta - Modulo 4



Fuente: Elaboración propia

En el modelo se asignó diafragmas rígidos para los dos primeros pisos, debido a que la losa aligerada de 20 cm brinda la suficiente rigidez al piso para considerar desplazamientos uniformes, para el tercer nivel no se le asigna diafragma debido a la flexibilidad de la cobertura metálica.

Figura 108: Diafragmas rígidos asignados al Módulo 4 de la I.E. 11025




Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de los esfuerzos en los elementos estructurales se consideró las siguientes cargas de gravedad.

Cálculo de acero de refuerzo

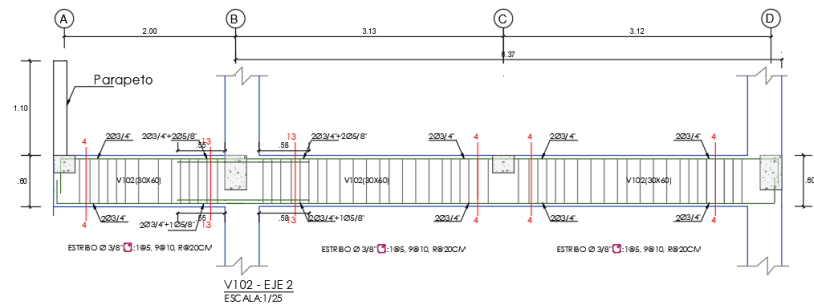
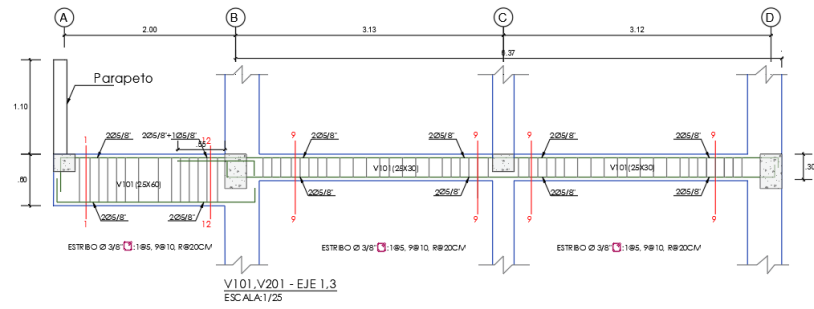
Teniendo las consideraciones de carga y fuerza sísmica se creó una envolvente con las combinaciones de carga. Con los esfuerzos resultantes se realizó el cálculo acorde con N.T.P E.060 de concreto armado con el método de LRFD.

De forma detallada se presenta el cálculo de la viga 202 en el tramo A-B, resto de cálculos están contenidos en el anexo N°5.

MODULO	1	VIGA	202	TRAMO	AB																											
																																
$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $re = 0.06 \text{ m}$		$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 0.90$		$b = 0.30 \text{ m}$ $ln = 1.95 \text{ m}$																												
REFUERZO LONGITUDINAL																																
$h = 0.60 \text{ m}$ $d = 0.54 \text{ m}$ $As.min = 3.91 \text{ cm}^2$ $As.max = 35.11 \text{ cm}^2$ $Mu (-) = 0.00 \text{ tnf-m}$ $Mu (+) = 0.00 \text{ tnf-m}$ $a (-) = 0.00 \text{ cm}$ $a (+) = 0.00 \text{ cm}$ $As.req (-) = 3.91 \text{ cm}^2$ $As.req (+) = 3.91 \text{ cm}^2$		$h = 0.60 \text{ m}$ $d = 0.54 \text{ m}$ $As.min = 3.91 \text{ cm}^2$ $As.max = 35.11 \text{ cm}^2$ $Mu (-) = 2.83 \text{ tnf-m}$ $Mu (+) = 0.00 \text{ tnf-m}$ $a (-) = 1.10 \text{ cm}$ $a (+) = 0.00 \text{ cm}$ $As.req (-) = 3.91 \text{ cm}^2$ $As.req (+) = 3.91 \text{ cm}^2$		$h = 0.60 \text{ m}$ $d = 0.54 \text{ m}$ $As.min = 3.91 \text{ cm}^2$ $As.max = 35.11 \text{ cm}^2$ $Mu (-) = 7.31 \text{ tnf-m}$ $Mu (+) = 0.00 \text{ tnf-m}$ $a (-) = 2.89 \text{ cm}$ $a (+) = 0.00 \text{ cm}$ $As.req (-) = 3.91 \text{ cm}^2$ $As.req (+) = 3.91 \text{ cm}^2$																												
Acero de refuerzo superior																																
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>2</td><td>Ø</td><td>5/8</td></tr> <tr><td>0</td><td>Ø</td><td>1/2</td></tr> <tr><td colspan="3">As.real = 3.98 cm²</td></tr> </table>		2	Ø	5/8	0	Ø	1/2	As.real = 3.98 cm ²			<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>2</td><td>Ø</td><td>5/8</td></tr> <tr><td>0</td><td>Ø</td><td>1/2</td></tr> <tr><td colspan="3">As.real = 3.98 cm²</td></tr> </table>		2	Ø	5/8	0	Ø	1/2	As.real = 3.98 cm ²			<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>2</td><td>Ø</td><td>5/8</td></tr> <tr><td>0</td><td>Ø</td><td>1/2</td></tr> <tr><td colspan="3">As.real = 3.98 cm²</td></tr> </table>		2	Ø	5/8	0	Ø	1/2	As.real = 3.98 cm ²		
2	Ø	5/8																														
0	Ø	1/2																														
As.real = 3.98 cm ²																																
2	Ø	5/8																														
0	Ø	1/2																														
As.real = 3.98 cm ²																																
2	Ø	5/8																														
0	Ø	1/2																														
As.real = 3.98 cm ²																																
Acero de refuerzo inferior																																
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>2</td><td>Ø</td><td>5/8</td></tr> <tr><td>0</td><td>Ø</td><td>1/2</td></tr> <tr><td colspan="3">As.real = 3.98 cm²</td></tr> </table>		2	Ø	5/8	0	Ø	1/2	As.real = 3.98 cm ²			<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>2</td><td>Ø</td><td>5/8</td></tr> <tr><td>0</td><td>Ø</td><td>1/2</td></tr> <tr><td colspan="3">As.real = 3.98 cm²</td></tr> </table>		2	Ø	5/8	0	Ø	1/2	As.real = 3.98 cm ²			<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>2</td><td>Ø</td><td>5/8</td></tr> <tr><td>0</td><td>Ø</td><td>1/2</td></tr> <tr><td colspan="3">As.real = 3.98 cm²</td></tr> </table>		2	Ø	5/8	0	Ø	1/2	As.real = 3.98 cm ²		
2	Ø	5/8																														
0	Ø	1/2																														
As.real = 3.98 cm ²																																
2	Ø	5/8																														
0	Ø	1/2																														
As.real = 3.98 cm ²																																
2	Ø	5/8																														
0	Ø	1/2																														
As.real = 3.98 cm ²																																
Longitud de bastones superiores																																
$as = 0.00 \text{ cm}^2$ $a = 0.00 \text{ cm}$ $m = 0.00 \text{ tnf-m}$ $lb = 0.00 \text{ cm}$ $Lb.min = 0.00 \text{ cm}$ $Lb = 0.00 \text{ cm}$		$as = 0.00 \text{ cm}^2$ $a = 0.00 \text{ cm}$ $m = 0.00 \text{ tnf-m}$ $lb = 0.00 \text{ cm}$ $Lb.min = 0.00 \text{ cm}$ $Lb = 0.00 \text{ cm}$		$as = 0.00 \text{ cm}^2$ $a = 0.00 \text{ cm}$ $m = 0.00 \text{ tnf-m}$ $lb = 20.00 \text{ cm}$ $Lb.min = 78.35 \text{ cm}$ $Lb = 80.00 \text{ cm}$																												
DISEÑO CORTANTE																																
$a.real (-) = 3.12 \text{ cm}$ $\phi Mn (-) = 7.89 \text{ tnf-m}$ $a.real (+) = 3.12 \text{ cm}$ $\phi Mn (+) = 7.89 \text{ tnf-m}$ $Mpr.sup (i) = 8.77 \text{ tnf-m}$ $Mpr.inf (i) = 8.77 \text{ tnf-m}$ $Wm = 2.19 \text{ tnf/m}$ $Wv = 0.44 \text{ tnf/m}$ $Wu = 3.29 \text{ tnf/m}$ $Vu (i).sup = 12.20 \text{ tnf}$ $Vu (i).inf = 3.21 \text{ tnf}$ $Vud = 12.20 \text{ tnf}$ $Vc = 12.44 \text{ tnf}$ $\phi Vc = 10.58 \text{ tnf}$ $Vs.lim = 49.30 \text{ tnf}$ $Vs = 3.77 \text{ tnf}$ $\text{Ø.estrobo} = 3/8 \text{ ''}$ $Av = 0.71 \text{ cm}^2$ $s.calculado = 85.38 \text{ cm}$ $zona.conf = 108 \text{ cm}$		$a.real (-) = 3.12 \text{ cm}$ $\phi Mn (-) = 7.89 \text{ tnf-m}$ $a.real (+) = 3.12 \text{ cm}$ $\phi Mn (+) = 7.89 \text{ tnf-m}$ $Mpr.sup (d) = 8.77 \text{ tnf-m}$ $Mpr.inf (d) = 8.77 \text{ tnf-m}$ $Vu (d).sup = 12.20 \text{ tnf}$ $Vu (d).inf = -5.79 \text{ tnf}$		<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>1</td><td>@</td><td>0.05</td></tr> <tr><td>11</td><td>@</td><td>0.10</td></tr> <tr><td>resto</td><td>@</td><td>20</td></tr> </table>		1	@	0.05	11	@	0.10	resto	@	20																		
1	@	0.05																														
11	@	0.10																														
resto	@	20																														

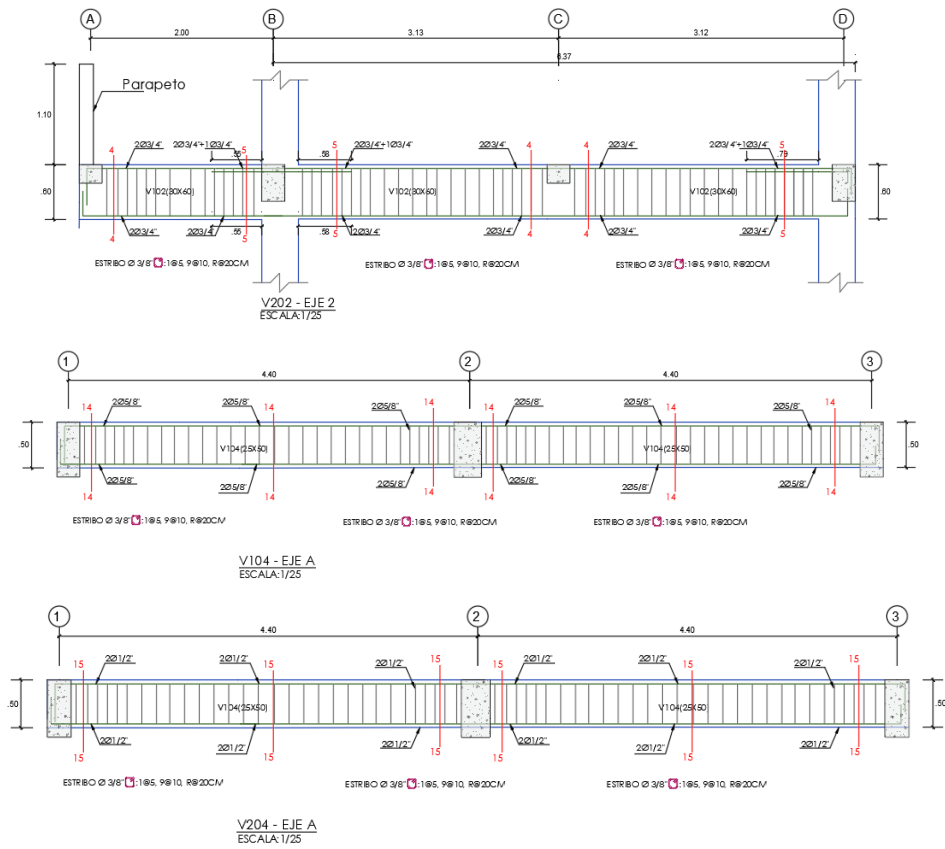
Se presenta los cortes desarrollados de las vigas del módulo 4

Figura 109: Cortes de Vigas 1 - Modulo 4



Fuente: Elaboración propia

Figura 110: Cortes de Vigas 2 - Módulo 2



Fuente: Elaboración propia

Figura 111: Secciones de viga - Modulo 3

SECCIÓN DE VIGAS				
CORIE 1-1	CORIE 2-2	CORIE 3-3	CORIE 4-4	CORIE 5-5
V101, V201 (25X60)	V101 (25X60)	V101, V201 (25X40)	V102, V202 (30X60)	V102, V202 (30X60)
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Efo adicional: 1" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Efo adicional: 1 Ø 3/4" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4Ø 5/8" Efo adicional: 2 Ø 3/8" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Efo adicional: - Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Efo adicional: 1 Ø 3/4" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E
CORIE 6-6	EJE B y D	CORIE 8-8	CORIE 9-9	CORIE 10-10
V102 (30X60)	VCH (25X20)	V101 (25X70)	V101, V201 (25X30)	V102 (25X70)
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Efo adicional: 2 Ø 3/4" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 1/2" Efo adicional: - Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4Ø 5/8" Efo adicional: - Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Efo adicional: - Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Efo adicional: 1 Ø 3/4" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@20cm C/E
CORIE 11-11	CORIE 12-12	CORIE 13-13	CORIE 14-14	CORIE 15-15
V202 (25X70)	V202 (25X60)	V102 (30X60)	V104 (25X50)	V204 (25X50)
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Efo adicional: 1 Ø 5/8"	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Efo adicional: 1 Ø 5/8"	Sección indicada Acero long.: 4Ø 3/4" Efo adicional: 2Ø 5/8"	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Efo adicional: -	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 1/2" Efo adicional: -

Fuente: Elaboración propia

Figura 112: Secciones de Columnas - Modulo 3

SECCION DE COLUMNAS Y COLUMNETAS		
C 01	C 02	C 03
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8"+4 Ø 1/2" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@25cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8"+2 Ø 1/2" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@25cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Estribos Ø 3/8" □: 1Ø5, 9@10, R@25cm C/E

Fuente: Elaboración propia

Evaluación sismorresistente de modulo 4

El módulo 4 en los planos de diseño estaba proyectado para dos pisos, sin embargo, en la verificación de campo se evidenció una modificación la cual es un tercer nivel autoconstruido que su uso es destinado para aulas.

El tercer nivel consta de una cobertura metálica por lo que no constituye un diafragma rígido, que para efectos de análisis su peso se repartió entre el área de la losa del techo del segundo nivel. Además, se ingresó el valor del espectro de diseño correspondiente para cada dirección para el análisis lineal dinámico del mismo modo que en el módulo

Se obtuvieron las masas por diafragmas obtenidas del modelo matemático en el software Etabs.

Tabla 36: Masas por piso del módulo 4

Masas por Diafragmas			
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
Story1	D1	25.05028	25.05
Story2	D2	21.86522	21.87

Fuente: Elaboración propia

Con las masas de la tabla de efectuará el cálculo de la cortante basal obteniendo el peso al multiplicar las masas por la gravedad.

$$P = m * g = (25.05 + 21.86) * 9.807 = 460.24 \text{ tn}$$

Luego procedemos a las verificaciones modales.

Tabla 37: Participación modal - Módulo 4

Modal Load Participation Ratios				
Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38: Periodos y participación modal – Módulo 4

Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0.386	0.8014	0	0	0.8014	0
Modal	2	0.079	0.1984	0	0	0.9998	0
Modal	3	0.07	0	0.8573	0	0.9998	0.8573
Modal	4	0.061	1.43E-05	0.0001	0	0.9998	0.8574
Modal	5	0.02	0	0.1425	0	0.9998	0.9999
Modal	6	0.018	6.11E-06	9.05E-06	0	0.9998	0.9999

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la estructura acumula en sus primeros modos el mayor porcentaje de participación modal, resultados acordes con estructuras de pocos niveles, además que el periodo en la dirección X es mayor al de la dirección Y, indicando que en esta dirección es más rígido por la presencia de los muros de albañilería confinada.

Tabla 39: Verificación de cortante en la base - Modulo 4

Verificación de cortante mínima en la base					
Dirección X	Sx	SxD	%	Factor	Verificación
	138.5	114.5	82.7%	1.000	Ok
Dirección Y	Sy	SyD	%	Factor	Verificación
	277.0	241.1	87.0%	1.00	Ok

Fuente: Elaboración propia

La norma E.030 en su capítulo 29.4 indica que la para cada dirección la cortante mínima en la base resultante del análisis dinámico moda espectral no puede ser menor al 80% de la fuerza del sismo estático, para el caso del módulo 3 si se cumple esta condición.

Tabla 40: Control de derivas - Módulo 4

Dirección X-X							
Nivel	Elevación (cm)	Factor R	U1-max (cm)	U1-N	Relat.	Deriva	Deriva Máx.
Nivel 2	320	6	1.078	4.851	3.1842	0.0100	0.007
Nivel 1	320	6	0.3704	1.6668	1.6668	0.0052	0.007
Dirección Y-Y							
Nivel	Elevación (cm)	Factor R	U2-max (cm)	U1-N	Relat.	Deriva	Deriva Máx.
Nivel 2	320	3	0.095	0.21375	0.1215	0.0004	0.005
Nivel 1	320	3	0.041	0.09225	0.09225	0.0003	0.005

Fuente: Elaboración propia

Para sistemas de concreto armado la deriva máxima es de 0.007 y en la dirección X que tiene un sistema aporticado donde se verifica que la deriva máxima es de 0.01 estando por encima del rango permitido por la norma, que se refleja también en la dimensión de las columnas esta dirección. En la dirección Y su deriva máxima es de 0.0004 y al ser albañilería confinada su deriva máxima es de 0.005 por lo que si se cumple este parámetro en esta dirección de análisis.

Para los muros de albañilería confinada se determina si cumple con lo establecido en la N.T.P E.070 Albañilería confinada.

- Verificación de densidad mínima de muros portantes

$$\frac{\sum L.t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}$$

$$\begin{aligned} Z &= 0.45 \\ U &= 1.5 \\ S &= 1.1 \\ N &= 3 \\ ZUSN/56 &= 0.03978 \\ Lt/A_p &= 0.0144 \\ \text{Verificación} &= \text{No cumple} \end{aligned}$$

Área de la planta típica
 $A_p = 210.27 \text{ m}^2$

Muro	Long L (m)	Espesor t (m)	Lxt (m ²)
m1	6.05	0.25	1.51
m2	6.05	0.25	1.51
m3	6.05	1.25	7.56
m4	6.05	2.25	13.61
Total			3.03

La longitud de muros al ser de 6.05 metros correspondiente al ancho en planta de la edificación no cumplen con la densidad mínima de 0.03978, esto debido a que actualmente se le ha añadido un nivel más no contemplado en su diseño original.

- Verificación de esfuerzos axiales

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

$$\begin{aligned} f_m &= 650.00 \text{ tn/m}^2 \\ h &= 3.20 \text{ m} \\ t &= 0.25 \text{ m} \\ 0.2 * f_m * (1 - (h/35t)^2) &= 52.30 \text{ tn/m}^2 \\ 0.15 * f_m &= 97.50 \text{ tn/m}^2 \end{aligned}$$

Nivel	Muro	L (m)	Lxt (m ²)	Pmv (tn)	σ_m (tn/m ²)	Verif.1	Verif.2
1	m1	6.05	1.51	55.60	36.76	Ok	Ok
1	m2	6.05	1.51	82.00	54.21	No cumple	Ok
2	m3	6.05	1.51	82.00	54.21	No cumple	Ok
3	m4	6.05	1.51	55.60	36.76	Ok	Ok

La verificación 1 corresponde en que el esfuerzo en el muro sea menor a 52.30 tn/m² y la verificación 2 refiere a que el esfuerzo en el muro sea menor a 97.50 tn/m² por lo que como se había mencionado no cumple con esta verificación debido a la carga añadida del tercer nivel.

