

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO
MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA
INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD,
CARABAMBA - JULCAN, 2020**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

Bach. CASAMAYOR RIOS MARIBI LORENA

Bach. VASQUEZ MENDOCILLA RICARDO ABEL

ASESOR:

MG. ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

TRUJILLO-PERU

2020

APROBACION DE LA TESIS

El (La) asesor(a) y los miembros del jurado evaluador asignados, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por la Bachiller **Casamayor Ríos Maribi Lorena** y el Bachiller **Vásquez Mendocilla Ricardo Abel**, denominada:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO
MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL “PUSHOVER” DE
LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD,
CARABAMBA - JULCAN, 2020”**

PRESIDENTE

SECRETARIO

VOCAL

DEDICATORIA

A Dios, porque sé que sin él y su gran misericordia no hubiera llegado a donde estoy. Gracias por haberme iluminado y darme la dicha de seguir en el camino.

A mis padres: Roberth y Victoria porque estuvieron conmigo y forjaron en mi a una persona con valores, sin ellos no hubiera podido lograr este sueño.

A mis hermanos: Ángelo, Daniel, Kevin y Kristell, porque son mis confidentes y hacen de mis días más divertidos, gracias por esos momentos únicos y esos abrazos, los amo.

A mi familia en general, a mis abuelitos, tíos, primos que pusieron un granito de arena en los momentos más difíciles y me apoyaron, es algo que llevo muy dentro de mi corazón.

A Ricardo Vásquez, porque eres mi mentor, amigo y pieza fundamental, me apoyas y me das aliento, gracias por estar siempre ahí.

A mi abuela Santos y mi fiel compañero Lufy, que hoy están en el cielo, pero que me apoyaron en vida y sé que desde ahí me mandan buenas vibras para continuar, gracias por todo el amor que me brindaron.

Casamayor Ríos Maribi Lorena

A Dios

Por darme vida, salud y fuerza para seguir adelante en cada etapa de mi vida personal y profesional, sin su bendición infinita este logro jamás se habría forjado.

A mi madre

Maura Mendocilla Paredes

Por haberme dado todo su amor, cariño y apoyo en todos estos años. No tengo palabras para expresar mi agradecimiento por su guía, esfuerzo diario, estar siempre en las buenas y malas, inculcándome siempre buenos valores, gracias por su confianza y preocupación he podido lograr las metas y proyectos trazados.

A mis hermanos

Danitza, Gustavo, Aníbal y Elías

Por su apoyo moral, su cariño, sus risas y los momentos inolvidables que hemos vivido, saben que cuentan siempre conmigo.

A mis tíos

Santos Mendocilla y Oscar de la Cruz

Por haberme enseñado el valor del trabajo, y brindarme las oportunidades para poder culminar este importante logro.

Vásquez Mendocilla Ricardo Abel

AGRADECIMIENTO

A la **Universidad Privada de Trujillo** por habernos brindado la formación profesional.

A nuestro asesor **Mg.Ing. Durand Bazán Enrique Manuel** por habernos orientado y brindado su apoyo y conocimientos en la elaboración de esta investigación de tesis.

A todas las personas que han sido participes y que de alguna manera hicieron posible esta investigación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

APROBACION DE LA TESIS	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
INDICE DE GRÁFICOS.....	ix
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
I. INTRODUCCIÓN.....	16
1.1. Realidad problemática	16
1.2. Formulación del problema.....	22
1.3. Justificación.....	22
1.4. Limitaciones	23
1.5. Objetivos	23
1.5.1. Objetivo General	23
1.5.2. Objetivos Específicos	23
1.6. Antecedentes	24
1.7. Bases Teóricas.....	30
1.8. Definición de términos básicos	80
1.9. Formulación de la hipótesis.....	81
1.10. Propuesta de aplicación profesional	81
II. MATERIAL Y MÉTODOS	82
2.1. Material.....	82
2.2. Material de estudio.....	83
2.3. Técnicas, procedimientos e instrumentos.....	84
2.4. Operacionalización de variables	85
III. RESULTADOS.....	86
3.1. Procedimientos.....	86
3.1.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	87
3.1.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	89
3.1.3. ARQUITECTURA	96
3.1.4. ESTRUCTURACION	99
3.1.5. PRE-DIMENSIONAMIENTO	100
3.1.6. MODELO ESTRUCTURAL EN SOFTWARE ETABS	106
3.1.7. PROCEDIMIENTO DE ANALISIS SISMICO	121

3.1.8.	DISEÑO ESTRUCTURAL PRELIMINAR: SUPER-ESTRUCTURA	152
3.1.9.	ANALISIS ESTATICO NO LINEAL-PUSHOVER	157
3.1.10.	RESULTADO DEL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL-PUSHOVER	180
3.1.11.	DISEÑO ESTRUCTURAL FINAL	197
IV.	DISCUSIÓN	279
V.	CONCLUSIONES.....	280
VI.	RECOMENDACIONES	282
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	283
	ANEXOS	286

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factor de zona.....	47
Tabla 2:Valores típicos de los diferentes tipos de perfiles de suelo	50
Tabla 3:Factor de suelo, según el tipo de zona y el tipo de suelo	50
Tabla 4:Periodos "TP" y "TL" según el perfil de suelo	50
Tabla 5:Categoría de la edificaciones y el factor (U)	51
Tabla 6:Categoría y sistema estructural de las edificaciones	53
Tabla 7:Coeficiente básico de reducción según el sistema estructural	54
Tabla 8:Factor para Irregularidades Estructurales en Altura.....	55
Tabla 9:Factor para Irregularidades Estructurales en Planta	56
Tabla 10:Relación entre categoría de la edificación e irregularidad.....	57
Tabla 11:Límites para la distorsión del entrepiso	61
Tabla 12:Niveles de desempeño – ATC 40.....	67
Tabla 13:Materiales utilizados	82
Tabla 14:Cuadro de vértices de poligonal del terreno	88
Tabla 15:Cuadro de Puntos de Control.....	88
Tabla 16:Tipo de edificación u obra para determinar el número de puntos de exploración	90
Tabla 17:Número de puntos de exploración.....	92
Tabla 18:Espesor de losa unidireccional, según la luz libre.....	100
Tabla 19:Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones	101
Tabla 20:Espesor de losa bidireccional, según la luz libre.....	101
Tabla 21:Pesos Unitarios	123
Tabla 22:Carga Viva del Piso-Cargas mínimas repartidas.....	125
Tabla 23:Porcentaje de Carga Viva Adicionado a la Carga Total de la Edificación	131
Tabla 24:Zonas Sísmicas para la Región la Libertad.....	133
Tabla 25:Factor de suelo, según el tipo de zona y el tipo de suelo	135
Tabla 26:Periodos "TP" y "TL" según el perfil de suelo	135
Tabla 27:Categoría de la edificaciones y el factor (U)	136
Tabla 28:Coeficiente básico de reducción según el sistema estructural	139
Tabla 29:Relación entre categoría de la edificación e irregularidad.....	139
Tabla 30:Factor para Irregularidades Estructurales en Altura.....	140
Tabla 31:Factor para Irregularidades Estructurales en Planta	141
Tabla 32:Límites para la distorsión del entrepiso	151
Tabla 33:Niveles de Sismo y el Factor de Conversión Calculado	186
Tabla 34:Niveles de Sismo y el Factor de Conversión Asumido.....	186
Tabla 35:Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones para cada Nivel de Sismo	187
Tabla 36:Desplazamiento Espectral para cada Nivel de Sismo	189
Tabla 37:Punto de Desempeño Según la Norma FEMA 440.....	194
Tabla 38:Matriz de Puntos y Desplazamientos, Dirección: X-X.....	195
Tabla 39:Matriz de Desempeño Sísmico Dirección: X-X, Según Fema 440.....	195
Tabla 40:Matriz de Puntos y Desplazamientos, Dirección: Y-Y	196
Tabla 41:Matriz de Desempeño Sísmico Dirección: Y-Y, Según Fema 440.....	196
Tabla 42:Valores de "m" para Empalme por Traslape en Vigas.	206
Tabla 43:Fuerzas Ultimas Actuantes en la Columna TEE del Módulo: Aulas	212
Tabla 44:Fuerzas Ultimas Actuantes en la Placa TEE del Módulo: Aulas	219

INDICE DE GRÁFICOS

Ilustración 1: Secciones transversales comunes de Tensores.	31
Ilustración 2: Clases de vigas según su forma de apoyo.	31
Ilustración 3: Columnas sometidas a fuerzas axiales y momento flector.	32
Ilustración 4: Acción de cargas en armadura de un puente.	32
Ilustración 5: Puente Golden Gate (1280.2 m) –E.E.U.U.	33
Ilustración 6: Puente de la Puerta del Infierno (5200 m) –E.E.U.U.	33
Ilustración 7: Composición de elementos en Marcos.	34
Ilustración 8: Estadio Olímpico de Múnich-Alemania.	34
Ilustración 9: Esfuerzos de compresión.	36
Ilustración 10: Esfuerzos de tracción.	36
Ilustración 11: Esfuerzos de corte.	36
Ilustración 12: Esfuerzos de flexión.	37
Ilustración 13: Esfuerzos por torsión.	37
Ilustración 14: Propagación de las ondas sísmicas en el interior de la tierra.	38
Ilustración 15: Propagación de las ondas sísmicas en la corteza terrestre.	38
Ilustración 16: Mapa de grandes sismos históricos ocurridos en el Perú, periodo 1500 a 2014.	39
Ilustración 17: Planta de edificio estructurado con criterio clásico, ineficaz para un país sísmico.	41
Ilustración 18: Asimetría en planta y elevación.	42
Ilustración 19: Efecto de falta de ductilidad en una estructura.	42
Ilustración 20: Acción de fuerza sísmica en edificio se observa falta de monolitismo.	43
Ilustración 21: Discontinuidad en elementos y flujo de fuerzas.	43
Ilustración 22: Falta de rigidez lateral y discontinuidad de elementos.	44
Ilustración 23: Planta de edificio con simetría aparente, pero con abertura entre los ejes 3 y 4, por lo cual el eje 4 no recibirá transferencia de carga sísmica.	44
Ilustración 24: Daños producidos por la interacción de elementos estructurales y no estructurales. ...	45
Ilustración 25: Zonificación sísmica del Perú.	47
Ilustración 26: Procedimientos de análisis sísmico.	62
Ilustración 27: Demanda sísmica y capacidad estructural.	62
Ilustración 28: Factor de reducción de fuerza sísmica.	63
Ilustración 29: Representación esquemática del uso de procedimientos de análisis.	63
Ilustración 30: Representación de niveles de desempeño según SEAOC.	65
Ilustración 31: Objetivos de desempeño sísmico.	66
Ilustración 32: Nivel de peligro sísmico.	67
Ilustración 33: Curva de capacidad resistente y el Pushover.	69
Ilustración 34: Diagrama de esfuerzo-deformación.	70
Ilustración 35: Curva de esfuerzo-deformación del concreto no confinado.	70
Ilustración 36: Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado.	71
Ilustración 37: Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado.	73
Ilustración 38: Curva de esfuerzo-deformación del concreto a tracción.	73
Ilustración 39: Curva de esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico perfecto para el acero sometido a tracción.	74
Ilustración 40: Curva completa de esfuerzo-deformación del acero sometido a tracción.	75
Ilustración 41: Vista Satelital del Proyecto de la I.E. Primaria Virgen de la Natividad.	81
Ilustración 42: Distribución Arquitectónica del Módulo: Aulas de la I.E. Primaria Virgen de la Natividad.	97
Ilustración 43: Elevación Lateral del Módulo: Aulas de la I.E. Primaria Virgen de la Natividad.	97
Ilustración 44: Vista en Planta de la Ubicación del Módulo: Aulas de la I.E. Primaria Virgen de la Natividad.	98
Ilustración 45: Estructuración final-Modulo: Aulas.	106
Ilustración 46: Esquemmatización en Planta-Modulo: Aulas.	107
Ilustración 47: Esquemmatización en Elevación-Modulo: Aulas.	107
Ilustración 48: Arranque del Software Etabs V.16.2.1	108

Ilustración 49: Nuevo Modelo en el Software Etabs V.16.2.1	108
Ilustración 50: Definición de Grillas en el Software Etabs V.16.2.1	109
Ilustración 51: Configuración de Grillas en el Software Etabs V.16.2.1.....	110
Ilustración 52: Configuración de Unidades en el Software Etabs V.16.2.1	110
Ilustración 53: Definición de los Materiales en el Software Etabs V.16.2.1	110
Ilustración 54: Definición de las Propiedades del Concreto en el Software Etabs V.16.2.1.....	111
Ilustración 55: Definición de las Propiedades del Acero en el Software Etabs V.16.2.1.....	112
Ilustración 56: Definición de Columna en el Software Etabs V.16.2.1.....	113
Ilustración 57: Definición de Viga en el Software Etabs V.16.2.1	114
Ilustración 58: Definición de Placas en el Software Etabs V.16.2.1	115
Ilustración 59: Definición de Losas en el Software Etabs V.16.2.1	115
Ilustración 60: Dibujo de Columnas en el Software Etabs V.16.2.1	116
Ilustración 61: Dibujo de Vigas en el Software Etabs V.16.2.1	116
Ilustración 62: Dibujo de Placas en el Software Etabs V.16.2.1	117
Ilustración 63: Dibujo de Losas en el Software Etabs V.16.2.1	117
Ilustración 64: Asignación de Empotramiento en el Software Etabs V.16.2.1	118
Ilustración 65: Revisión del Modelo Estructural en el Software Etabs V.16.2.1.....	118
Ilustración 66: Creación del Diafragma rígido en el Software Etabs V.16.2.1	119
Ilustración 67: Asignación del Diafragma rígido en el Software Etabs V.16.2.1.....	119
Ilustración 68: Definición del Nombre de las Placas en el Software Etabs V.16.2.1	120
Ilustración 69: Asignación del Nombre de las Placas en el Software Etabs V.16.2.1.....	120
Ilustración 70: Asignación de Brazos Rígidos en el Software Etabs V.16.2.1	121
Ilustración 71: Definición de los Patrones de Carga en el Software Etabs V.16.2.1	122
Ilustración 72: Asignación de cargas en losas con el Software Etabs V.16.2.1	128
Ilustración 73: Asignación de cargas en vigas con el Software Etabs V.16.2.1.....	129
Ilustración 74: Asignación de cargas en columnas con el Software Etabs V.16.2.1.....	130
Ilustración 75: Definición de la masa de la edificación en el Software Etabs V.16.2.1	131
Ilustración 76: Zonificación Sísmica del Perú y sus factores de zona(Z).....	132
Ilustración 77: Definición del Análisis Estático y Asignación de coeficientes en el Software Etabs V.16.2.1.....	143
Ilustración 78: Discretización de Muros de Concreto Armado en el Software Etabs V.16.2.1	144
Ilustración 79: Definición del Espectro de Respuesta en el Software Etabs V.16.2.1.....	145
Ilustración 80: Definición de Casos del Análisis Espectral en el Software Etabs V.16.2.1	146
Ilustración 81: Definición de Desplazamientos en el Software Etabs V.16.2.1	147
Ilustración 82: Definición de Modos de Vibración en el Software Etabs V.16.2.1	147
Ilustración 83: Análisis de la Estructura en el Software Etabs V.16.2.1	148
Ilustración 84: Resultados del Periodo Fundamental y Masa Participativa en el Software Etabs V.16.2.1.....	149
Ilustración 85: Resultados Fuerza Cortante Estática y Dinámica en el Software Etabs V.16.2.1.....	150
Ilustración 86: Resultados para el Cálculo de Derivas en el Software Etabs V.16.2.	152
Ilustración 87: Resultado de Diseño en Vigas con el Software Etabs V.16.2.1.....	152
Ilustración 88: Cuantía de Columnas con el Software Etabs V.16.2.1	153
Ilustración 89: Relación 6/5 Viga- Columna en el Software Etabs V.16.2.1	154
Ilustración 90: Armado de Vigas Preliminar para el Análisis Estático No lineal-Pushover en el Software Etabs V.16.2.1	156
Ilustración 91: Armado de Columnas y Placas para el Análisis Estático No Lineal-Pushover en el Software Etabs V.16.2.1	157
Ilustración 92: Definición de la No Linealidad del Concreto No Confinado en el Software Etabs V.16.2.1.....	159
Ilustración 93: Curva Esfuerzo-Deformación del Concreto No Confinado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	159
Ilustración 94: Definición de la No Linealidad del Concreto Confinado en el Software Etabs	160
Ilustración 95: Curva Esfuerzo-Deformación del Concreto Confinado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	160
Ilustración 96: Definición de la No Linealidad del Acero de Refuerzo $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en el Software Etabs V.16.2.1	161
Ilustración 97: Curva Esfuerzo-Deformación del Acero $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	161

Ilustración 98: Diagrama de Momento Curvatura de Columnas en el Software Etabs V.16.2.1	162
Ilustración 99: Centro de Masas donde se asignará las cargas laterales en el Software Etabs V.16.2.1	163
Ilustración 100: Definición de Pushover en el Software Etabs V.16.2.1	164
Ilustración 101: Definición del Caso de Carga Gravitacional no Lineal en el Software Etabs V.16.2.1	164
Ilustración 102: Definición del Caso de Carga "AENL" en el Software Etabs V.16.2.1	165
Ilustración 103: Definición del Punto de Control del Desplazamiento, caso: "X-X" en el Software Etabs V.16.2.1	165
Ilustración 104: Definición de Puntos Salvados, caso: "X-X" en el Software Etabs V.16.2.1	166
Ilustración 105: Incrementos en Puntos Salvados, caso: "X-X" en el Software Etabs V.16.2.1	166
Ilustración 106: Definición de Rotulas Plásticas en el Software Etabs V.16.2.1	167
Ilustración 107: Definición de Rotulas Plásticas para cada Elemento Estructural en el Software Etabs V.16.2.1	168
Ilustración 108: Asignación de Rotulas Plásticas en Vigas en el Software Etabs V.16.2.1	169
Ilustración 109: Características para la Asignación Automática de Rotulas Plásticas en Vigas en el Software Etabs V.16.2.1	170
Ilustración 110: Parámetros de modelamiento y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales en Vigas de Concreto Armado	170
Ilustración 111: Asignación de Rotulas Plásticas en Columnas en el Software Etabs V.16.2.1	172
Ilustración 112: Características para la Asignación Automática de Rotulas Plásticas en Columnas en el Software Etabs V.16.2.1	172
Ilustración 113: Parámetros de modelamiento y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales en Columnas de Concreto Armado	173
Ilustración 114: Definición del Concreto No Confinado 210 kg/cm^2 en el Software Etabs V.16.2.1	174
Ilustración 115: Definición del Concreto Confinado 210 kg/cm^2 en el Software Etabs V.16.2.1	174
Ilustración 116: Modelos de Placas y sus Componentes de Concreto Confinado y No Confinado ..	175
Ilustración 117: Definición de Propiedades de Placas en el Software Etabs V.16.2.1	176
Ilustración 118: Configuración de las Propiedades de las Placas ($e=0.25\text{m}$ y $e=0.30\text{m}$) en el Software Etabs V.16.2.1	177
Ilustración 119: Rotulas Plásticas Vistas en Planta y Elevación en el Software Etabs V.16.2.1	178
Ilustración 120: Rotulas Plásticas Vista en 3D en el Software Etabs V.16.2.1	179
Ilustración 121: Análisis No Lineal de la Estructura en el Software Etabs V.16.2.1	180
Ilustración 122: Formación de la Primera Rotula Plástica en la Dirección X-X en el Software Etabs V.16.2.1	181
Ilustración 123: Formación de Rotulas Plásticas en la Dirección X-X en el Software Etabs V.16.2.1	181
Ilustración 124: Mecanismo de Colapso en la Dirección X-X en el Software Etabs V.16.2.1	182
Ilustración 125: Formación de la Primera Rotula Plástica en la Dirección Y-Y en el Software Etabs V.16.2.1	182
Ilustración 126: Formación de Rotulas Plásticas en la Dirección Y-Y en el Software Etabs V.16.2.1	183
Ilustración 127: Mecanismo de Colapso en la Dirección Y-Y en el Software Etabs V.16.2.1	183
Ilustración 128: Curva de Capacidad de la Estructura en la Dirección X-X en el Software Etabs V.16.2.1	184
Ilustración 129: Curva de Capacidad de la Estructura en la Dirección Y-Y en el Software Etabs V.16.2.1	184
Ilustración 130: Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones para cada Nivel de Sismo	188
Ilustración 131: Espectro de Respuesta Elástico en formato ADRS para cada Nivel de Sismo	190
Ilustración 132: Punto de Desempeño para Sismos: Frecuente y De Servicio, Dirección X-X Según FEMA 440 en el Software Etabs V.16.2.1	191
Ilustración 133: Punto de Desempeño para Sismos: De Diseño y Máximo, Dirección X-X Según FEMA 440 en el Software Etabs V.16.2.1	192
Ilustración 134: Punto de Desempeño para Sismos: Frecuente, De Servicio, De Diseño y Máximo, Dirección Y-Y Según FEMA 440 en el Software Etabs V.16.2.1	193

Ilustración 135: Matriz de Desempeño Esperado.....	194
Ilustración 136: Desempeño Sísmico Dirección: X-X, Según FEMA 440.....	195
Ilustración 137: Desempeño Sísmico Dirección: Y-Y, Según FEMA 440.....	196
Ilustración 138: Acero Necesario en Vigas para el Modulo: Aulas, en el Software Etabs V.16.2.1 .	200
Ilustración 139: Diagrama de Fuerza Cortante(Tonf)- Viga: 0.30 x 0.65 del Eje 4, Tramo A-C, en el Software Etabs V.16.2.1	200
Ilustración 140: Diagrama de Momento Flector(Tonf-m) - Viga: 0.30 x 0.65 del Eje 4, Tramo A-C, en el Software Etabs V.16.2.1	201
Ilustración 141: Diagrama de Momento Torsor(Tonf-m) - Viga: 0.30 x 0.65 del Eje 4, Tramo A-C, en el Software Etabs V.16.2.1	201
Ilustración 142: Espaciamiento de Acero Transversal en Vigas.....	205
Ilustración 143: Zonas de Empalme por Traslape en Vigas	205
Ilustración 144: Disposición de Acero Longitudinal y Transversal de la Viga Ubicada en el Eje2=6 del Módulo de Aulas	208
Ilustración 145: Acero Necesario en Columnas del Módulo: Aulas, en el Software Etabs V.16.2.1	210
Ilustración 146: Cuantía de Acero en Columnas del Módulo: Aulas, en el Software Etabs V.16.2.1	211
Ilustración 147: Diagrama de Interacción de Columna TEE para M2-2 del Módulo Aulas.....	213
Ilustración 148: Diagrama de Interacción de Columna TEE para M3-3 del Módulo Aulas.....	213
Ilustración 149: Disposición de Acero en de Columna TEE para M2-2 yM3-3 del Módulo Aulas..	214
Ilustración 150: Espaciamiento de Acero Transversal en Columnas.....	216
Ilustración 151: Momento Nominal Ultimo en la Parte Superior e Inferior de la Columna TEE en la Intersección de los ejes A y 2.....	216
Ilustración 152: Disposición de Acero Longitudinal y Transversal de la Columna TEE Ubicada en la Intersección de los ejes A y 2.....	218
Ilustración 153: Disposición de Acero Vertical de la Placa TEE en la Intersección de los ejes A y 4, para realizar el Diagrama de Interacción.	220
Ilustración 154: Definición de la Placa TEE en el Software Etabs	221
Ilustración 155: Diagrama de Interacción de Placa TEE para M2-2 del Módulo Aulas.....	221
Ilustración 156: Diagrama de Interacción de Placa TEE para M3-3 del Módulo Aulas.....	222
Ilustración 157: Disposición de Acero para la Placa TEE Ubicada en la Intersección de los ejes A y 4.	226
Ilustración 158: Esquema de Losa Aligerada Unidireccional.	227
Ilustración 159: Esquema de Losa Aligerada Bidireccional.	228
Ilustración 160: Ensanche Corrido y Alternado de Vigueta	229
Ilustración 161: Armado de Losas Aligeradas.....	230
Ilustración 162: Exportación de Cargas de la Losa de Techo del Módulo de Aulas del Software Etabs V.16.2.1 al software SAFE 12.3.1	231
Ilustración 163: Importación de Archivo S2k del Techo-Módulo de Aulas en el software SAFE 12.3.1	232
Ilustración 164: Modificación de Propiedad de Peso en el Techo-Módulo de Aulas en el software SAFE 12.3.1.....	233
Ilustración 165: Cargas Exportadas del Techo-Módulo de Aulas en el software SAFE 12.3.1	234
Ilustración 166: Definición de Estados de Carga en el software SAFE 12.3.1	234
Ilustración 167: Alternancia de Carga (CM, L1, L2, L3) en el software SAFE 12.3.1	235
Ilustración 168: Alternancia de Carga (L4, L5, L6, L7) en el software SAFE 12.3.1.....	235
Ilustración 169: Definición de Estados de Carga en el software SAFE 12.3.1	236
Ilustración 170: Definición de las Franjas de la Losa, en las direcciones X-X(A) e Y-Y(B) en el software SAFE 12.3.1	237
Ilustración 171: Dibujo de las Franjas de la Losa, en las direcciones X-X(A) e Y-Y(B) en el software SAFE 12.3.1.....	237
Ilustración 172: Máxima Deformación de la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas.....	238
Ilustración 173: Momentos de la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas, Dirección X-X	239
Ilustración 174: Momentos de la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas, Dirección Y-Y	240
Ilustración 175: Fuerza Cortante actuante en la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas, Dirección X-X e Y-Y.....	241