- Control de fisuración

$$V'm = 81 \text{ tn/m}^2$$

Tabla 41: Control de fisuración de muros de albañilería confinada - Módulo 1

Axial máximo Piso 1									
Muro	L (m)	t (m)	Pg (tn)	Ve (tn)	Me (tn.m)	α	Vm (tn)	0.55 Vm	Verif.
M1	6.05	0.25	55.60	84.88	123.12	1	74.04	40.72	Fisurado
M2	6.05	0.25	82.00	76.36	221.44	1	80.12	44.06	Fisurado
M3	6.05	0.25	82.00	76.36	221.44	1	80.12	44.06	Fisurado
M4	6.05	0.25	55.60	84.88	123.12	1	74.04	40.72	Fisurado
Axial máximo Piso 2									
Muro	L (cm)	t (cm)	Pg (tn)	Ve (tn)	Me (tn.m)	α	Vm (tn)	0.55 Vm	Verif.
M1	6.05	0.25	14.07	63.16	104.22	1	64.49	35.47	Fisurado
M2	6.05	0.25	14.07	56.8	93.7	1	64.49	35.47	Fisurado
M3	6.05	0.25	14.07	56.8	93.7	1	64.49	35.47	Fisurado
M4	6.05	0.25	14.07	63.16	104.22	1	64.49	35.47	Fisurado

Fuente: Elaboración propia

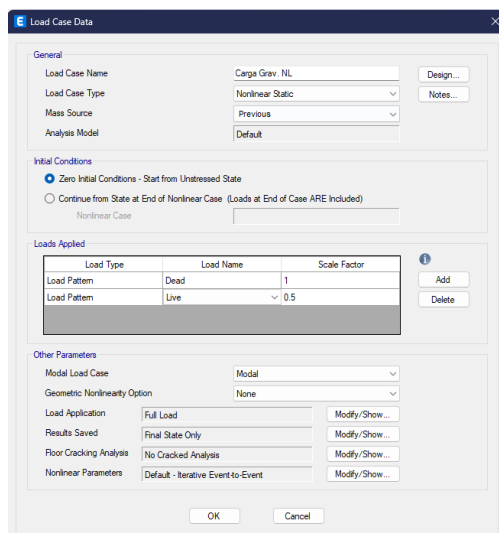
Al haberse agregado el tercer nivel se verifica que el peso añadido de este afectaría el estado de fisuración de los muros de albañilería confinada no cumpliendo con ser menor al 0.55 V_m .

Pushover - Módulo 4

Como parte del análisis no lineal estático se procede a la asignación del pushover en el modelo, para este tipo de análisis se tiene que asignar los respectivos diafragmas rígidos y debido a que el segundo piso tiene una cobertura metálica se modifico el modelo de tal forma que el peso del segundo piso sea asignado como carga repartida sobre el techo del primero.

Posteriormente se crea el caso de carga gravitacional no lineal para que a partir de este estado se produzca el empuje lateral de la carga monotónica ingresada.

Figura 113: Asignación del caso de carga gravitacional no lineal

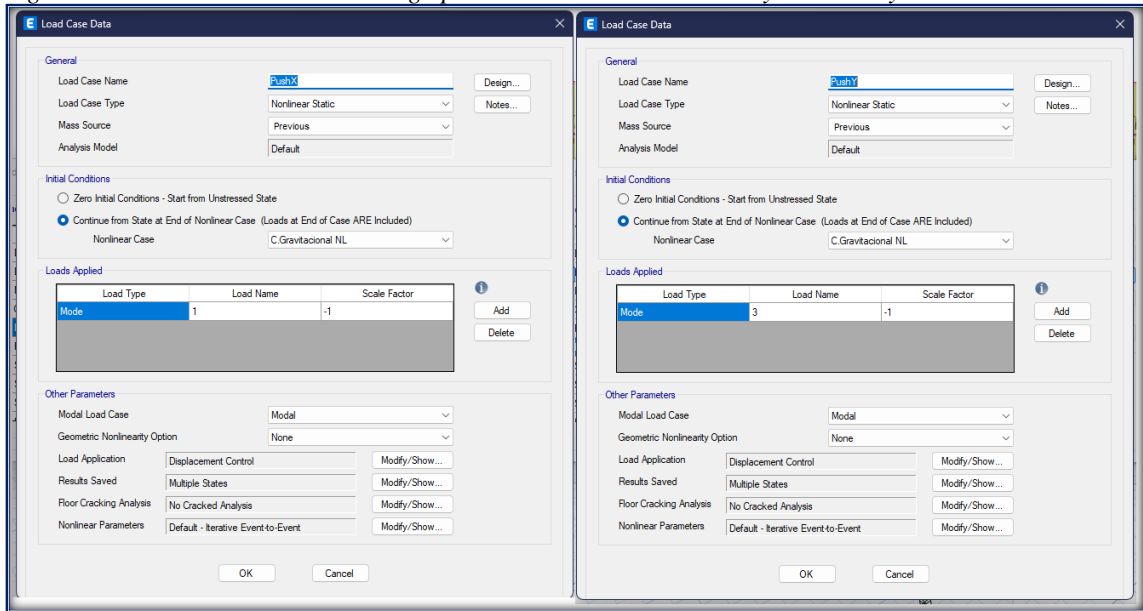


Fuente: Elaboración propia

La carga gravitacional no lineal considera el total de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva, que al ser una edificación esencial se considera el 50% acorde a lo establecido en la N.T.P. E.030. [12]

A partir de este estado en que la estructura está cargada se ingresa el caso de carga para el empuje en X a partir del modo 1, que acumula mayor porcentaje de masa participativa en la dirección x, y para el empuje Y se asigna a partir del modo 3 que es el que acumula mayor masa participativa en la dirección y.

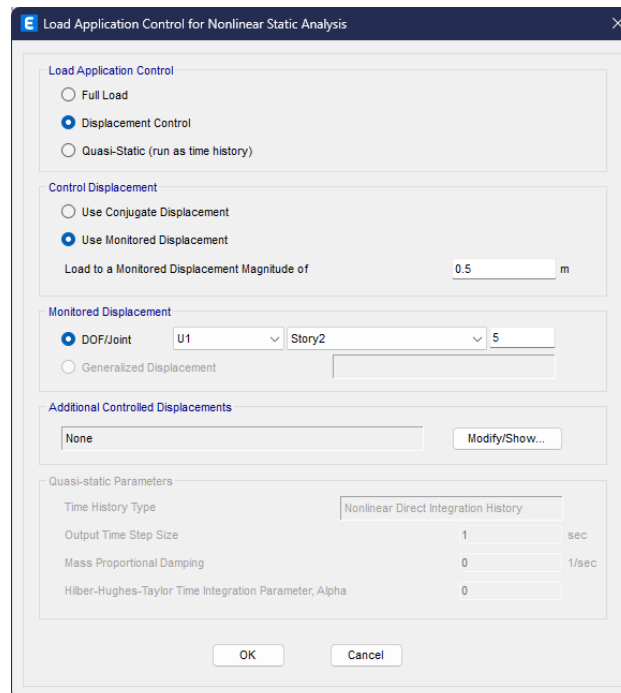
Figura 114: Creación del caso de carga para Pushover en dirección x y dirección y - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

El punto para el control del desplazamiento será ubicado en el diafragma de techo del segundo nivel, se determinó que sería el punto 5 para la verificación en ambas direcciones por ser el más cercano al centro de masas de la estructura.

Figura 115: Punto de control para el desplazamiento producido por Pushover - Modulo 4

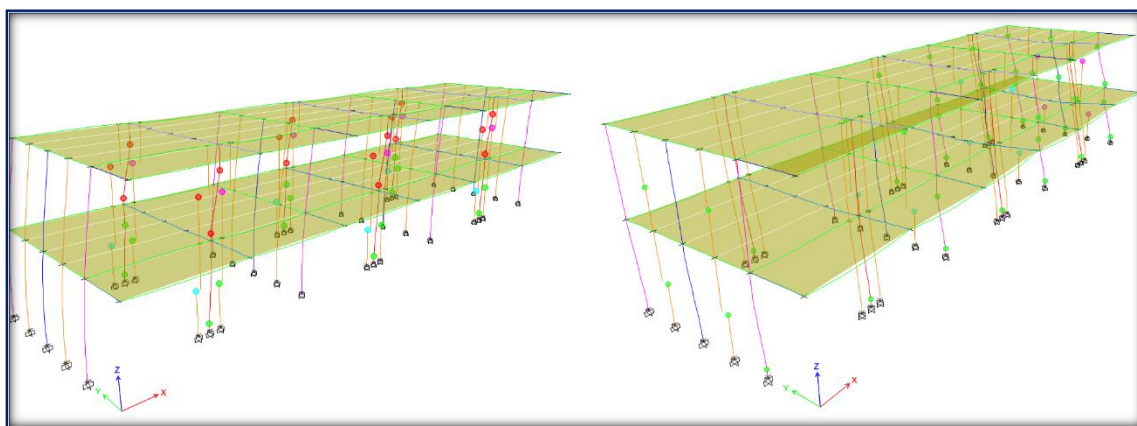


Fuente: Elaboración propia

Las rótulas plásticas para el modelamiento para las vigas y columnas serán de tipo fibra y los elementos que representan los muros de albañilería serán controlados por corte.

Posterior a la creación y asignación del pushover se corre el modelo para la obtención de la curva de capacidad y observación de la formación de rótulas plásticas.

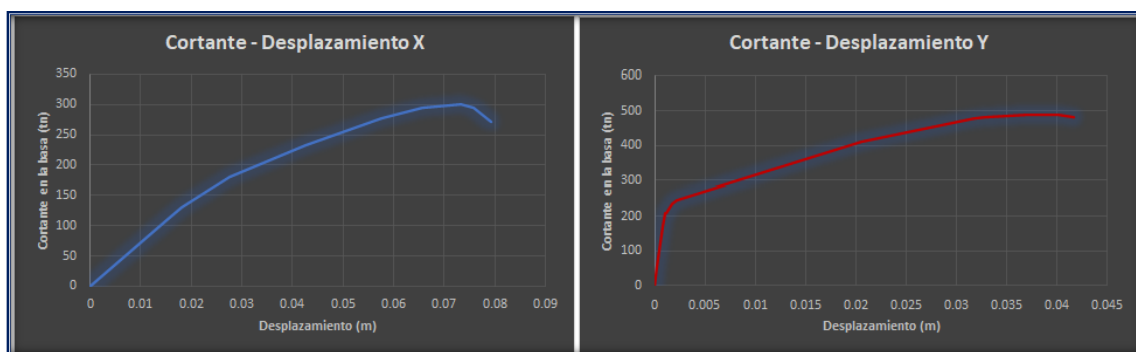
Figura 116: Formación de rótulas plásticas - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

Curvas de Capacidad

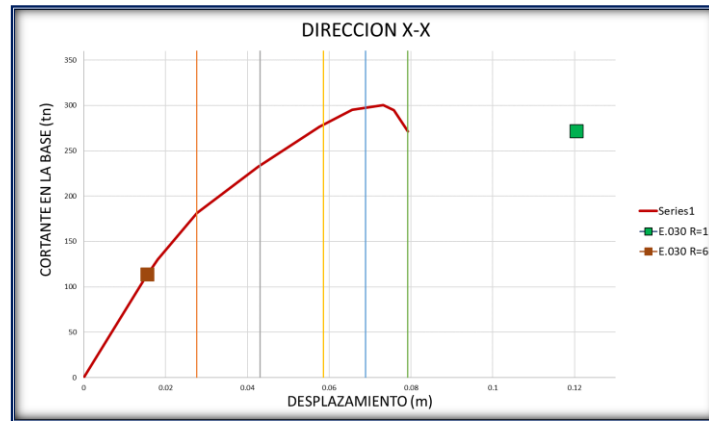
Figura 117: Curvas de Capacidad - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

Para el caso de análisis de la dirección X la estructura tiene un desplazamiento en el último nivel de 7.9 cm para una cortante última de 271.14 tn, y en la dirección Y el desplazamiento máximo que alcanza la estructura es de 4.1 cm para una cortante máxima de 481.21 tn.

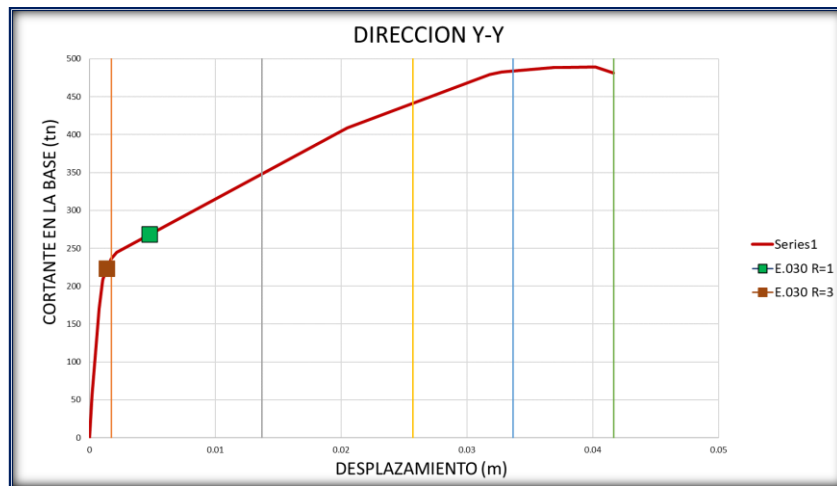
Figura 118: Desempeño dirección X - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño requerido para el espectro elástico sin factor de reducción sobrepasa los valores de la curva de capacidad en la dirección X, demostrando que en esta dirección ocurriría el colapso de la estructura ante un sismo de gran intensidad.

Figura 119: Desempeño dirección Y - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento objetivo para el espectro elástico propuesto por la norma E.030 en la dirección Y es de 0.5 cm para una cortante de 268.23 tn. Alcanzando el nivel de desempeño operacional, desempeño esperado para edificios esenciales como colegios.

Tiempo – Historia – Módulo 4

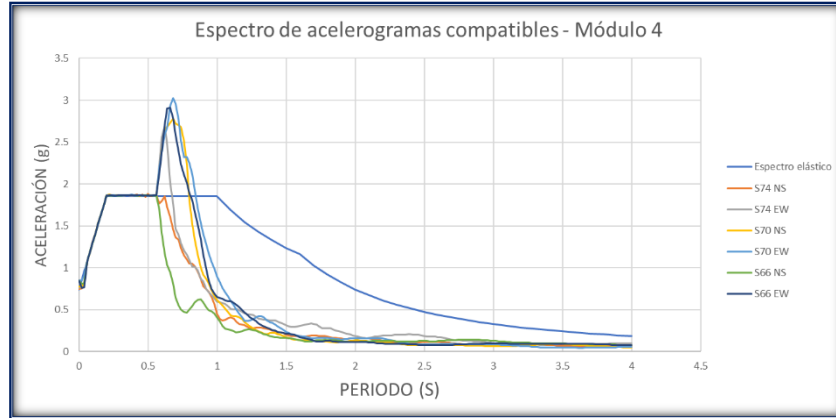
Para el Tiempo-historia se seleccionan 3 registros los cuales fueron el sismo de 1966, 1970 y 1974. Para el análisis se deben hacer compatibles estos registros en el rango de periodo de la estructura, tal como se muestra a continuación.

Tabla 42: Periodos máximos y mínimos para espectros compatibles - Módulo 4

TX	TY	0.2Tmin	1.5Tmax
0.338	0.071	0.0142	0.507

Fuente: Elaboración propia

Figura 120: Espectros de acelerogramas compatibles - Módulo 4



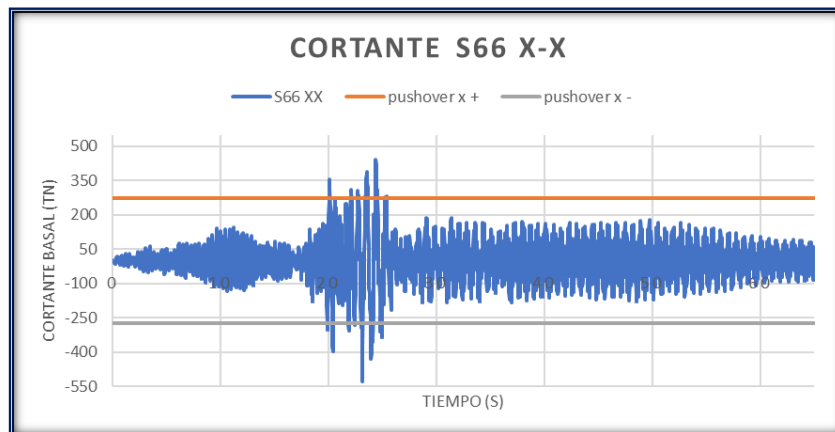
Fuente: Elaboración propia

El FEMA P 58 indica que se deben analizar un total de 11 registros y el promedio de estos serían los valores para considerar para el análisis tiempo historia, a diferencia de la norma peruana que indica que pueden ser 3 registros sísmicos y se toma el máximo de los resultados obtenidos de estos 3 registros.

Resultados del Tiempo Historia

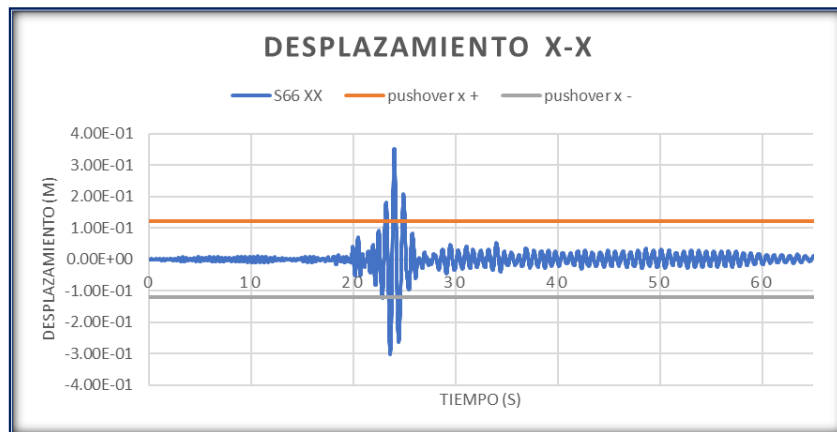
- Sismo 1966 - Dirección X

Figura 121: Cortante basal sismo de 1966 dirección X - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

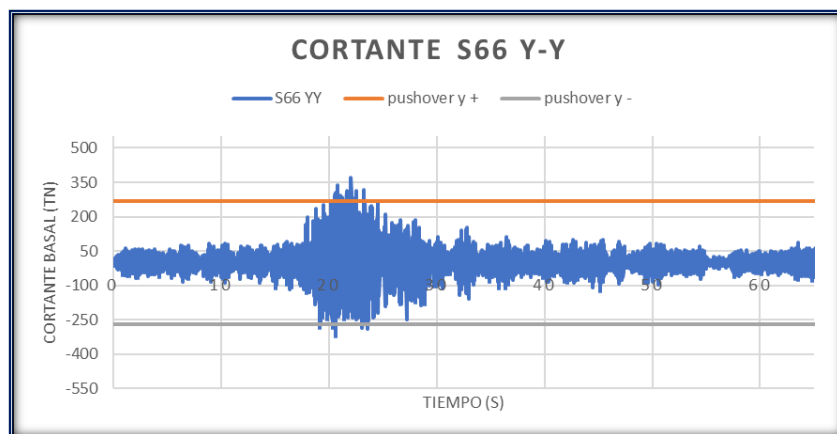
Figura 122: Desplazamiento sismo 1966 dirección X - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

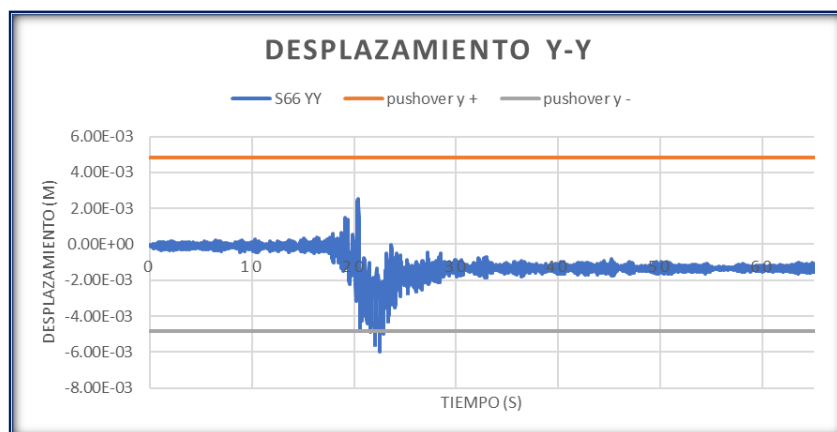
- Sismo 1966 - Dirección Y

Figura 123: Cortante basal sismo 1966 dirección Y - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