Ilustración 176: Disposición de Acero en la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas	242
Ilustración 177: Exportación de Cargas de la Base de la Estructura del Módulo de Aulas del Software Etabs V.16.2.1 al software SAFE 12.3.1	249
Ilustración 178: Importación de Archivo S2k de la Base de la Estructura Conteniendo las Cargas: Muerta, Viva y Sismo en X-X e Y-Y-Módulo de Aulas en el software SAFE 12.3.1	250
Ilustración 179: Definición de Materiales en el Software SAFE 12.3.1.....	250
Ilustración 180: Definición de Propiedades de Zapatas y Áreas Rígidas en el Software SAFE 12.3.1	251
Ilustración 181: Definición del Suelo de Soporte en el Software SAFE 12.3.1.....	251
Ilustración 182: Definición de las Combinaciones de Carga en el Software SAFE 12.3.1	252
Ilustración 183: Definición de Vigas de Cimentación en el Software SAFE 12.3.1.....	252
Ilustración 184: Comando para Dibujo de Zapata y Área Rígida en el Software SAFE 12.3.1	253
Ilustración 185: Comando para Dibujo de Viga de Cimentación en el Software SAFE 12.3.1	253
Ilustración 186: Disposición Final de la Cimentación para el análisis en el Software SAFE 12.3.1.	254
Ilustración 187: Asignación de Soporte a la Cimentación en el Software SAFE 12.3.1	254
Ilustración 188: Asignación de Carga Muerta y Carga Viva a la Cimentación en el Software SAFE 12.3.1	255
Ilustración 189: Configuración de Análisis en el Software SAFE 12.3.1.....	256
Ilustración 190: Diagrama de Presiones debido a Cargas de Servicio de la Cimentación del Módulo: Aulas en el Software SAFE 12.3.1.....	256
Ilustración 191: Diagrama de Presiones (Presión del Suelo amplificado en 30%) debido a Cargas de Servicio y Sismo de Derecha a Izquierda de la Cimentación del Módulo: Aulas en el Software SAFE 12.3.1	257
Ilustración 192: Diagrama de Presiones (Presión del Suelo amplificado en 30%) debido a Cargas de Servicio y Sismo de Izquierda a Derecha de la Cimentación del Módulo: Aulas en el Software SAFE 12.3.1	257
Ilustración 193: Diagrama de asentamientos debido a Cargas de Servicio y Sismos: de Izquierda a Derecha y viceversa de la Cimentación del Módulo: Aulas en el Software SAFE 12.3.1	258
Ilustración 194: Definición de las Franjas de las Zapatas, en las direcciones X-X(A) e Y-Y(B) en el software SAFE 12.3.1	258
Ilustración 195: Dibujo de las Franjas de las Zapatas, en las direcciones X-X(A) e Y-Y(B) en el software SAFE 12.3.1	259
Ilustración 196: Definición de la Combinación tipo Envolvente en el software SAFE 12.3.1	259
Ilustración 197: Diagramas de Momentos Flectores en las Franjas de Diseño, en las direcciones X-X(Izquierda) e Y-Y(Derecha) en el software SAFE 12.3.1	260
Ilustración 198: Diagramas de Fuerzas Cortantes en las Franjas de Diseño, en las direcciones X-X(Izquierda) e Y-Y(Derecha) en el software SAFE 12.3.1	261
Ilustración 199: Diagrama de Momento Flector en las direcciones: X-X(Izquierda) e Y-Y(Derecha) de la Zapata Aislada Ubicada en la Intersección de los Ejes "A" y "3" del Módulo: Aulas	262
Ilustración 200: Diagrama de Fuerzas Cortantes en las direcciones: X-X(Izquierda) e Y-Y(Derecha) de la Zapata Aislada Ubicada en la Intersección de los Ejes "A" y "3" del Módulo: Aulas	263
Ilustración 201: Disposición de Acero de la Zapata Aislada Ubicada en la Intersección de los Ejes "A" y "3" del Módulo: Aulas.....	263
Ilustración 202: Diagramas de Momentos Flectores de las Vigas de Cimentación en el software SAFE 12.3.1	264
Ilustración 203: Diagramas de Fuerzas Cortantes de las Vigas de Cimentación en el software SAFE 12.3.1	265
Ilustración 204: Diagrama de Momento Flector(Izquierda) y Fuerza Cortante(Derecha) de la Viga de Cimentación Ubicada en el Eje "1", Tramo "A" y "C" del Módulo: Aulas.....	266
Ilustración 205: Disposición de Acero Longitudinal de la Viga de Cimentación Ubicada en el Eje "1", Tramo "A" y "C" del Módulo: Aulas	268
Ilustración 206: Disposición Final de la Viga de Cimentación Ubicada en el Eje "1", Tramo "A" y "C" del Módulo: Aulas.....	269

RESUMEN

En la presente tesis se realizará el diseño estructural basado en desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal "Pushover" de la Institución Educativa Virgen de la Natividad, Distrito de Carabamba, Provincia de Julcán, que consiste en hallar la curva de capacidad de la estructura del Módulo Aulas, aplicándole cargas laterales incrementales hasta que está presente un mecanismo de falla, con la finalidad de que el diseño de la estructura sea capaz de brindar un comportamiento aceptable para cada nivel de sismo que se pueda presentar durante su vida útil.

Este proyecto se realizará a partir de estudios previos: Topografía, Estudio de Mecánica de Suelos y un diseño arquitectónico definido. Seguidamente se realizó la estructuración, y predimensionamiento de los elementos estructurales para luego idealizarlo mediante un modelo pseudo-tridimensional en el software Etabs(super-estructura) y Safe (losa de techo y sub-estructura). El módulo en análisis(aulas) está constituido por material predominante de concreto armado y tiene un sistema estructural tipo Dual en ambos sentidos de análisis X-X e Y-Y.

El análisis Lineal (estático y dinámico) y no lineal estático de la estructura se realizó en el Software Etabs, tomando como referencia los parámetros de las normas peruanas: NTE E.020(Cargas), NTE E.030 (Diseño Sismorresistente), NTE E.050(Suelos y Cimentaciones), NTE E.060 (Concreto Armado) y los procedimientos de los códigos internacionales: (FEMA 440, 2005), (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014) y (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999).

Al aplicar el análisis estático no lineal a la estructura se determinó que se encuentra en los niveles de desempeño: Operacional, Operacional, Resguardo de Vida y Cerca al Colapso para los niveles de sismo: frecuente, ocasional, de diseño y máximo respectivamente. Finalmente se realizó el diseño estructural definitivo de los elementos estructurales de la super-estructura y la sub-estructura, los resultados se reflejan en los planos estructurales.

ABSTRACT

In this thesis, the structural design based on seismic performance will be carried out using the non-linear static analysis "Pushover" of the Virgen de la Natividad Educational Institution, Carabamba District, Julcan Province, which consists of finding the capacity curve of the structure of the Classroom Module, applying incremental lateral loads until a failure mechanism is present, so that the design of the structure is capable of providing acceptable behavior for each level of earthquake that may occur during its useful life.

This project will be carried out based on previous studies: Topography, Soil Mechanics Study and a defined architectural design. Subsequently, the structuring and pre-dimensioning of the structural elements were carried out and then idealized using a pseudo-three-dimensional model in the Etabs (superstructure) and Safe (roof slab and substructure) software. The module under analysis (classrooms) is made up of predominantly reinforced concrete material and has a Dual type structural system in both directions of analysis X-X and Y-Y.

The Linear (static and dynamic) and static nonlinear analysis of the structure was carried out in the Etabs Software, taking as reference the parameters of the Peruvian standards: NTE E.020 (Loads), NTE E.030 (Earthquake Resistant Design), NTE E.050 (Soils and Foundations), NTE E.060 (Reinforced Concrete) and the procedures of international codes: (FEMA 440, 2005), (American Society of Civil Engineers-ASCE / SEI 41-13, 2014) and (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999).

When applying the non-linear static analysis to the structure, it was determined that it is at the performance levels: Operational, Operational, Life Safe and Near Collapse for the earthquake levels: frequent, occasional, design and maximum respectively. Finally, the final structural design of the structural elements of the superstructure and substructure was carried out, the results are reflected in the structural plans.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

Según la (Organización de las Naciones Unidas, 2019), Los planes de la zona educativa deben de tener en cuenta los peligros que representan los desastres naturales: muertes, daños a las infraestructuras y desplazamientos, y vigilar así que los servicios educativos se vean perturbados lo menos posible, desde la réplica de emergencia hasta la recuperación. En el 2017, la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres y la Alianza Mundial para la Reducción del Riesgo de Desastres y la Resiliencia en el Sector Educativo publicaron un marco actualizado de Seguridad Integral Escolar. Sus tres pilares son: las instalaciones de aprendizaje seguras, gestión de catástrofes en la escuela y educación referente al aminoramiento de riesgos y la resiliencia.

Según el investigador (Torres, 2013) , En España, ante emergencias y desastres, los centros educativos se convierten en instalaciones alternativas destinadas a centros de evacuación, clínicas de eventual emergencia médica, establecimiento de abasto y alojamiento temporal, entre muchas otras. Sin embargo, además de ser importantes ante eventuales emergencias, las instalaciones educativas contribuyen al desarrollo humano. En este sentido la mitigación del riesgo sísmico en escuelas representa el aminoramiento de efectos directos en el sector educativo. Ahora bien, las escuelas se dan prioridad según su ubicación geográfica, el tipo de construcción realizada y su vulnerabilidad, así como también su capacidad para funcionar como centro de servicios al momento de realizar la atención de emergencias.

Según el (Instituto Belisario Domínguez, 2017) , En México la seguridad de los edificios destinados a escuelas es un tema ampliamente atendido en las normas legales, en lo que significa su construcción y mantenimiento, sin embargo, en una evaluación realizada

para conocer la seguridad estructural que las escuelas brindan, se concluyó que en términos generales las escuelas necesitan de un mantenimiento de urgencia, pues al no existir, está trayendo como consecuencia el desgaste y daños de los elementos estructurales, que se vería reflejado en la afectación de la estabilidad de los edificios escolares.

Según (Bonilla, 2016), La infraestructura Educativa en Guatemala cuenta con una normativa vigente, la cual conlleva posteriormente a la construcción de edificios escolares, pues antes de la normativa, estos no cumplen con especificaciones reguladas, como criterios de tamaños de aulas, áreas verdes mínimas o ambientes obligatorios destinados a diferentes actividades en todos los niveles educativos. Los servicios de educación se dan en entornos diferentes y en edificios que tienen diferentes condiciones de infraestructura. Los edificios escolares públicos, funcionan en dos o tres jornadas educativas, lo que conlleva a un deterioro en mayor magnitud y a un ritmo más acelerado.

Según el investigador (Caicedo, 2012), Los proyectos educativos que viene realizando el Gobierno de Colombia por medio del Ministerio de Educación Nacional ayudan a mejorar, ampliar, modernizar y/o rescatar la capacidad prestadora del servicio de educación, proporcionando condiciones físicas adecuadas, centrándose en mejorar la calidad de prestación educacional del servicio más que el de aumentar la cobertura. No obstante, el pedido poblacional para mejorar los servicios educativos sobre todo en lo que a infraestructura se refiere, ha traído como consecuencia que las instituciones educativas, realicen solicitudes para la gestación de proyectos educativos.

Según el (Centro de Desarrollo de la Organización para la Cooperacion y Desarrollo Economicos (OCDE), 2016), el Perú ha experimentado un importante progreso socioeconómico y un progreso del bienestar en las últimas dos décadas gracias a una

mezcla de políticas macroeconómicas, la creación de programas de protección social y condiciones externas favorables. En este contexto la inversión en educación y en habilidades cumple con este doble objetivo que finalmente llevara a fomentar un aumento en el desarrollo inclusivo del Perú. Precisamente con el fin de motivar a la universalización de la educación inicial, incrementar la jornada escolar en educación secundaria y modernizar y mantener el mobiliario y el equipamiento, entre el 2011 y 2015 la inversión en infraestructura educativa ha sobrepasado los 3500 millones de USD, la cifra más grande en los últimas décadas, lo cual ha conllevado a rehabilitar o construir 4000 escuelas, además de esto, se está aumentando los recursos que se les brinda a los directores y escuelas para mantener la infraestructura escolar, es por ello que para cerciorar una buena gestión y a velar por la ejecución de recursos que van dirigidos a infraestructura, se ha creado el Programa Nacional de Infraestructura Educativa (PRONIED) quien da respaldo a escuelas dignas para los alumnos y comunidad educativa.

Según el (Sistema Nacional de Evaluación, Acreditación y Certificación de Calidad Educativa (SINEACE), 2015), Julcan muestra un índice de analfabetismo de 23%, donde la mayor repercusión se encuentra en personas de 65 años a más, seguido de niños entre 5 y 9 años y finalmente las personas entre 40 años y 64 años. Las instituciones educativas de Julcan acreditan en las evaluaciones realizadas un déficit de infraestructura, con mobiliario inadecuado, incompleto y en pésimo estado. La mayor parte de las instituciones educativas existentes han sido construidas por los mismos padres de familia sin ningún tipo de asesoría técnica ni profesional, que significaría en algunos casos poner en riesgo la seguridad de los alumnos, además de ello, se tienen problemas por el no abastecimiento de agua, pues en su mayoría se abastecen de agua que se encuentra almacenada en cilindros, la cual es trasladada de algún río cercano y en

otros casos excepcionales son los padres de familia quienes han realizado canales para poder realizar el traslado del líquido elemento, tampoco tienen con un sistema de desagüe y alcantarillado, por lo que en muchos casos cuentan con pozos ciegos, letrinas o pozos sépticos construidos sin algún tipo de asesoría profesional y que no reciben un mantenimiento apropiado.

Según (Briones Sánchez, 2018) A nivel mundial existen muchos softwares que son utilizados para la creación de proyectos de estructuras, lo que los diferencia principalmente es: la interfaz, el método de análisis y los códigos de diseño. La metodología que usan los softwares para el análisis es elementos finitos y contienen diferentes códigos para el análisis sismorresistente y el diseño en concreto armado, los que son configurados por el proyectista. Finalmente, el análisis sismorresistente llevara como consecuencia inmediata al diseño en concreto armado.

Según (Loa Canales, 2017), El análisis PUSHOVER es una técnica simple pero efectiva al momento de determinar la capacidad de una estructura afectada por las fuerzas inerciales que pueden ser ocasionadas por un evento sísmico. El método consiste en someter a la estructura a un patrón de cargas laterales que aumentan de manera monótona hasta alcanzar la máxima capacidad de la estructura. Con este método se puede verificar la secuencia de agrietamiento, fluencia y falla de los elementos, así como las fuerzas asociadas a un desplazamiento específico de la estructura (curva de capacidad) y el mecanismo de colapso total. El principal inconveniente del análisis PUSHOVER es que asume al desplazamiento como causante de daño de la estructura, sin considerar el efecto de la energía asociada a las componentes dinámicas de las durezas (energía cinética y energía de amortiguamiento viscoso) generadas por la excitación sísmica.

Según (Fustamante Ibazeta, 2018), La ingeniería sísmica basada en desempeño es un

método extranjero, sin embargo, brinda los datos técnicos suficientes y necesarios para entender mejor el diseño de las estructuras según las propiedades de suelo y probabilidades sísmicas. La implementación de la ingeniería sísmica basada en desempeño cubrirá las deficiencias de los diseñadores que aprenden a seguir reglas, pero desconocen el porqué de las reglas necesitan ciertos parámetros, desentienden el desempeño para la cual está destinada la estructura y por consiguiente no conocen las reglas para obtener desempeños diferentes. Sin embargo, a pesar de los esfuerzos que se han realizado para desarrollar las normativas de diseño sismorresistente E.030-2018, no deja de tener un carácter empírico en la utilización de un factor "R" (reducción sísmica) en el diseño de las estructuras, es por ello que la respuesta total de la estructura ante un eventual sismo de gran magnitud es una incertidumbre.

El Perú forma parte del cinturón de fuego del Pacífico, por consiguiente, la costa y sierras peruana está en una zona de alta actividad tectónica y sísmica. Los terremotos de gran intensidad azotaron en repetidas ocasiones las ciudades ubicadas en estas regiones. Los sismos más recientes ocurridos fueron Yungay el 31 de mayo de 1970 y en Lima el 03 de octubre de 1974. En definitiva, los terremotos de gran intensidad volverán a afectar las ciudades de la costa y sierra.

El principal problema que tiene la Institución Educativa Virgen de la Natividad es que tiene actualmente una infraestructura precaria y en mal estado debido al paso del tiempo y a que gran parte de esta se encuentra construido de material rustico, representando un peligro latente para la seguridad de los alumnos, profesores y visitantes. Sin embargo, al contar la localidad con un área de terreno destinada a educación, la institución educativa será reubicada y por ende proyectada con el fin de salvaguardar la vida de sus ocupantes, así como también de mejorar la calidad educativa de sus estudiantes y con ello ayudar a forjar el desarrollo de la localidad y disminuir los índices de analfabetismo.

En el presente documento se pretende investigar el efecto de la aplicación del método estático no lineal Pushover en el análisis y diseño sísmico de la Institución Educativa Virgen de la Natividad, haciendo uso de los softwares ETABS, SAFE y considerando lo dispuesto en la normatividad peruana vigente.

Al no realizar esta investigación, la población de esta parte de la sierra liberteña no se verá beneficiada con la nueva infraestructura de la Institución Educativa Virgen de la Natividad que se compone de los siguientes módulos: Modulo 01 "Primer Piso (depósito de residuos sólidos, cuarto de limpieza, sala de máquinas y almacén general)", Modulo 02 "Primer Piso (Cisterna)", Modulo 03 "Primer Piso (biblioteca +deposito, taller creativo +deposito)", Modulo 04 = 06 "Primer Piso (aulas)", Modulo 05 "Primer Piso (ss.hh damas, ss.hh hombres, SS.HH discapacitados, maestranza)", Modulo 07 "Primer Piso (aula de innovación pedagógica/tecnológica – deposito, cuarto de carga, salas de música/banda-deposito, depósito de implementos deportivos)", Modulo 08 "Primer Piso (vestidores hombres, duchas hombres, vestidores damas, duchas damas),Modulo 09 "Primer Piso (sala de usos múltiples - almacén), Modulo 10 "Primer Piso (archivo, consejería, área de espera, sala de espera, módulo de docente, dirección, sala de reuniones, deposito, ss.hh profesores, ss.hh profesoras, despensa, deposito, cocina, comedor, tópico)", Obras Exteriores (cerco perimétrico, ingreso principal, caseta de vigilancia, patio de formación, asta de bandera losa deportiva, escaleras, rampas, veredas exteriores, grass natural en áreas circundantes), para el óptimo desarrollo educacional de sus menores hijos, además de generar en ellos temor por la inseguridad al momento realizar sus actividades educativas, también se vería reflejado en un bajo rendimiento escolar, el peligro latente de algún accidente e incluso la posible pérdida de alguna vida, debido al mal estado en que se encuentra actualmente la institución educativa.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el diseño estructural basado en desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal "PUSHOVER" de la Institución Educativa Virgen de la Natividad, Carabamba – Julcan, 2020?

1.3. Justificación

Este proyecto se justifica, pues al ubicarse el Perú en una zona altamente sísmica, se debe de diseñar las edificaciones primando el riesgo sísmico, haciendo uso de las diferentes herramientas y métodos: teóricos y experimentales estandarizados para así lograr alcanzar dicho fin.

Actualmente la infraestructura educativa de la Institución Educativa Virgen de la Natividad, que en su mayoría es de material rustico se encuentra dañada y representa un riesgo latente para la seguridad de sus ocupantes, es por ello que es necesario la implementación de una nueva infraestructura educativa, consecuentemente realizar el diseño estructural basado en desempeño sísmico mediante análisis estático no lineal "Pushover" de la misma, respetando las normativas vigentes con el fin de proveer ambientes cómodos y seguros a los estudiantes para que puedan desarrollar sus actividades en forma óptima, puesto que ellos serán los principales beneficiarios y así gestar el crecimiento y desarrollo poblacional de la zona, el cual traerá como consecuencia la aminoración del analfabetismo en el país.

La presente investigación contribuirá a los estudiantes y profesionales como documento de consulta en la realización del diseño estructural basado en desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal "PUSHOVER", haciendo uso de los softwares: ETABS (Superestructura) y SAFE (Subestructura), siguiendo las exigencias de las normativas nacionales e internacionales en vigencia.

1.4. Limitaciones

En el lugar donde se plantea desarrollar el proyecto no se cuenta con las herramientas y equipos suficientes y necesarios para realizar el levantamiento topográfico, por esta razón se tendría que trasladar las herramientas y equipos hasta el lugar donde se realizara el trabajo. Sin embargo, como el lugar tiene un alto nivel delincencial, sería muy perjudicial que nos robaran los equipos.

Solucionaríamos este inconveniente pidiendo a las autoridades policiales o rondas campesinas que nos brinden seguridad para poder realizar con tranquilidad el trabajo.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Realizar el Diseño Estructural Basado en Desempeño Sísmico Mediante el Análisis Estático No Lineal “Pushover” de la Institución Educativa Virgen de la Natividad, Carabamba – Julcan- La Libertad.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Realizar los estudios previos: el levantamiento topográfico y el estudio de mecánica de Suelos.
- Realizar la Estructuración.
- Elaborar el Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Efectuar el análisis sísmico.
- Determinar los niveles de desempeño sísmico convenientes para la evaluación de la estructura.
- Realizar el diseño estructural.

1.6. Antecedentes

(H.Barbat, 2015), en su artículo publicado para la "Revista Internacional de Métodos Numéricos para Calculo y Diseño en Ingeniería -Elsevier" denominado: "Evaluación Probabilística del Riesgo Sísmico de Estructuras con Base en la Degradación de Rigidez", tuvo como objetivo proponer un nuevo procedimiento para la definición de umbrales de los estados de daño, con base en la degradación de la rigidez de la estructura, demostrando que al considerar un riguroso enfoque probabilista, hay mejor acuerdo de los resultados que se obtienen por medio del cálculo dinámico y el cálculo estático. Aplica esta definición de umbrales de daño en una edificación de cuatro niveles a base de hormigón armado haciendo uso de la simulación por Monte Carlo y acelerograma que proporciona la historia de la respuesta temporal de la edificación, donde el diseño de los elementos estructurales y las cargas aplicadas cumplen lo dispuesto en el Eurocódigo 2 y el Eurocódigo 8, los terremotos fueron seleccionados en tal forma que la media de sus espectros minimice el error cuadrático medio en un intervalo de periodos dados y definiendo cuatro estados de daño: leve, moderado, extensivo y completo. El resultado obtenido fue que al utilizar dos enfoques para la evaluación de daños esperados en la edificación (análisis dinámico incremental y el análisis Pushover) es que haciendo uso del procedimiento de definición de umbrales de los estados de daño muestran un mejor acuerdo con el análisis dinámico que los que utilizan umbrales de los estados de daño con base a opinión de expertos. Este antecedente es utilizado en esta investigación pues resalta la importancia de considerar las incertidumbres de las características de los materiales asociados a nuestros elementos estructurales al momento de definir sus propiedades en el software Etabs, en virtud de los estándares internacionales y normas peruanas vigentes.

(Medina Figueroa, 2018), en su artículo científico publicado en la revista "SciELO Chile" que lleva por nombre: "Determinación del Nivel de Desempeño de un Edificio Habitacional Estructurado en Base a Muros de Hormigos Armado y Diseñado Según Normativa Chilena", tuvo como objetivo determinar el nivel de desempeño que logra un edificio estructurado a base de muros de hormigón armado, los cuales son diseñados según los lineamientos de la normatividad chilena vigente. Hace uso para el análisis el software ETABS y la normativa chilena: "Decreto Supremo 61" del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, y la "Norma Chilena 433" de Diseño Sísmico en Edificios del Instituto Nacional de Normalización, Santiago, la capacidad del edificio es representada en las curvas de capacidad, las cuales son obtenidas por medio del análisis estático no lineal PUSHOVER, para esto utiliza la modelación del tipo Shell multicapa para muros y Frame para vigas, además de los patrones de carga: modal, de masas y triangular invertido, dando como resultado curvas que relaciona la cortante basal con el desplazamiento para las diferentes direcciones. Como resultado se obtuvo que el desempeño logrado por la edificación estudiada para sismos frecuentes es totalmente operacional, para los demás niveles de demanda sísmica el desempeño alcanzado también es operacional, por lo que, el edificio mantiene un nivel de desempeño operacional ante eventos sísmicos de gran escala, este nivel de desempeño justamente coincide con la experiencia chilena. Este antecedente sirve para esta investigación pues resalta la seguridad al momento de evaluar el modelo computacional por medio del software Etabs, además nos brinda lineamientos para evaluar correctamente edificaciones con el fin de alcanzar el correcto desempeño de la edificación ante un sismo, haciendo analogía entre la normatividad chilena y la peruana, y finalmente nos contribuirá en la discusión de resultados.