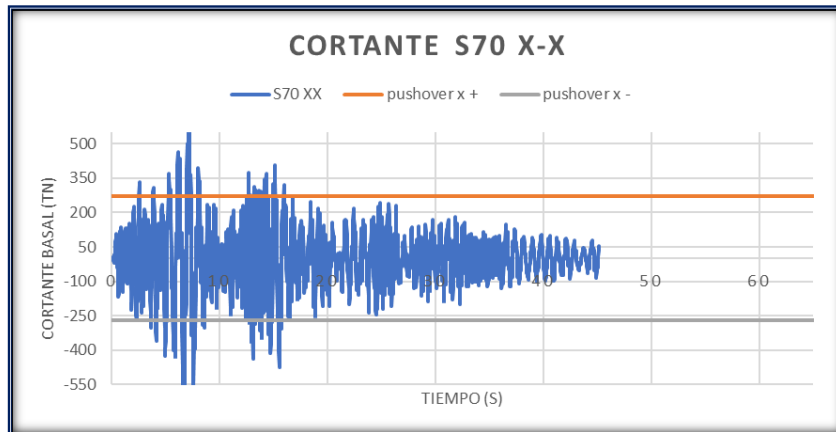
Figura 124: Desplazamiento sismo 1966 dirección Y - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

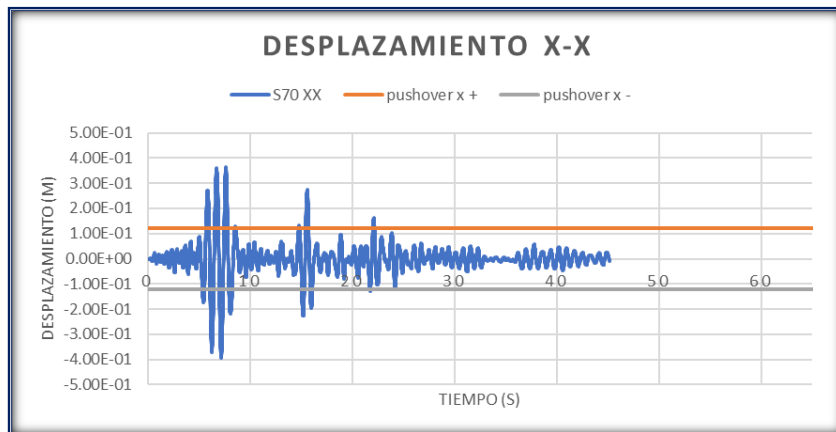
- **Sismo 1970 - Dirección X**

Figura 125: Cortante basal sismo 1970 - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

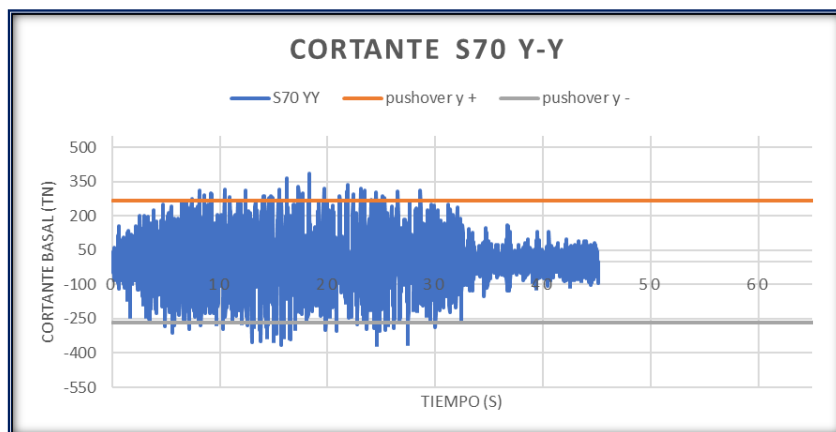
Figura 126: Desplazamiento sismo 1970 dirección X - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

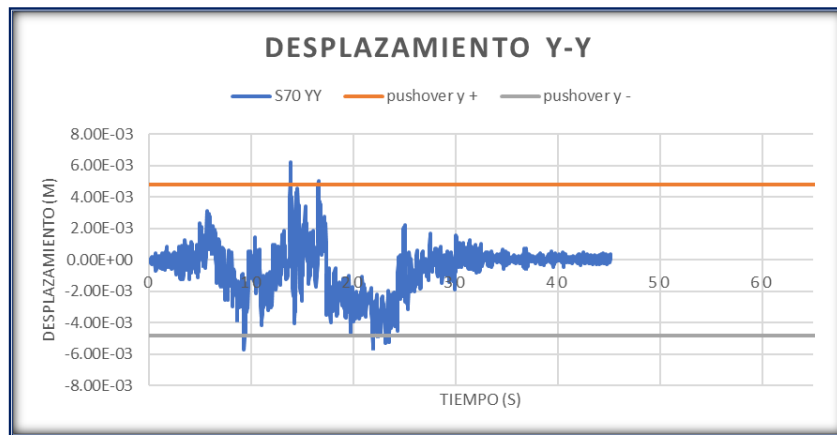
- **Sismo 1970 - Dirección Y**

Figura 127: Cortante basal sismo 1970 dirección Y - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

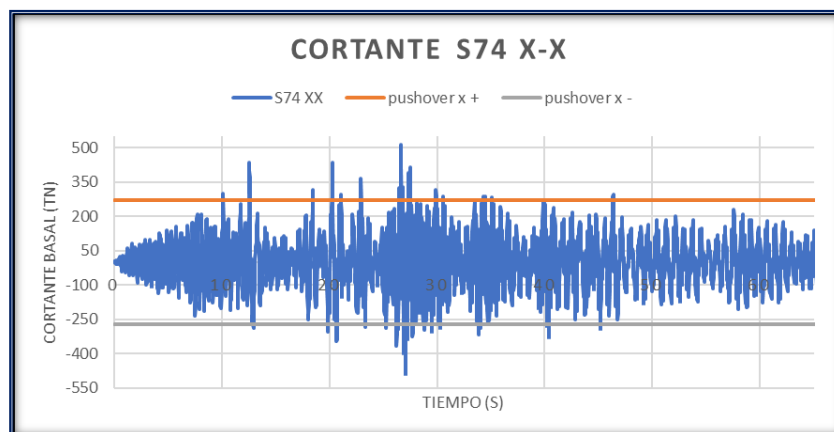
Figura 128: Desplazamiento sismo 1970 dirección Y - Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

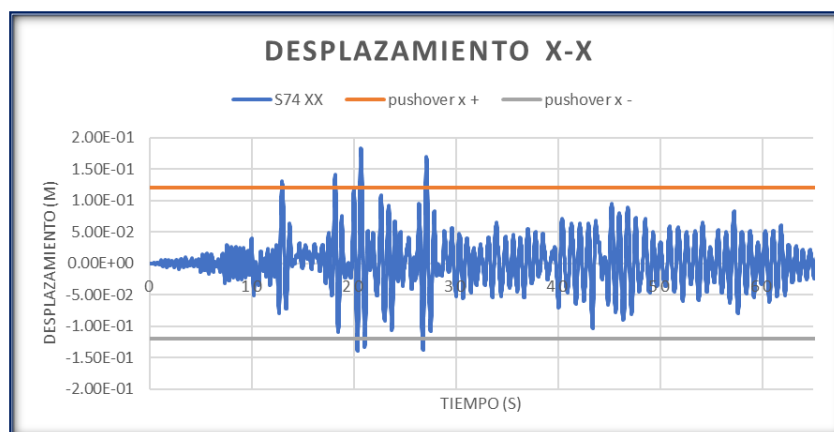
- Sismo 1974 - Dirección X

Figura 129: Cortante basal sismo 1974 dirección X - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

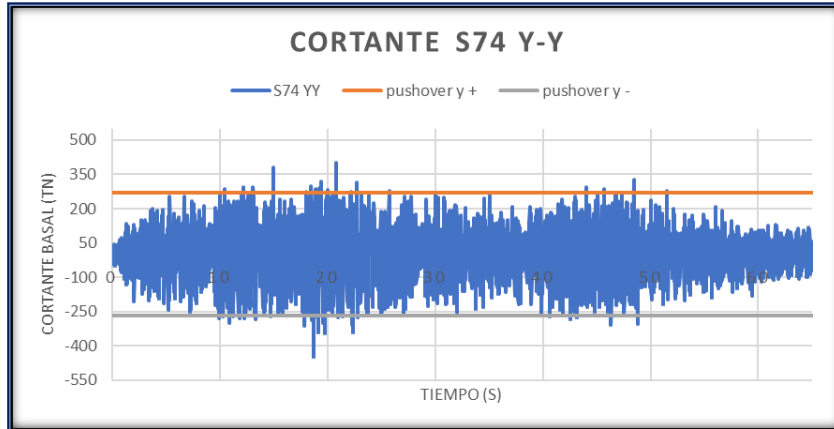
Figura 130: Desplazamiento sismo 1974 dirección X - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

• Sismo 1974 - Dirección Y

Figura 131: Cortante basal sismo 1974 dirección Y - Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

Figura 132: Desplazamiento sismo 1974 dirección Y – Módulo 4



Fuente: Elaboración propia

Figura 133: Comparación de análisis no lineales - Modulo 1

Análisis	Dirección X		Dirección X	
	Cortante basal (tn)	Dezplazamien to (cm)	Cortante basal (tn)	Dezplazamien to (cm)
TH- Sismo 1966	527.96	35.24	371.61	0.60
TH- Sismo 1970	673.32	39.21	384.37	0.63
TH- Sismo 1974	511.15	18.31	445.50	0.56
Pushover	271.14	12.06	268.23	0.48
Máximo	673.32	39.21	445.50	0.63
Promedio	495.89	26.20	367.43	0.57

Fuente: Elaboración propia

Intervención de estructuras

Luego de la evaluación de los 4 módulos de aulas se determinó que el módulo 3 y el módulo 4 necesitan una intervención para asegurar el resguardo de vida de los ocupantes y el nivel de desempeño operacional propio para estructuras esenciales.

El módulo 3 al tener un nivel de desempeño de colapso en la dirección X y de operacional en la dirección “Y” se podría optar por un reforzamiento en la dirección larga que es la más crítica, pero debido a sus modificaciones de la estructura y el acoplamiento con un módulo adjunto se optará por un nuevo diseño que abarque los ambientes necesarios por este bloque autoconstruido.

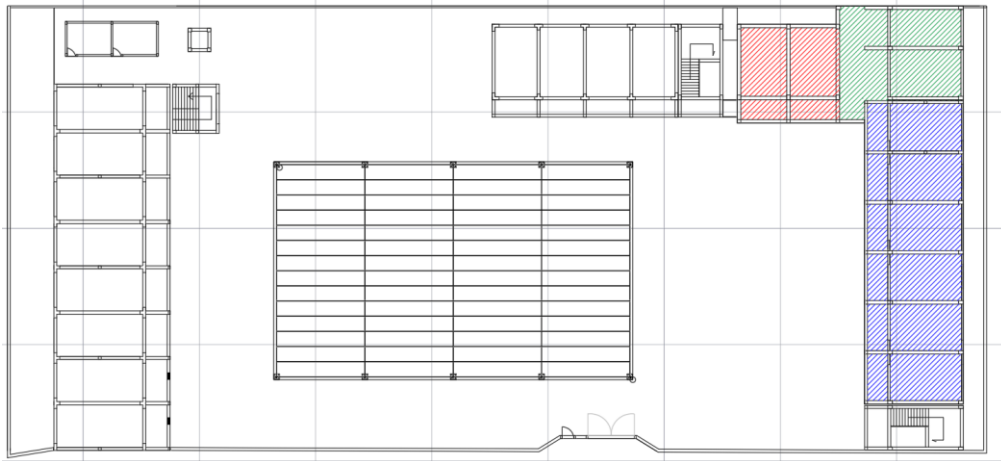
Figura 134: Junta de Módulo 3



Fuente: Elaboración propia

El módulo 4 al ser el bloque más antiguo del colegio ya cumplió su tiempo de vida con 55 años de construcción, además de no cumplir con los requisitos de desplazamientos de entrepiso a pesar de haber sido ya reforzada en la dirección más larga, inicialmente diseñado como aporticado, por muros de albañilería confinada. Añadido a esto la resistencia a la compresión del concreto se ha degradado con el paso de los años siendo en promedio de 90 kg/cm². Por lo cual se determina un nuevo diseño para este pabellón de aulas.

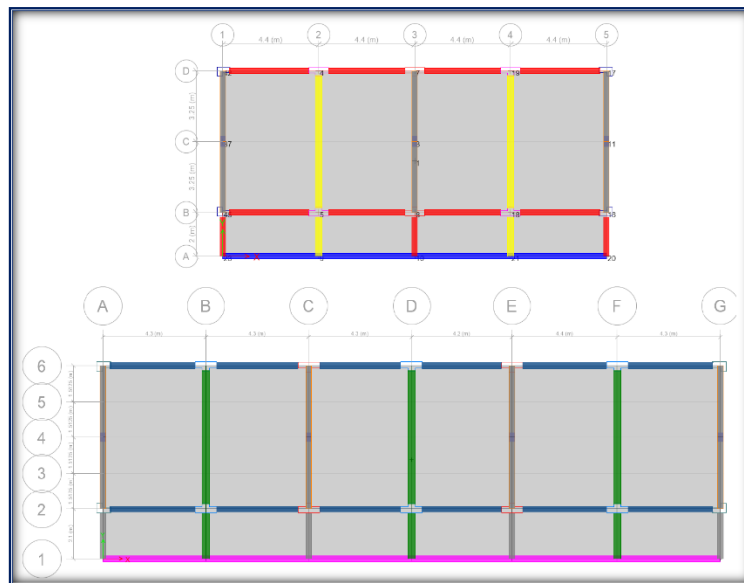
Figura 135: Áreas intervenidas para nuevo diseño de la I.E 11025



Fuente: Elaboración propia

Los módulos de las áreas que serán intervenidas se representan a través del achurado en la figura 50, en donde se abarca el modulo 3 y modulo 4 junto con la sección irregular autoconstruida entre estos bloques de aulas.

Figura 136: Vista en planta de nuevo diseño de módulo 3 y módulo 4



Fuente: Elaboración propia

Los edificios propuestos serán de concreto armado en su dirección mas larga y de albañilería confinada en su dirección perpendicular con el fin de aprovechar además este sistema para dividir los ambientes de las aulas y para ambos módulos su altura de entrepiso será de 3.20 m.

Para los modelos matemáticos al tener losas aligeradas de espesor de 20 cm constituyen diafragmas rígidos sin deformaciones en su plano.

Parámetros sísmicos

Para ambos casos los parámetros sísmicos se consideran con los mismos valores, edificios esenciales ubicados en Chiclayo clasificado con zona 4 con suelos blandos tipo S3, con sistema aporticado en la dirección X y de muros de albañilería confinada en dirección Y.

Z = 0.45	$\frac{ZUCS}{R_x} = 0.232$
U = 1.5	
S = 1.10	
C = 2.5	$\frac{ZUCS}{R_y} = 0.619$
R_x = 8	
R_y = 3	

Masas de las estructuras

A partir del modelo matemático realizado en Etabs se obtienen las masas por piso de ambos módulos como se muestra en tabla 140.

Masas por Diafragmas				
Modelo	Story	Diaphragm m	Mass X	Mass Y
			tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
Modulo 3	Story1	D1	15.94	15.94
	Story2	D2	15.94	15.94
	Story3	D3	10.89	10.89
Modulo 4	Story1	D1	22.04	22.04
	Story2	D2	22.04	22.04
	Story3	D3	15.24	15.24

Análisis de frecuencias

Al ser estructuras regulares y de pocos pisos se espera que el mayor porcentaje de masa participativa se acumule en los primeros modos como se muestra en la siguiente tabla.

Modal Participating Mass Ratios						
Modo	Modulo 3			Modulo 4		
	Period	UX	UY	Period	UX	UY
	sec			sec		
1	0.262	0.847	0.000	0.250	0.849	0.000
2	0.143	0.000	0.827	0.153	0.000	0.822
3	0.125	0.001	0.000	0.133	0.002	0.000
4	0.080	0.119	0.000	0.077	0.118	0.000
5	0.045	0.000	0.155	0.048	0.000	0.159
6	0.045	0.032	0.000	0.043	0.029	0.000
7	0.041	0.001	0.000	0.042	0.003	0.000
8	0.028	0.000	0.018	0.029	0.000	0.019
9	0.025	0.000	0.000	0.026	0.000	0.000

En ambos casos módulos en modo 1 acumula masa en la dirección X siendo el periodo de 0.262 segundos para el módulo 3 y de 0.25 para el módulo 4, mientras que modo 2 acumula la masa en la dirección Y siendo el periodo para el módulo 3 de 0.143 segundos y de 0.153 segundos para el módulo 4.

Análisis de derivas

Se analizan los desplazamientos de entrepiso para verificar que cumplan con la norma sismorresistente E.030.

Dirección de análisis	Nivel	Elevación (cm)	R	MODULO 3				MODULO 4			
				U-max (cm)	UI-N	Relat.	Deriva	U-max (cm)	UI-N	Relat.	Deriva
				Dirección X-X	Nivel 3	320	8	0.610	3.661	0.983	0.003
	Nivel 2	320	8	0.446	2.678	1.522	0.005	0.405	2.432	1.375	0.0043
	Nivel 1	320	8	0.193	1.156	1.156	0.004	0.176	1.058	1.058	0.003
Dirección Y-Y	Nivel 3	320	3	0.502	1.129	0.373	0.0012	0.582	1.309	0.440	0.0014
	Nivel 2	320	3	0.336	0.756	0.425	0.0013	0.386	0.869	0.494	0.0015
	Nivel 1	320	3	0.147	0.331	0.331	0.0010	0.167	0.375	0.375	0.0012

La estructuración propuesta para el módulo 3 cumpliría con los parámetros del reglamento sismorresistente. Su deriva máxima en la dirección X es de 0.005 y en la dirección Y es de 0.0013. Para el módulo 4 la deriva máxima correspondiente para la dirección X es de 0.0043 y para la dirección Y es de 0.0015.

Análisis Inelástico

Para el cálculo análisis inelástico se calculó previamente el área de acero correspondiente a los esfuerzos generados por las combinaciones de cargas que se mencionan en la E.060 de concreto armado. El cálculo detallado se encuentra en el anexo 5.

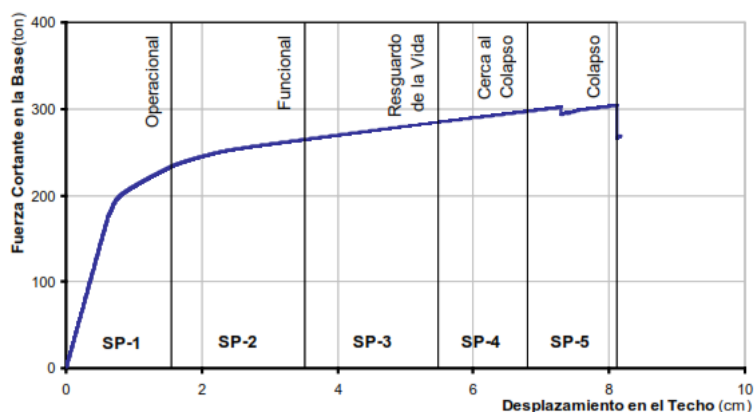
Posteriormente se ingresaron los valores de áreas de aceros a los elementos y se usó rótulas tipo fibra para el análisis no lineal de vigas y columnas, además de rotulas por corta para los elementos de albañilería confinada.

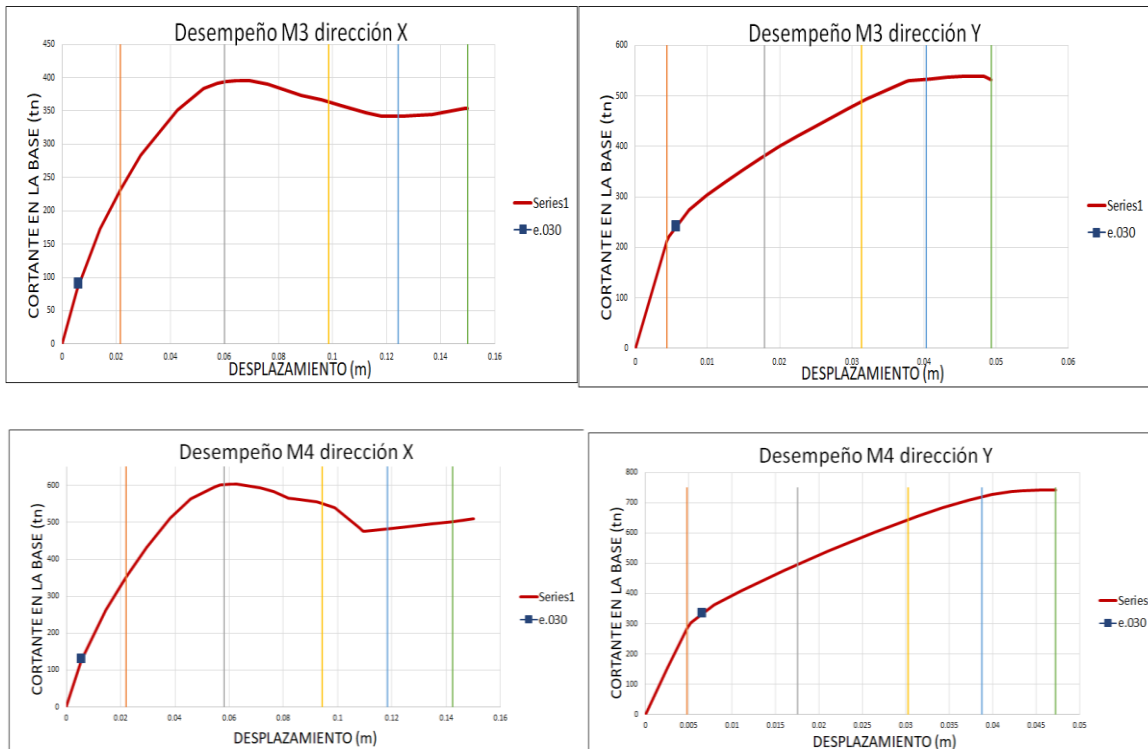
Se realizó en análisis Push-Over en ambas direcciones de la estructura hasta alcanzar el colapso, para esto se utilizó un tipo de carga gravitacional no lineal que consideraba el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga, luego se aplicó el empuje a la estructura de manera proporcional al modo fundamental de vibración para cada dirección, el modo 1 para la dirección X y el modo 2 para la dirección para ambos módulos.

Curvas de capacidad

Para la determinación del punto de desempeño se siguen los criterios propuestos por el SEAOC

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento
SP-1	Operacional	ΔY
SP-2	Funcional	$\Delta Y + 0,3 \cdot \Delta P$
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta Y + 0,6 \cdot \Delta P$
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta Y + 0,8 \cdot \Delta P$
SP-5	Colapso	$\Delta Y + \Delta P$





Para el caso de sismo propuesto por la norma correspondiente a sistema de pórticos de concreto en la dirección X ambos diseños de los módulos propuestos alcanzan un nivel de desempeño operacional, de la misma forma con el sismo propuesto en Y para el sistema de muros de albañilería confinada.

Teniendo el análisis del diseño se propone además el presupuesto que correspondería a la demolición de los módulos existentes y la construcción de los nuevos módulos.

El metrado de las partidas estás contenidas en el anexo 7.

RESUMEN DE PRESUPUESTO		
item	Descripción	Parcial S/.
1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES Y SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL	S/. 503,887.62
1.01	OBRAS PROVISIONALES	S/. 26,760.28
1.02	OBRAS PRELIMINARES	S/. 5,630.72
1.03	DESMONTAJES	S/. 62,482.50
1.04	DEMOLICIONES	S/. 289,091.72
1.05	ELIMINACION MATERIAL DE DEMOLICIONES	S/. 9,099.42
1.06	SEGURIDAD Y SALUD Y MITIGACIÓN AMBIENTAL	S/. 67,708.41
1.06.01	SEGURIDAD Y SALUD	S/. 48,689.52
1.06.02	IMPLEMENTACION, VIGILANCIA, PREVENCIÓN Y CONTROL COVID-19	S/. 19,018.89
1.07	MITIGACION AMBIENTAL	S/. 43,114.17
2	ESTRUCTURAS MODULO 3	S/. 434,030.75
2.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	S/. 89,887.18
2.01.01	EXCAVACIONES	S/. 4,938.79
2.01.02	RELLENOS	S/. 84,948.39
2.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	S/. 20,160.32
2.02.01	SOLADOS	2285..71
2.02.02	FALSO PISO	S/. 17,874.61
2.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	S/. 307,563.61
2.03.01	ZAPATAS	S/. 41,972.71
2.03.03	VIGA DE CIMENTACION	S/. 29,592.60
2.03.04	SOBRECIMENTOS ARMADOS	S/. 23,955.38
2.03.05	COLUMNAS	S/. 64,470.87
2.03.06	VIGAS	S/. 51,177.27
2.03.07	LOSAS	S/. 61,935.43
2.04	MUROS Y TABIQUES DE ALBAÑILERIA	S/. 16,419.64
3	ESTRUCTURAS MODULO 4	S/. 605,213.51
3.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	S/. 89,877.18
3.01.01	EXCAVACIONES	S/. 4,938.79
3.01.02	RELLENOS	84,948.39
3.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	S/. 42,740.32
3.02.01	SOLADOS	S/. 4,885.71
3.02.02	FALSO PISO	S/. 37,854.61
3.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	S/. 422,938.56
3.03.01	ZAPATAS	S/. 61,547.21
3.03.03	VIGA DE CIMENTACION	S/. 35,482.15
3.03.04	SOBRECIMENTOS ARMADOS	S/. 41,263.85
3.03.05	COLUMNAS	S/. 96,425.36
3.03.06	VIGAS	S/. 103,562.74
3.03.07	LOSAS	S/. 84,657.25
3.04	MUROS Y TABIQUES DE ALBAÑILERIA	S/. 49,657.45
TOTAL		S/.1,543,131.88

El presupuesto total para la construcción de los dos módulos correspondientes a 15 aulas en dos bloques de 3 niveles más la demolición de los módulos existentes sería de S/.1 543131.88.

Conclusiones

- Al evaluar los planos y la estructura existente se encontraron modificaciones en los diseños iniciales de los módulos 3 y 4, existiendo en ellos un nivel adicional autoconstruido.

- Los resultados de las muestras extraídas de los 3 sitios de exploración de suelos indican que en el terreno prevalece el tipo arena arcillosa de baja plasticidad correspondiente para un tipo de suelo S3 – suelos blandos.
- Las muestras extraídas de concreto presentaron que las edificaciones de mayor antigüedad presentan una degradación considerable de la resistencia a la compresión del concreto siendo solo el módulo 1 el que aún presentaba el f'_c mínimo para elementos de concreto armado.
- La evaluación de los 4 módulos de aulas evidenció que los módulos de mayor antigüedad no cumplen con los parámetros sismorresistentes.
- Mediante el análisis no lineal tanto Push-Over como tiempo historia se confirma que no se alcanza los niveles de desempeño esperado para estructuras esenciales en el caso del módulo 3 y 4, mientras en los módulos 1 y 2 si se presenta desempeño operacional ante un sismo severo.
- Se propone un nuevo diseño para los módulos 3 y 4 debido a las características de su antigüedad, sistema estructural, rigidez de elementos y resistencia del concreto degradada.
- Los nuevos diseños propuestos cumplen con el norma peruana siendo la máxima deriva de ambos módulos en la dirección X de 0.005 y en la dirección Y de 0.0015.

Recomendaciones

- Se debe tener en consideración la evaluación constante de las edificaciones con tiempo de vida superior a los 20 años pues a partir de ese punto se empieza a evidenciar degradación de la resistencia del concreto y otros vicios ocultos surgiendo la necesidad de una intervención.
- Se recomienda que se tenga mayor cuidado en el cambio de uso y modificaciones a la estructura que se le da a edificaciones esenciales como la de colegios pues se le agrega cargas y esfuerzos no calculados en su diseño
- El análisis tiempo historia a pesar de ser el más avanzado necesita un mayor número de registros sísmicos para dar un resultado más preciso del comportamiento estructural.

Referencias bibliográficas

- [1] H. Tavera y I. Bernal , Distribución espacial de áreas de ruptura y lagunas sísmicas en el borde oeste del Perú, Lima: Instituto Geofísico del Perú, 2005.
- [2] H. Tavera, Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en el Perú, Lima: Instituto Geofísico del Perú, 2014.
- [3] H. Tavera, Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú, Lima: Instituto Geofísico del Perú, 2020.
- [4] J. Mayhua, Diseño estructural por desempeño sísmico de un edificio de 5 pisos en el distrito de Ascensión provincia de Huancavelica, Huancayo: Universidad Continental, Facultad de Ingeniería, 2018.
- [5] E. Quiroz, Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Postgrado, 2017.
- [6] J. Quiroz, Análisis de vulnerabilidad sísmica basado en el método Hiroswawa para los colegios públicos secundarios del distrito de Chiclayo - Lambayeque, Chiclayo: Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Facultad de Ingeniería, 2020.
- [7] C. González, Análisis estático no lineal (Pushover) de estructura aportica de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10), Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2018.
- [8] R. Chacón y I. Paz, «Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana,» Lima, 2016.
- [9] M. Cienfuegos, Artist, *Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 "Virgen de la Paz" - Pacora.* [Art]. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, 2022.
- [10] C. Alcca y G. Ccerare, Análisis sísmico en el reforzamiento estructural de concreto armado en la institución educativa Corazón de Jesús, Villa el Salvador - 2020, Lima, 2020.
- [11] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica Peruana E.020: Cargas, Lima: Sencico, Primera Edición Digital, 2020.
- [12] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica Peruana. E.030: Diseño Sismorresistente, Lima: Sencico: Primera Edición Digital, 2020.
- [13] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica Peruana. E.050: Suelos y Cimentaciones, Lima: Sencico: Primera Edición Digital, 2020.
- [14] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica Peruana. E.060: Concreto Armado, Lima: Sencico: Primera Edición Digital, 2020.
- [15] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica Peruana E.070: Albañilería, Lima: Sencico: Primera Edición Digital, 2020.
- [16] American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Virginia: Publicación ASCE, 2017.
- [17] Applied Technology Council (ATC-55), FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Washington, 2005.

- [18] American Society of Civil Engineers, FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Virginia: ASCE, 2000.
- [19] Applied Technology Council, ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California, 1996.
- [20] H. Tavera, Peligro Sísmico en Lima y el país, Lima: Prevención, 2001.
- [21] SEAOC, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, California: VISION 2000, 1995.
- [22] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, R. Park y ASCE, Theoretical Stress-Strain model for confined concrete, California, 1988.

Anexos

Anexo 1: Documentos de autorización para la tesis en la institución educativa

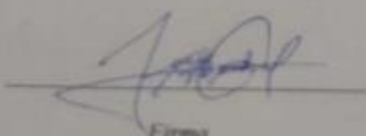
DECLARACIÓN JURADA

Yo, **Cabanillas Vilchez, Luis Alejandro**, de nacionalidad peruana; con documento nacional de identidad N° 72553778, domiciliado en la provincia de Chiclayo Urb. La Plata Mz G Lote 26, estudiante de Ingeniería Civil Ambiental de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, del curso de Proyecto de Tesis – Ciclo académica 2021 – II, DECLARO BAJO JURAMENTO que:


Verifiqué la no duplicidad del proyecto de tesis titulado: **Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la I.E N°11025 Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea – La Victoria – Chiclayo**, de verificarse que si existe el tema antes mencionado me pongo a plena disposición para las sanciones emitas por la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo según corresponda.

La verificación de la no duplicidad se realizó en la medida que se pudo por la coyuntura nacional debido al Covid-19.

Chiclayo, 11 de noviembre de 2021


Firma

*Luis Alejandro Cabanillas Vilchez
D.N.I. 72553778*


Huella
Dactilar



INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°11025
“JUAN PABLO VIZCARDO Y GUZMÁN ZEA”
 RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 3831 – 20– 08 – 63
 PRIMARIA – SECUNDARIA
 AV. Manuel Seoane 1250 La Victoria. Teléfono: 979807530

“Año del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia”

La Victoria, 11 de noviembre de 2021

Dr. Ing. Maximiliano Arroyo Ulloa

Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.

Presente. -

ASUNTO: Respuesta a Solicitud para realizar investigación.

Mediante la presente me dirijo a usted para expresarle mi cordial saludo a nombre de nuestra institución Educativa “Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea”, y a la vez dar respuesta a la solicitud presentada con fecha 11 de noviembre de 2021.

A través del presente le comunico que se **AUTORIZA** la realización de la investigación del estudiante LUIS ALEJANDRO CABANILLAS VILCHEZ identificado con DNI N° 72553778 y código universitario 152AD61435 de la ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL, con el proyecto de tesis denominado: "EVALUACIÓN Y DISEÑO POR DESEMPEÑO DE INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA JUAN PABLO VIZCARDO Y GUZMÁN ZEA - LA VICTORIA - CHICLAYO - LAMBAYEQUE".

Atentamente,



Patricia E. Barrientos López
 DIRECTORA

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENÍA
ESCUELA DE INGENÍA CIVIL AMBIENTAL
LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES

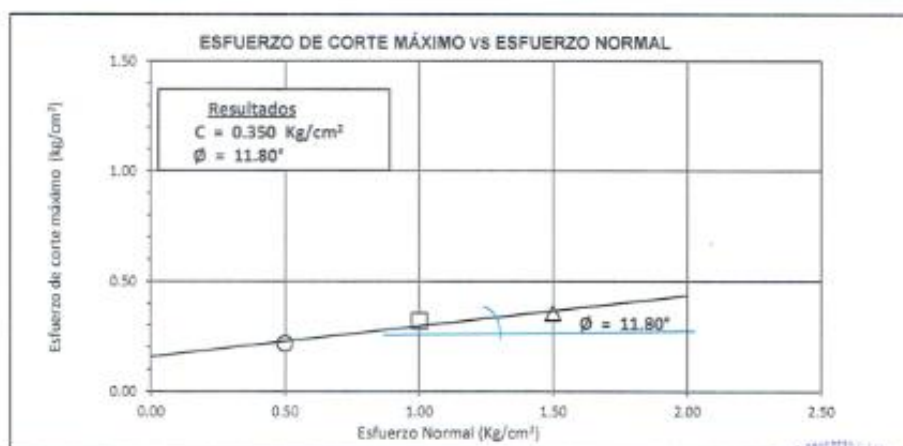
Atención : ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
Solicitante : Escuela de Ingeniería Civil Ambiental
Proyecto : "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la I.E N°11026 Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zes – La Victoria - Chiclayo".
Lugar : Dist.La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque.
Fecha de emisión : Chiclayo, 27 de Abril del 2022

ENSAYO: SUELOS. Método de ensayo para el ensayo de corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas no drenadas.
REFERENCIA: N.T.P. 339 171 - 2002 / ASTM D - 3080

Calicata : C - 1
Muestra : M - 1

Profundidad : 1.00- 1.50 mts

SUCS: CL
Estado: Remoldeado



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tecista: CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO
 Escuela: Ingeniería Civil Ambiental
 Tesis: "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la LE N°11026 Juan Pablo Vizcaro y Guzmán Zea - La Victoria - Chiclayo".
 Lugar: Dist. La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque.
 Fecha de emisión: Chiclayo, 10 de Septiembre del 2022

ENSAYO: SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico
 SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo
 SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
 NORMA DE REFERENCIA: N.T.P. 399.128.1999
 N.T.P. 399.131
 N.T.P. 399.127.1998

Calicata: C-02 Muestra: M-2 Profundidad: 0.00m. - 0.50m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	18.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	1.0	99.0
N° 10	2.000	6.6	93.4
N° 20	0.850	13.7	86.3
N° 60	0.300	23.7	76.3
N° 100	0.150	46.1	53.9
N° 200	0.075	49.2	50.8

Distribución granulométrica		
% Grava	G.G. %	0.0
	G.F. %	1.0
	A.G. %	5.5
% Arena	A.M. %	11.7
	A.F. %	31.0
	% Arcilla y Limo	50.8
Total		100.0

Ensayo de Limite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	42.83 (%)
Límite Plástico (LP)	24.90 (%)
Índice Plástico (IP)	17.92 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo: Arcilla arenosa de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (6)
Descripción: MALO	

Contenido de Humedad	
	25.4



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Testista: CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO
Escuela: Ingeniería Civil Ambiental
Tesis: Tesis "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la I.E N°11025 Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea - La Victoria - Chiclayo".
Lugar: Dist. La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque.
Fecha de emisión: Chiclayo, 10 de Septiembre del 2022

ENSAYO: SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico
 SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo
 SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
NORMA DE REFERENCIA: N.T.P. 399.128: 1999
 N.T.P. 399.131
 N.T.P. 339.127: 1998

Calicata: C-03

Muestra: M-2

Profundidad: 0.50m. - 2.00m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados Retenido	% Acumulados Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	1.3	98.7
N° 10	2.000	8.4	91.6
N° 20	0.850	13.4	86.6
N° 50	0.300	22.6	77.4
N° 100	0.150	39.2	60.8
N° 200	0.075	40.6	59.4

Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F. %	1.3	1.3
	A.G. %	7.1	
% Arena	A.M. %	9.0	
	A.F. %	23.2	39.3
	% Arcilla y Limo	59.4	59.4
Total		100.0	100.0

Ensayo de Limite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	42.27 (%)
Límite Plástico (LP)	25.81 (%)
Índice Plástico (IP)	16.46 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo	
Arcilla arenosa de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (6)
Descripción	
MALO	



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



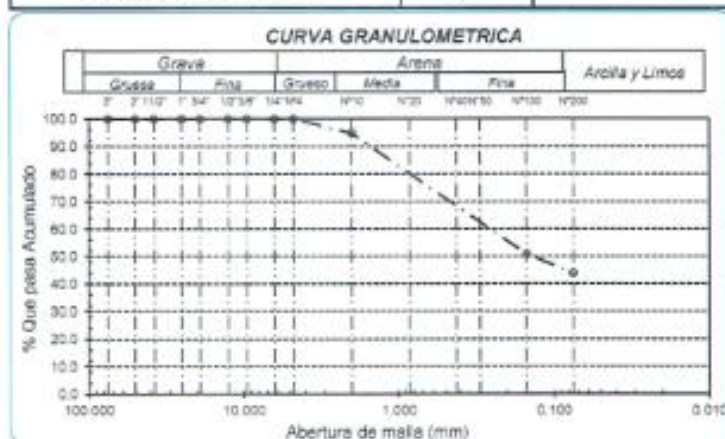
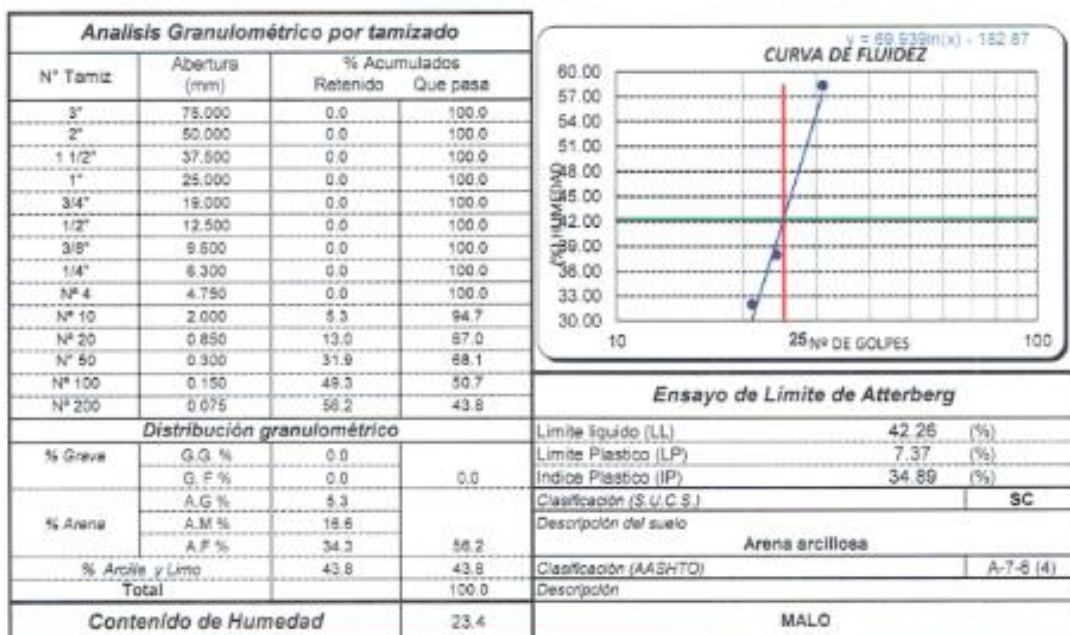
Tesista: CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO
Escuela: Ingeniería Civil Ambiental
Tesis: "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la LE N°11025 Juan Pablo Vizcardo y Guzmán Zea - La Victoria - Chiclayo".
Lugar: Dist. La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque.
Fecha de emisión: Chiclayo, 10 de Septiembre del 2022.