(Vega Fernández, 2019), en su artículo científico publicado en la revista científica: "Ingeniería: Ciencia, Tecnología e Innovación" cuyo título es denominado: "Evaluación del Desempeño Sísmico Mediante el Análisis Estático No Lineal, Vivienda-Comercio Miura Grill, Chiclayo, tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal de una vivienda-comercio, a fin de determinar el desempeño de la estructura ante eventuales sismos de determinadas intensidades, es decir antes de llegar al colapso. Aplica la metodología computacional con el uso del software ETABS con la aplicación de las normas Fema 356 (Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. American Society of Civil Engineers) y el ATC 40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California Seismic Safety Comission. California), con el software Etabs se generó el modelo pseudo tridimensional y se definió las propiedades no lineales, luego se realizó el análisis estático no lineal "pushover" para obtener la curva de capacidad y la formación de rotulas plásticas, finalmente se realizó el análisis de las fuerzas estáticas equivalentes y el análisis dinámico modal espectral. Como resultado se obtuvo que la estructura analizada no cumple con las derivas mínimas permitidas y que la estructura llegaría a colapsar ante un sismo raro según el espectro de diseño de la norma E.030 diseño sismorresistente. Este antecedente es considerado para esta investigación pues resalta la importancia de la rigidizar correctamente la estructura al momento de plantear la estructuración de nuestro modelo pseudo tridimensional, para así prevenir el colapso de una estructura ante un eventual sismo y finalmente nos ayudara en la discusión de resultados.

(Esteba Apaza, 2017), en su tesis presentada para optar el título de Ingeniero Civil denominada "Análisis Estático y Dinámico No Lineal en el Desempeño de un

Edificio de Concreto Armado Diseñado Bajo la Norma E-030 en Puno”, tuvo como objetivo realizar el análisis estructural de una edificación, haciendo uso de modelos no lineales con el fin de conocer el nivel de desempeño por medio del análisis estático no lineal, así como también del análisis dinámico no lineal tiempo historia de donde resulta un comportamiento más detallado de la capacidad estructural y el comportamiento de sus elementos estructurales a través del tiempo. Aplica para dicha evaluación un evento estático, cargas aplicadas a una estructura de manera monotónica, el cual se denomina análisis estático no lineal, a fin de conocer el desempeño de la estructura, mediante los software Acel-Sin.3.2 – para determinar los registros de acelerogramas sintéticos de la ciudad de Puno y ETABS en donde se realizó el análisis estático y dinámico no lineal, para finalmente encontrar los diferentes resultados como: derivas de piso, pesos sísmicos, diagrama de curva de capacidad, nivel de desempeño sísmico, diseño de elementos estructurales, etc. Como resultado se obtuvo que, mediante el análisis estático no lineal, la estructura no sufriría algún daño estructural ante la probabilidad de la ocurrencia de un evento sísmico de recurrencia en 50 años esto según lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Este antecedente es considerado en esta investigación pues, nos indica la importancia de la definición del caso de carga estático no lineal PUSHOVER generalizado a partir de coeficientes de cargas laterales y de la definición de acelerogramas en el software Etabs. Así mismo nos servirá para la discusión de resultados.

(Taboada García, 2009), en su tesis presentada para optar el título de Ingeniero Civil denominada: “Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras”, tuvo como objetivo desarrollar un material didáctico y confiable en el uso del programa de análisis de estructuras ETABS para las diferentes etapas: pre

procesamiento, procesamiento y post procesamiento. Aplica en su metodología, la secuencia constructiva, definiendo el orden en que serían construidos los elementos estructurales participantes (columnas, vigas, losas, etc.) además de las cargas participativas del edificio y las combinaciones de carga que dependen de la normativa asumida, para finalmente realizar el análisis y la lectura de resultados como: desplazamientos, derivas de entrepiso, cortante en la base, fuerzas cortantes, momentos flectores, cantidades de acero, etc.). Como resultado se obtuvo un manual completo para el uso del software Etabs, el cual ayudará a reducir tiempo al momento de realizar un análisis estructural de algún tipo de edificación, sin embargo, la veracidad de los resultados dependerá de la aproximación en el comportamiento de la estructura real y de los conocimientos teóricos necesarios del análisis estructural, del diseño en concreto armado, así como de las normas que las rigen. Este antecedente es considerado en esta investigación, pues trasciende la importancia del uso de herramientas computacionales para el análisis y diseño estructural, en este caso el software Etabs, pues facilita la obtención de resultados para los diferentes métodos de análisis y diseño de elementos estructurales. Así mismo posteriormente nos servirá para la discusión de resultados.

(Illacanchi Guerra, 2019), en su tesis desarrollada para la optar el título de ingeniero civil que lleva por nombre: "Estudio de la Relación entre el Valor Normativo y el Valor Efectivo del Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica "R" para Sistemas con Predominancia de Muros de Corte, Utilizando Procedimientos de Análisis Estáticos No Lineales", tuvo como objetivo estimar la reducción efectiva del coeficiente de reducción sísmica de la norma sismorresistente E.030 para un sistema de muros estructurales, mediante la obtención de las curvas de capacidad mediante el método de análisis estático incremental Pushover. Aplica para esto el

modelamiento y análisis mediante el software de computadora SAP 2000 en el que desarrolla el modelo pseudo-tridimensional pre-dimensionando los elementos componentes de la estructura, utilizando los criterios estipulados en la norma de Diseño Sismorresistente E.030, para posteriormente realizar el análisis modal espectral y diseño de elementos representativos de acuerdo a la norma E.060 para determinar los diagramas de momento- curvatura, el desempeño esperado y las rotulas posibles ya que esta secuencia de rotulación ayudara al análisis PUSHOVER en el software SAP 2000 para la posterior obtención de la curva de capacidad lo que significa a encontrar la relación entre lo establecido en la norma E.030 y los resultados del trabajo analítico hecho. Como resultado se obtuvo que al diseñar los modelos estructurales con coeficientes de reducción de fuerza sísmica de la norma E.030 (2018) para muros estructurales la aceleración del sismo de diseño equivale a la sexta parte de la demanda elástica y que además los análisis PUSHOVER muestran que el comportamiento para el límite elástico es en promedio un 50% más que la aceleración de diseño. Este antecedente es considerado en esta investigación pues nos da detalle de lo importante que es la consideración del coeficiente de reducción sísmica de la norma E.030, pero que sin embargo será recién en la presencia de un sismo severo en donde se pondrá a prueba su efectividad o deficiencia. Pero que haciendo un análisis más completo por medio de métodos como el estático no lineal se puede diseñar una estructura más segura ante este tipo de acontecimientos. Así mismo esta investigación nos ayudara en la discusión de resultados.

(Villanueva León, 2018), en su tesis presentada para optar el grado de maestro en ciencia e ingeniería-mención en ingeniería estructural, denominada: "Desempeño Sísmico del Edificio Dual de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNASAM,

Huaraz-2014", tuvo como objetivo verificar el desempeño sísmico del edificio con sistema dual de la facultad de ingeniería civil de la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, sometido a distintos sismos por medio del modelamiento con los métodos y procedimientos del comité VISION 2000 Y ATC-40. En su investigación aplica el análisis estático no lineal PUSHOVER o análisis incremental de colapso por medio del software SAP2000, utilizando espectros de capacidad y comparándolos con forme a lo estipulado por el comité VISION 2000, para hallar luego el punto de desempeño de la edificación y poder estimar un control de daños para así reducir la vulnerabilidad de la edificación. Como resultado se obtuvo que el desempeño sísmico de la edificación en análisis no cumple las recomendaciones del comité VISION 2000 tanto para sismo de servicio, diseño y sismo máximo. Este antecedente es tomado en cuenta para nuestra investigación pues recalca la importancia de lograr mayor ductilidad global posible, esto con una combinación equilibrada de secciones de muros de corte, vigas y columnas ya que por la importancia de nuestra edificación será trabajada a nivel de un sistema dual así mismo ayudará en la discusión de resultados.

1.7. Bases Teóricas

Estructura

Según (Hibbeler Russell, 2012), es un conjunto o sistema de partes conectadas, que son usadas para sostener una carga. Se clasifican en:

Elementos Estructurales

Son aquellos elementos que componen a la estructura, pueden ser:

Tensores: Llamados también puntales, son aquellos elementos sometidos a fuerzas de tensión.



Ilustración 1: Secciones transversales comunes de Tensores.

Fuente: (Hibbeler Russell, 2012)

Vigas: Son elementos generalmente horizontales que trabajan principalmente para soportar cargas verticales, son diseñadas para soportar momentos flectores y fuerzas cortantes.



Ilustración 2: Clases de vigas según su forma de apoyo.

Fuente: (Hibbeler Russell, 2012)

Columnas: Son elementos generalmente verticales que trabajan principalmente para soportar cargas de compresión axial, son diseñadas para soportar momentos flectores y fuerzas cortantes.

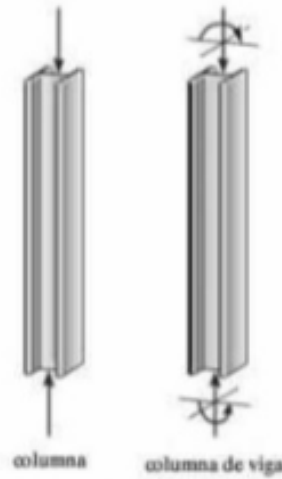


Ilustración 3: Columnas sometidas a fuerzas axiales y momento flector.

Fuente: (Hibbeler Russell, 2012)

Tipos de Estructuras

El conjunto de elementos estructurales y sus características del material que están hechos se denomina sistema estructural, cuya clasificación puede ser:

Armaduras: Son elementos delgados colocados de manera triangular generalmente, pueden ser: armaduras planas que se usan con frecuencia para el sostenimiento de techos y puentes; y armaduras espaciales que son usadas para la construcción de torres y grúas.



Ilustración 4: Acción de cargas en armadura de un puente.

Fuente: (Hibbeler Russell, 2012)

Cables: Son aquellos elementos flexibles que trabajan bajo cargas de tensión, son usados generalmente como soportes de puentes y techos de edificios, sin embargo, su uso solo está limitado por su colgamiento, peso y diferentes métodos de anclaje que se empleen.



Ilustración 5: Puente Golden Gate (1280.2 m) –E.E.U.U.

Fuente: (goldengate.org, 2014)

Arcos: Es un elemento constituido por una curvatura rígida inversa a la del cable, trabaja generalmente a compresión y es usado mayormente como estructuras para puentes, techos, cúpulas y aberturas en muros de mampostería.



Ilustración 6: Puente de la Puerta del Infierno (5200 m) –E.E.U.U.

Fuente: (structurae.net, 2008)

Marcos: Son aquellos elementos que están compuestos por vigas y columnas, unidas entre sí mediante articulaciones o elementos rígidos, son usados generalmente en edificios.



Ilustración 7: Composición de elementos en Marcos.

Fuente: (Hibbeler Russell, 2012)

Estructuras Superficiales: Es aquella estructura que está hecha de material rígido o flexible de espesor muy pequeño en comparación de sus demás dimensiones, este material trabaja como una membrana sometida a tensión pura.

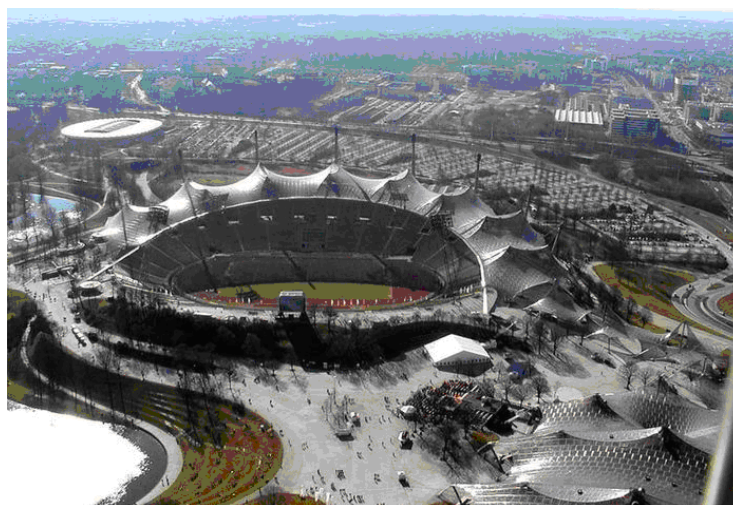


Ilustración 8: Estadio Olímpico de Múnich-Alemania.

Fuente: (CASIOPEA, 2012)

Fuerza

Según (Delgado Contreras, Genaro, 2011), se denomina fuerza a toda aquella causa física que modifica el estado de reposo o movimiento de un cuerpo, además toda fuerza aplicada le corresponde una recibida de igual magnitud, pero en dirección contraria.

Cargas

Según (Delgado Contreras, Genaro, 2011), las cargas son de los tipos:

Cargas Muertas o Permanentes

Son aquellas causadas por el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales como tabiques y acabados que componen la edificación.

Cargas Vivas o Sobre Cargas de Servicio

Son aquellas propias de elementos móviles como: personas, equipos, muebles, etc. El uso de la edificación y el estado de carga más desfavorable determinaran su magnitud.

Cargas Ocasionales

Son aquellas cargas que suceden eventualmente, como el viento, sismo. nieve. La clase de esfuerzos producidos son consecuencia de la dirección y sentido de la fuerza actuante en el cuerpo.

Esfuerzos

Según (Delgado Contreras, Genaro, 2011), son aquellas fuerzas internas de un cuerpo que son generadas debido a la acción de una carga. Se distinguen los siguientes tipos de esfuerzos:

Compresión

Son aquellas en las que las partículas constituyentes de un cuerpo se encuentran comprimidas. Al efecto que ocurre en los materiales sometidos a

estos esfuerzos se denominan pandeo. Existen materiales que resisten mejor que otros a estos esfuerzos, tal es el caso del concreto armado.

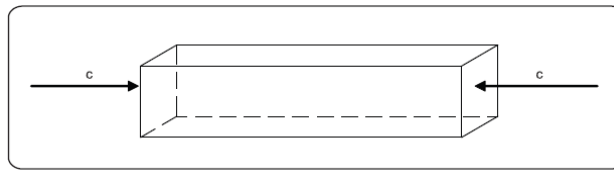


Ilustración 9: Esfuerzos de compresión.

Fuente: (Delgado Contreras, Genaro, 2011)

Tracción

Son aquellas en las que las partículas constituyentes de un cuerpo se apartan de él. La dimensión del cuerpo aumenta en la dirección de la fuerza y disminuye en la perpendicular.

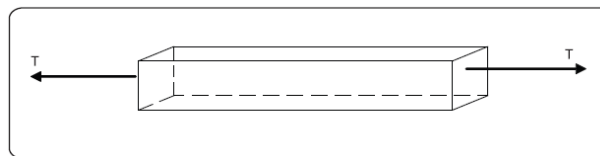


Ilustración 10: Esfuerzos de tracción.

Fuente: (Delgado Contreras, Genaro, 2011)

Corte

Son aquellas que al aplicarlas causan deformaciones que tienden al deslizamiento de una parte del cuerpo respecto a otra.

En concreto armado el diagrama de esfuerzo cortante sirve para calcular la cantidad y espaciamiento de elementos transversales conocidos como estribos.

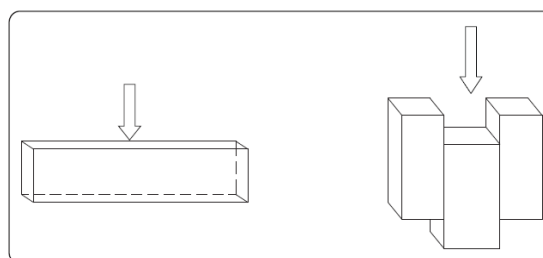


Ilustración 11: Esfuerzos de corte.

Fuente: (Delgado Contreras, Genaro, 2011)

Flexión

Se generan cuando los elementos estructurales son sometidos a cargas transversales causando que se flexionen y se curven, además originando esfuerzos a compresión en una parte y tracción en la opuesta.

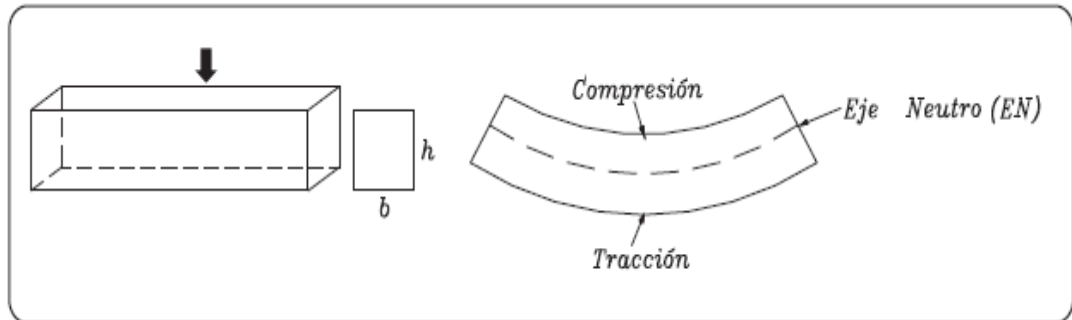


Ilustración 12: Esfuerzos de flexión.

Fuente: (Delgado Contreras, Genaro, 2011)

Torsión

Se generan cuando un elemento estructural es sometido a movimientos de giro los cuales son ortogonales a su eje longitudinal, generándose esfuerzos de corte.

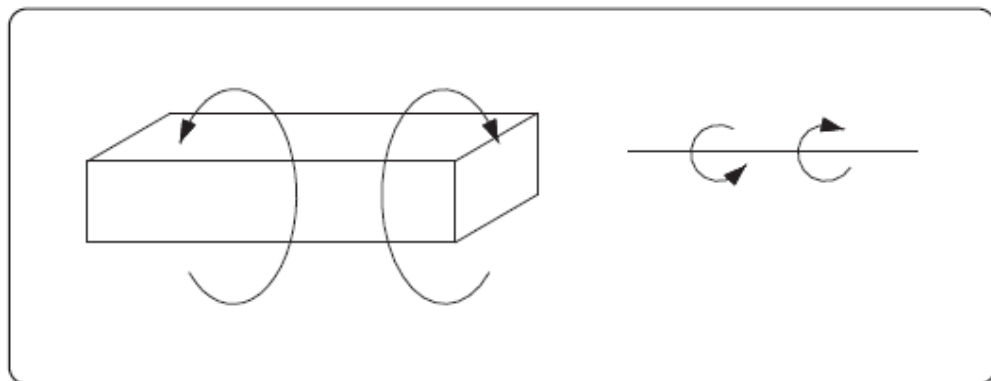


Ilustración 13: Esfuerzos por torsión.

Fuente: (Delgado Contreras, Genaro, 2011)

Sismología

Según la (Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Funvisis, 2002), es la ciencia de la agitación de la tierra o ciencia de los terremotos. El termino

sismología proviene de los términos griegos: Seísmos, agitación o movimiento rápido y Logos, ciencia.

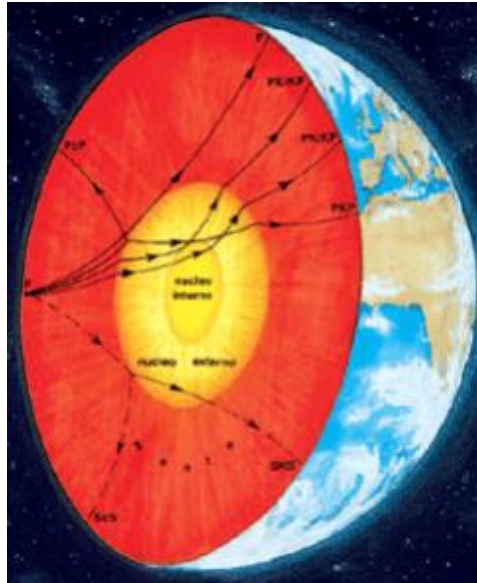


Ilustración 14: Propagación de las ondas sísmicas en el interior de la tierra.

Fuente: (Instituto Geográfico Nacional-España, 2014)

Sismo

Según la (Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Funvisis, 2002) es un movimiento brusco e impredecible de la corteza terrestre, debido a las fuerzas internas de la tierra, pueden ser de origen:

Tectónico: Debido al desplazamiento de partes de la litosfera.

Volcánico: Debido a la extrusión de magma o lava en la superficie terrestre.

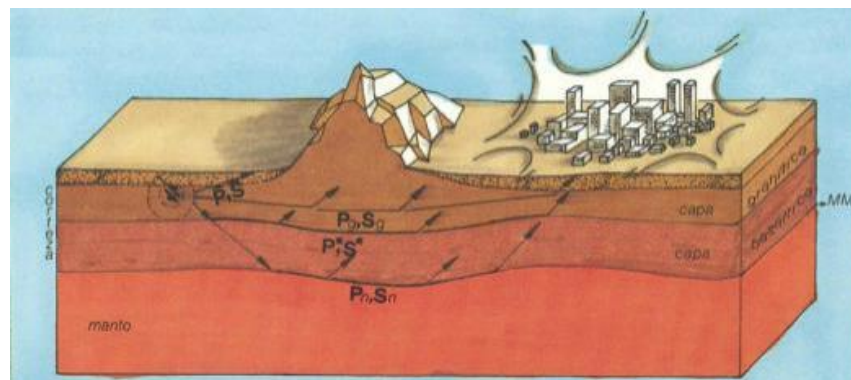


Ilustración 15: Propagación de las ondas sísmicas en la corteza terrestre.

Fuente: (Instituto Geográfico Nacional-España, 2014)

Peligrosidad Sísmica

Según (Herráiz Sarachaga, 1997), es la probabilidad de que algún parámetro de medida para un sismo (velocidad, desplazamiento, intensidad, etc.), supere niveles dados a través del tiempo que se considera de interés.



Ilustración 16: Mapa de grandes sismos históricos ocurridos en el Perú, periodo 1500 a 2014.

Fuente: (Tavera Huarache, 2014)

Vulnerabilidad Sísmica

Según (Herráiz Sarachaga, 1997), es la respuesta inmediata de una estructura cualquiera a una carga sísmica.

Riesgo Sísmico

Según (Herráiz Sarachaga, 1997), es la consideración conjunta de peligrosidad y vulnerabilidad sísmica.

Fallas más Comunes Después de un Sismo

Según (Blanco Blasco, 1994), la mayor parte de las fallas ocurridas post sismos en las estructuras dañadas se deben a cambios bruscos de las propiedades resistentes, rigideces, problemas de estructuración, diseño o construcción, a continuación, se describen las más comunes:

- Daños en tabiquería de ladrillo, vidrios, cornisas y parapetos, causados principalmente por tenerse estructuras muy flexibles, con mínima rigidez lateral.
- Edificios colapsados a causa de no contar con suficientes elementos resistentes en una dirección, como vigas chatas y columnas con poco peralte en la dirección secundaria.
- Columnas colapsadas en edificios con pórticos donde las vigas son mucho más resistentes que las columnas.
- Edificios asimétricos en planta, a causa de la disposición de elementos estructurales o tabiquerías asimétricas, que modifican el comportamiento estructural de la edificación quien aparentemente es simétrico.
- Columnas colapsadas a causa de la disposición de tabiques de ladrillo con ventanas altas y que generan el fenómeno denominado columnas cortas.
- Edificios con vacíos considerables en las losas de piso, generando un comportamiento no unitario de la estructura.
- Edificios en forma de L donde la asimetría en planta genera esfuerzos considerables a causa de la torsión.
- Discontinuidades de elementos estructurales en pisos superiores de edificios, generando cambios importantes y abruptos de rigidez.
- Edificios con placas que se eliminan en el primer nivel, concentrando demandas de ductilidad excesivas para las columnas del primer nivel, dado el comportamiento de solido rígido de las placas superiores.
- Vigas demasiado cortas colocadas entre placas, generando fallas por

cortante en las vigas, pues al tener una reducida longitud suelen ser muy rígidas.

- Edificaciones con tanques de agua en su parte superior, los cuales están apoyados en columnas débiles en comparación a la viga que los une, además existen columnas que inician en vigas de azotea, las cuales no han sido diseñadas bajo efectos del sismo vertical.

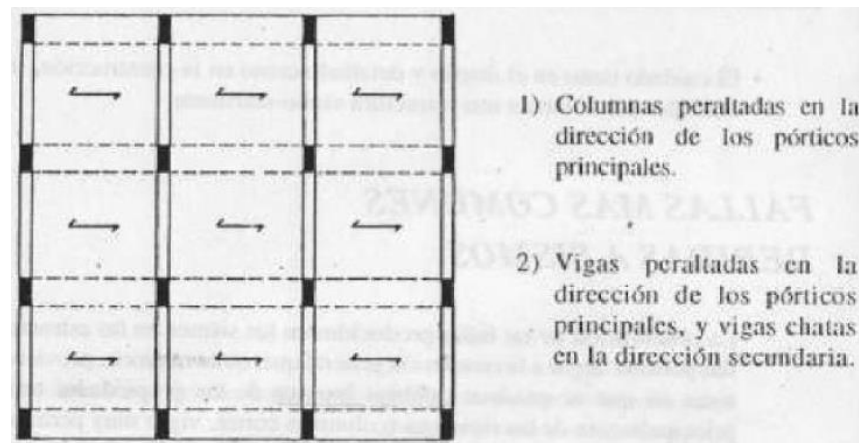


Ilustración 17: Planta de edificio estructurado con criterio clásico, ineficaz para un país sísmico.