ENSAYO: SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico
SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo
SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
NORMA DE REFERENCIA: N.T.P. 399.128: 1999
N.T.P. 399.131
N.T.P. 339.127: 1996

Calicata: C-01

Muestra: M-1

Profundidad: 0.00m. - 0.50m.



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



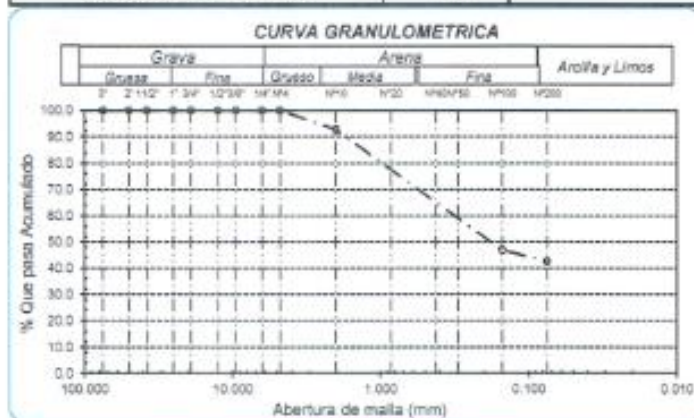
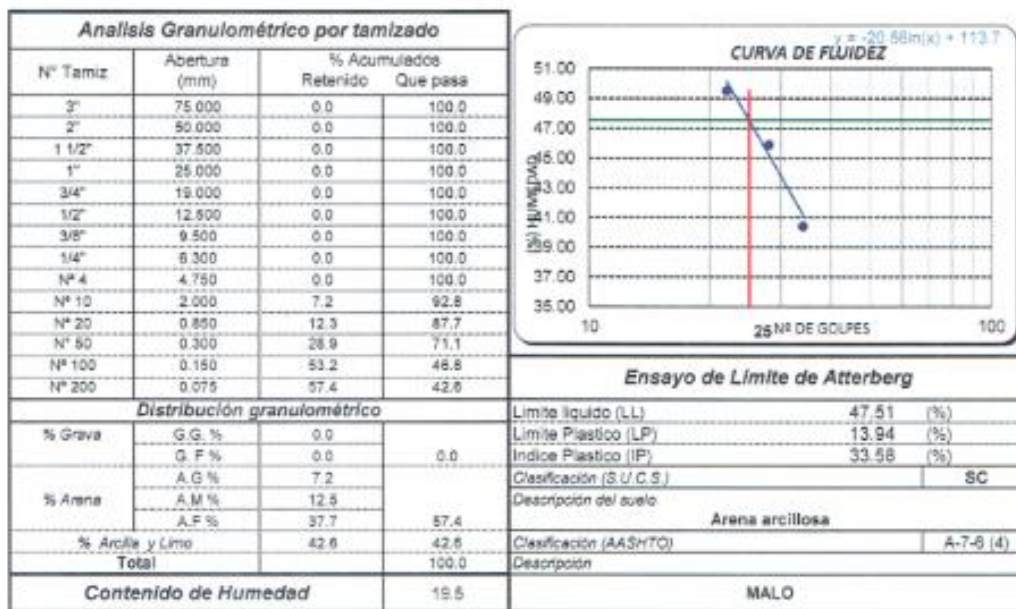
Tesista: CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO
Escuela: Ingeniería Civil Ambiental
Tesis: "Evaluación sísmoresistente y propuesta de diseño por desempeño de la I.E N°11025 Juan Pablo Vizcaro y Guzmán Zea - La Victoria - Chiclayo".
Lugar: Dist. La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque.
Fecha de emisión: Chiclayo, 10 de Septiembre del 2022.

ENSAYO: SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico
SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo
SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
NORMA DE REFERENCIA: N.T.P. 399.128 : 1999
N.T.P. 399.131
N.T.P. 338.127 : 1998

Calicata: C-01

Muestra: M-1

Profundidad: 0.00m. - 0.50m.



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista: CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO
 Escuela: Ingeniería Civil Ambiental
 Tesis: Tesis "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la I.E N°11025 Juan Pablo Vizcaro y Guzmán Zea - La Victoria - Chiclayo".
 Lugar: Dist. La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque.
 Fecha de emisión: Chiclayo, 10 de Septiembre del 2022

ENSAYO: SUELO Método de ensayo para el análisis granulométrico
 SUELO Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo
 SUELOS Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
 NORMA DE REFERENCIA: N.T.P. 399.128: 1999
 N.T.P. 399.131
 N.T.P. 339.127: 1998

Calicata: C-03

Muestra: M-1

Profundidad: 0.00m. - 0.50m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	3.3	96.7
N° 20	0.850	9.9	90.1
N° 60	0.300	28.2	71.8
N° 100	0.150	48.8	53.4
N° 200	0.075	52.6	47.4


Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F. %	0.0	0.0
% Arena	A.G. %	3.3	
	A.M. %	16.7	
	A.F. %	32.6	52.6
% Arcilla y Limo		47.4	47.4
Total			100.0


Contenido de Humedad	
	23.4

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	57.11 (%)
Límite Plástico (LP)	28.68 (%)
Índice Plástico (IP)	28.43 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	SC
Descripción del suelo	Arena arcillosa
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (10)
Descripción	MALO



Anexo 4: Resultados de Ensayos de Diamantina

		Probgación Bobgnesi Km. 3.5 Chiclayo – Lambayeque R.U.C. 20480781334 Email: servicios@lemswyceirl.com										
				INFORME DE ENSAYO								
		Pag. 01 de 01										
Solicitante : CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO Obra / Proyecto : Tesis "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la IE N°11025 Juan Pablo Ubicación : Dist.La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque. Fecha de Recepción : 07/05/2022 Fecha de Emisión : Pimentel, 12 de mayo del 2022.												
ENSAYO : HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto). HORMIGÓN (CONCRETO) Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto, en muestras cilíndricas. 3ª Edición.												
NORMA DE REFERENCIA : NTP 339.059:2001 NTP 339.034:2013												
Muestra Nº	(*) Denominación ó descripción del Nucleo Extraído (Elemento).	(*) f _c Diseño (kg/cm ²)	Fecha de Extracción	Fecha de ensayo	Altura (cm)	Diámetro (cm)	P.U.C. (Kg/m ³)	Relación (L/D)	Carga (Kgf)	Factor de corrección	f _c (kg/cm ²)	f _c (%)
D-1	MUESTRA N°01 - Columna	210	07/05/2022	13/05/2022	13.8	7.6	2,253	1.83	9455	1.000	211	101
D-2	MUESTRA N°02 - Viga	210	07/05/2022	13/05/2022	11.5	7.6	3,019	1.52	5916	0.963	127	61
D-3	MUESTRA N°03 - Columna	210	07/05/2022	13/05/2022	10.2	7.6	3,068	1.35	7825	0.948	175	83
Donde: - (*) : Dato del Solicitante. - L : Altura del Nucleo ensayada. - D : Diametro del Nucleo ensayada. - P.U.C. : Peso Unitario del Concreto.												
NOTA ILUSTRATIVA: Una muestra de concreto de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones la constituyen tres muestras (Diamantina), para cada edad y calidad de concreto.												

		Probgación Bobgnesi Km. 3.5 Chiclayo – Lambayeque R.U.C. 20480781334 Email: servicios@lemswyceirl.com										
				INFORME DE ENSAYO								
		Pag. 01 de 01										
Solicitante : CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO Obra / Proyecto : Tesis "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la IE N°11025 Juan Pablo Ubicación : Dist.La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque. Fecha de Emisión : Pimentel, 12 de mayo del 2022												
ENSAYO : HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto). HORMIGÓN (CONCRETO) Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto, en muestras cilíndricas. 3ª Edición.												
NORMA DE REFERENCIA : NTP 339.059:2001 NTP 339.034:2013												
Muestra Nº	(*) Denominación ó descripción del Nucleo Extraído (Elemento).	(*) f _c Diseño (kg/cm ²)	Fecha de Extracción	Fecha de ensayo	Altura (cm)	Diámetro (cm)	P.U.C. (Kg/m ³)	Relación (L/D)	Carga (Kgf)	Factor de corrección	f _c (kg/cm ²)	f _c (%)
D-10	MUESTRA N°10 - Columna lateral	210	07/05/2022	12/05/2022	13.5	7.6	2,304	1.79	11338	1.000	253	121
D-11	MUESTRA N°11 - Columna central	210	07/05/2022	12/05/2022	15.1	7.6	2,303	2.00	15678	1.000	350	167
D-12	MUESTRA N°12 - Viga Central	210	07/05/2022	12/05/2022	13.5	7.6	2,317	1.79	7594	1.000	170	81
Donde: - (*) : Dato del Solicitante. - L : Altura del Nucleo ensayada. - D : Diametro del Nucleo ensayada. - P.U.C. : Peso Unitario del Concreto.												
NOTA ILUSTRATIVA: Una muestra de concreto de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones la constituyen tres muestras (Diamantina), para cada edad y calidad de concreto.												

Muestra Nº	(*)Denominación ó descripción del Nucleo Extraído (Elemento).	(*) f _c Diseño (kg/cm ²)	Fecha de Extracción	Fecha de ensayo	Altura (cm)	Diámetro (cm)	P.U.C. (Kg/m ³)	Relación (L/D)	Carga (Kgf)	Factor de corrección	f _c (kg/cm ²)	f _c (%)
D-7	MUESTRA N°04 - Columna	210	07/05/2022	13/05/2022	13.3	7.6	2,334	1.77	6141	1.000	137	65
D-8	MUESTRA N°05 - Columna	210	07/05/2022	13/05/2022	13.6	7.6	2,543	1.81	4502	1.000	101	48
D-9	MUESTRA N°06 - Viga	210	07/05/2022	13/05/2022	14.7	7.6	2,137	1.94	6397	1.000	143	68

Donde:

- (*) : Dato del Solicitante. - L : Altura del Nucleo ensayada. **119**

- D : Diametro del Nucleo ensayada. - P.U.C. : Peso Unitario del Concreto.

NOTA ILUSTRATIVA: Una muestra de concreto de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones la constituyen tres muestras (Diamantina), para cada edad y calidad de concreto.

Muestra Nº	(*)Denominación ó descripción del Nucleo Extraído (Elemento).	(*) f _c Diseño (kg/cm ²)	Fecha de Extracción	Fecha de ensayo	Altura (cm)	Diámetro (cm)	P.U.C. (Kg/m ³)	Relación (L/D)	Carga (Kgf)	Factor de corrección	f _c (kg/cm ²)	f _c (%)
D-4	MUESTRA N°04 - Viga	210	07/05/2022	12/05/2022	16.0	7.6	1,952	2.11	4231	1.000	95	45
D-5	MUESTRA N°05 - Columna	210	07/05/2022	12/05/2022	10.0	7.6	3,461	1.33	4192	0.939	88	42
D-6	MUESTRA N°06 - Columna	210	07/05/2022	12/05/2022	13.0	7.6	2,403	1.73	2720	0.978	61	29

Donde:

- (*) : Dato del Solicitante. - L : Altura del Nucleo ensayada.

- D : Diametro del Nucleo ensayada. - P.U.C. : Peso Unitario del Concreto.

NOTA ILUSTRATIVA: Una muestra de concreto de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones la constituyen tres muestras (Diamantina), para cada edad y calidad de concreto.

INFORME DE ENSAYO

Pag. 01 de 01

Solicitante : CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO
Obra / Proyecto : Tesis "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la IE N°11025 Juan Pablo
Ubicación : Dist.La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque.
Fecha de Emisión : Pimentel, 12 de mayo del 2022.

ENSAYO : HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto).
HORMIGÓN (CONCRETO) Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto, en muestras cilíndricas. 3ª Edición.

NORMA DE REFERENCIA : NTP 339.059:2001
NTP 339.034:2013

Muestra Nº	(*)Denominación ó descripción del Nucleo Extraído (Elemento).	(*) f _c Diseño (kg/cm ²)	Fecha de Extracción	Fecha de ensayo	Altura (cm)	Diámetro (cm)	P.U.C. (Kg/m ³)	Relación (L/D)	Carga (Kgf)	Factor de corrección	f _c (kg/cm ²)	f _c (%)
D-7	MUESTRA N°04 - Columna	210	07/05/2022	13/05/2022	13.3	7.6	2,334	1.77	6141	1.000	137	65
D-8	MUESTRA N°05 - Columna	210	07/05/2022	13/05/2022	13.6	7.6	2,543	1.81	4502	1.000	101	48
D-9	MUESTRA N°06 - Viga	210	07/05/2022	13/05/2022	14.7	7.6	2,137	1.94	6397	1.000	143	68

Donde:

- (*) : Dato del Solicitante. - L : Altura del Nucleo ensayada. **119**

- D : Diametro del Nucleo ensayada. - P.U.C. : Peso Unitario del Concreto.

NOTA ILUSTRATIVA: Una muestra de concreto de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones la constituyen tres muestras (Diamantina), para cada edad y calidad de concreto.

INFORME DE ENSAYO

Pag. 01 de 01

Solicitante : CABANILLAS VILCHEZ LUIS ALEJANDRO
Obra / Proyecto : Tesis "Evaluación sismorresistente y propuesta de diseño por desempeño de la IE N°11025 Juan Pablo
Ubicación : Dist.La Victoria, Prov. Chiclayo, Depart. Lambayeque.
Fecha de Emisión : Pimentel, 12 de mayo del 2022.

ENSAYO : HORMIGÓN (CONCRETO): Método para obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón (concreto).
HORMIGÓN (CONCRETO) Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto, en muestras cilíndricas. 3ª Edición.

NORMA DE REFERENCIA : NTP 339.059:2001
NTP 339.034:2013

Muestra Nº	(*)Denominación ó descripción del Nucleo Extraído (Elemento).	(*) f _c Diseño (kg/cm ²)	Fecha de Extracción	Fecha de ensayo	Altura (cm)	Diámetro (cm)	P.U.C. (Kg/m ³)	Relación (L/D)	Carga (Kgf)	Factor de corrección	f _c (kg/cm ²)	f _c (%)
D-4	MUESTRA N°04 - Viga	210	07/05/2022	12/05/2022	16.0	7.6	1,952	2.11	4231	1.000	95	45
D-5	MUESTRA N°05 - Columna	210	07/05/2022	12/05/2022	10.0	7.6	3,461	1.33	4192	0.939	88	42
D-6	MUESTRA N°06 - Columna	210	07/05/2022	12/05/2022	13.0	7.6	2,403	1.73	2720	0.978	61	29

Donde:

- (*) : Dato del Solicitante. - L : Altura del Nucleo ensayada.

- D : Diametro del Nucleo ensayada. - P.U.C. : Peso Unitario del Concreto.

NOTA ILUSTRATIVA: Una muestra de concreto de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones la constituyen tres muestras (Diamantina), para cada edad y calidad de concreto.

Anexo 5. Cálculo de acero de nuevos diseños de módulos 3 y 4

MODULO ND	3	VIGA	101	TRAMO	AB
------------------	----------	-------------	------------	--------------	-----------

$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $b = 0.25$
 $re = 0.06 \text{ m}$ $\phi = 0.90$ $ln = 2.00$

REFUERZO LONGITUDINAL

$h =$	0.65	m	$h =$	0.65	m	$h =$	0.65
$d =$	0.59	m	$d =$	0.59	m	$d =$	0.59
As.min =	3.56	cm ²	As.min =	3.56	cm ²	As.min =	3.56
As.max =	31.97	cm ²	As.max =	31.97	cm ²	As.max =	31.97
Mu (-) =	0.00	tnf-m	Mu (-) =	3.27	tnf-m	Mu (-) =	13.06
Mu (+) =	0.00	tnf-m	Mu (+) =	0.00	tnf-m	Mu (+) =	0.00
a (-) =	0.00	cm	a (-) =	1.40	cm	a (-) =	5.80
a (+) =	0.00	cm	a (+) =	0.00	cm	a (+) =	0.00
As.req (-) =	3.56	cm ²	As.req (-) =	3.56	cm ²	As.req (-) =	6.16
As.req (+) =	3.56	cm ²	As.req (+) =	3.56	cm ²	As.req (+) =	3.56

Acero de refuerzo superior						
2	Ø	5/8		2	Ø	5/8
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2
As.real =	3.98	cm ²		3.98	cm ²	6.82

Acero de refuerzo inferior						
2	Ø	5/8		2	Ø	5/8
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2
As.real =	3.98	cm ²		3.98	cm ²	3.98

Longitud de bastones superiores

as =	0.00	cm ²	as =	0.00	cm ²	as =	3.98
a =	0.00	cm	a =	0.00	cm	a =	3.75
m =	0.00	tnf-m	m =	0.00	tnf-m	m =	8.59
lb =	0.00	cm	lb =	0.00	cm	lb =	45.00
Lb.min =	0.00	cm	Lb.min =	0.00	cm	Lb.min =	132.53
Lb =	0.00	cm	Lb =	0.00	cm	Lb =	135.00

Longitud de bastones inferiores

as =	0.00	cm ²	as =	0.00	cm ²	as =	0.00
a =	0.00	cm	a =	0.00	cm	a =	0.00
m =	0.00	tnf-m	m =	0.00	tnf-m	m =	0.00
lb =	0.00	cm	lb =	0.00	cm	lb =	0.00
Lb.min =	0.00	cm	Lb.min =	0.00	cm	Lb.min =	0.00
Lb =	0.00	cm	Lb =	0.00	cm	Lb =	0.00

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) =	3.75	cm	a.real (-) =	6.42	cm
φMn (-) =	8.59	tnf-m	φMn (-) =	14.38	tnf-m
a.real (+) =	3.75	cm	a.real (+) =	3.75	cm
φMn (+) =	8.59	tnf-m	φMn (+) =	8.39	tnf-m
Mpr.sup (i) =	9.55	tnf-m	Mpr.sup (d) =	15.98	tnf-m
Mpr.inf (i) =	9.55	tnf-m	Mpr.inf (d) =	9.33	tnf-m
Wm =	2.23	tnf/m			
Wv =	1.76	tnf/m			
Wu =	4.99	tnf/m			
Vu (i).sup =	17.75	tnf	Vu (d).sup =	14.43	tnf
Vu (i).inf =	1.77	tnf	Vu (d).inf =	-4.45	tnf
Vud =	17.75	tnf			
Vc =	11.33	tnf			
φVc =	9.63	tnf			
Vs.lim =	44.89	tnf			
Vs =	11.26	tnf			
Ø.estrobo =	3/8	"			
Av =	0.71	cm ²			
s.calculado =	31.26	cm			
zona.conf =	118	cm			

1	@	0.05
12	@	0.10
resto	@	20

MODULO ND	3	VIGA	101	TRAMO	BC
-----------	---	------	-----	-------	----



fc = 210.00 kg/cm ²	fy = 4200.00 kg/cm ²	b = 0.25 m
re = 0.06 m	φ = 0.90	ln = 3.13 m

REFUERZO LONGITUDINAL

h = 0.30 m	h = 0.30 m	h = 0.30 m
d = 0.24 m	d = 0.24 m	d = 0.24 m
As.min = 1.45 cm ²	As.min = 1.45 cm ²	As.min = 1.45 cm ²
As.max = 13.01 cm ²	As.max = 13.01 cm ²	As.max = 13.01 cm ²
Mu (-) = 1.64 tnf-m	Mu (-) = 0.00 tnf-m	Mu (-) = 1.66 tnf-m
Mu (+) = 0.00 tnf-m	Mu (+) = 0.83 tnf-m	Mu (+) = 0.00 tnf-m
a (-) = 1.77 cm	a (-) = 0.00 cm	a (-) = 1.79 cm
a (+) = 0.00 cm	a (+) = 0.88 cm	a (+) = 0.00 cm
As.req (-) = 1.88 cm ²	As.req (-) = 1.45 cm ²	As.req (-) = 1.90 cm ²
As.req (+) = 1.45 cm ²	As.req (+) = 1.45 cm ²	As.req (+) = 1.45 cm ²

Acero de refuerzo superior										
2	Ø	5/8		2	Ø	5/8		2	Ø	5/8
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		0	Ø	1/2
As.real = 3.98 cm ²			As.real = 3.98 cm ²			As.real = 3.98 cm ²				

Acero de refuerzo inferior										
2	Ø	5/8		2	Ø	5/8		2	Ø	5/8
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		0	Ø	1/2
As.real = 3.98 cm ²			As.real = 3.98 cm ²			As.real = 3.98 cm ²				

Longitud de bastones superiores

as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²
a = 0.00 cm	a = 0.00 cm	a = 0.00 cm
m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m
lb = 0.00 cm	lb = 0.00 cm	lb = 0.00 cm
Lb.min = 0.00 cm	Lb.min = 0.00 cm	Lb.min = 0.00 cm
Lb = 0.00 cm	Lb = 0.00 cm	Lb = 0.00 cm

Longitud de bastones inferiores

as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²
a = 0.00 cm	a = 0.00 cm	a = 0.00 cm
m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m
lb = 5.00 cm	lb = 5.00 cm	lb = 5.00 cm
Lb.min = 63.35 cm	Lb.min = 63.35 cm	Lb.min = 63.35 cm
Lb = 65.00 cm	Lb = 65.00 cm	Lb = 65.00 cm

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) = 3.75 cm	a.real (-) = 3.75 cm	
φMn (-) = 3.33 tnf-m	φMn (-) = 3.33 tnf-m	
a.real (+) = 3.75 cm	a.real (+) = 3.75 cm	
φMn (+) = 3.33 tnf-m	φMn (+) = 3.33 tnf-m	
Mpr.sup (i) = 3.70 tnf-m	Mpr.sup (d) = 3.70 tnf-m	
Mpr.inf (i) = 3.70 tnf-m	Mpr.inf (d) = 3.70 tnf-m	
Wm = 1.06 tnf/m		
Wv = 0.81 tnf/m		
Wu = 2.33 tnf/m		
Vu (i).sup = 6.01 tnf	Vu (d).sup = 6.01 tnf	
Vu (i).inf = 3.64 tnf	Vu (d).inf = 1.28 tnf	
Vud = 6.01 tnf		
Vc = 4.61 tnf		
φVc = 3.92 tnf		
Vs.lim = 18.26 tnf		
Vs = 3.16 tnf		
Ø.estribo = 3/8 "		
Av = 0.71 cm ²		
s.calculado = 45.35 cm		
zona.conf = 48 cm		

1	@	0.05
5	@	0.10
resto	@	20

MODULO ND	3	VIGA	101	TRAMO	BC
-----------	---	------	-----	-------	----



$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $b = 0.25 \text{ m}$
 $re = 0.06 \text{ m}$ $\phi = 0.90$ $ln = 3.13 \text{ m}$

REFUERZO LONGITUDINAL

h = 0.30 m	h = 0.30 m	h = 0.30 m
d = 0.24 m	d = 0.24 m	d = 0.24 m
As.min = 1.45 cm ²	As.min = 1.45 cm ²	As.min = 1.45 cm ²
As.max = 13.01 cm ²	As.max = 13.01 cm ²	As.max = 13.01 cm ²
Mu (-) = 1.72 tnf-m	Mu (-) = 0.00 tnf-m	Mu (-) = 1.51 tnf-m
Mu (+) = 0.00 tnf-m	Mu (+) = 0.89 tnf-m	Mu (+) = 0.00 tnf-m
a (-) = 1.86 cm	a (-) = 0.00 cm	a (-) = 1.62 cm
a (+) = 0.00 cm	a (+) = 0.94 cm	a (+) = 0.00 cm
As.req (-) = 1.97 cm ²	As.req (-) = 1.45 cm ²	As.req (-) = 1.72 cm ²
As.req (+) = 1.45 cm ²	As.req (+) = 1.45 cm ²	As.req (+) = 1.45 cm ²

Acero de refuerzo superior								
2	Ø	5/8	2	Ø	5/8	2	Ø	5/8
0	Ø	1/2	0	Ø	1/2	0	Ø	1/2
As.real = 3.98 cm ²			As.real = 3.98 cm ²			As.real = 3.98 cm ²		

Acero de refuerzo inferior								
2	Ø	5/8	2	Ø	5/8	2	Ø	5/8
0	Ø	1/2	0	Ø	1/2	0	Ø	1/2
As.real = 3.98 cm ²			As.real = 3.98 cm ²			As.real = 3.98 cm ²		

Longitud de bastones superiores

as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²
a = 0.00 cm	a = 0.00 cm	a = 0.00 cm
m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m
lb = 0.00 cm	lb = 0.00 cm	lb = 0.00 cm
Lb.min = 0.00 cm	Lb.min = 0.00 cm	Lb.min = 0.00 cm
Lb = 0.00 cm	Lb = 0.00 cm	Lb = 0.00 cm

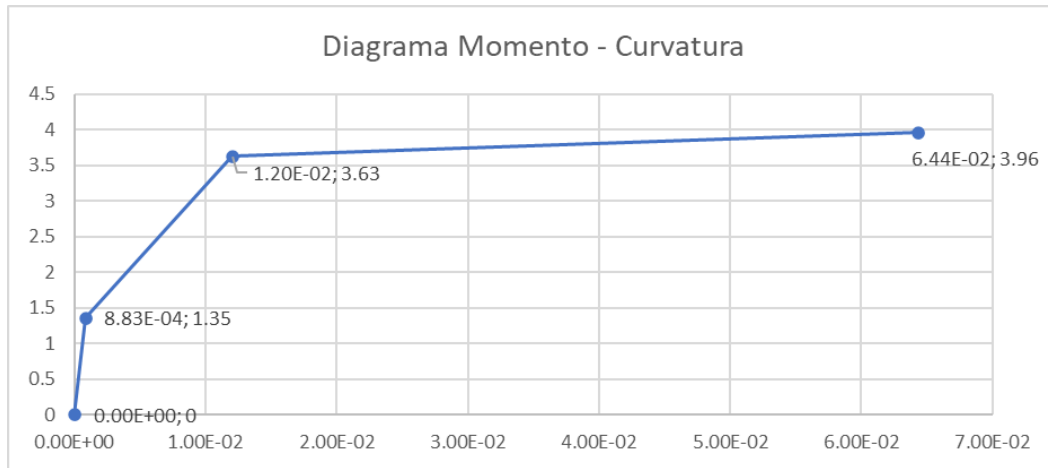
Longitud de bastones inferiores

as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²
a = 0.00 cm	a = 0.00 cm	a = 0.00 cm
m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m
lb = 5.00 cm	lb = 5.00 cm	lb = 5.00 cm
Lb.min = 63.35 cm	Lb.min = 63.35 cm	Lb.min = 63.35 cm
Lb = 65.00 cm	Lb = 65.00 cm	Lb = 65.00 cm

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) = 3.75 cm	a.real (-) = 3.75 cm	
ϕM_n (-) = 3.33 tnf-m	ϕM_n (-) = 3.33 tnf-m	
a.real (+) = 3.75 cm	a.real (+) = 3.75 cm	
ϕM_n (+) = 3.33 tnf-m	ϕM_n (+) = 3.33 tnf-m	
Mpr.sup (i) = 3.70 tnf-m	Mpr.sup (d) = 3.70 tnf-m	
Mpr.inf (i) = 3.70 tnf-m	Mpr.inf (d) = 3.70 tnf-m	
Wm = 1.06 tnf/m		
Wv = 0.55 tnf/m		
Wu = 2.01 tnf/m		
Vu (i).sup = 5.51 tnf	Vu (d).sup = 5.51 tnf	
Vu (i).inf = 3.14 tnf	Vu (d).inf = 0.78 tnf	
Vud = 5.51 tnf		
Vc = 4.61 tnf		
ϕV_c = 3.92 tnf		
Vs.lim = 18.26 tnf		
Vs = 2.57 tnf		
Ø.estrubo = 3/8 "		
Av = 0.71 cm ²		
s.calculado = 55.75 cm		
zona.conf = 48 cm		

1	@	0.05
5	@	0.10
resto	@	20



MODULO ND	3	VIGA	102	TRAMO	AB
------------------	----------	-------------	------------	--------------	-----------



$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $b = 0.30 \text{ m}$
 $r_e = 0.06 \text{ m}$ $\phi = 0.90$ $l_n = 2.00 \text{ m}$

REFUERZO LONGITUDINAL

Propiedad	Valor 1	Valor 2	Valor 3
h	0.65 m	0.65 m	0.65 m
d	0.59 m	0.59 m	0.59 m
As.min	4.27 cm ²	4.27 cm ²	4.27 cm ²
As.max	38.36 cm ²	38.36 cm ²	38.36 cm ²
Mu (-)	0.00 tnf-m	5.37 tnf-m	13.03 tnf-m
Mu (+)	0.00 tnf-m	0.00 tnf-m	0.00 tnf-m
a (-)	0.00 cm	1.92 cm	4.78 cm
a (+)	0.00 cm	0.00 cm	0.00 cm
As.req (-)	4.27 cm ²	4.27 cm ²	6.09 cm ²
As.req (+)	4.27 cm ²	4.27 cm ²	4.27 cm ²

Acero de refuerzo superior											
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4	
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		1	Ø	3/4	
As.real =			5.68 cm ²	As.real =			5.68 cm ²	As.real =			8.52 cm ²
Acero de refuerzo inferior											
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4	
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		0	Ø	1/2	
As.real =			5.68 cm ²	As.real =			5.68 cm ²	As.real =			5.68 cm ²

Longitud de bastones superiores

Propiedad	Valor 1	Valor 2	Valor 3
as	0.00 cm ²	0.00 cm ²	5.68 cm ²
a	0.00 cm	0.00 cm	4.45 cm
m	0.00 tnf-m	0.00 tnf-m	12.19 tnf-m
lb	0.00 cm	0.00 cm	10.00 cm
Lb.min	0.00 cm	0.00 cm	97.53 cm
Lb	0.00 cm	0.00 cm	100.00 cm

DISEÑO CORTANTE

Propiedad	Valor 1	Valor 2	Valor 3
a.real (-)	4.45 cm	6.68 cm	
φMn (-)	12.19 tnf-m	17.93 tnf-m	
a.real (+)	4.45 cm	4.45 cm	
φMn (+)	12.19 tnf-m	11.95 tnf-m	
Mpr.sup (i)	13.54 tnf-m	19.92 tnf-m	
Mpr.inf (i)	13.54 tnf-m	13.28 tnf-m	
Wm	2.23 tnf/m		
Wv	1.76 tnf/m		
Wu	4.99 tnf/m		
Vu (i).sup	21.72 tnf	18.40 tnf	
Vu (i).inf	1.80 tnf	-8.42 tnf	
Vud	21.72 tnf		
Vc	13.59 tnf		
φVc	11.56 tnf		
Vs.lim	53.86 tnf		
Vs	14.00 tnf		
Ø.estrubo	3/8 "		
Av	0.71 cm ²		
s.calculado	25.14 cm		
zona.conf	118 cm		

1	@	0.05
12	@	0.10
resto	@	20

MODULO ND 3 VIGA 102 TRAMO BD



$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $b = 0.30 \text{ m}$
 $r_e = 0.06 \text{ m}$ $\phi = 0.90$ $l_n = 6.50 \text{ m}$

REFUERZO LONGITUDINAL

h = 0.65 m	h = 0.65 m	h = 0.65 m
d = 0.59 m	d = 0.59 m	d = 0.59 m
As.min = 4.27 cm ²	As.min = 4.27 cm ²	As.min = 4.27 cm ²
As.max = 38.36 cm ²	As.max = 38.36 cm ²	As.max = 38.36 cm ²
Mu (-) = 17.35 tnf-m	Mu (-) = 0.00 tnf-m	Mu (-) = 14.41 tnf-m
Mu (+) = 0.00 tnf-m	Mu (+) = 9.17 tnf-m	Mu (+) = 0.00 tnf-m
a (-) = 6.45 cm	a (-) = 0.00 cm	a (-) = 5.31 cm
a (+) = 0.00 cm	a (+) = 3.32 cm	a (+) = 0.00 cm
As.req (-) = 8.23 cm ²	As.req (-) = 4.27 cm ²	As.req (-) = 6.77 cm ²
As.req (+) = 4.27 cm ²	As.req (+) = 4.27 cm ²	As.req (+) = 4.27 cm ²

Acero de refuerzo superior										
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4
1	Ø	3/4		0	Ø	1/2		1	Ø	5/8
As.real = 8.52 cm ²				As.real = 5.68 cm ²				As.real = 7.67 cm ²		

Acero de refuerzo inferior										
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		0	Ø	1/2
As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²		

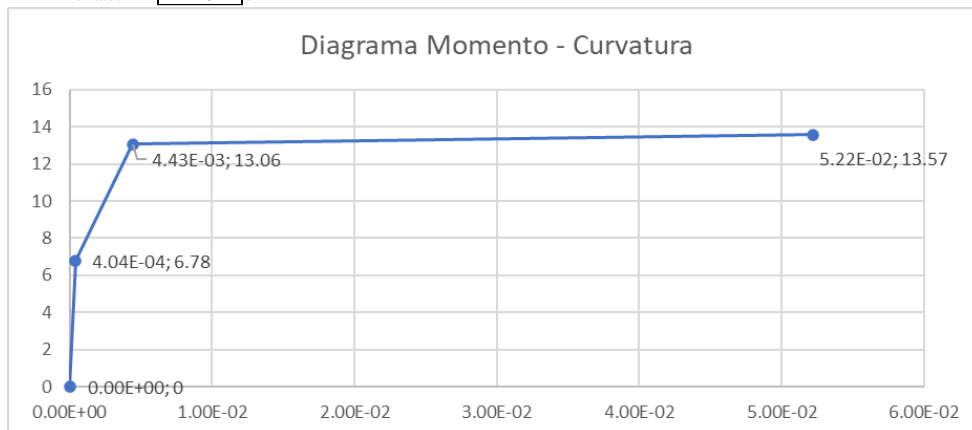
Longitud de bastones superiores

as = 5.68 cm ²	as = 0.00 cm ²	as = 5.68 cm ²
a = 4.45 cm	a = 0.00 cm	a = 4.45 cm
m = 12.19 tnf-m	m = 0.00 tnf-m	m = 12.19 tnf-m
lb = 40.00 cm	lb = 5.00 cm	lb = 20.00 cm
Lb.min = 127.53 cm	Lb.min = 63.35 cm	Lb.min = 92.94 cm
Lb = 130.00 cm	Lb = 65.00 cm	Lb = 95.00 cm

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) = 6.68 cm	a.real (-) = 6.02 cm
φMn (-) = 17.93 tnf-m	φMn (-) = 16.23 tnf-m
a.real (+) = 4.45 cm	a.real (+) = 4.45 cm
φMn (+) = 12.19 tnf-m	φMn (+) = 12.02 tnf-m
Mpr.sup (i) = 19.92 tnf-m	Mpr.sup (d) = 18.04 tnf-m
Mpr.inf (i) = 13.54 tnf-m	Mpr.inf (d) = 13.36 tnf-m
Wm = 2.28 tnf/m	
Wv = 1.10 tnf/m	
Wu = 4.23 tnf/m	
Vu (i).sup = 18.59 tnf	Vu (d).sup = 18.85 tnf
Vu (i).inf = 13.04 tnf	Vu (d).inf = 8.61 tnf
Vud = 18.85 tnf	
Vc = 13.59 tnf	
φVc = 11.56 tnf	
Vs.lim = 53.86 tnf	
Vs = 10.62 tnf	
Ø.estrobo = 3/8 "	
Av = 0.71 cm ²	
s.calculado = 33.13 cm	
zona.conf = 118 cm	

1	@	0.05
12	@	0.10
resto	@	20



MODULO ND	3	VIGA	202	TRAMO	AB
------------------	----------	-------------	------------	--------------	-----------

$$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 0.30$$

$$r_e = 0.06 \text{ m} \quad \phi = 0.90 \quad l_n = 2.00$$

REFUERZO LONGITUDINAL

h =	0.65	m	h =	0.65	m	h =	0.65
d =	0.59	m	d =	0.59	m	d =	0.59
As.min =	4.27	cm ²	As.min =	4.27	cm ²	As.min =	4.27
As.max =	38.36	cm ²	As.max =	38.36	cm ²	As.max =	38.36
Mu (-) =	0.00	tnf-m	Mu (-) =	5.64	tnf-m	Mu (-) =	12.91
Mu (+) =	0.00	tnf-m	Mu (+) =	0.00	tnf-m	Mu (+) =	0.00
a (-) =	0.00	cm	a (-) =	2.02	cm	a (-) =	4.73
a (+) =	0.00	cm	a (+) =	0.00	cm	a (+) =	0.00
As.req (-) =	4.27	cm ²	As.req (-) =	4.27	cm ²	As.req (-) =	6.03
As.req (+) =	4.27	cm ²	As.req (+) =	4.27	cm ²	As.req (+) =	4.27

Acero de refuerzo superior

2	Ø	3/4	2	Ø	3/4	2	Ø
0	Ø	1/2	0	Ø	1/2	1	Ø
As.real =	5.68	cm ²	As.real =	5.68	cm ²	As.real =	8.52

Acero de refuerzo inferior

2	Ø	3/4	2	Ø	3/4	2	Ø
0	Ø	1/2	0	Ø	1/2	0	Ø
As.real =	5.68	cm ²	As.real =	5.68	cm ²	As.real =	5.68

Longitud de bastones superiores

as =	0.00	cm ²	as =	0.00	cm ²	as =	5.68
a =	0.00	cm	a =	0.00	cm	a =	4.45
m =	0.00	tnf-m	m =	0.00	tnf-m	m =	12.19
lb =	0.00	cm	lb =	0.00	cm	lb =	10.00
Lb.min =	0.00	cm	Lb.min =	0.00	cm	Lb.min =	97.53
Lb =	0.00	cm	Lb =	0.00	cm	Lb =	100.00

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) =	4.45	cm	a.real (-) =	6.68	cm
φMn (-) =	12.19	tnf-m	φMn (-) =	17.93	tnf-m
a.real (+) =	4.45	cm	a.real (+) =	4.45	cm
φMn (+) =	12.19	tnf-m	φMn (+) =	11.95	tnf-m
Mpr.sup (i) =	13.54	tnf-m	Mpr.sup (d) =	19.92	tnf-m
Mpr.inf (i) =	13.54	tnf-m	Mpr.inf (d) =	13.28	tnf-m
Wm =	2.23	tnf/m			
Wv =	1.76	tnf/m			
Wu =	4.99	tnf/m			
Vu (i).sup =	21.72	tnf	Vu (d).sup =	18.40	tnf
Vu (i).inf =	1.80	tnf	Vu (d).inf =	-8.43	tnf
Vud =	21.72	tnf			
Vc =	13.59	tnf			
φVc =	11.56	tnf			
Vs.lim =	53.86	tnf			
Vs =	13.99	tnf			
Ø.estribo =	3/8	"			
Av =	0.71	cm ²			
s.calculado =	25.15	cm			
zona.conf =	118	cm			

1	@	0.05
12	@	0.10
resto	@	20

MODULO ND	3	VIGA	202	TRAMO	BD
-----------	---	------	-----	-------	----



$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $b = 0.30 \text{ m}$
 $re = 0.06 \text{ m}$ $\phi = 0.90$ $ln = 6.50 \text{ m}$

REFUERZO LONGITUDINAL

h = 0.65 m	h = 0.65 m	h = 0.65 m
d = 0.59 m	d = 0.59 m	d = 0.59 m
As.min = 4.27 cm ²	As.min = 4.27 cm ²	As.min = 4.27 cm ²
As.max = 38.36 cm ²	As.max = 38.36 cm ²	As.max = 38.36 cm ²
Mu (-) = 16.52 tnf-m	Mu (-) = 0.00 tnf-m	Mu (-) = 14.45 tnf-m
Mu (+) = 0.00 tnf-m	Mu (+) = 8.69 tnf-m	Mu (+) = 0.00 tnf-m
a (-) = 6.13 cm	a (-) = 0.00 cm	a (-) = 5.32 cm
a (+) = 0.00 cm	a (+) = 3.14 cm	a (+) = 0.00 cm
As.req (-) = 7.81 cm ²	As.req (-) = 4.27 cm ²	As.req (-) = 6.79 cm ²
As.req (+) = 4.27 cm ²	As.req (+) = 4.27 cm ²	As.req (+) = 4.27 cm ²