Fuente: (Blanco Blasco, 1994)

Estructuración

Según (Blanco Blasco, 1994), es unir elementos estructurales independientes para generar un objeto único, debe caracterizarse por su simplicidad, pues la predicción de resultados de la estructura es directamente proporcional al grado de complejidad de la misma; con ello hacer que la idealización y el análisis sísmico sea lo más cercana posible a la realidad. Para obtener una estructura Sismorresistente se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

Simplicidad y Simetría: Mientras más simple es una estructura, mejor será su comportamiento ante un eventual sismo, además es demostrado que la capacidad del encargado de realizar el análisis sísmico, es mayor en comparación a estructuras más complejas. Es preferible tener simetría de la

estructura en dos direcciones, pues la falta de ella genera efectos torsionales que son complicados de evaluar y que muchas veces suelen ser destructivos.

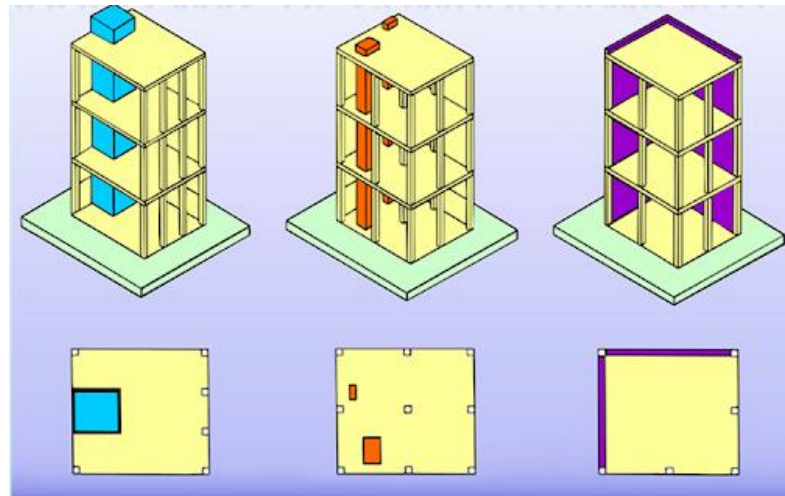


Ilustración 18: Asimetría en planta y elevación.

Fuente: (APUNTES-Revista Digital de Arquitectura, 2016)

Resistencia y Ductilidad: La estabilidad de una estructura depende de la resistencia sísmica adecuada existente en los ejes ortogonales o que se aproximen a este. La ductilidad de una estructura dependerá de la ductilidad administrada a cada elemento que lo conforman y de las conexiones que hay entre ellos y estos a la vez dependerán de la carga aplicada. Al realizar un diseño de una estructura de concreto armado se debe asegurar que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto.

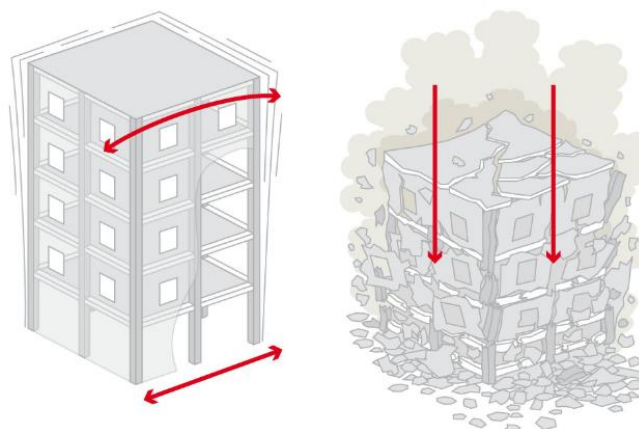


Ilustración 19: Efecto de falta de ductilidad en una estructura.

Fuente: (EL PAIS, 2016)

Hiperestaticidad y Monolitismo: Con la disposición hiperestática se logra una mayor capacidad resistente, pues al permitir que, por producción de rotulas plásticas, se disipe mejor la energía sísmica consecuentemente se brinda a la estructura un mayor nivel de seguridad.



Ilustración 20: Acción de fuerza sísmica en edificio se observa falta de monolitismo.

Fuente: (APUNTES-Revista Digital de Arquitectura, 2016)

Uniformidad y Continuidad: Con el fin de evitar concentrar esfuerzos en la estructura, esta debe ser continua en planta y elevación así lograr que no cambien bruscamente su rigidez.

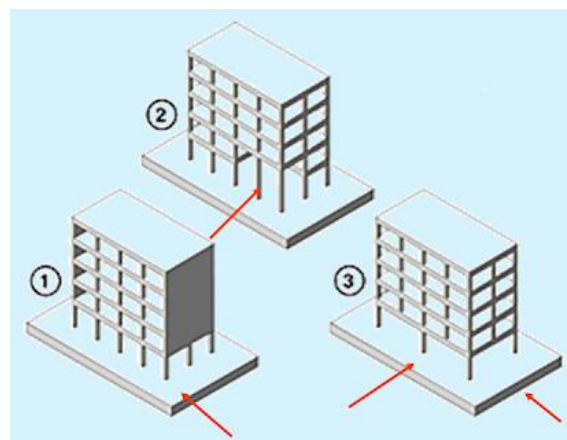


Ilustración 21: Discontinuidad en elementos y flujo de fuerzas.

Fuente: (APUNTES-Revista Digital de Arquitectura, 2016)

Rigidez Lateral: Es necesario colocar elementos estructurales capaces de aportar la rigidez necesaria a la estructura con el fin de soportar las fuerzas horizontales y con deformaciones mínimas.

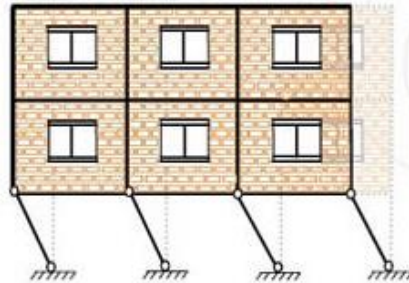


Ilustración 22: Falta de rigidez lateral y discontinuidad de elementos.

Fuente: (Rodríguez Álvarez, 2016)

Existencia de Diafragmas Rígidos: Es necesario colocar elementos estructurales (losas) que permitan considerar a la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales actuantes se distribuyen a las columnas y placas, manteniendo a todos con la misma deformación lateral para un determinado nivel. Sin embargo, se debe considerar no tener losas con aberturas considerables, ni estructuras muy alargadas en planta, pues debilitan su rigidez.

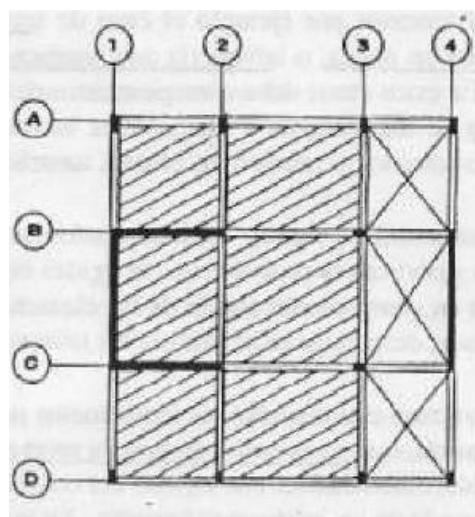


Ilustración 23: Planta de edificio con simetría aparente, pero con aberturas entre los ejes 3 y 4, por lo cual el eje 4 no recibirá transferencia de carga sísmica.

Fuente: (Blanco Blasco, 1994)

Elementos No Estructurales: Deben ser considerados pues estos elementos brindan mayor amortiguamiento dinámico. Durante un sismo violento se agrietan significativamente, con esto disipan energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes. Sin embargo, debe evitarse colocarlos en forma asimétrica en planta, o que provoquen columnas cortas, para ello independizarlos con la inclusión de otros elementos que sean capaces de eliminar estos efectos.



Ilustración 24: Daños producidos por la interacción de elementos estructurales y no estructurales.

Fuente: (APUNTES-Revista Digital de Arquitectura, 2016)

Sub-Estructura: Se debe tener una acción integral en la cimentación durante un sismo, se considerará los siguientes factores:

- Transmisión de la cortante basal de la superestructura al suelo.
- Provisión para los momentos volcantes.
- Posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- Licuefacción del subsuelo.
- Posibilidad de giro de la cimentación.

Diseño Sismorresistente

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) ,la filosofía del Diseño Sismorresistente implica:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Se disponen los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para edificaciones definidas en la presente norma como esenciales, se debería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Concepción Estructural Sismorresistente

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) ,se debe considerar los siguientes aspectos importantes:

- Simetría en repartición de masas y rigideces.
- Peso mínimo.
- Elección y uso apropiado de los materiales de construcción.
- Resistencia apropiada ante las cargas laterales.
- Continuidad de elementos estructurales en planta y elevación.
- Ductilidad.
- Deformación lateral limitada.

Zonificación

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) ,la propuesta de zonificación se apoya en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características y atenuación de los movimientos sísmicos con la distancia al epicentro y también la información neotectónica. El Perú se encuentra repartido en cuatro zonas.

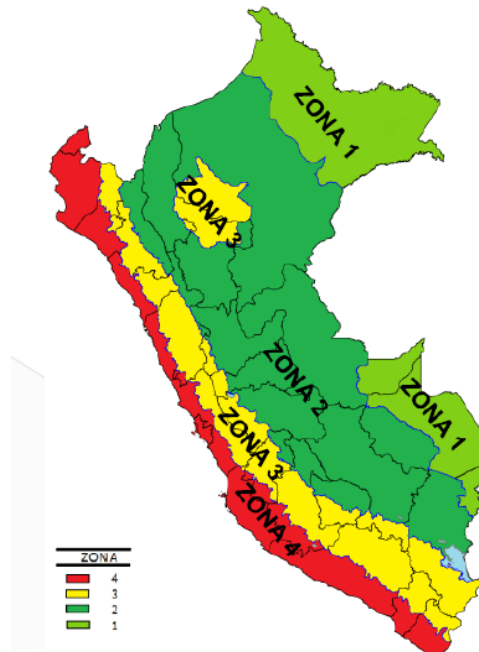


Ilustración 25: Zonificación sísmica del Perú.

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

A cada zona se le brinda un número, el cual es interpretado como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, el numero Z corresponde a una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 1: Factor de zona

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Perfiles de Suelo

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) ,se pueden clasificar según los siguientes aspectos (aplicable para los 30 metros superiores del perfil de suelo, considerados desde el nivel de fondo de cimentación):

Velocidad Promedio de Propagación de las Ondas de Corte (V_s): Es

determinado mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Donde:

n : Número de estratos

d_i : Espesor de los "n" estratos

V_{si} : Velocidad de ondas de corte(m/s)

Promedio Ponderado del ensayo Estándar de Penetración (\check{N}_{60}): Solo es determinado únicamente a los estratos con suelos granulares superiores del perfil en 30 metros y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\check{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{d_i}{\check{N}_{60i}} \right)}$$

Donde:

m : Número de estratos con suelo granular

d_i : Espesor de los "m" estratos con suelo granular

\check{N}_{60i} : Valor corregido del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición No Drenada

(\check{S}_u): Solo es determinado únicamente a los estratos con suelos cohesivos superiores del perfil en 30 metros y se calcula mediante:

$$\check{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left(\frac{d_i}{S_{ui}}\right)}$$

Donde:

m : Número de estratos con suelo cohesivo

d_i : Espesor de los "k" estratos con suelo cohesivo

S_{ui} : Resistencia al corte en condición no drenada(kPa)

Clases de Perfiles de Suelo

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) ,se clasifican en:

Perfil Tipo S_0 - Roca Dura: Pertenecen las rocas sanas, con velocidad de propagación de ondas de corte mayor que 1500 m/s.

Perfil Tipo S_1 - Roca o Suelos Muy Rígidos: Pertenecen las rocas con distintos valores de fracturación, suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte mayor que 500 m/s y menor igual que 1500 m/s . Además, se adicionarán casos en los que se realiza la cimentación sobre: roca fracturada, arena muy densa o grava arenosa densa, arcilla muy compacta (espesor menor que 20 m).

Perfil Tipo S_2 – Suelos Intermedios: Pertenecen los suelos parcialmente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte mayor que 180 m/s y menor o igual que 500 m/s. Además, se adicionarán casos en los que se realiza la cimentación sobre: arena densa, gruesa a media o grava arenosa medianamente densa, suelos cohesivos compactos.

Perfil Tipo S_3 – Suelos Blandos: Pertenecen los suelos flexibles, con velocidades de propagación de onda de corte menor o igual que 180 m/s. Además, se adicionarán casos en los que se realiza la cimentación sobre: arena media a fina o grava arenosa, suelo cohesivo blando.

Perfil Tipo S_4 – Condiciones Excepcionales: Pertenecen los suelos excepcionalmente flexibles, y lugares donde las condiciones geológicas y topográficas son desfavorables, solo se asumirá este tipo de perfil cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo indique.

Tabla 2: Valores típicos de los diferentes tipos de perfiles de suelo

Perfil	V_s	\check{N}_{60}	\check{S}_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 10 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Parámetros de Suelo

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) ,se deberá de asumir el tipo de perfil de suelo que mejor conceptualice las condiciones locales.

Tabla 3: Factor de suelo, según el tipo de zona y el tipo de suelo

Zona/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

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Tabla 4: Periodos " T_p " y " T_L " según el perfil de suelo

	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(S)$	0.30	0.40	0.60	1.00
$T_L(S)$	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) ,este coeficiente se define como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo y está dado por las siguientes expresiones:

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

Donde:

T : Periodo fundamental de vibración

T_P: Periodo que define la plataforma del factor "C"

T_L: Periodo que define el inicio de la zona del factor "C" con desplazamiento constante

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) ,a cada estructura le corresponde una categoría de edificación y un factor de uso(U).

Tabla 5: Categoría de la edificaciones y el factor (U)

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud(públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las	1.5

	<p>fuerzas armadas y policía.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del estado. 	
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento</p>	1.3
C Edificaciones Comunes	<p>Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.</p>	1.0
D Edificaciones Temporales	<p>Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.</p>	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no el aislamiento sísmico. Si no se utiliza el aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Sistemas Estructurales – Concreto Armado

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , se clasifican de la siguiente manera:

Pórticos: Cuando al menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. De ser el caso se tengan muros estructurales, estos serán diseñados para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales: Cuando la resistencia sísmica está asignada predominantemente por muros estructurales, en los cuales actúa al menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Dual: Cuando la resistencia sísmica está dada por la combinación de pórticos y muros estructurales. Donde los muros toman una fuerza cortante mayor que el 20% y menor que el 70% del cortante en la base de la edificación.

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL): Cuando la resistencia sísmica y cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Como máximo se construirá 8 pisos.

Estructuras de Albañilería

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , son aquellas edificaciones en donde los elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto.

Categoría y Sistemas Estructurales

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , según la categoría de edificación y el tipo de zona que le corresponde, se proyectara el sistema estructural según la siguiente tabla:

Tabla 6: Categoría y sistema estructural de las edificaciones

CATEGORIA DE LA EDIFICACION	ZONA	SISTEMA ESTRUCTURAL
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural
	2 y 1	Estructuras de Concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado Albañilería Armada o Confinada
A2(**)	4, 3 y 2	Estructuras de Concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado Albañilería Armada o Confinada
	1	Cualquier sistema

B	4, 3 y 2	Estructuras de Concreto: Porticos Sistema Dual, Muros de Concreto Armado Albañileria Armada o Confinada
	1	Cualquier sistema
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema

(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas(R_0)

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , son clasificados de acuerdo a los materiales utilizados y al sistema estructural en cada dirección de análisis. Cuando se tuviese más de un sistema estructural en una dirección de análisis, se elegirá el menor coeficiente de ambos.

Tabla 7: Coeficiente básico de reducción según el sistema estructural

SISTEMA ESTRUCTURAL-Concreto Armado	Coeficiente Basico de Reduccion R_0 (*)
Porticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañileria Armada o Confinada	3

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Regularidad Estructural

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , se clasifican en:

Estructuras Irregulares: Son aquellos que presentan factores de irregularidad.

Factores de Irregularidad (I_a, I_p): Los factores I_a y I_p son los menores de los valores correspondientes a irregularidades existentes en altura y planta en dos direcciones de análisis respectivamente. Si resultara valores diferentes de los factores I_a y I_p para las dos direcciones de análisis, se debe asumir para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla 8: Factor para Irregularidades Estructurales en Altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez-Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados por la misma condición de carga.</p>	0,75
<p>Irregularidades de Resistencia -Piso débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0,60
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	

<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azotea ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geometría Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en la planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento se resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Tabla 9: Factor para Irregularidades Estructurales en Planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esta dirección, calculando incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{max}). Este criterio solo se aplica en edificios con diagramas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepisos es mayor que 50% del desplazamiento permisible para la distorsión de entrepiso.</p>	0,75

Irregularidad Torsional Extrema

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{max}). Este criterio solo se aplica en edificios con diagramas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepisos mayor que 50% del desplazamiento permisible para la distorsión de entrepiso.

0,60

Esquinas entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

0,90

Discontinuidad del Diafragma

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

0,85

Sistemas no Paralelos

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.

0,90

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Restricciones de la Irregularidad

Categoría de la Edificación e Irregularidad: Según la categoría

y zona de ubicación se respetará las restricciones de irregularidad.

Tabla 10: Relación entre categoría de la edificación e irregularidad

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas

B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4, 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 metros de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Sistemas de Transferencia: Son estructuras de losas y vigas que transfieren las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.

Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas(R)

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , se define como el producto del coeficiente básico de reducción (R_0) y de los factores de irregularidad I_a y I_p .

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Estimación del Peso(P)

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga:

- En edificaciones de categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

Procedimiento de Análisis Sísmico

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , en el análisis se considera un

modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas, y se usara uno de los siguientes procedimientos:

Análisis Estático o de Fuerzas Equivalentes: Representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas que actúa en el centro de masas de cada piso de la edificación.

Fuerza Cortante en la Base: Se determina para cada dirección de análisis, con la siguiente igualdad:

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

Además, debe cumplirse la siguiente desigualdad:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11$$

Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura: Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, de una dirección de análisis, se calculan por medio de la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Con:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_j^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

n: Número de pisos de la edificación

k: factor relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura(T), en la dirección de análisis, se obtiene según:

- Si: $T \leq 0.5$ segundos, entonces, $k = 1$
- Si: $T \geq 0.5$ segundos, entonces, $k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2$

Periodo Fundamental de Vibración: Se calcula para cada dirección mediante la siguiente igualdad:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$, cuando los elementos resistentes en esa dirección sean solo: pórticos de concreto armado sin muros de corte y pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arriostramiento.

$C_T = 45$, cuando los elementos resistentes en esa dirección sean: pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras y pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$, en edificaciones de albañilería en todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Análisis Dinámico Modal Espectral

Modos de Vibración: En cada dirección se tomarán aquellos modos de vibración en donde la sumatoria de masas efectivas se al menos el 90% de la masa total, sin embargo, se toma en cuenta como mínimo los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Aceleración Espectral: Para todas las direcciones horizontales de análisis se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, según:

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

Fuerza Cortante Mínima: Para cada dirección de análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso de la edificación no debe ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Determinación de Desplazamientos Laterales

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , para estructuras regulares se

obtienen multiplicando por 0.75R los resultados del análisis lineal y elástico con sollicitaciones sísmicas reducidas. En estructuras irregulares, se obtienen multiplicando por 0.85R los resultados del análisis lineal elástico.

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , no deberá ser mayor que los valores que se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11: Límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	Δ_i / h_{ei}
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de Concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Separación entre Edificios(s)

Según (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , es aquella longitud mínima(s) que debe tener una estructura con las estructuras vecinas con el fin de evitar el contacto ante la ocurrencia de un evento sísmico.

Procedimientos de Análisis Sísmico

Según (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014) , el análisis sísmico de edificaciones se realizara mediante los procedimientos lineales: análisis estático lineal(AEL) y análisis dinámico lineal(ADL). Además, por medio de procedimientos no lineales: análisis estático no lineal(AENL) y análisis dinámico no lineal(ADNL).

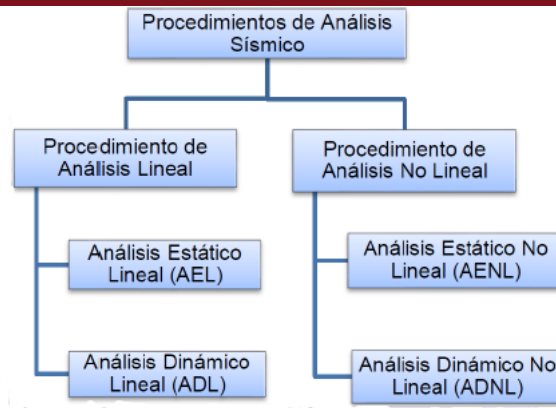


Ilustración 26: Procedimientos de análisis sísmico.

Fuente: (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014)

Procedimiento de Análisis Lineal: En este procedimiento se calcula la demanda sísmica y se compara con la capacidad estructural por medio de un análisis lineal elástico.

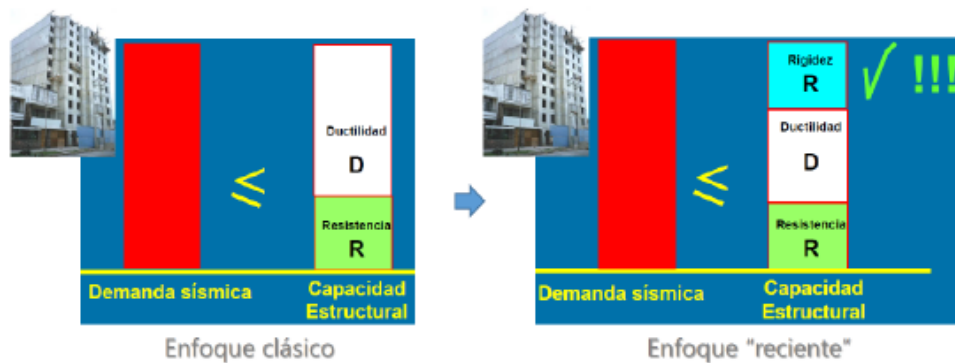


Ilustración 27: Demanda sísmica y capacidad estructural.

Fuente: (Pontificia Universidad Católica del Perú, 2009)

Los procedimientos de análisis lineales pueden predecir la capacidad elástica de la estructura e indicar donde ocurrirá la fluencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla y no toman la consideración de fuerzas que se producirá cuando la fluencia avanza en la edificación. Para tener en cuenta la incursión de la estructura en el rango no lineal, las normas de diseño sismorresistente incluyen un factor de reducción “R” para deducir la fuerza sísmica el cual depende del tipo de sistema estructural.

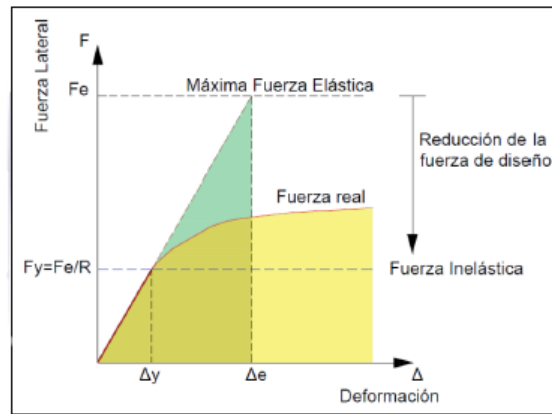


Ilustración 28: Factor de reducción de fuerza sísmica.

Elaboración: Propia

Procedimiento de Análisis No Lineal: Según (FEMA 440, 2005), el procedimiento de análisis no lineal es parecido a los procedimientos lineales convencionales en donde el ingeniero estructural desarrolla un modelo del edificio, para luego someterlo a una representación del movimiento sísmico del suelo. Los resultados del análisis son la predicción de la demanda dentro del modelo estructural que se utilizan después para encontrar el desempeño basado en criterios de aceptación. Los parámetros de la demanda comprenden desplazamientos globales, derivas de entre piso, fuerzas en la base, distorsiones y fuerzas en los elementos de la estructura.