Acero de refuerzo superior										
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4
1	Ø	3/4		0	Ø	1/2		1	Ø	5/8
As.real = 8.52 cm ²				As.real = 5.68 cm ²				As.real = 7.67 cm ²		

Acero de refuerzo inferior										
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		0	Ø	1/2
As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²		

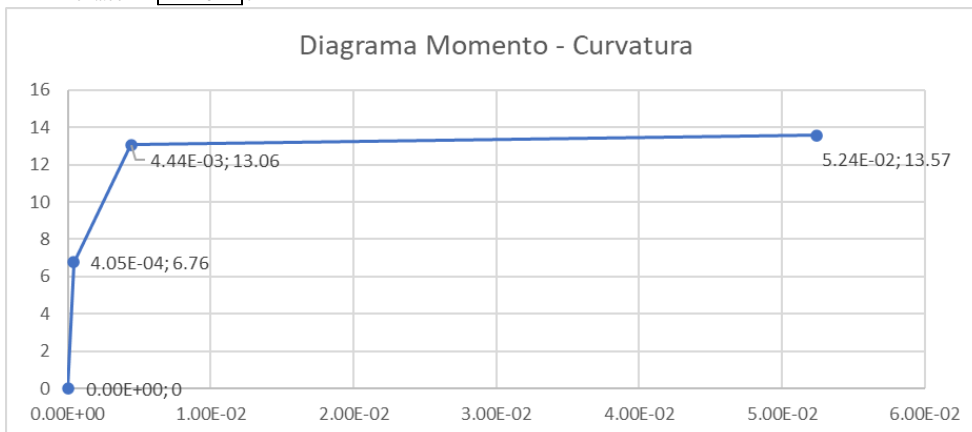
Longitud de bastones superiores

as = 5.68 cm ²	as = 0.00 cm ²	as = 5.68 cm ²
a = 4.45 cm	a = 0.00 cm	a = 4.45 cm
m = 12.19 tnf-m	m = 0.00 tnf-m	m = 12.19 tnf-m
lb = 35.00 cm	lb = 5.00 cm	lb = 20.00 cm
Lb.min = 122.53 cm	Lb.min = 63.35 cm	Lb.min = 92.94 cm
Lb = 125.00 cm	Lb = 65.00 cm	Lb = 95.00 cm

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) = 6.68 cm	a.real (-) = 6.02 cm
φMn (-) = 17.93 tnf-m	φMn (-) = 16.23 tnf-m
a.real (+) = 4.45 cm	a.real (+) = 4.45 cm
φMn (+) = 12.19 tnf-m	φMn (+) = 12.02 tnf-m
Mpr.sup (i) = 19.92 tnf-m	Mpr.sup (d) = 18.04 tnf-m
Mpr.inf (i) = 13.54 tnf-m	Mpr.inf (d) = 13.36 tnf-m
Wm = 2.23 tnf/m	
Wv = 1.10 tnf/m	
Wu = 4.16 tnf/m	
Vu (i).sup = 18.38 tnf	Vu (d).sup = 18.64 tnf
Vu (i).inf = 12.83 tnf	Vu (d).inf = 8.40 tnf
Vud = 18.64 tnf	
Vc = 13.59 tnf	
φVc = 11.56 tnf	
Vs.lim = 53.86 tnf	
Vs = 10.37 tnf	
Ø.estrubo = 3/8 "	
Av = 0.71 cm ²	
s.calculado = 33.92 cm	
zona.conf = 118 cm	

1	@	0.05
12	@	0.10
resto	@	20



MODULO ND	3	VIGA	302	TRAMO	AB
-----------	---	------	-----	-------	----



$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $b = 0.30 \text{ m}$
 $re = 0.06 \text{ m}$ $\phi = 0.90$ $ln = 2.00 \text{ m}$

REFUERZO LONGITUDINAL

h = 0.65 m	h = 0.65 m	h = 0.65 m
d = 0.59 m	d = 0.59 m	d = 0.59 m
As.min = 4.27 cm ²	As.min = 4.27 cm ²	As.min = 4.27 cm ²
As.max = 38.36 cm ²	As.max = 38.36 cm ²	As.max = 38.36 cm ²
Mu (-) = 0.00 tnf-m	Mu (-) = 5.64 tnf-m	Mu (-) = 6.96 tnf-m
Mu (+) = 0.00 tnf-m	Mu (+) = 0.00 tnf-m	Mu (+) = 0.00 tnf-m
a (-) = 0.00 cm	a (-) = 2.02 cm	a (-) = 2.50 cm
a (+) = 0.00 cm	a (+) = 0.00 cm	a (+) = 0.00 cm
As.req (-) = 4.27 cm ²	As.req (-) = 4.27 cm ²	As.req (-) = 4.27 cm ²
As.req (+) = 4.27 cm ²	As.req (+) = 4.27 cm ²	As.req (+) = 4.27 cm ²

Acero de refuerzo superior								
2	Ø	3/4	2	Ø	3/4	2	Ø	3/4
0	Ø	1/2	0	Ø	1/2	0	Ø	3/4
As.real = 5.68 cm ²			As.real = 5.68 cm ²			As.real = 5.68 cm ²		

Acero de refuerzo inferior								
2	Ø	3/4	2	Ø	3/4	2	Ø	3/4
0	Ø	1/2	0	Ø	1/2	0	Ø	1/2
As.real = 5.68 cm ²			As.real = 5.68 cm ²			As.real = 5.68 cm ²		

Longitud de bastones superiores

as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²
a = 0.00 cm	a = 0.00 cm	a = 0.00 cm
m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m
lb = 0.00 cm	lb = 0.00 cm	lb = 10.00 cm
Lb.min = 0.00 cm	Lb.min = 0.00 cm	Lb.min = 97.53 cm
Lb = 0.00 cm	Lb = 0.00 cm	Lb = 100.00 cm

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) = 4.45 cm	a.real (-) = 4.45 cm
ϕM_n (-) = 12.19 tnf-m	ϕM_n (-) = 12.19 tnf-m
a.real (+) = 4.45 cm	a.real (+) = 4.45 cm
ϕM_n (+) = 12.19 tnf-m	ϕM_n (+) = 12.19 tnf-m
Mpr.sup (i) = 13.54 tnf-m	Mpr.sup (d) = 13.54 tnf-m
Mpr.inf (i) = 13.54 tnf-m	Mpr.inf (d) = 13.54 tnf-m
Wm = 2.16 tnf/m	
Wv = 0.44 tnf/m	
Wu = 3.25 tnf/m	
Vu (i).sup = 16.79 tnf	Vu (d).sup = 16.79 tnf
Vu (i).inf = 3.25 tnf	Vu (d).inf = -10.30 tnf
Vud = 16.79 tnf	
Vc = 13.59 tnf	
ϕV_c = 11.56 tnf	
Vs.lim = 53.86 tnf	
Vs = 8.20 tnf	
Ø.estrubo = 3/8 "	
Av = 0.71 cm ²	
s.calculado = 42.93 cm	
zona.conf = 118 cm	

1	@	0.05
12	@	0.10
resto	@	20

MODULO ND	3	VIGA	302	TRAMO	BD
-----------	---	------	-----	-------	----



$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ $b = 0.30 \text{ m}$
 $r_e = 0.06 \text{ m}$ $\phi = 0.90$ $l_n = 6.50 \text{ m}$

REFUERZO LONGITUDINAL

h = 0.65 m	h = 0.65 m	h = 0.65 m
d = 0.59 m	d = 0.59 m	d = 0.59 m
As.min = 4.27 cm ²	As.min = 4.27 cm ²	As.min = 4.27 cm ²
As.max = 38.36 cm ²	As.max = 38.36 cm ²	As.max = 38.36 cm ²
Mu (-) = 11.10 tnf-m	Mu (-) = 0.00 tnf-m	Mu (-) = 9.80 tnf-m
Mu (+) = 0.00 tnf-m	Mu (+) = 8.69 tnf-m	Mu (+) = 0.00 tnf-m
a (-) = 4.04 cm	a (-) = 0.00 cm	a (-) = 3.55 cm
a (+) = 0.00 cm	a (+) = 3.14 cm	a (+) = 0.00 cm
As.req (-) = 5.15 cm ²	As.req (-) = 4.27 cm ²	As.req (-) = 4.53 cm ²
As.req (+) = 4.27 cm ²	As.req (+) = 4.27 cm ²	As.req (+) = 4.27 cm ²

Acero de refuerzo superior										
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4
0	Ø	3/4		0	Ø	1/2		0	Ø	5/8
As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²		
Acero de refuerzo inferior										
2	Ø	3/4		2	Ø	3/4		2	Ø	3/4
0	Ø	1/2		0	Ø	1/2		0	Ø	1/2
As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²				As.real = 5.68 cm ²		

Longitud de bastones superiores

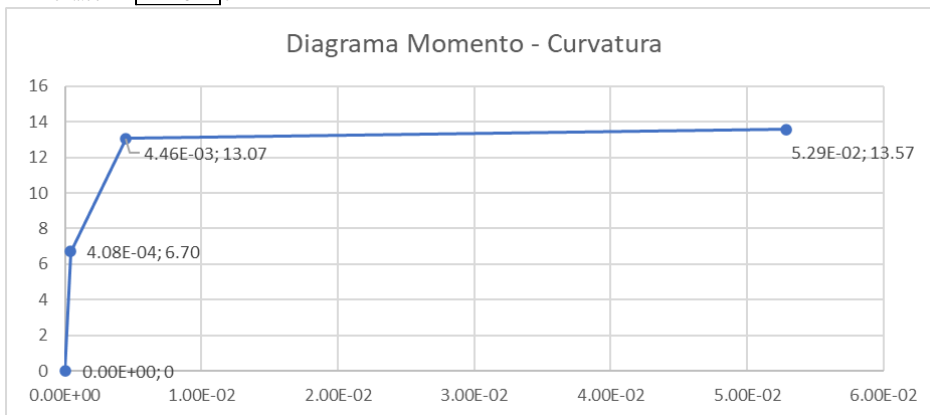
as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²	as = 0.00 cm ²
a = 0.00 cm	a = 0.00 cm	a = 0.00 cm
m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m	m = 0.00 tnf-m
lb = 0.00 cm	lb = 5.00 cm	lb = 0.00 cm
Lb.min = 0.00 cm	Lb.min = 63.35 cm	Lb.min = 0.00 cm
Lb = 0.00 cm	Lb = 65.00 cm	Lb = 0.00 cm

DISEÑO CORTANTE

a.real (-) = 4.45 cm	a.real (-) = 4.45 cm
φMn (-) = 12.19 tnf-m	φMn (-) = 12.19 tnf-m
a.real (+) = 4.45 cm	a.real (+) = 4.45 cm
φMn (+) = 12.19 tnf-m	φMn (+) = 12.19 tnf-m
Mpr.sup (i) = 13.54 tnf-m	Mpr.sup (d) = 13.54 tnf-m
Mpr.inf (i) = 13.54 tnf-m	Mpr.inf (d) = 13.54 tnf-m
Wm = 2.16 tnf/m	
Wv = 0.44 tnf/m	
Wu = 3.25 tnf/m	
Vu (i).sup = 14.71 tnf	Vu (d).sup = 14.71 tnf
Vu (i).inf = 10.55 tnf	Vu (d).inf = 6.38 tnf
Vud = 14.71 tnf	
Vc = 13.59 tnf	
φVc = 11.56 tnf	
Vs.lim = 53.86 tnf	
Vs = 5.75 tnf	
Ø.estrobo = 3/8 "	
Av = 0.71 cm ²	
s.calculado = 61.14 cm	
zona.conf = 118 cm	

1	@	0.05
12	@	0.10
resto	@	20

Diagrama Momento - Curvatura



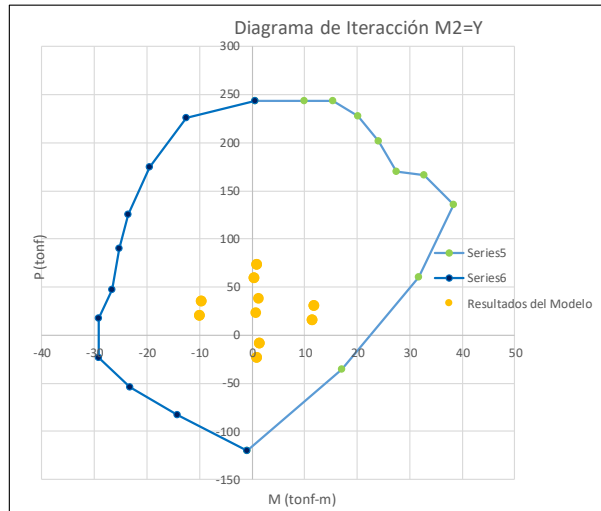
COLUMNA L

RESULTADOS ETABS

P	M2	M3	P	M2	M3
(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
243.545	-1.7388	0.6175	243.545	-1.7388	0.6175
243.545	-3.5141	9.8598	225.676	2.6514	-12.5363
243.545	-4.8843	15.4585	174.775	5.9228	-19.4765
227.924	-6.2811	20.1869	125.3	8.6324	-23.5518
202.021	-7.6981	24.1478	90.5095	8.0298	-25.2961
170.339	-9.0634	27.4514	47.4841	7.7854	-26.6858
165.891	-11.4017	32.7163	17.4394	8.4599	-29.1417
135.248	-12.4829	38.316	-23.8043	9.0611	-29.2492
59.8891	-8.1168	31.669	-54.3869	7.6086	-23.1599
-35.2674	-2.6205	17.0148	-82.4892	5.39	-14.2601
-120.113	2.4197	-0.9876	-120.113	2.4197	-0.9876

4. Combinaciones de Carga del Modelo

Comb.	Pu		
	tonf	tonf-m	
R1:1.4CM+1.7CV	-38.8751	1.1892	38.88
R2:1.25(CV+CM)+Sx	-30.5997	11.7324	30.60
R2:1.25(CV+CM)+Sx	-35.6731	-9.6877	35.67
R3:1.25(CV+CM)-Sx	-30.5997	11.7324	30.60
R3:1.25(CV+CM)-Sx	-35.6731	-9.6877	35.67
R4:1.25(CV+CM)+Sy	7.9712	1.2688	-7.97
R4:1.25(CV+CM)+Sy	-74.244	0.7759	74.24
R5:1.25(CV+CM)-Sy	7.9712	1.2688	-7.97
R5:1.25(CV+CM)-Sy	-74.244	0.7759	74.24
R6:0.9CM+Sx	-16.0345	11.3135	16.03
R6:0.9CM+Sx	-21.108	-10.1066	21.11
R7:0.9CM-Sx	-16.0345	11.3135	16.03
R7:0.9CM-Sx	-21.108	-10.1066	21.11
R8:0.9CM+Sy	22.5364	0.8499	-22.54
R8:0.9CM+Sy	-59.6788	0.357	59.68
R9:0.9CM-Sy	22.5364	0.8499	-22.54
R9:0.9CM-Sy	-59.6788	0.357	59.68
Peso CM+0.5CV	-23.5719	0.7442	23.57



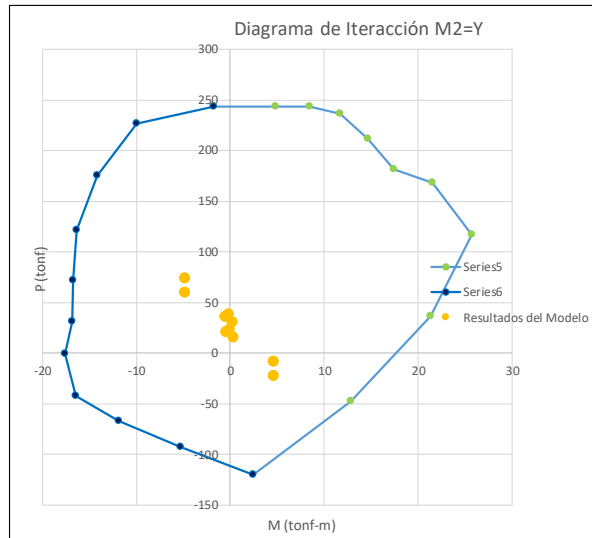
COLUMNA L

RESULTADOS ETABS

P	M2	M3	P	M2	M3
(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
243.545	-1.7388	0.6175	243.545	-1.7388	0.6175
243.545	4.8055	-2.6874	226.362	-9.9731	4.2643
243.545	8.4725	-4.9001	175.428	-14.2103	7.3678
236.602	11.7347	-7.2448	121.147	-16.3281	10.523
211.935	14.6467	-9.7334	71.8249	-16.7065	11.8655
181.863	17.4483	-12.4043	31.3249	-16.7976	10.4004
168.655	21.4872	-14.0013	-0.6941	-17.626	10.5171
116.908	25.7365	-13.1518	-42.2914	-16.4371	10.0155
36.0276	21.3745	-9.1666	-67.1198	-11.9219	7.1706
-47.4523	12.8901	-4.9375	-92.744	-5.3012	3.2258
-120.113	2.4197	-0.9876	-120.113	2.4197	-0.9876

4. Combinaciones de Carga del Modelo

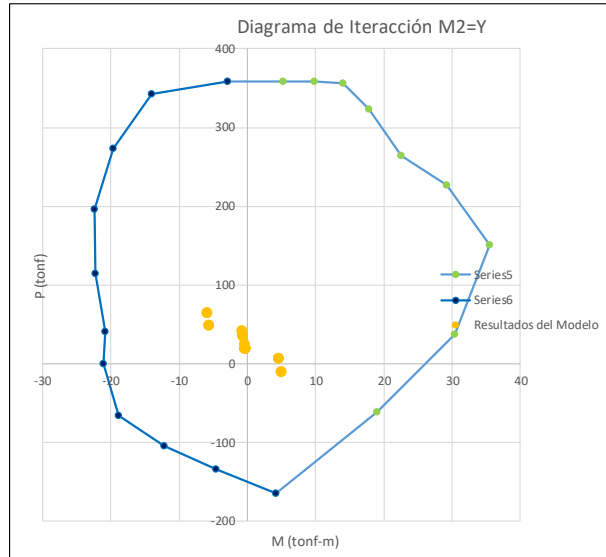
Comb.	Pu		
	tonf	tonf-m	
R1:1.4CM+1.7CV	-38.8751	-0.2114	38.88
R2:1.25(CV+CM)+Sx	-30.5997	0.2307	30.60
R2:1.25(CV+CM)+Sx	-35.6731	-0.5896	35.67
R3:1.25(CV+CM)-Sx	-30.5997	0.2307	30.60
R3:1.25(CV+CM)-Sx	-35.6731	-0.5896	35.67
R4:1.25(CV+CM)+Sy	7.9712	4.5427	-7.97
R4:1.25(CV+CM)+Sy	-74.244	-4.9016	74.24
R5:1.25(CV+CM)-Sy	7.9712	4.5427	-7.97
R5:1.25(CV+CM)-Sy	-74.244	-4.9016	74.24
R6:0.9CM+Sx	-16.0345	0.3124	16.03
R6:0.9CM+Sx	-21.108	-0.5078	21.11
R7:0.9CM-Sx	-16.0345	0.3124	16.03
R7:0.9CM-Sx	-21.108	-0.5078	21.11
R8:0.9CM+Sy	22.5364	4.6244	-22.54
R8:0.9CM+Sy	-59.6788	-4.8199	59.68
R9:0.9CM-Sy	22.5364	4.6244	-22.54
R9:0.9CM-Sy	-59.6788	-4.8199	59.68
Peso CM+0.5CV	-23.5719	-0.1261	23.57



COLUMNA T

RESULTADOS ETABS

P	M2	M3	P	M2	M3
(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
358.225	-1.6872	-2.8778	358.225	-1.6872	-2.8778
358.225	-1.6872	5.2357	343.053	-0.3193	-13.9458
358.225	-1.6872	9.8684	272.899	-0.0852	-19.6619
356.09	-1.6872	14.044	196.813	0.3263	-22.4499
323.875	-1.6872	17.7646	114.848	0.9015	-22.2193
264.065	-1.6872	22.5864	40.4842	1.7621	-20.8665
226.397	-1.9664	29.2552	-0.0486	2.0537	-21.0365
151.133	-2.1577	35.48	-65.4891	2.4398	-18.8886
36.8382	-1.5118	30.453	-104.993	2.4398	-12.1377
-61.541	0.3222	19.0665	-134.202	2.4398	-4.6178
-165.156	2.4398	4.1615	-165.156	2.4398	4.1615



4. Combinaciones de Carga del Modelo

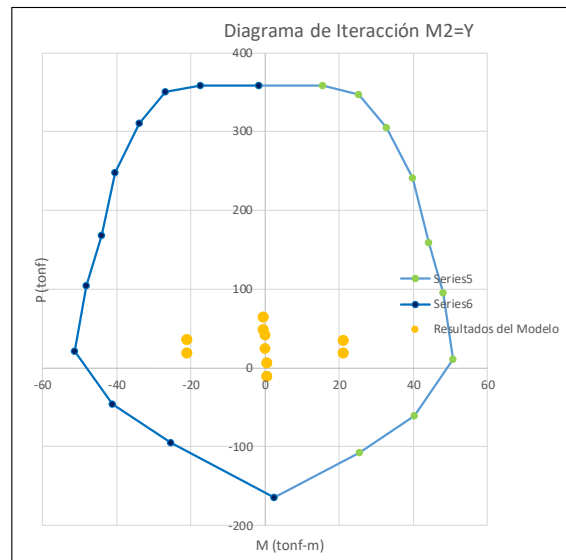
Comb.	Pu		M2	
	tonf	tonf-m		
R1:1.4CM+1.7CV	-42.6067	-0.8761	42.61	
R2:1.25(CV+CM)+Sx	-35.8908	-0.7075	35.89	
R2:1.25(CV+CM)+Sy	-36.3795	-0.7597	36.38	
R3:1.25(CV+CM)-Sx	-35.8908	-0.7075	35.89	
R3:1.25(CV+CM)-Sy	-36.3795	-0.7597	36.38	
R4:1.25(CV+CM)+Sy	-6.7334	4.536	6.73	
R4:1.25(CV+CM)+Sx	-65.5369	-6.0033	65.54	
R5:1.25(CV+CM)-Sy	-6.7334	4.536	6.73	
R5:1.25(CV+CM)-Sx	-65.5369	-6.0033	65.54	
R6:0.9CM+Sx	-19.3669	-0.3387	19.37	
R6:0.9CM+Sy	-19.8556	-0.3909	19.86	
R7:0.9CM-Sx	-19.3669	-0.3387	19.37	
R7:0.9CM-Sy	-19.8556	-0.3909	19.86	
R8:0.9CM+Sy	9.7905	4.9049	-9.79	
R8:0.9CM+Sx	-49.013	-5.6344	49.01	
R9:0.9CM-Sy	9.7905	4.9049	-9.79	
R9:0.9CM-Sx	-49.013	-5.6344	49.01	
Peso CM+0.5CV	-25.3492	-0.4961	25.35	

30 31.78

COLUMNA T

RESULTADOS ETABS

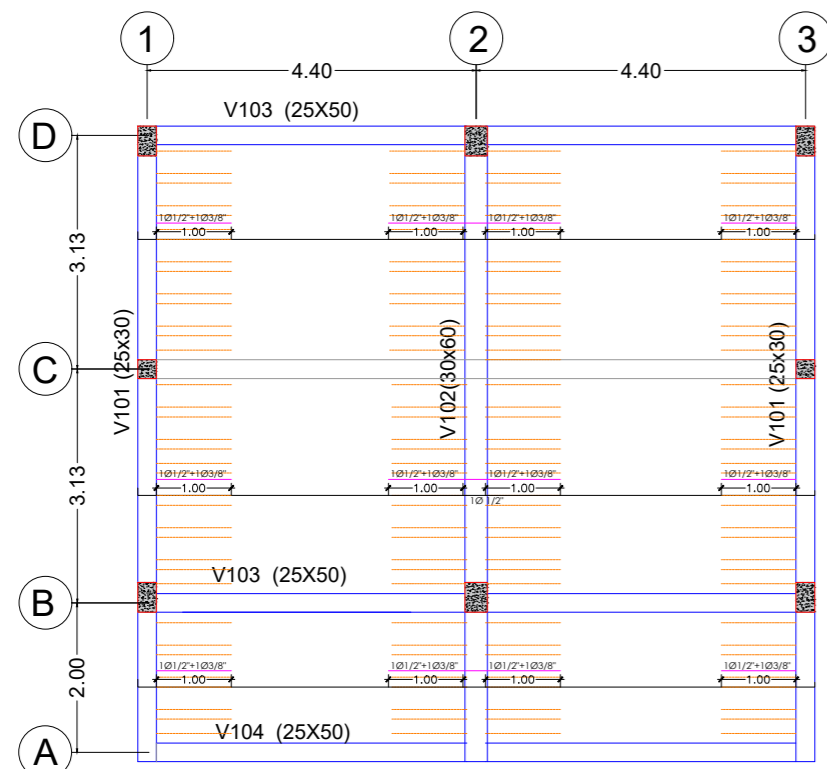
P	M2	M3	P	M2	M3
(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)	(tonf)	(tonf-m)	(tonf-m)
358.225	-1.6872	-2.8778	358.225	-1.6872	-2.8778
358.225	15.4953	-4.1541	358.225	-17.3453	-3.7644
346.828	25.2669	-5.4148	350.81	-26.8154	-4.9286
305.028	32.765	-6.6049	310.044	-33.9188	-5.9925
241.321	39.7913	-4.5386	247.749	-40.4061	-3.7538
159.258	44.1618	-0.1809	167.96	-43.9806	0.8816
94.745	48.1753	5.692	103.995	-48.2266	6.8214
11.3498	50.8439	9.6032	21.5453	-51.4309	10.848
-61.1309	40.3634	9.3811	-46.4358	-41.2552	11.1752
-107.328	25.6555	7.3043	-95.4718	-25.4324	8.7519
-165.156	2.4398	4.1615	-165.156	2.4398	4.1615



4. Combinaciones de Carga del Modelo

Comb.	Pu		M2	
	tonf	tonf-m		
R1:1.4CM+1.7CV	-42.6067	-0.0411	42.61	
R2:1.25(CV+CM)+Sx	-35.8908	21.0934	35.89	
R2:1.25(CV+CM)+Sy	-36.3795	-21.1649	36.38	
R3:1.25(CV+CM)-Sx	-35.8908	21.0934	35.89	
R3:1.25(CV+CM)-Sy	-36.3795	-21.1649	36.38	
R4:1.25(CV+CM)+Sy	-6.7334	0.3736	6.73	
R4:1.25(CV+CM)+Sx	-65.5369	-0.4451	65.54	
R5:1.25(CV+CM)-Sy	-6.7334	0.3736	6.73	
R5:1.25(CV+CM)-Sx	-65.5369	-0.4451	65.54	
R6:0.9CM+Sx	-19.3669	21.1066	19.37	
R6:0.9CM+Sy	-19.8556	-21.1517	19.86	
R7:0.9CM-Sx	-19.3669	21.1066	19.37	
R7:0.9CM-Sy	-19.8556	-21.1517	19.86	
R8:0.9CM+Sy	9.7905	0.3868	-9.79	
R8:0.9CM+Sx	-49.013	-0.4319	49.01	
R9:0.9CM-Sy	9.7905	0.3868	-9.79	
R9:0.9CM-Sx	-49.013	-0.4319	49.01	
Peso CM+0.5CV	-25.3492	-0.0268	25.35	

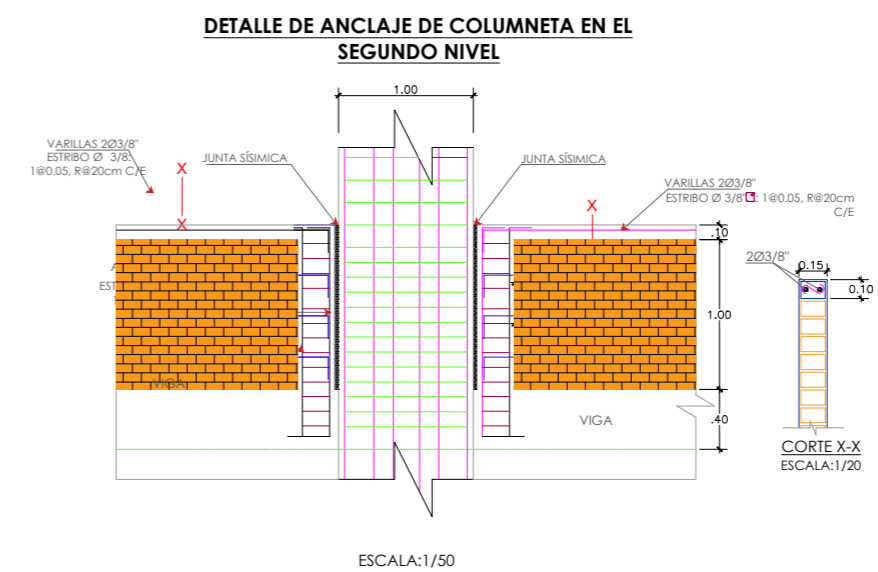
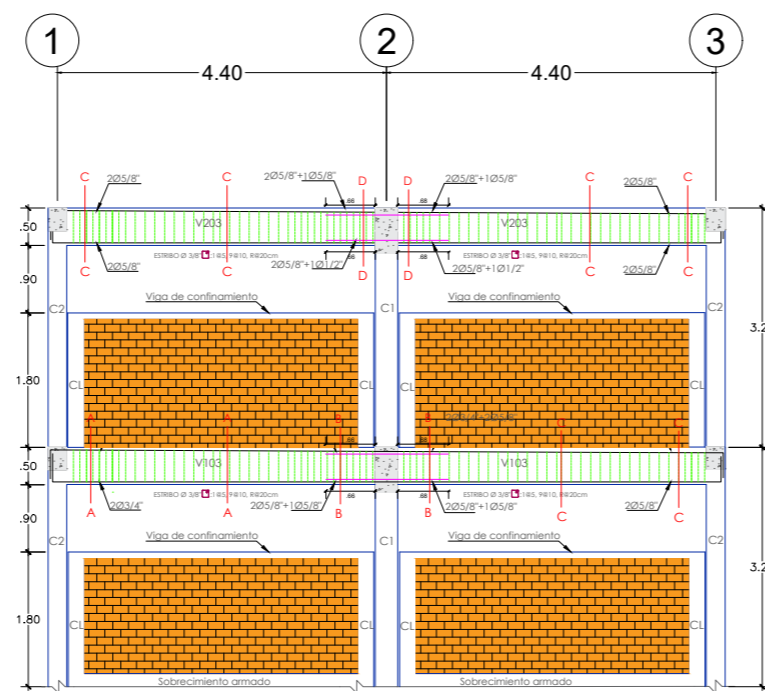
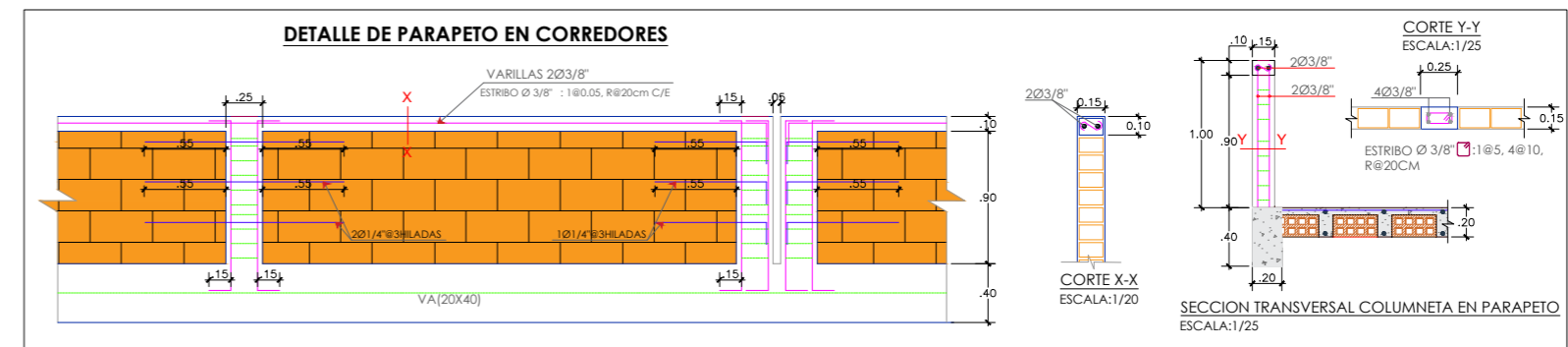
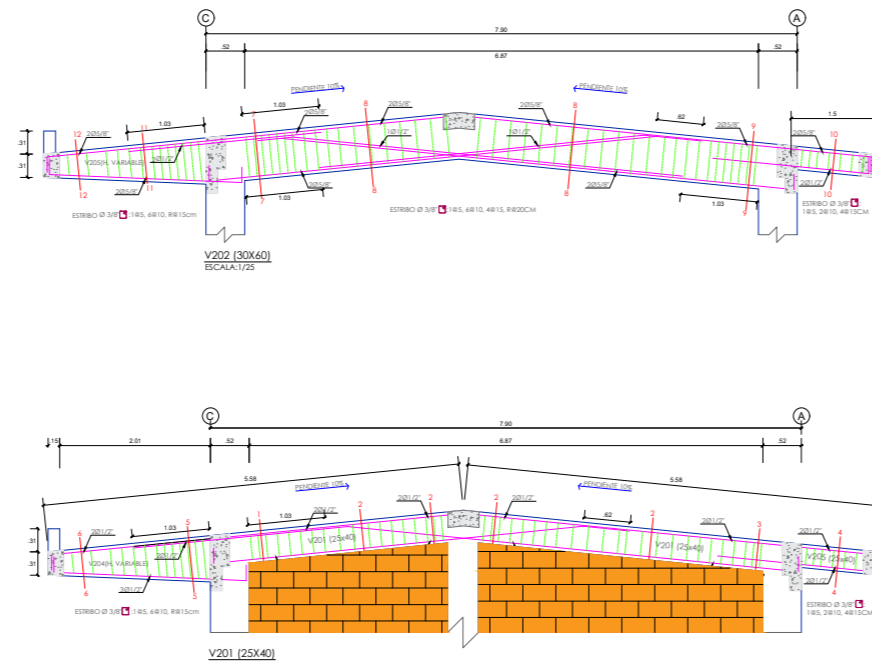
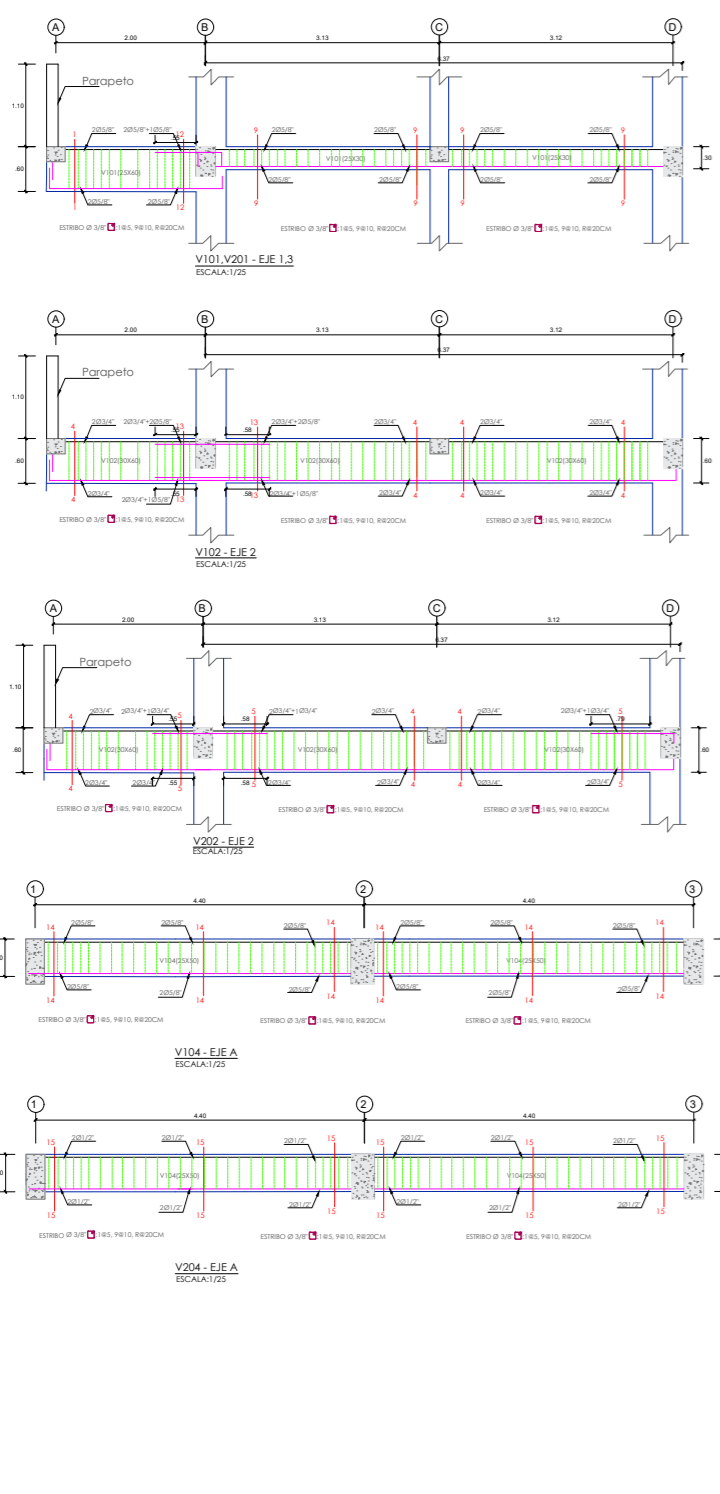
Anexo 6. Planos



ALIGERADO MODULO III
ESCALA: 1/50

SECCION DE COLUMNAS Y COLUMNETAS		
C 01	C 02	C 03
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" * 2 Ø 1/2" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E

SECCIÓN DE VIGAS				
CORTE 1-1	CORTE 2-2	CORTE 3-3	CORTE 4-4	CORTE 5-5
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" Rto adicional: 1" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" Rto adicional: 1 Ø 3/4" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" Rto adicional: 2 Ø 3/4" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rto adicional: - Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rto adicional: 1 Ø 3/4" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E
CORTE 4-4	EJE B y D	CORTE 8-8	CORTE 9-9	CORTE 10-10
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rto adicional: 2 Ø 3/4" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 1/2" Rto adicional: - Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rto adicional: - Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" Rto adicional: - Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/8" Rto adicional: 1 Ø 3/4" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E
CORTE 11-11	CORTE 12-12	CORTE 13-13	CORTE 14-14	CORTE 15-15
Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rto adicional: 1 Ø 5/8" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rto adicional: 1 Ø 5/8" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 3/4" Rto adicional: 3 Ø 5/8" Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 5/8" Rto adicional: - Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E	Sección indicada Acero long.: 4 Ø 1/2" Rto adicional: - Estibos Ø 3/8" 185, 9810, R#20cm C/E



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
- Acero	9 - 6020 Kg/m ³
- CONCRETO	f _{cd} = 100 Kg/cm ²
- CONCRETO COMPROBADO	f _{cd} = 100 Kg/cm ² + 3.3% R ₀
- SOBRECARGA	f _{cd} = 170 Kg/m ² + 2.5% R ₀
- VENTANAS, HERRAJES, CANTONEROS, ANCLAJES	f _{cd} = 2.50 Kg/cm ²
- REFORZAMIENTO ANTICORTANTE	f _{cd} = 2.50 Kg/cm ²
- ARMAZONES, COLUMNAS, VIGAS	f _{cd} = 2.50 Kg/cm ²
- HERRAJES, COLUMNAS, VIGAS	f _{cd} = 2.50 Kg/cm ²
- REFORZAMIENTO	f _{cd} = 2.50 Kg/cm ²
- CANTONEROS	4.00 cm
- HERRAJES	4.00 cm
- ANCLAJES	2.00 cm
- JUNTAS	7.00 cm

DESARROLLO DE VIGAS EJES B Y D- MODULO III
ESCALA: 1/50

UNIVERSIDAD CATÓLICA
Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERIA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil y Ambiental

PROYECTO: EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE Y DISEÑO POR DESEMPEÑO DE LA IE N°11025 JUAN PABLO VIZCARDO Y GUZMÁN ZEA, LA VICTORIA - CHICLAYO

DOCENTES: Ing. Jose Alberto Acero Martinez Ing. Jorge Enrique Alvarez Ruffran Ing. Jose Alfredo Caspedes Deza	PABELLÓN: MODULO 3	Fecha: 2024	Escala: Indicada
PLANO: LOSA ALIGERADA Y VIGAS	ALUMNO: Luis Alejandro Cabanillas Vilchez	Lamina: E-03	