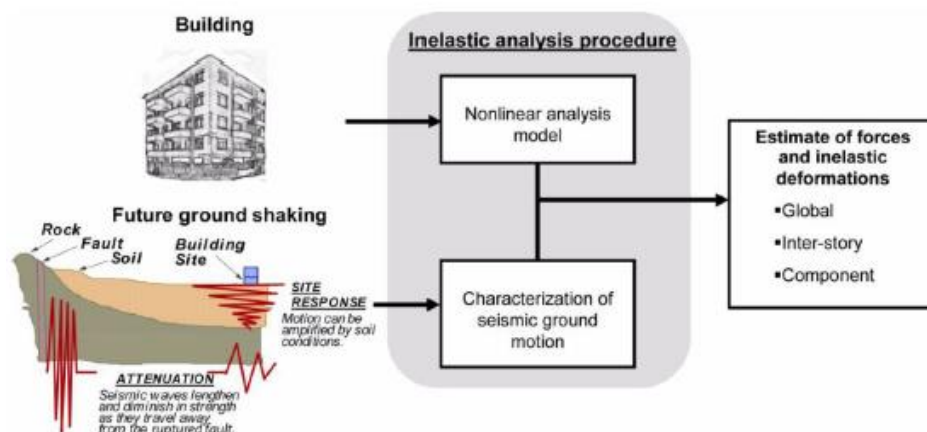


Ilustración 29: Representación esquemática del uso de procedimientos de análisis.

Fuente: (FEMA 440, 2005)

Diseño por Desempeño

Según (Guillermo Botas y Espinosa, 2013), es una manera de formular los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo hincapié en el comportamiento esperado, la verificación de daños estructurales, no estructurales y los niveles de seguridad establecidos.

Niveles de Desempeño por SEAOC

Según (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999), el nivel de desempeño es la definición del estado de daño tolerable, que posibilita predecir o manejar el comportamiento estructural de una edificación. Estos daños sirven para analizar, evaluar o rehabilitar y reforzar una edificación.

Objetivos de Desempeño

Según (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999), en la propuesta dada por el comité Visión 2000 (1995) se denotan los siguientes niveles de desempeño:

Completamente Operacional: Es el nivel óptimo en donde no suceden daños, no se deben necesitar reparaciones en la estructura ni en las instalaciones esenciales para su operación, sin embargo, podría ocurrir daños mínimos en elementos no estructurales. La estructura se mantiene totalmente segura para sus ocupantes y todos los servicios de la edificación seguirán operativos.

Ocupación Inmediata: Es el nivel en donde suceden daños moderados en los elementos no estructurales y el contenido de la edificación, así como también daños leves a los elementos estructurales, por consiguiente, el daño no compromete la seguridad del edificio. En este nivel se permiten fallas en equipos no esenciales para la operación.

Seguridad de Vida: Es el nivel en donde suceden daños moderados en los

elementos estructurales y no estructurales además del contenido de la edificación. Las instalaciones reciben un daño considerable y podrían quedar fuera de funcionamiento por consiguiente la edificación necesitara de reparaciones considerables para garantizar la seguridad del público usuario.

Pre-Colapso: En este nivel la estabilidad del edificio se ve comprometida debido a la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema estructural. En este nivel la edificación recibe un daño extremo en el que la seguridad de los ocupantes se ve afectada y las refacciones o rehabilitaciones son técnicamente y económicamente inviables, por lo que es más recomendable desocupar la edificación para posterior demolición.

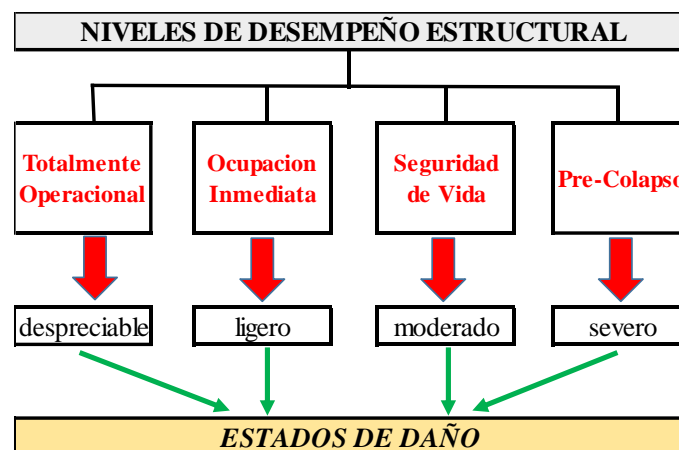


Ilustración 30: Representación de niveles de desempeño según SEAOC.

Elaboración: Propia

Amenaza Sísmica

Según (Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, 2020), es un término por medio del cual se define cuantitativamente la probabilidad estadística de la ocurrencia de cierta intensidad sísmica en un determinado lugar y en un lapso de tiempo.

Niveles de Peligro Sísmico

Según (Applied Technology Council-ATC 40, 1996), para el diseño estructural se

definen los siguientes niveles de peligro sísmico:

Sismo de Servicio-Ocasional (SE): Es aquel sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 72 años, se clasifica como sismo frecuente al sismo que afecta a la estructura en su vida útil. Equivale a 0.5 veces el sismo de diseño usado en la normativa de diseño sismorresistente.

Sismo de Diseño-Raro (DE): Es aquel sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 475 años, se clasifica como el sismo de intensidad moderado y severo esperado que suceda en la vida útil de la edificación. Es el sismo que es usado en la mayoría de normativas de diseño sismorresistente.

Sismo Máximo- Muy Raro (ME): Es aquel sismo de nivel máximo que puede recibir una edificación con un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 975 años. Equivale a intensidades de valores entre 1.2 y 1.5 veces el sismo de diseño usado en la normativa de diseño sismorresistente.

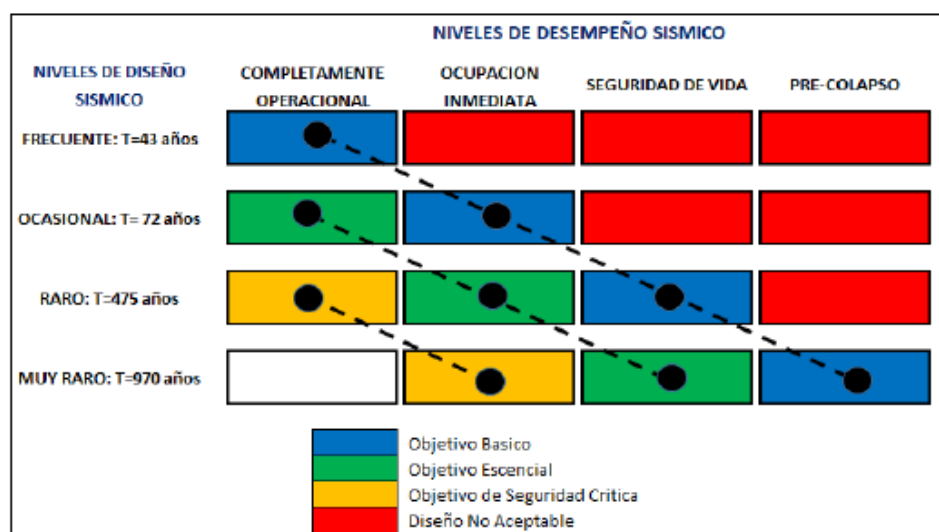


Ilustración 31: Objetivos de desempeño sísmico.

Fuente: (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999)

Niveles de Desempeño por FEMA 356

Según (FEMA 356, 2000), Los niveles de desempeño son clasificados como: operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso.

NIVEL DE AMENAZA SISMICA	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
SISMO DE SERVICIO	50%	75 años	50 años
SISMO DE DISEÑO	10%	475 años	50 años
SISMO MAXIMO	2%	975 años	50 años

Ilustración 32: Nivel de peligro sísmico.

Fuente: (FEMA 356, 2000)

Niveles de Desempeño por ATC 40

Según (Applied Technology Council-ATC 40, 1996), Los niveles de desempeño significan la condición límite fijada en relación a los daños probables hacia los elementos estructurales, además la conminación hacia la seguridad de los usuarios de una determinada edificación a consecuencia de los daños y la funcionalidad de la misma, luego de haber acontecido un movimiento sísmico.

Tabla 12: Niveles de desempeño – ATC 40

NIVEL	DESCRIPCION
Operacional	Es el nivel óptimo en donde no suceden daños, no se deben necesitar reparaciones en la estructura ni en las instalaciones esenciales para su operación, sin embargo, podría ocurrir daños mínimos en elementos no estructurales. La estructura se mantiene totalmente segura para sus ocupantes y todos los servicios de la edificación seguirán operativos.

Ocupación Inmediata	Es el nivel en donde suceden daños moderados en los elementos no estructurales y el contenido de la edificación, así como también daños leves a los elementos estructurales, por consiguiente, el daño no compromete la seguridad del edificio. En este nivel se permiten fallas en equipos no esenciales para la operación.
Seguridad de Vida	Es el nivel en donde suceden daños moderados en los elementos estructurales y no estructurales además del contenido de la edificación. Las instalaciones reciben un daño considerable y podrían quedar de fuera de funcionamiento por consiguiente la edificación necesitara de reparaciones considerables para garantizar la seguridad del público usuario.
Pre-colapso	En este nivel la estabilidad del edificio se ve comprometida debido a la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema estructural. En este nivel la edificación recibe un daño extremo en el que la seguridad de los ocupantes se ve afectada y las refacciones o rehabilitaciones son técnicamente y económicamente inviables, por lo que es más recomendable desocupar la edificación para posterior demolición.

Fuente: (Applied Technology Council-ATC 40, 1996)

Curva de Capacidad Resistente

Según (Aguiar Falconí, 2012), relaciona la cortante basal, con el desplazamiento lateral máximo de la estructura, es el pilar del análisis sísmico por desempeño y la forma más fácil de obtenerla es por medio del análisis estático no lineal-Pushover o análisis incremental de colapso. Para encontrarla se necesita definir completamente la estructura (geometría y armado), conocer la calidad de los materiales, así como también las curvas constitutivas del concreto y acero.

Técnica Pushover

Según (Aguiar Falconí, 2012), consiste en aplicar cargas laterales incrementales en

una dirección de cada piso, hasta que la estructura colapse, donde la variación de la carga lateral es más importante su magnitud.

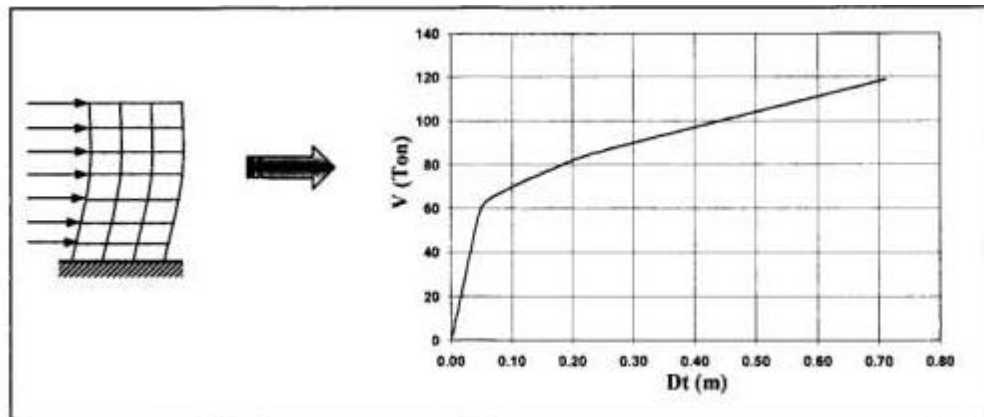


Ilustración 33: Curva de capacidad resistente y el Pushover.

Fuente: (Aguilar Falconí, 2012)

No Linealidad de los Materiales

Una sección de concreto armado se conforma de tres materiales: concreto confinado, concreto no confinado y el acero de refuerzo.

Concreto No Confinado

Modelo de Whitney

Según (E.060 Concreto Armado, 2009), el bloque de tensión rectangular se define por:

- 1.- Un esfuerzo en el concreto de $f''_c = 0.85 f'_c$ distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal del elemento y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia de $\alpha = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.
- 2.- La longitud desde la fibra de deformación unitaria máxima en compresión al eje neutro c , se debe medir en dirección ortogonal al eje neutro.
- 3.- Para f'_c entre 175 y 280 kg/cm^2 , la variable β_1 se debe asumir como

0.85. Para f'_c entre 280 y 560 kg/cm² se debe interpolar linealmente entre 0.85 y 0.65.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \times \frac{f'_c - 280 \text{ kg/cm}^2}{70 \text{ kg/cm}^2}$$

4.- La deformación máxima unitaria del concreto, ϵ_{cm} , en la fibra extrema sometida a compresión se adoptará el valor de 0.003.

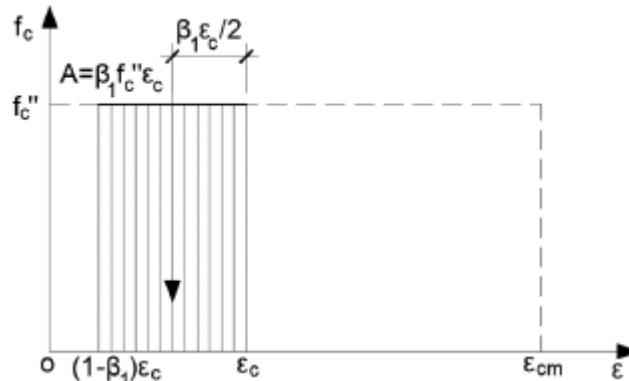


Ilustración 34: Diagrama de esfuerzo-deformación.

Fuente: (E.060 Concreto Armado, 2009)

Modelo de Hognestad

Según (Hognestad, 1951) esta curva tiene puntos característicos, que empieza en forma de parábola invertida, cuyo vértice está en las coordenadas $(\epsilon_{co} ; f'_c)$, donde $\epsilon_{co}=0.002$, seguidamente la curva se transforma en línea recta con pendiente negativa, hasta que finalmente la deformación de ruptura se da con $\epsilon_{co}=0.004$ y un esfuerzo del $0.85 f'_c$.

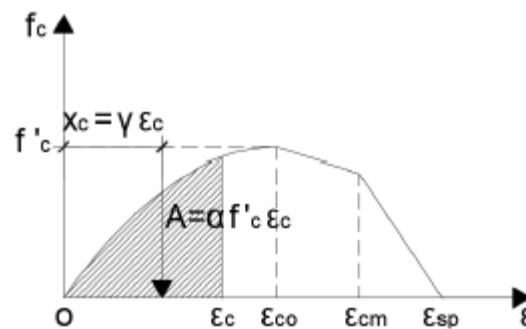


Ilustración 35: Curva de esfuerzo-deformación del concreto no confinado.

Fuente: (Hognestad, 1951)

$$f'_c = \begin{cases} f'_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] & , 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{co} \\ f'_c - 0.15f'_c - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{co})}{(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{co})} & , \varepsilon_{co} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cm} \end{cases}$$

Donde:

f_c : Esfuerzo del concreto no confinado

f'_c : Esfuerzo máximo del concreto no confinado

ε : Deformación del concreto.

ε_{co} : Deformación del concreto asociada al f'_c ($\varepsilon_{co} = 0.002$)

ε_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado ($\varepsilon_{cm} = 0.004$)

Concreto Confinado

Modelo de Kent y Park

Según (Park, 1982), esta curva tiene puntos característicos, que empieza en forma de parábola invertida, cuyo vértice está en las coordenadas (ε_{co} ; f'_c), donde $\varepsilon_{co}=0.002$, seguidamente la curva se transforma en línea recta con pendiente negativa, hasta que su resistencia tiene un esfuerzo del $0.20 f'_c$ y finalmente se transforma en una recta horizontal hasta que se produzca la deformación de ruptura.

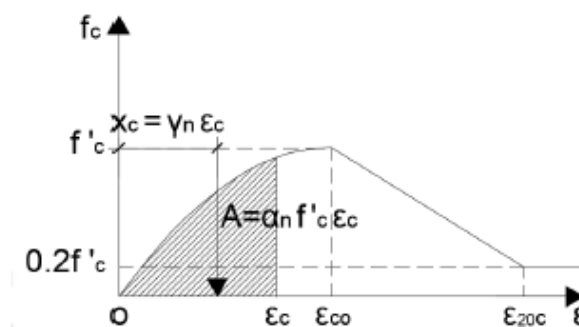


Ilustración 36: Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado.

Fuente: (Park, 1982)

$$f'_c = \begin{cases} f'_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] & , 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{co} \\ f'_c [1 - Z(\varepsilon - \varepsilon_{co})] & , \varepsilon_{co} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{20c} \\ 0.20 f'_c & , \varepsilon > \varepsilon_{20c} \end{cases}$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + \varepsilon_{co} f'_c}{f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} - \varepsilon_{co}}$$

Donde:

f_c : Esfuerzo del concreto no confinado

f'_c : Esfuerzo máximo del concreto no confinado(lb/pulg²)

ε : Deformación del concreto.

ε_{co} : Deformación del concreto asociada al f'_c ($\varepsilon_{co} = 0.002$)

ε_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.20 f'_c$ ($\varepsilon_{20c} = \varepsilon_{co} + 0.8/Z$)

b', h' : Base y peralte de núcleo confinado medido al eje del estribo.

b'', h'' : Base y peralte de núcleo confinado medido al exterior del estribo.

s_h : Espaciamiento de los estribos

As_h : Área de acero del estribo

ρ_s : Relación del volumen de refuerzo transversal al volumen del núcleo de concreto medido al exterior de los aros ($\rho_s = 2As_h (b' + h') / (b'' h'' s_h)$)

Z: Pendiente de la rama descendente de la recta

Modelo de Mander

Según (Mander, 1988), esta curva es continua y asume que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto ε_c , así como también la resistencia a compresión del concreto.

La deformación unitaria ultima ε_{cu} del concreto se da cuando se fractura el refuerzo transversal, por consiguiente, ya no es capaz de confinar el

núcleo del concreto, por lo tanto, también las deformaciones transversales del núcleo de concreto serán muy grandes.

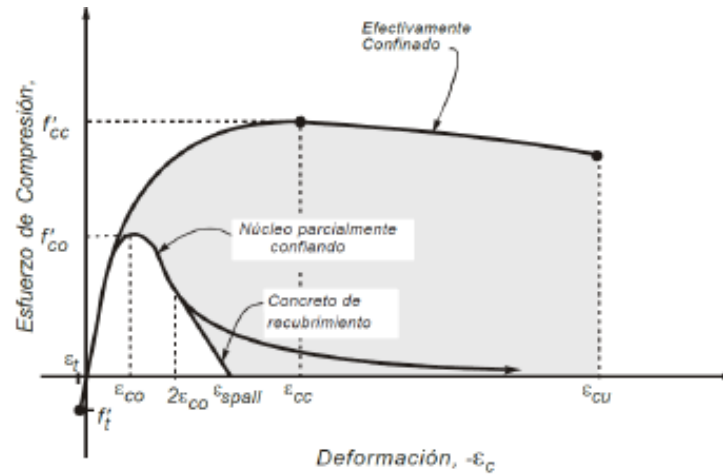


Ilustración 37: Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado.

Fuente: (Mander, 1988)

Concreto a Tracción

Modelo de Rodríguez y Restrepo

Según (Rodríguez, 2013) la curva de esfuerzo deformación del concreto a tracción fue mentalizada mediante tramos longitudinales de líneas rectas.

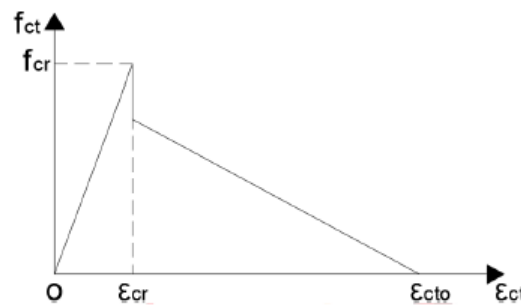


Ilustración 38: Curva de esfuerzo-deformación del concreto a tracción.

Fuente: (Rodríguez, 2013)

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$$

$$f_{cr} = 0.62\sqrt{f'_c}$$

$$\epsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c}$$

$$\beta = 0.9$$

$$\varepsilon_{cto} = 0.0025$$

$$f_{ct} = \begin{cases} E_c \varepsilon_c & , \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ \beta \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cto}}\right) f_{cr} & , \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases}$$

Donde:

f'_c : Esfuerzo a la compresión del concreto no confinado (MPa)

E_c : Modulo de elasticidad del concreto

f_{cr} : Esfuerzo de fisuración del concreto

ε_{cr} : Deformación del concreto asociado al esfuerzo de fisuración

β : Factor de reducción de resistencia del concreto a tracción

ε_{cto} : Deformación máxima del concreto a tracción

ε_c : Deformación del concreto

f_{ct} : Esfuerzo del concreto a tracción

Acero de Refuerzo

Modelo Elastoplástico Perfecto

Según (Ottazzi Pasino, 2011) es frecuente que en el diseño y evaluación sísmica se use una proximidad de la curva esfuerzo-deformación denominado elastoplástico perfecto.

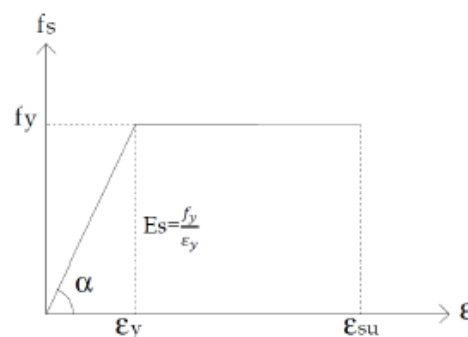


Ilustración 39: Curva de esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico perfecto para el acero sometido a tracción.

Fuente: (Ottazzi Pasino, 2011)

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$f_s = \begin{cases} -f_y & , \varepsilon_s \leq -\varepsilon_y \\ E_s \varepsilon_s & , -\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & , \varepsilon_s > \varepsilon_y \end{cases}$$

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

E_s : Módulo de elasticidad del acero

ε_s : Deformación del acero

ε_y : Deformación de fluencia del acero

ε_{su} : Deformación máxima del acero

Modelo de Park y Paulay

Según (R.Park & T.Paulay, 1975) la curva de esfuerzo - deformación a tracción está definida por medio de tres ramas: elástica lineal, planicie de post fluencia y la rama de endurecimiento por deformación.

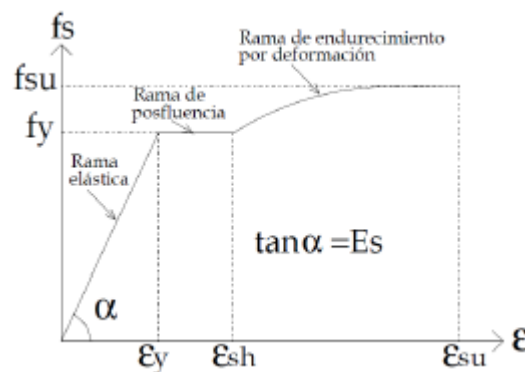


Ilustración 40: Curva completa de esfuerzo-deformación del acero sometido a tracción.

Fuente: (R.Park & T.Paulay, 1975)

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$f_s = \begin{cases} - \left[\frac{m(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(60 - m)(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{2(30r + 1)^2} \right] f_y & ; -\varepsilon_{su} \leq \varepsilon_s \leq -\varepsilon_{sh} \\ -f_y & ; -\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq -\varepsilon_y \\ E_s \varepsilon_s & ; -\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & ; \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(60 - m)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{2(30r + 1)^2} \right] f_y & ; \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \end{cases}$$

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

ε_{sh} : Deformación máxima de la rama de posfluencia del acero

ε_{sw}, f_{su} : Deformación y esfuerzo último del acero

ε_s, f_s : Deformación y esfuerzo del acero en la zona de tracción y compresión

Rotulas Platicas

Según (Blanco Mira, 2016), tratan de explicar la acción de la libre rotación que es capaz de experimentar cualquier sección, cuando esta supera al momento plástico.

Al aumentar las cargas, las rotulas plásticas nacen en aquellos puntos donde el momento plástico limite es superado.

Punto de Desempeño

Según (Applied Technology Council-ATC 40, 1996), es la representación máxima del desplazamiento de la estructura ante el efecto de una definida demanda sísmica.

Presión Admisible

Según (Norma tecnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018), es determinada gracias a los siguientes factores: profundidad de cimentación, dimensión de los elementos de la cimentación, características físico-mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona de cimentación, ubicación del nivel freático, asentamiento tolerable de la edificación.

Cimentaciones

Según (Pinto Vega, 2010), es la acción referida a aquella parte de la estructura que

tiene como propósito la transmisión de cargas hacia el terreno con el fin de no superar la presión admisible del mismo. Las cimentaciones dependen de las propiedades y características mecánicas del terreno.

Cimentaciones Superficiales

Según (Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018), se definirá así cuando la proporción profundidad/ancho es menor o igual que cinco, entre los tipos tenemos: zapatas aisladas, conectadas y combinadas, cimientos corridos y plateas de cimentación.

Tipos de Cimentaciones Superficiales

Según (Pinto Vega, 2010), se clasifican en:

Zapatas Aisladas: Son aquellas estructuras que sirven de apoyo a elementos puntales como columnas, de tal manera que el terreno pueda soportar la carga que esta transmite, lleva este nombre pues solo se usa de apoyo para un único elemento.

Zapatas Corridas: Son aquellas estructuras que sirven de apoyo a los muros portantes y no portantes o también columnetas, funcionan como una viga flotante que recibe las cargas de los elementos y los transmite hacia el suelo, sus medidas están directamente relacionada a las cargas que soportara.

Zapatas Combinadas: Son aquellas estructuras que sirven de apoyo a dos o más columnas a consecuencia de una superposición de zapatas aisladas o para ganar mayor estabilidad y para que esté sometida a un menor momento resultante.

Zapatas Conectadas: Se refiere a que dos o más zapatas se encuentran unidas mediante una viga de cimentación, la cual debe ser rígida y que

garantice la resistencia y transmisión de cargas. Este elemento transfiere el momento generado por la excentricidad que se presenta en la zapata exterior, a la zapata interior por lo que la zapata exterior se dimensiona larga para una menor excentricidad.

Carga

Según (E.020 Cargas, 2006), se denomina carga a las fuerzas o acciones que sean consecuencia del peso de los materiales de construcción, ocupantes, efectos medio ambientales, etc.

Carga Muerta

Según (E.020 Cargas, 2006), es la carga o peso de los materiales y demás elementos que soporta la edificación, que incluye su peso propio.

Carga Viva

Según (E.020 Cargas, 2006), es la carga o peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y demás elementos movibles que soporta la edificación.

Columnas

Según (E.060 Concreto Armado, 2009), es un elemento estructural cuya proporción entre altura y menor longitud lateral es mayor a tres, trabaja a compresión y depende de su ubicación soportara también esfuerzos por flexión, corte y torsión.

Muro Estructural

Según (E.060 Concreto Armado, 2009), es un elemento estructural generalmente vertical, cuyo uso es para encerrar o dividir ambientes, trabaja para resistir cargas ortogonales a su plano debido a empuje lateral de suelos o líquidos.

Muro de Corte o Placa

Según (E.060 Concreto Armado, 2009), es un muro estructural que aporta resistencia a cargas cortantes, momentos y fuerzas axiales debido a cargas laterales.

Losas

Según (E.060 Concreto Armado, 2009), es un elemento estructural que tiene un grosor pequeño en comparación a sus demás dimensiones, se usa como techo o piso, generalmente horizontal, también es usado como diafragma rígido con el fin de mantener la unidad de la estructura contra las cargas horizontales del sismo.

Tipos de Losas

Losas macizas: Son aquellos elementos estructurales cuyo espesor es generalmente constante, están constituidas por hormigón con determinada cantidad de armadura por lo general colocada en dos direcciones ortogonales y que deben tomar esfuerzos por tracción por causa de momentos flectores, torsiones y fuerzas cortantes.

Losas aligeradas: Son elementos estructurales formadas por nervios de hormigón armado en forma de sección Tee, distanciados entre sí con la finalidad de compensar requerimientos para su eficacia en resistencia y rigidez.

Tanques

Según (Harmsen, 2002), son aquellas estructuras cuya finalidad es la de acumular líquidos. Se definen los siguientes tipos:

Enterrados: Forman parte de estos tipos: piscinas, reservorios de agua potable, etc.

Superficiales: Están apoyados en el terreno, se usan como tanques enterrados cuando el coste es muy alto o se desea una presión constante de agua.

Elevados: Son utilizados cuando se necesita altura para obtener una presión constante para la distribución de líquido.

Se podría clasificar también a los tanques de acuerdo a su forma como: cuadrados, rectangulares o circulares.

1.8. Definición de términos básicos

Diseño Estructural: Según (Delgado Contreras, Genaro, 2011), es la metodología por medio de la cual una estructura se concibe como un sistema o conjunto de partes y elementos que se combinan ordenadamente con la finalidad de cumplir una función específica.

Desempeño Sísmico: Según (Rodríguez M., 2008), se mide en base a la cantidad de daño sufrido a una estructura debido a un sismo y las consecuencias que tienen estos daños en las actividades posteriores al sismo.

Diseño Basado en Desempeño Sísmico: Según (Sanchez Badillo, 2008), consiste en la selección de esquemas adecuados de evaluación que consientan la dimensión y el detalle de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido, de modo que para un nivel de movimiento sísmico especificado y con distintos grados de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites.

Análisis: Según (Real Academia Española-RAE, 2020), es un estudio estructurado y ordenado para llegar a conocer los principios o elementos de un todo.

Análisis Estático No Lineal "Pushover": Según (Rodríguez M., 2008), consiste en que inicialmente las cargas gravitacionales actúan en la estructura, las cuales producirán las primeras deformaciones, luego actúan las cargas laterales que se incrementan poco a poco en una dirección, hasta que se genera la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, así se sigue con el proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente. De igual forma pasa con las cargas laterales en la otra dirección.

Institución Educativa Virgen de la Natividad:

Ubicación Geográfica: La Institución educativa Virgen de la Natividad modalidad primaria, se encuentra ubicada en la calle Unión 310 del Centro Poblado de Carabamba, Distrito de Carabamba, Provincia de Julcán, Departamento de la Libertad.



Ilustración 41: Vista Satelital del Proyecto de la I.E. Primaria Virgen de la Natividad.

Fuente: (Google Maps, 2020)

Clima: El clima es relativamente frío, donde muchas veces la temperatura mínima puede llegar a 5°C y la máxima a 20°C . En términos generales su temperatura promedio es de 14°C, enero es el mes más lluvioso del año con un total de 103 mm. La altitud promedio del terreno es de 3323 m.s.n.m

1.9. Formulación de la hipótesis

Por medio del Análisis Estático No Lineal "Pushover", se podrá obtener el diseño estructural más óptimo para la Institución Educativa Virgen de la Natividad con un nivel de desempeño aceptable para las diferentes demandas sísmicas (frecuente, servicio, diseño y máximo) de la norma sismorresistente E.030.

1.10. Propuesta de aplicación profesional

El desarrollar proyectos estructurales de instituciones educativas basado en desempeño sísmico permitirá que se comporten mejor ante un evento sísmico de diferente intensidad, además que las probabilidades de colapso y la reparación post-sismo serían menores en comparación si se realiza solo un análisis lineal.

II. MATERIAL Y MÉTODOS

2.1. Material

2.1.1. Materiales

Tabla 13: Materiales utilizados

DENOMINACION	CANTIDAD	UNIDAD
De Oficina		
Lápiz Faber Castell 2B	6	und
Borrador Artesco	6	und
Lapicero Pailot	6	und
Folder Manila	25	und
Corrector Artesco	3	und
Papel Bond	5	Millar
Libreta de Campo	2	und
Utiles de Dibujo	2	Juego
Fotocopias	1000	und
Empastados	10	und
Fotografías	250	und
Ploteos	100	und
Etiquetas	20	und
Equipos Computacionales, Telefonía e Internet		
Impresora Canon	1	und
Calculadora Científica Casio	1	und
Cámara Kodak v21	1	und
Internet Móvil Bitel	1	global
Laptop CORE i7	1	und
Mobiliario y Equipo de Uso Agrícola		
Picota	1	Pza.
Palana	2	pza.
Barreta	2	pza.
Bolsas	50	und
Sacos	20	und
Equipo de Seguridad		
Guantes de piel flor y dorso en algodón	2	pares
Casco de Seguridad	2	und
Zapatos de Seguridad	2	par
Equipos e Instrumentos de Medición		

Wincha de 50 m	1	und
Wincha de 5 m	1	und
Balanza Analítica	1	und
Estación Total LEICA	1	dia
Prismas	1	dia
Miras	1	dia
Softwares		
Etabs V.2016	2	global
SAP 2000 V.20	2	global
Safe V.2016	2	global
Auto CAD Civil 2019	2	global

Elaboración: Propia

2.1.2. Humanos

- Bach. Casamayor Ríos Maribi Lorena.
- Bach. Vásquez Mendocilla Ricardo Abel.
- Mg. Ing. Durand Bazán Enrique Durand.

2.1.3. Servicios

- Estudio de Mecánica de Suelos(EMS)
- Diseño Arquitectónico

2.2. Material de estudio

2.2.1. Población

Está Formada por todos los elementos estructurales que conforman la Institución Educativa Virgen de la Natividad, Carabamba-Julcán-La Libertad.

2.2.2. Muestra

Diseño de cada elemento estructural de la Institución Educativa Virgen de la Natividad, Carabamba-Julcán-La Libertad.

La Técnica de Muestreo es No Probabilístico, porque cada elemento de la población no tiene la misma probabilidad de pertenecer a la muestra, es un muestreo Por Juicio, pues la muestra es seleccionada, analizada y diseñada en función a una normatividad vigente.

2.3. Técnicas, procedimientos e instrumentos

2.3.1. Para recolectar datos

La técnica de recolección de datos utilizada en la siguiente investigación es la observación porque nos permite observar de manera directa el estado actual del terreno donde se pretende diseñar la Institución Educativa Virgen de la Natividad.

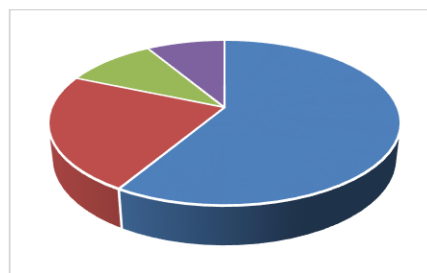
El instrumento de recolección de datos que se utilizará es la guía de observación, para llevar un registro de los diferentes estudios que desarrollaremos como, por ejemplo: las mediciones topográficas, el estudio de mecánica de suelos, metrado de cargas, análisis sísmico, desempeño sísmico, etc.

Las guías de observación se localizan en el **ANEXO N° 01**

2.3.2. Para procesar datos

El método de análisis de datos que se va a utilizar es la estadística descriptiva pues nos permitirá registrar los datos en tablas y manifestarlo en gráficos. El instrumento que utilizaremos será el de gráficos estadísticos, porque nos permite abreviar la información encontrada, y también analizarla mediante gráficos de inspección.

El tipo de gráfico que se utilizará es el Gráfico de Barras, y el sector circular, pues nos ayudaran a representar y comparar los resultados obtenidos.



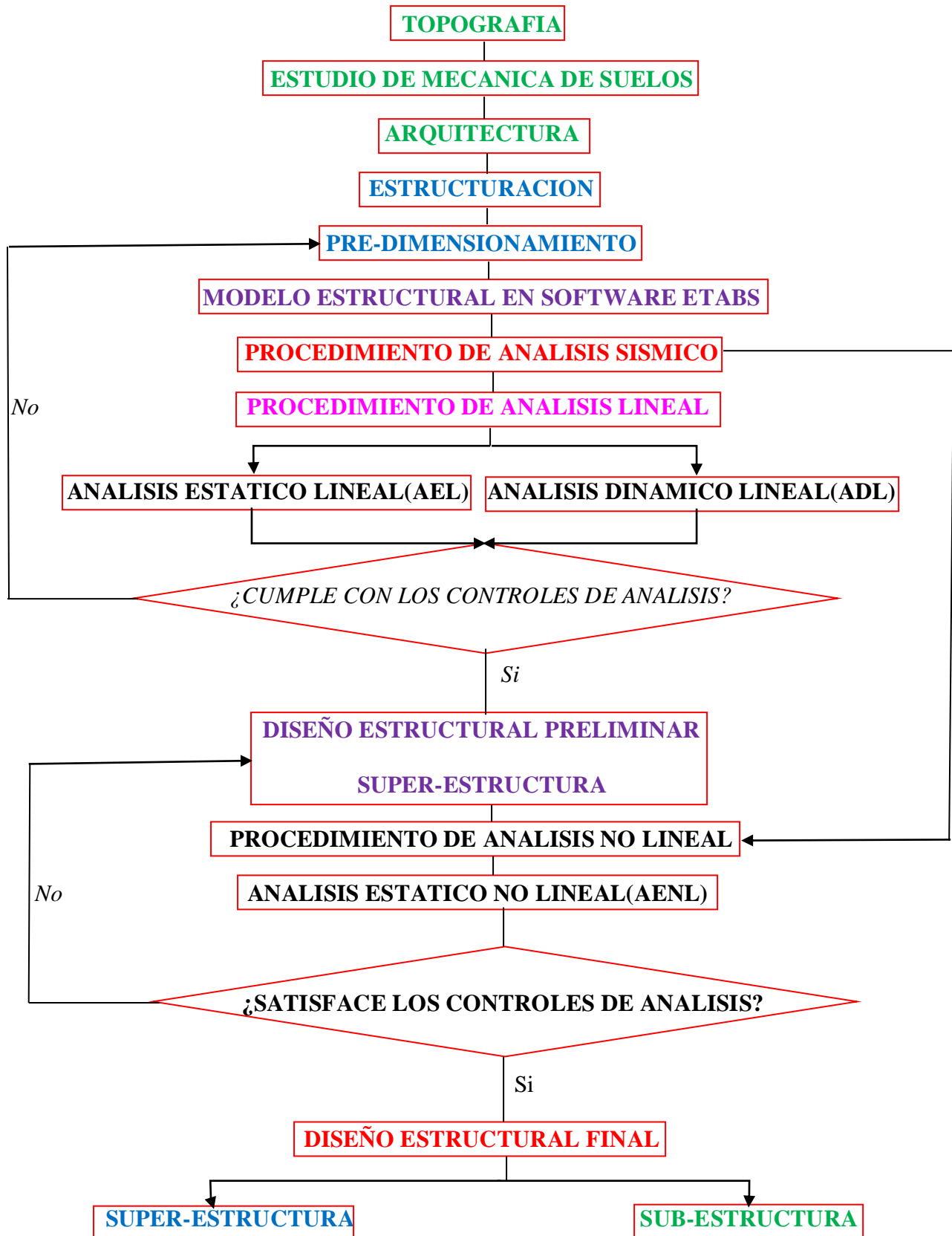
2.4. Operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS.	
INDEPENDIENTE <i>Diseño Estructural Mediante el Análisis Estático No Lineal (Pushover)</i>	Es el procedimiento que sirve para estimar la respuesta de desplazamiento global de una estructura o edificación que utiliza una representación de comportamiento de un solo grado de libertad fundamentado en un comportamiento no lineal, con la relación fuerza-desplazamiento (Curva Pushover), a su vez basada en la respuesta estática monotónica a un vector de carga lateral	El diseño estructural será el proceso creativo mediante el cual definiremos materiales, características, elementos estructurales y dimensiones, con el fin de que la estructura de la IE Virgen de la Natividad, tenga un comportamiento correcto para los objetivos de seguridad, uso y servicio. El análisis estático no lineal será el método que nos permita conocer el nivel de desempeño sísmico de la estructura.	Normativa Vigente	E.020	Cargas	
				E.030	Diseño Sismorresistente	
				E.050	Suelos y Cimentaciones	
				E.060	Concreto Armado	
			Estudios Preliminares	Estudio Topografico	Altimetria-Planimetria	
				Estudio de Mecanica de Suelos	Peso Especifico Capacidad Portante	
			Diseño	Diseno de la Edificacion	Planeamiento del Sistema Estructural	
					Estructuracion	
					Predimensionamiento	
					Metrado de Cargas	
					Análisis Estático Lineal	
					Análisis Dinámico Lineal	
					Análisis Estático No Lineal	
					Elementos Estructurales	Columnas
						Vigas
						Placas
			Losas Aligeradas Losas Macizas Zapatatas Vigas de Cimentacion			
Patron de Carga Lateral	Carga Lateral	Ton				
Carga Gravitacional	Metrado de Cargas	Ton				
	Cargas Permanentes	Ton				
Relacion Momento-Curvatura	Momento-Curvatura	Ton-m/l/m				
	Momento-Rotacion	Ton-n/rad				
Mecanismo de Falla	Longitud de Rotula Plastica	cm				
Desplazamiento Lateral	Desplazamiento Inicial de Cedencia	cm				
	Desplazamiento Lateral de Plastificacion	cm				
Ductilidad	Ductilidad de Desplazamiento	Adimensional				

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS.
DEPENDIENTE <i>Desempeño Sísmico</i>	Se mide en base a la cantidad de daño sufrido a una estructura debido a un sismo y las consecuencias que tienen estos daños en las actividades posteriores al sismo. Estas deficiencias detectadas han dado origen al enfoque de diseño por desempeño	Consistira en la seleccion adecuada de materiales, dimension de elementos estructurales y no estructurales para la IE Virgen de la Natividad, para que ante un eventual movimiento sísmico de determinada intensidad, la estructura desempeñe un grado aceptable de probabilidad de colapso	Punto de Desempeño	Desplazamiento Lateral	cm
			Curva de Capacidad	Curva de Capacidad	Adimensional
			Desplazamiento Objetivo	Desplazamiento Objetivo	cm
			Niveles de Desempeño	Operacional	Adimensional
				Funcional	Adimensional
				Resguardo de Vida	Adimensional
				Proximo al Colapso	Adimensional
			Periodo Fundamental Efectivo	Periodo Fundamental Efectivo	Adimensional
				Periodo Fundamental	seg
				Rigidez Efectiva	Ton/cm
				Rigidez Lateral Elastica	Ton/cm
			Solicitaciones Sísmicas	Demanda Sísmica Según E-030	Parametros Sísmicos
					Sismo de Servicio(SE)
				Demanda Sísmica Según ATC-40	Sismo de Diseño(SD)
					Sismo de Maximo(SM)
				Intensidad de Movimientos Sísmicos	Sismo Ocasional
					Sismo Raro Sismo muy Raro
Criterios de Aceptacion	Ocupacion Inmediata(IO)				
	Seguridad de Vida(LS)				
	Colapso Preventivo(CP)				

III. RESULTADOS

3.1. Procedimientos



3.1.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico se realiza según (Silvera Lima, 2004), con el propósito de representar gráficamente la configuración del terreno, así como también su ubicación en la superficie terrestre por medio de los tres elementos en el espacio: distancia y elevación (en sistema métrico decimal), dirección (en grados sexagesimales).

Levantamiento topográfico con ayuda de Estación Total

El levantamiento topográfico con ayuda del equipo Estación Total destaca como mejor opción cuando se pretende lograr: calidad, precisión y eficiencia. Este equipo surge como reemplazo del instrumento llamado Teodolito, sin embargo, incluye otros instrumentos de utilidad para estimación de distancias y un procesador de cálculos con una memoria interna para el almacenamiento de datos.

Para el levantamiento topográfico en la zona de estudio, se realiza lo siguiente:

- 1.- Reconocimiento de lugar de trabajo, esto nos facilitara al momento de realizar el levantamiento topográfico, identificando tipo de terreno, realizar un croquis y evaluar donde dar inicio con el levantamiento.
- 2.-Montaje y ubicación de la Estación Total, que comprende la elección y la señalización del punto de control topográfico, armado y ajuste de la Estación Total y finalmente la nivelación de la misma.
- 3.-Seleccionar el archivo de trabajo, comprende desde el encendido del equipo y la configuración para empezar a grabar nuestros datos de medición.
- 4.-Toma de datos, se toma un punto conveniente marcándolo, se coloca el prisma sobre él y se toma sus coordenadas, esto se repite las veces que sea necesario.
- 5.-Se realiza el trabajo de gabinete, procesando la información en el software civil 3D para luego reflejarlos en el Plano Topográfico.

En el estudio topográfico se trabajó con el Sistema de Coordenadas UTM (Universal Transversal Mercator) y Datum UTM84.

Luego de realizado los trabajos de campo y de gabinete, se obtuvieron las coordenadas de los puntos más importantes (vértices de terreno). Posteriormente se logró determinar el perímetro y área del terreno.

Tabla 14: Cuadro de vértices de poligonal del terreno

DIST.(m)	ANGULO	ESTE	NORTE
132.00	95°55'11"	763540.700	9102967.770
176.89	84°31'47"	763670.710	9102990.600
81.45	95°27'27"	763684.556	9102814.251
83.67	83°11'50"	763604.332	9102800.182
52.98	89°37'13"	763599.744	9102883.721
87.52	90°30'59"	763546.866	9102880.465

Elaboración: Propia

Tabla 15: Cuadro de Puntos de Control

PUNTO DE CONTROL	ESTE	NORTE	COTA
BM-01	763601.17	9102881.67	3338.80
BM-02	763588.62	9102961.54	3337.65

Elaboración: Propia

Así mismo se obtuvo:

- Área Total: 18836.35 m²
- Perímetro: 614.5 m
- Área de Investigación: 4834.28 m²

Los planos finales del levantamiento topográfico se ubican en el ANEXO N° 04.

3.1.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

El Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se realiza según la norma (Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018).

a) Objetivo del estudio

El objetivo es realizar un estudio de suelos con fines de cimentación, mediante trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio, que son necesarios para lograr la obtención del perfil estratigráfico del suelo, de acuerdo a la normatividad vigente, así mismo determinar esfuerzos y deformación de suelos, consecuentemente proporcionar parámetros importantes del suelo de apoyo de la cimentación.

b) Ubicación

El área de estudio se encuentra ubicada en la I.E Virgen de la Natividad, en la Localidad de Carabamba, Distrito de Carabamba, Provincia de Julcán, Departamento de la Libertad.

c) Topografía

El terreno de estudio es relativamente plano, con pendientes menores a 5%, por lo cual solo bastaría con un levantamiento topográfico planimétrico.

d) Linderos y medidas perimétricas

El terreno de estudio cuenta con los siguientes linderos:

- Por el Norte: Con pasaje sin nombre, con 54.11 m.
- Por el Sur: Con el colegio Secundario Virgen de la Natividad, con 52.98 m.
- Por el Este: Con campo deportivo, con 93.59 m.
- Por el Oeste: Con pasaje sin nombre, con 87.53 m.

e) Área de Terreno

El terreno de estudio cuenta con un área de: 4834.28 m².

f) De la Obra a Cimentar

Para la determinación del Programa de Exploración Mínimo (PM) del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), las edificaciones son calificadas según su importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la exploración de suelos, donde I es la más exigente que el II y este más que el III y este que el IV.

Tabla 16: Tipo de edificación u obra para determinar el número de puntos de exploración

DESCRIPCION	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS*(m)	NUMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	>12
APORTICADA DE ACERO	<12	III	III	III	II
PORTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	<10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERIA	<12	II	I
BASES DE MAQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
* Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificara en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES	≤ 9 m de altura	II			
	> 9 m de altura			I	
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA			III		
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS			IV		

Fuente: (Norma tecnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018)

g) Técnicas de Investigación

Técnicas de Exploración de Campo

La técnica de exploración de campo aplicada en el Estudio de Mecánica de

Suelos es la Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción NTP 339.162.

Pozos o Calicatas y Trincheras

Son excavaciones de diferentes formas que hacen posible una observación directa al terreno, así mismo la toma de muestras y realización de ensayos in situ que no necesiten confinamiento, su realización está basada en la NTP 339.162.

h) Programa de Exploración de Campo y Ensayos de Laboratorio

El programa de exploración es el programa mínimo requerido por un EMS, si y solo si, cumplan las condiciones siguientes:

Condiciones de Frontera

Su objetivo principal es la comprobación de las características del suelo, aparentemente iguales a terrenos colindantes ya construidos, son de aplicación siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

- No existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, ruinas arqueológicas, estratos erráticos, rellenos o cavidades.
- No existen edificaciones situadas a menos de 100m del terreno a edificar que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación.
- El tipo de edificación a cimentar es la misma o de menor exigencia que las edificaciones situadas a menos de 100m.
- El número de plantas del edificio a cimentar (incluidos los sótanos y estructuras subterráneas tales como pit de ascensores, cisternas, cuarto de máquinas, etc.), la modulación media entre apoyos y las

cargas en estos son iguales o inferiores que las correspondientes a las edificaciones situadas a menos de 10mm.

- Las cimentaciones de los edificios situados a menos de 100m y la prevista para el edificio a cimentar son de tipo superficial.
- La cimentación prevista para el edificio en estudio no profundiza respecto de las inmediatamente contiguas más de 1.5m.

Numero "n" de Puntos de Exploración

Este número se calcula en función al tipo de edificación, así como del área a ocupar de la misma.

Tabla 17: Número de puntos de exploración

Tipo de Edificación u Obra	Número de puntos de exploración (n)
I	Uno por cada 225 m ² de área techada del primer piso
II	Uno por cada 450 m ² de área techada del primer piso
III	Uno por cada 900 m ² de área techada del primer piso*
IV	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habitar

*Dentro de esta categoría se incluyen las plantas de tratamiento de agua en la que se consideran en lugar de área techada, el área en planta de la misma, n nunca será menor de 3.

Fuente: (Norma tecnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018)

Profundidad "p" mínima a alcanzar en cada punto de exploración

Cimentación Superficial: Se determina por medio de la siguiente expresión (Edificación sin Sótano):

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

D_f : Longitud vertical medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de cimentación

$Z = 1.5B$, con B: Ancho de la cimentación prevista de mayor área

De ninguna manera p es menor a 3 m, salvo que se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad p, de ser así, se debe realizar una verificación de su calidad mediante un método adecuado.

i) Distribución de los puntos de exploración

Se reparten correctamente, considerando las características y medidas del terreno, así como también de la ubicación de las estructuras proyectadas cuando estas estén definidas.

j) Número y tipo de muestras a extraer

Si el plano de apoyo de la cimentación no es roca, se encuentra el número de muestras que deben tomarse tipo Mab, hasta el plano de cimentación prevista D_f y a partir de esta profundidad se debe tomar las muestras tipo Mib o Mit en suelos cohesivos o ejecutar los ensayos "in situ" de los suelos granulares indicados y una muestra tipo Mab en cada uno de los ensayos SPT que se ejecuten.

Tipos de muestras según las exigencias respecto del terreno

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERISTICAS
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 SUELOS. Practicas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.

Fuente: (Norma tecnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018)

k) Ensayos de Laboratorio

Se realizan según la normativa vigente de la tabla 19:

Tabla 19:

Ensayos de laboratorio

DESCRIPCION	NORMA APLICABLE
SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo	NTP 339.127
SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico	NTP 339.128
SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos	NTP 339.129
SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo	NTP 339.131
SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería(sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS)	NTP 339.134
SUELOS. Determinación del peso volumétrico de suelo cohesivo	NTP 339.139
SUELOS. Determinación del peso volumétrico de suelo cohesivo	NTP 339.139

Fuente: (Norma tecnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018)

l) Presión Admisible

Se realizará tomando en cuenta lo siguiente:

- Profundidad de cimentación.
- Dimensión de los elementos de la cimentación.
- Características físico-mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación.
- Ubicación del nivel freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la edificación.
- Probable modificación de las características físico-mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
- Asentamiento tolerable de la edificación.

Finalmente, como resultados del Estudio de Mecánica de Suelos realizado en el

terreno en investigación, se obtuvo los siguientes:

- Cohesión : 0.010 kg/cm²
- Angulo de Fricción Interna : 27 grados
- Contenido de Sales : Moderado
- Coeficiente de Balastro : 7.30 kg/cm³
- Módulo de Elasticidad del Suelo(E) : 550 kg/cm²
- Relación de Poisson(U) : 0.30
- Clasificación SUCS : (SM) Arena Limosa de Baja Plasticidad

Tipo de Cimentación:

- Cimiento Corrido(B=0.60m):
 - ✓ Desplante de Cimiento (Df): 1.00 m
 - ✓ Capacidad Admisible(Q): 1.18 kg/cm²
 - ✓ Asentamiento Inicial: 0.30 cm
- Cimiento Cuadrado(B=L=1.50m):
 - ✓ Desplante de Cimiento (Df): 1.30 m
 - ✓ Capacidad Admisible(Q): 1.78 kg/cm²
 - ✓ Asentamiento Inicial: 0.50 cm
- Cimiento Rectangular (B=1.50m, L=1.60m):
 - ✓ Desplante de Cimiento (Df): 1.30 m
 - ✓ Capacidad Admisible(Q): 1.77 kg/cm²
 - ✓ Asentamiento Inicial: 0.67 cm

La cimentación estará conformada por zapatas: asiladas, combinadas y conectadas por medio de vigas de cimentación y cimientos corridos

El Estudio de Mecánica de Suelos(EMS) se ubica en el **ANEXO N° 02**.

3.1.3. ARQUITECTURA

La arquitectura se realizó según las normas: (A.040 Educación, 2020) y (Criterios de Diseño para Locales Educativos de Primaria y Secundaria, 2019) considerando todos los parámetros mínimos exigidos para el diseño como las siguientes:

- Debe considerarse características del entorno inmediato concerniente a edificaciones: clima, paisaje, suelo, medio ambiente, áreas verdes, etc.
- El número máximo de pisos para nivel primario es de 4 pisos.
- El acceso debe ser directo e independiente, se puede retirar el ingreso a la vía pública, para no obstaculizar la circulación publica exterior.
- La programación arquitectónica dependerá de: los datos generales del servicio educativo, las características de las actividades educativas y los usuarios del local educativo.
- La dimensión de los ambientes educativos se calcula mediante: el I.O según el ambiente y los rangos de número de estudiantes.
- Las pendientes de techo dependen del clima del lugar, considerando un material adecuado para los diferentes tipos de carga como: nieve, hielo y lluvia, evitando su acumulación y garantizando su evacuación.
- Los pisos deben ser antideslizantes y fácil de limpiar, se recomienda el uso de los de alto tránsito.
- La altura mínima es de 2.50 m.
- El volumen de aire necesario para un alumno es de 4.5 mt³ en las aulas.
- El 20% del área del recinto le corresponde como mínimo a los vanos.
- El ancho mínimo de puertas es de 1.00 m.
- Los ambientes donde se realicen actividades con más de 40 personas se considerará 2 puertas separadas entre sí, con el fin de una fácil evacuación.

ESTRUCTURA ESTUDIADA

En la presente tesis se desarrollará el diseño estructural basado en desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal-Pushover del Módulo destinado para uso de Aulas, el cual consta de un solo nivel de la Institución Educativa Nivel Primario: “Virgen de la Natividad”, se eligió estratégicamente este módulo educativo, porque acá se desarrollan la mayoría de actividades educativas, sin embargo, se puede hacer similar análisis y diseño para los demás módulos.

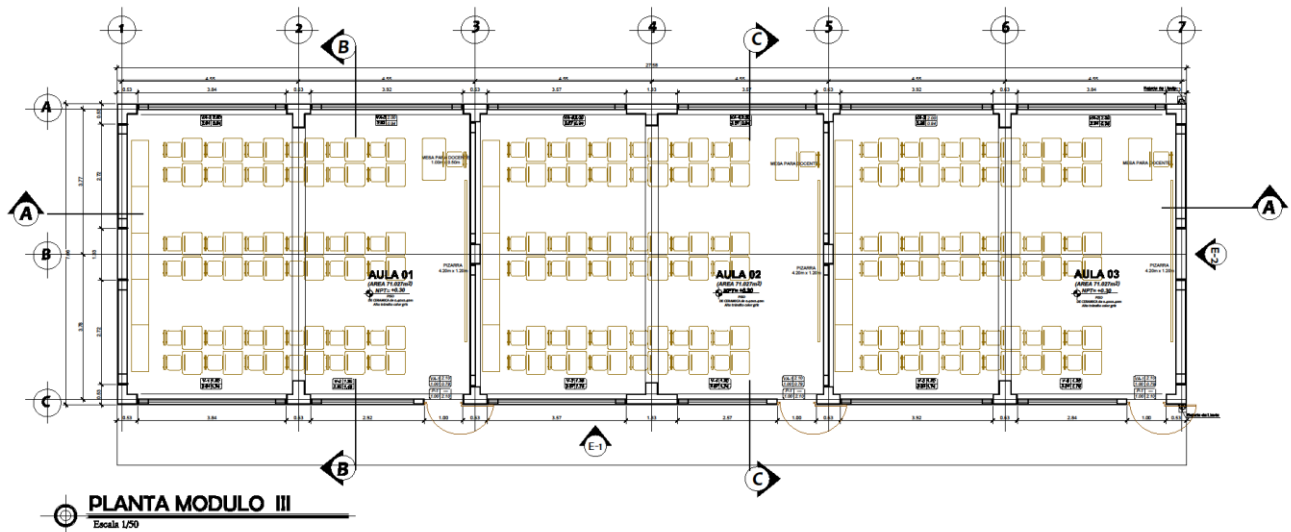


Ilustración 42: Distribución Arquitectónica del Módulo: Aulas de la I.E. Primaria Virgen de la Natividad.

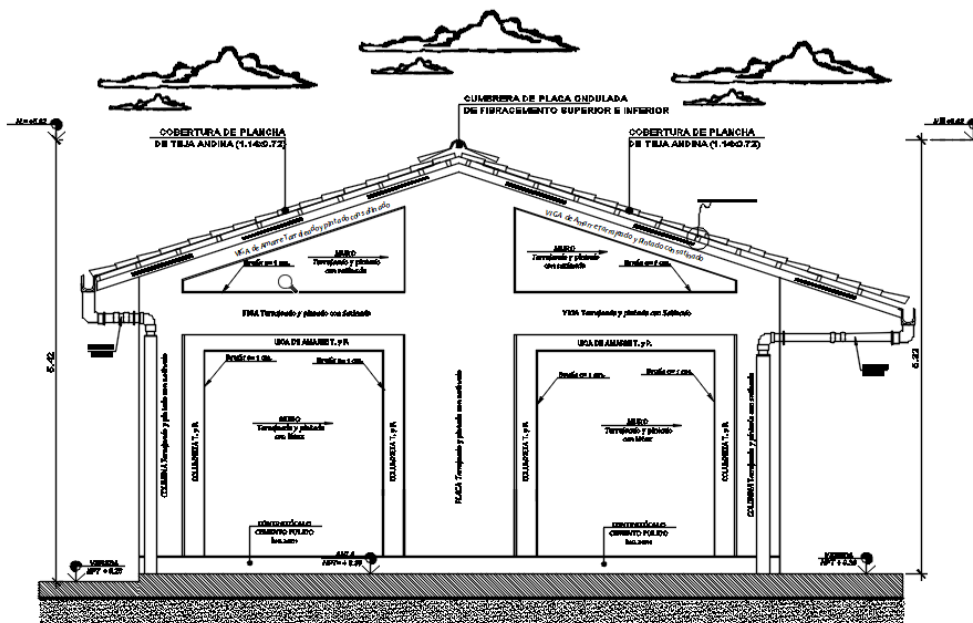


Ilustración 43: Elevación Lateral del Módulo: Aulas de la I.E. Primaria Virgen de la Natividad.

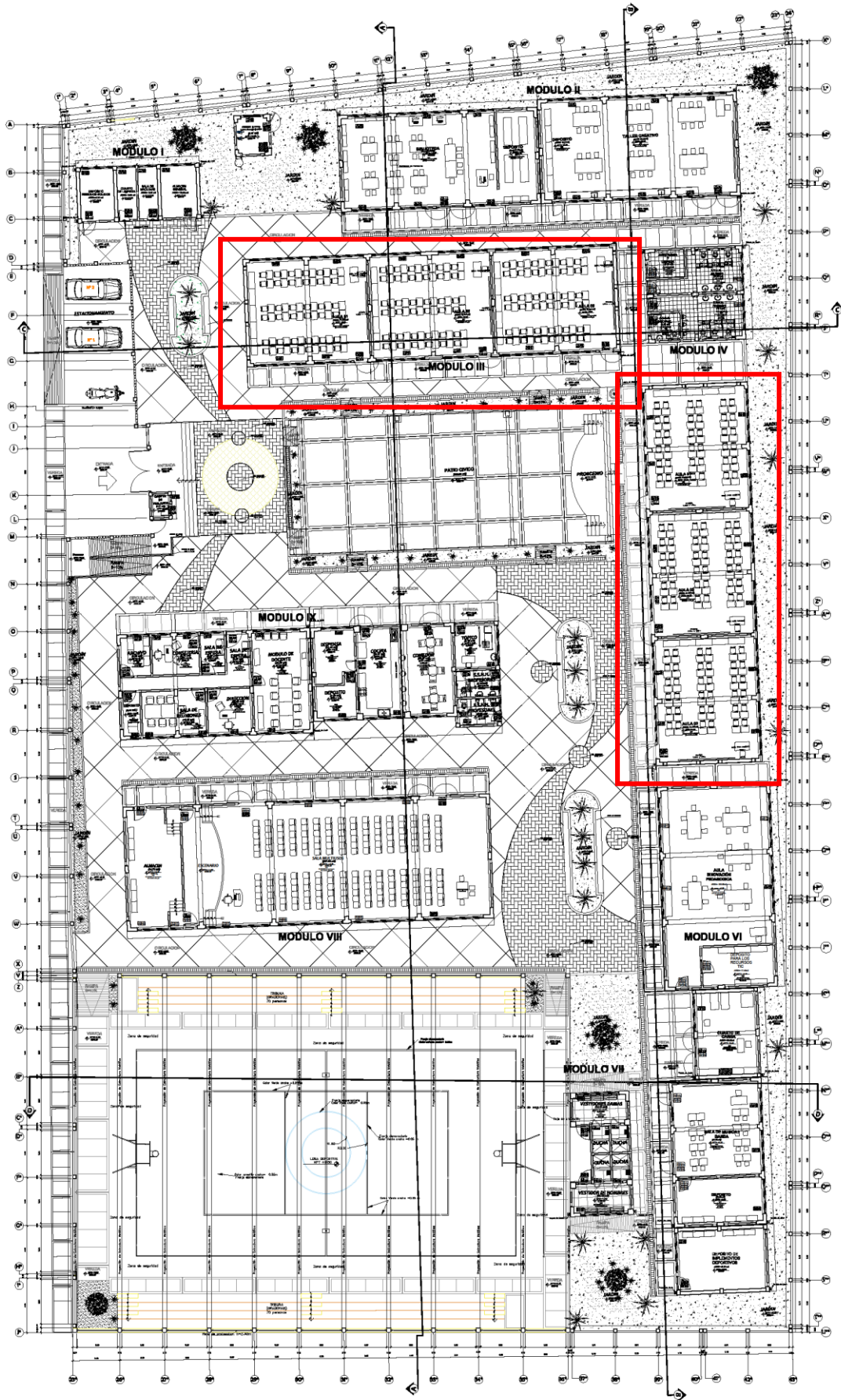


Ilustración 44: Vista en Planta de la Ubicación del Módulo: Aulas de la I.E. Primaria Virgen de la Natividad.

3.1.4. ESTRUCTURACION

Para la concepción estructural sismorresistente se seguirá lo dispuesto en la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), la cual considera:

- Simetría en la distribución de masas y rigideces.
- Peso mínimo.
- Continuidad estructural en planta y altura.
- Selección de adecuado de materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a cargas laterales en ambas direcciones principales.
- Ductilidad.
- Consideración de las condiciones locales.

Se deberá elegir un tipo de sistema estructural según el tipo de zona y categoría de edificación entre las que tenemos: Estructuras de Acero (tipo SCBF y EBF), Estructuras de Concreto (Sistema Dual, Muros de Concreto Armado), Albañilería Armada o Confinada. Para nuestro caso se utilizará un sistema Dual (Pórticos y Muros de Corte o Placas) en ambas direcciones de análisis.

Por ser una edificación esencial, se considerará una losa de techo que trabajará como diafragma rígido y ayudara a distribuir mejor las cargas que actúan sobre él y con ello lograr un mejor comportamiento estructural, posteriormente se integrara un tijeral de metal y su cobertura correspondiente para lograr la inclinación requerida para este tipo de zona.

Se deberá considerar que para este tipo de edificaciones no debe existir irregularidades ni en planta ni en altura.

Se deberá considerar la separación necesaria entre módulos colindantes, teniendo en consideración el posterior diseño de la Sub-Estructura.

3.1.5. PRE-DIMENSIONAMIENTO

En esta parte de la investigación, se menciona los criterios y recomendaciones en base a la experiencia de algunos profesionales en el ámbito estructural para el dimensionamiento de los elementos estructurales, considerando las características sísmicas del Perú y lo dispuesto en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009).

El pre-dimensionamiento nos servirá para poder optimizar las dimensiones de los elementos estructurales, y acercarnos a sus medidas finales, por lo tanto, será el punto de partida para el desarrollo del estudio.

No se debe de olvidar que el procedimiento de diseño es un trabajo iterativo y que se irá mejorando y perfeccionando en cada etapa hasta llegar a la propuesta más óptima, sin embargo, a partir de una buena elección inicial, se podrá disminuir el número de iteraciones en el proceso.

Pre-dimensionamiento de Losas Aligeradas Unidireccionales

Según (Blanco Blasco, 1994), se dimensionará las losas aligeradas unidireccionales (máximo 350 kg/m²), según la siguiente expresión:

$$h = \frac{\text{luz libre}}{25}$$

Donde h, comprende espesor de losa aligerada unidireccional total (5cm losa superior + espesor de ladrillo de techo). Así mismo se considerará lo dispuesto en las tablas 18 y 19:

Tabla 18:Espesor de losa unidireccional, según la luz libre

h(cm)	Intervalo de Luz Libre
17	luz libre ≤ 4m
20	4m < luz libre ≤ 5.5m
25	5.5m < luz libre ≤ 6.5m
30	6m < luz libre ≤ 7.5m

Fuente: (Blanco Blasco, 1994)

Tabla 19: Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes				
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Fuente: (E.060 Concreto Armado, 2009)

Pre-dimensionamiento de Losas Aligeradas Bidireccionales

Según (Blanco Blasco, 1994), se usan generalmente cuando se tiene paños de techo más o menos cuadrados y con luces mayores a 6 m. Así mismo se considerará lo dispuesto en la tabla 20:

Tabla 20: Espesor de losa bidireccional, según la luz libre

h(cm)	Intervalo de Luz Libre
25	$6.5m \leq \text{luz libre} \leq 7.5m$
30	$7m \leq \text{luz libre} \leq 8.5m$

Fuente: (Blanco Blasco, 1994)

Para el caso de las aulas, se tiene paños de 4.28m x 7.30m, donde la sobrecarga será mayor a 350 kg/m², por lo que se escogió una losa aligerada bidireccional con un espesor de 0.25 m.

Pre-dimensionamiento de Losas Macizas Bidireccionales

Según (Blanco Blasco, 1994), se dimensionará las losas macizas bidireccionales según la siguientes expresiones:

$$h = \frac{\text{luz libre}}{40} \quad \text{ó} \quad h = \frac{\text{perimetro de paño}}{180}$$

Pre-dimensionamiento de Columnas

Según (Blanco Blasco, 1994), se dimensionará las columnas de acuerdo a las siguientes expresiones:

Para Columnas Centrales:

$$A_{col} = \frac{P(\text{Servicio})}{0.45f'c}$$

Para Exteriores y Esquineras:

$$A_{col} = \frac{P(\text{Servicio})}{0.35f'c}$$

Con:

$$P(\text{Servicio}) = P \times A_{\text{tributaria}} \times N_p$$

Donde:

$P = 1500 \text{ kg/m}^2$, para edificaciones de importancia categoría "A"

$P = 1250 \text{ kg/m}^2$, para edificaciones de importancia categoría "B"

$P = 1100 \text{ kg/m}^2$, para edificaciones de importancia categoría "C"

N_p : Número de Pisos.

$A_{\text{tributaria}}$: Área tributaria de la columna en análisis (m^2).

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2).

Para edificios con luces entre 7 u 8 m, se debe considerar para columnas exteriores un peralte equivalente al 70 u 80% del peralte de la viga principal.

$$M. \text{Inercia}_{\text{columna}} > M. \text{Inercia}_{\text{viga}}$$

Además, la norma (E.060 Concreto Armado, 2009) recomienda un espesor mínimo de 25 cm en su dimensión menor 25cm para columnas rectangulares.

Para el caso de las aulas, a modo de ejemplo se toma la columna que se ubica en la intersección de los ejes A y 2, la cual tiene las siguientes características:

- Categoría de Edificación: A , $P = 1500 \text{ kg/m}^2$
- Número de Pisos: 1
- $A_{\text{tributaria}} = 17.74 \text{ m}^2$
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Tipo de Columna: Exterior

Luego:

$$P(\text{Servicio}) = P \times A_{\text{tributaria}} \times N_p$$

$$P(\text{Servicio}) = 1500 \times 17.74 \times 1$$

$$P(\text{Servicio}) = 26610 \text{ kg}$$

Entonces:

$$A_{\text{col}} = \frac{P(\text{Servicio})}{0.35f'c}$$

$$A_{\text{col}} = \frac{26610 \text{ kg}}{0.35 \times 210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{\text{col}} = 362.04 \text{ cm}^2 \approx 0.0362 \text{ m}^2$$

En este caso se adoptará un tipo de columna Tee, con un área de 0.255 m^2 , pues servirá de apoyo a una viga de $0.30\text{m} \times 0.65\text{m}$ (ver más adelante) y debe cumplir:

$$M. \text{Inercia}_{\text{columna}} > M. \text{Inercia}_{\text{viga}}$$

$$0.00741195 \text{ m}^4 > 0.00686563 \text{ m}^4$$

Pre-dimensionamiento de Vigas

Según (Blanco Blasco, 1994), se pueden considerar dos tipos:

Vigas Principales: Son aquellas que conforman los elementos sismorresistentes de la estructura. Se dimensionarán considerando las siguientes expresiones:

$$\frac{L}{12} \leq P \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.3P \leq b \leq 0.5P$$

Donde:

L: Luz libre entre apoyos

P: Peralte de la viga, incluyendo el espesor de losa de techo

b: Espesor de la viga, $b \leq 0.25 \text{ m}$

Vigas Secundarias: Son aquellas que no cargan la losa de techo, pero podrían recibir esfuerzos a consecuencia de sismo. Se dimensionarán considerando las siguientes expresiones:

$$P = \frac{L}{14} \quad , b = 0.5P$$

Para el caso de las aulas, a modo de ejemplo se toma la viga que se ubica en el eje 6, la cual tiene una luz libre de 6.60m:

$$\frac{6.60\text{m}}{12} \leq P \leq \frac{6.60\text{m}}{10}$$

$$\frac{6.60\text{m}}{12} \leq P \leq \frac{6.60\text{m}}{10}$$

$$0.55\text{m} \leq P \leq 0.66\text{m}$$

En este caso se escogerá una viga con peralte de 0.65m, además:

$$0.3P \leq b \leq 0.5P$$

$$0.3 \times 0.65 \leq b \leq 0.5 \times 0.65$$

$$0.195 \leq b \leq 0.325$$

Se adoptará una base de 0.30m. Finalmente la viga será de: 0.30m x 0.65m

Pre-dimensionamiento de Placas

Según la norma (E.060 Concreto Armado, 2009), el espesor del muro de corte no debe ser menor que $h/25$ de la altura entre elementos que le brinden apoyo lateral, ni de 0.15 m. Esto es:

$$e \geq \frac{h}{25} \quad , e \geq 0.15 \text{ m}$$

Sin embargo, es difícil precisar un dimensionamiento de placas, es por ello que la longitud de placa(L) será asumida ($L \geq 1.20$ m), y posteriormente verificada en el análisis sísmico.

Para el caso de las aulas, se adoptará placas en ambos sentidos de análisis, con espesor de 0.25m, cumpliendo: $e \geq \frac{3.45}{25} \approx 0.138$ m . La longitud se tomará de 1.30m.

Pre-dimensionamiento de Zapatas

Se dimensionará la zapata considerando las cargas de servicio (carga muerta y carga viva) y sismo, adicionándole un porcentaje de peso propio de la zapata que dependerá de la capacidad portante del suelo, además se tomará la recomendación de la norma (E.060 Concreto Armado, 2009), que indica el aumentar en un 30% a la resistencia admisible del suelo. Esto es:

$$A_z = \frac{\%P_z \times P_{servicio} + CS}{1.3 \times \sigma_{suelo}} \quad , P_{servicio} = C_m + C_v$$

Considerando,

$$0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{suelo} < 2.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ entonces: } \%P_z \text{ será de } 8\% \text{ a } 15\% \text{ del } P_{servicio}$$

$$2.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{suelo} < 4.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ entonces: } \%P_z \text{ será de } 4\% \text{ a } 8\% \text{ del } P_{servicio}$$

Donde:

$P_{servicio}$: Carga de servicio

$\%P_z$: Porcentaje de peso propio de la zapata.

CS: Carga por Sismo

σ_{suelo} : Resistencia admisible del suelo.

Pre-dimensionamiento de Vigas de Cimentación

La viga de cimentación sirve de conexión entre zapatas aisladas y ayudará al

sostenimiento de cargas concentradas o uniformes Se dimensionará de la siguiente manera:

$$h = \frac{L}{7} \quad , b \geq 0.5h$$

Donde:

h: Espacio entre columnas exterior y columna interior.

b: Espesor de viga

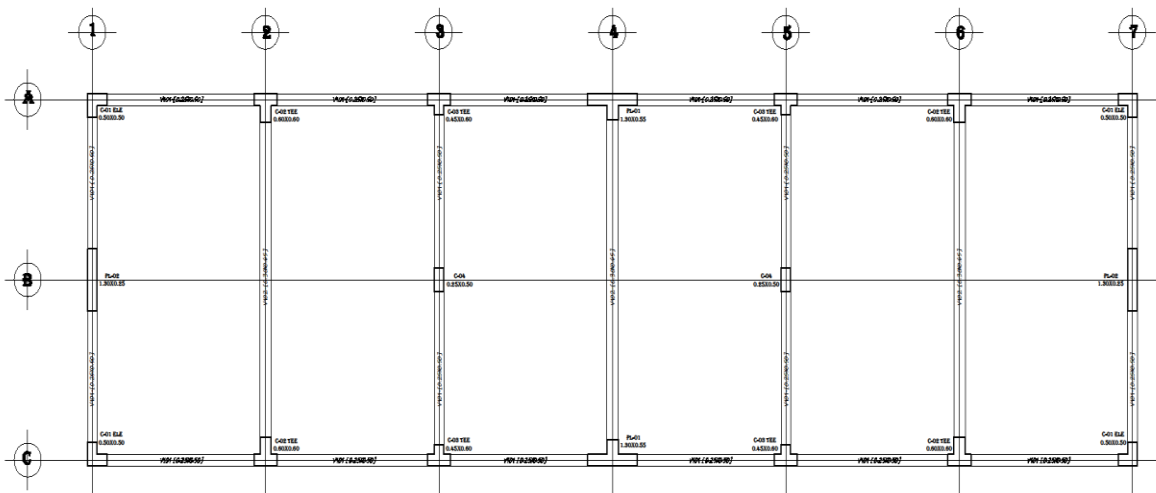


Ilustración 45: Estructuración final-Modulo: Aulas.

3.1.6. MODELO ESTRUCTURAL EN SOFTWARE ETABS

Se realizará el modelamiento estructural con ayuda del software Etabs, de acuerdo al Manual de Referencia de Análisis, elaborado por (Computers & Structures.Inc(CSI), 2019).

A continuación, se detalla los diferentes procedimientos realizados:

1.- Esquematación: En este paso se definen los ejes y las alturas de columnas, para posteriormente pasar la información al software Etabs.

- En Planta: Se considerará que los ejes pasen por el centro de gravedad de las columnas definidas en la estructuración.

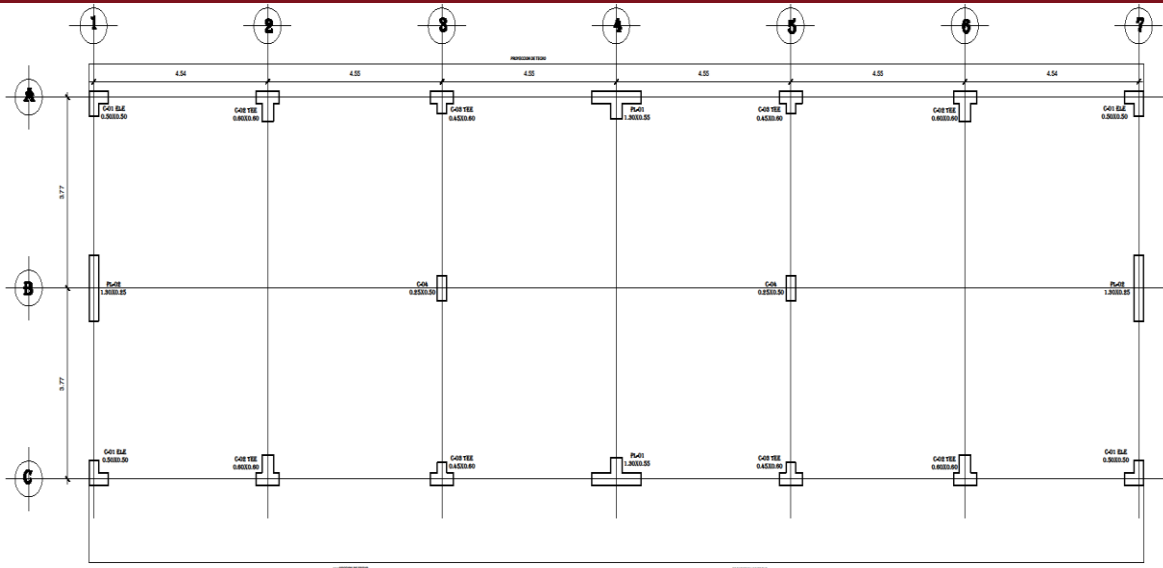


Ilustración 46: Esquemización en Planta-Modulo: Aulas.

- En Elevación: Se considerará como punto de empotramiento de la columna el nivel de piso terminado (N.P.T.) y la altura será medida hasta el nivel de techo terminado (N.T.T.). Si se considerase el punto de empotramiento a cualquier punto comprendido desde el nivel de fondo de zapata(N.F.Z.) hasta el N.P.T. no estaría mal, sin embargo, se opta por el primero, pues al definir la altura de las columnas, cuando se realice el análisis para la distribución del acero de refuerzo transversal(estribos), el diseño será más óptimo, además tomando en cuenta que el análisis de la super-estructura se realizara en este software, y que el análisis de la sub-estructura será realizado en el software Safe, en donde se considerara las alturas y cargas hasta el N.P.T.

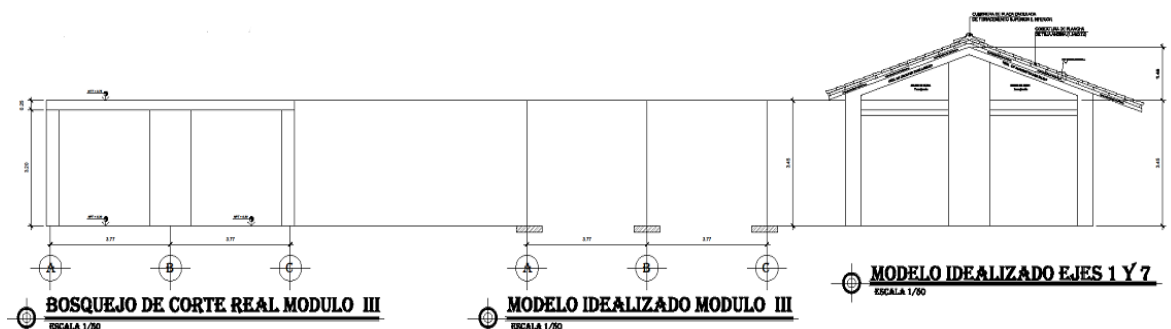


Ilustración 47: Esquemización en Elevación-Modulo: Aulas.

2.- Modelamiento en Etabs V.16.2.1

- Iniciamos el software Etabs

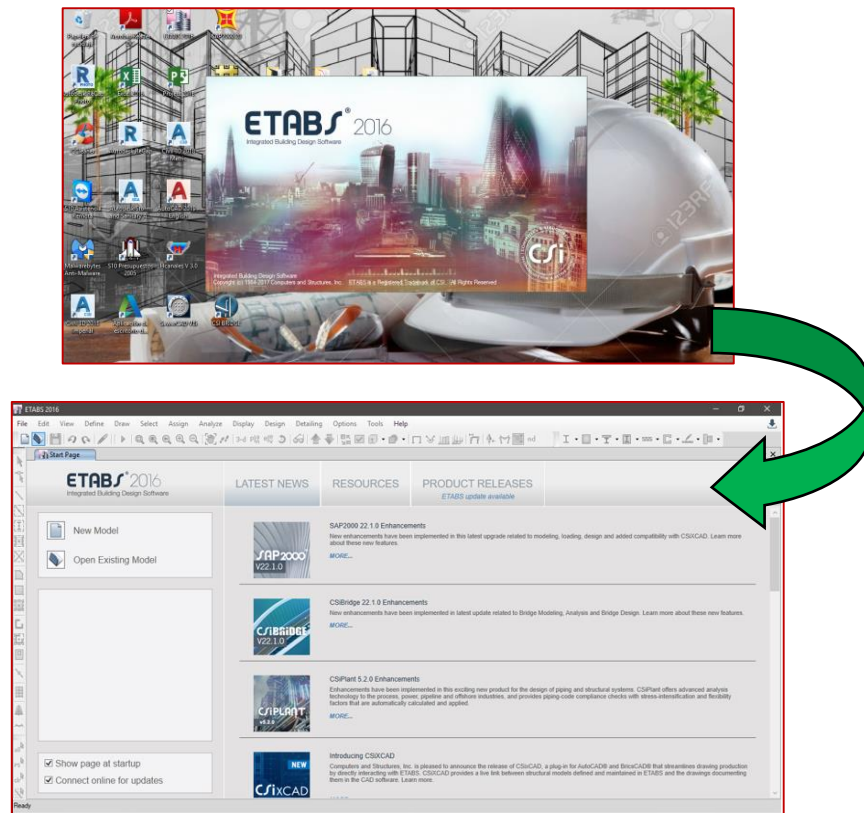


Ilustración 48: Arranque del Software Etabs V.16.2.1

- Realizamos la configuración inicial, seleccionando unidades y código de diseño, para ello vamos a:

File/New Model/Use Built-in Settings With/Seleccionar unidades y códigos/OK.

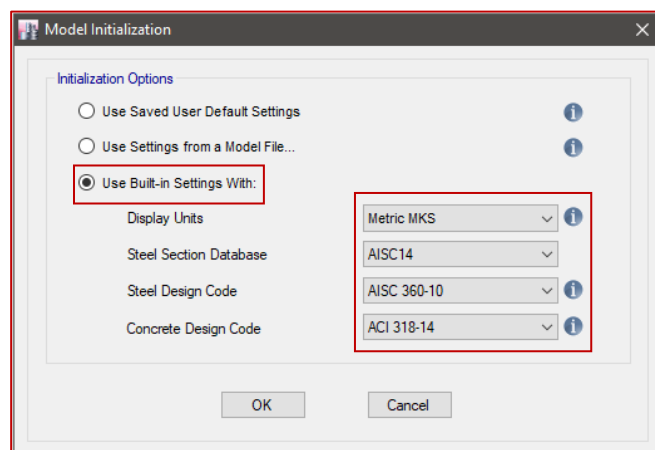


Ilustración 49: Nuevo Modelo en el Software Etabs V.16.2.1

- Completamos la ventana con la información de los ejes y el número de niveles

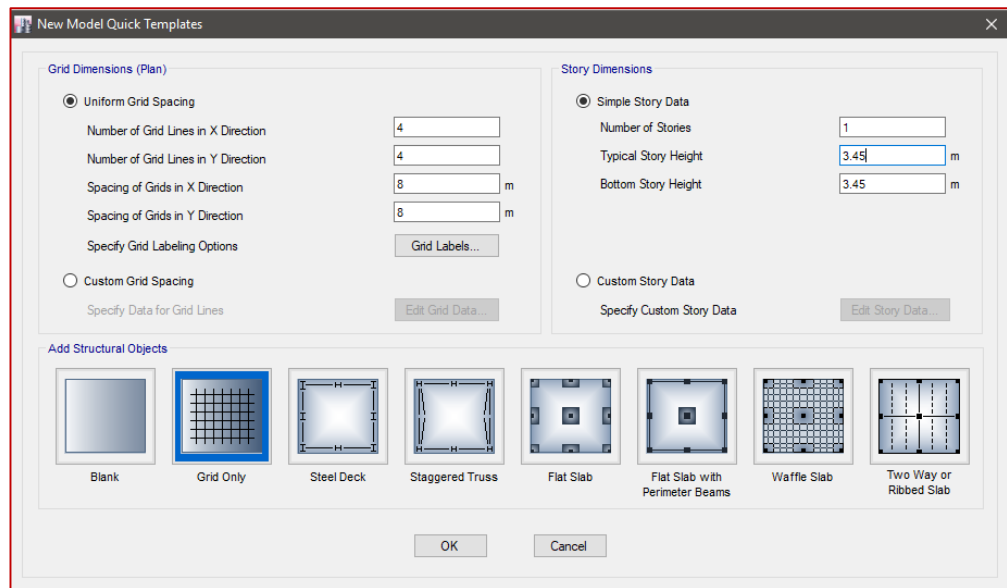
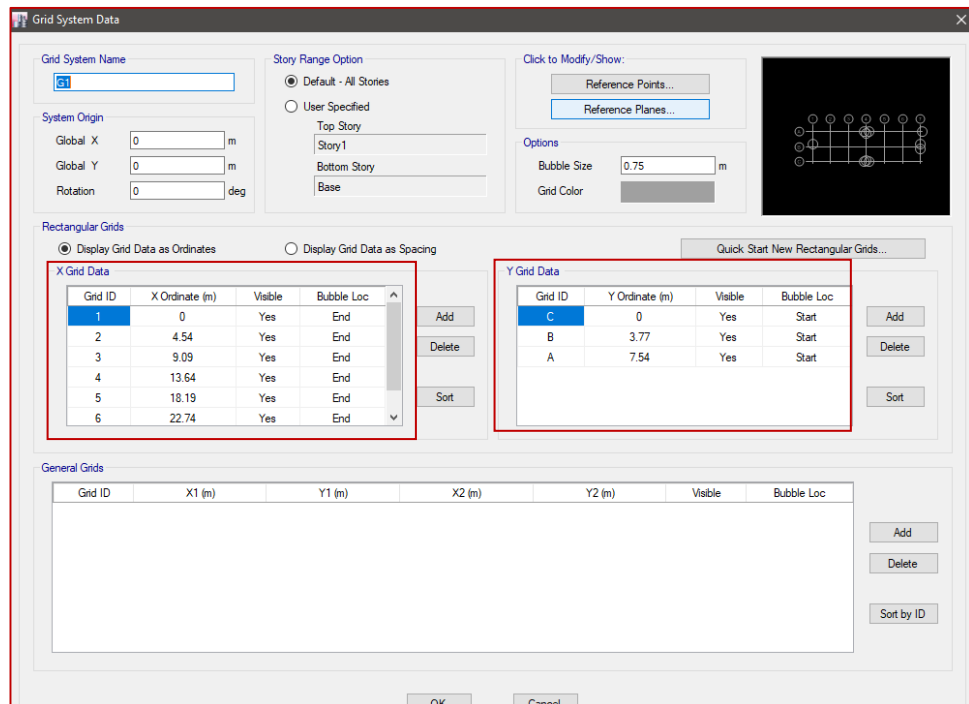


Ilustración 50: Definición de Grillas en el Software Etabs V.16.2.1

- Configuramos las grillas definidas, para ello vamos a:
Custom Grid Spacing/Edit Grid Data/Display Grid Data as Spacing/Completar la información de los espacios de los ejes/OK/OK.



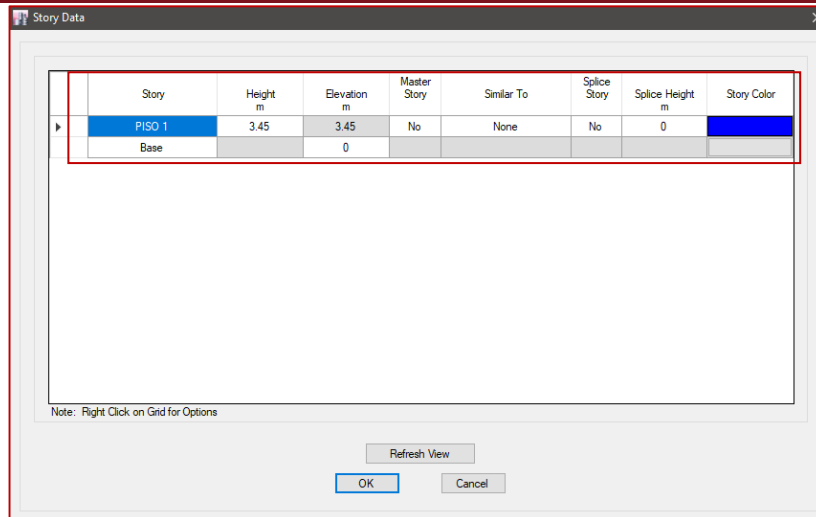


Ilustración 51: Configuración de Grillas en el Software Etabs V.16.2.1

- Configuramos el sistema de unidades para trabajar, para ello vamos a:

Units/Consistent Units/Elegir el sistema de unidades a trabajar/OK.

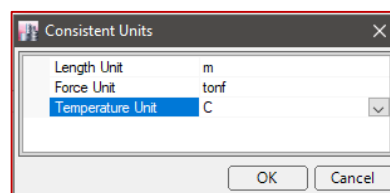


Ilustración 52: Configuración de Unidades en el Software Etabs V.16.2.1

- Definimos los materiales y sus propiedades con los que se trabajara, para ello vamos a:

Define/Material Properties/Add New Material/Elegir el tipo de material/OK.

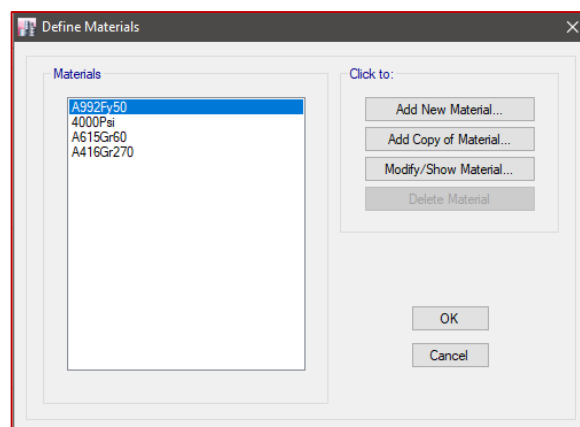


Ilustración 53: Definición de los Materiales en el Software Etabs V.16.2.1

Completamos las propiedades de los materiales siguientes:

Concreto:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2.4 \text{ tonf/m}^3$$

$$E = 150000 \times \sqrt{f'c} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 150000 \times \sqrt{210} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2173706.51 \text{ ton/m}^2$$

$$U = 0.2$$

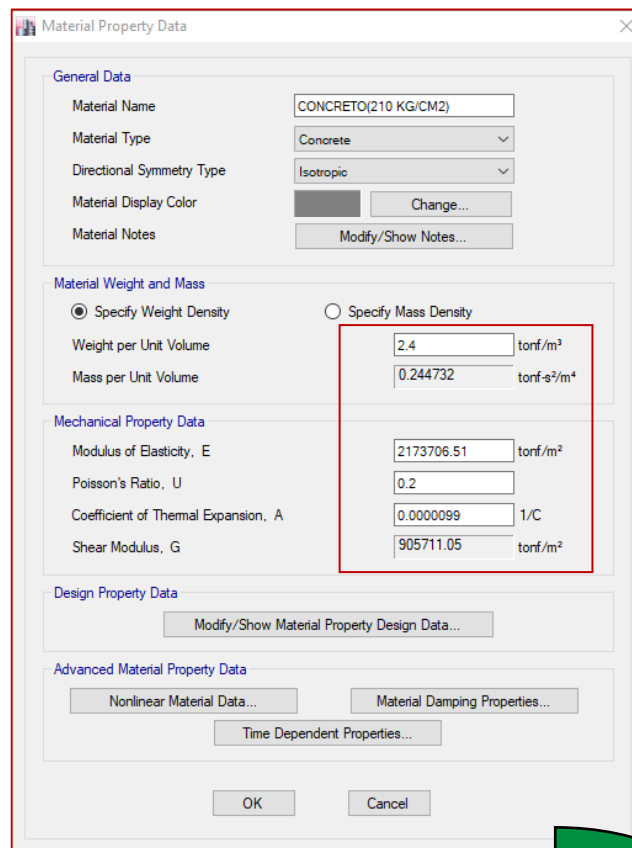
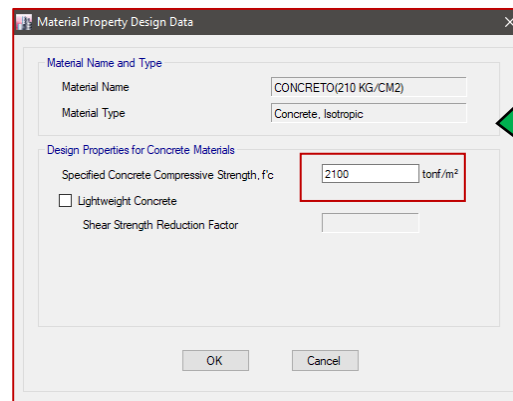



Ilustración 54: Definición de las Propiedades del Concreto en el Software Etabs V.16.2.1

Acero:

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 7.85 \text{ tonf/m}^3$$

$$E = 20000000 \text{ ton/m}^2$$

The 'Material Property Data' dialog box is shown with the following fields:

- Material Name: ACERO(FY=4200 KG/CM2)
- Material Type: Rebar
- Directional Symmetry Type: Uniaxial
- Material Display Color: [Blue color swatch] Change...
- Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:
 - Specify Weight Density (selected): 7.85 tonf/m³
 - Specify Mass Density: 0.800477 tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:
 - Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m²
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
- Design Property Data: Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

OK Cancel

The 'Material Property Design Data' dialog box is shown with the following fields:

- Material Name and Type:
 - Material Name: ACERO(FY=4200KG/CM2)
 - Material Type: Rebar, Uniaxial
- Design Properties for Rebar Materials:
 - Minimum Yield Strength, Fy: 42000 tonf/m²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 42000 tonf/m²
 - Expected Yield Strength, Fye: 42000 tonf/m²
 - Expected Tensile Strength, Fue: 42000 tonf/m²

OK Cancel

Ilustración 55: Definición de las Propiedades del Acero en el Software Etabs V.16.2.1

- Definimos los elementos estructurales tipo barra (vigas y columnas), para ello vamos a:

Define/Seccion Properties/Frame Sections/Add New Property/

Seleccionamos el tipo de sección/Completamos las propiedades de la sección.

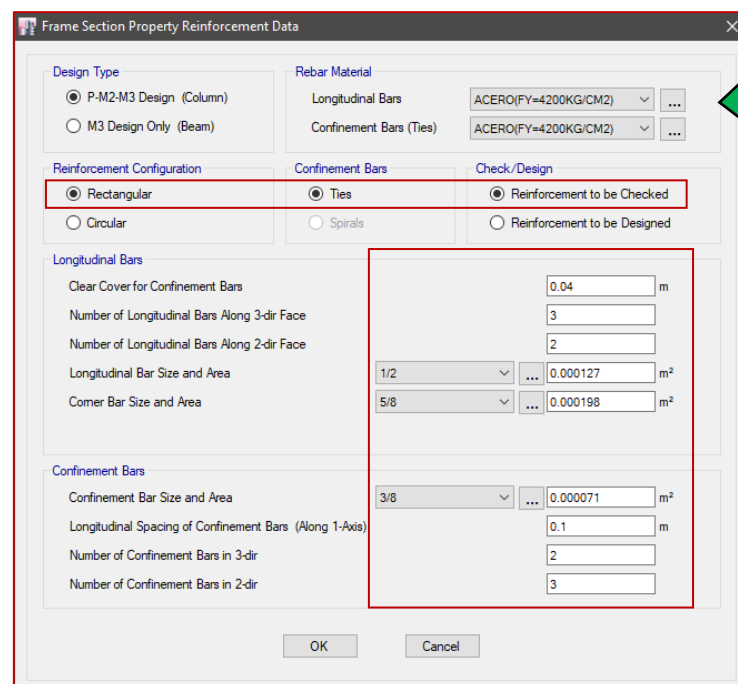
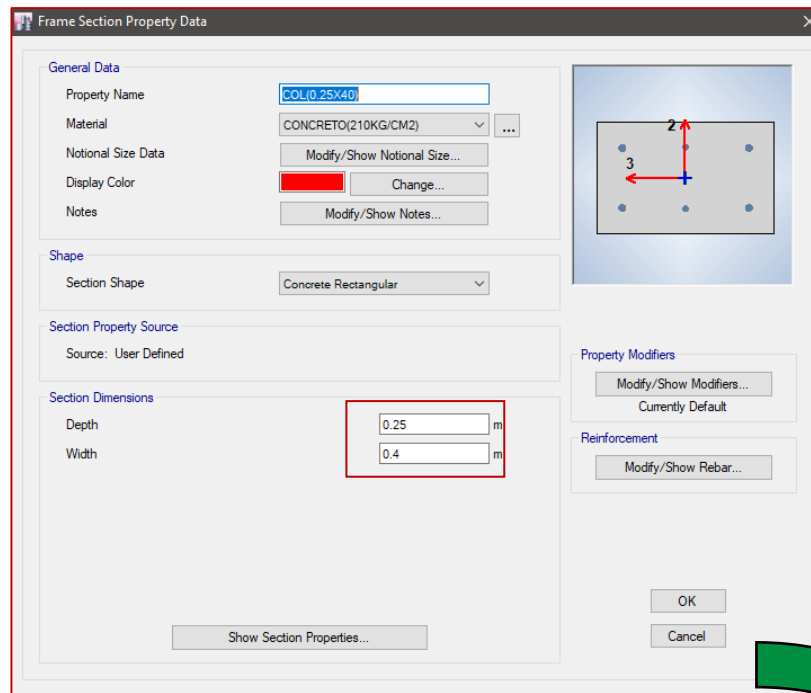


Ilustración 56: Definición de Columna en el Software Etabs V.16.2.1

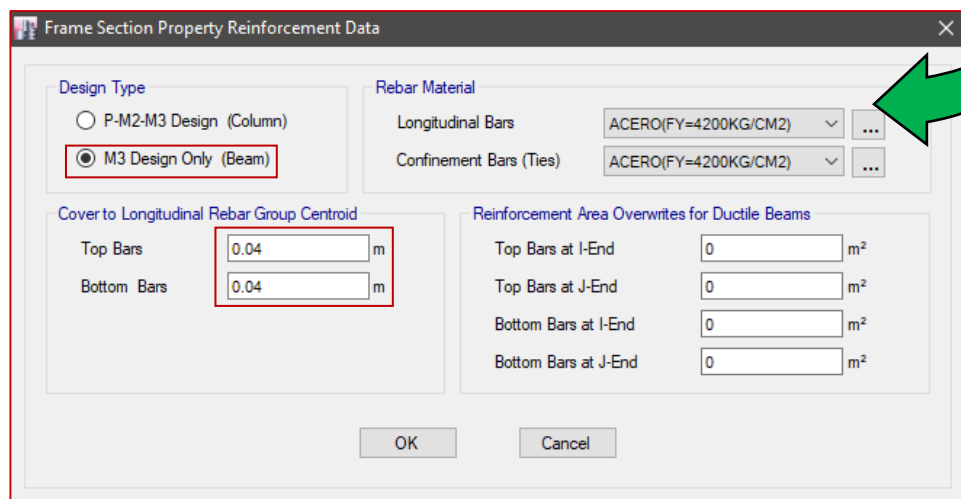
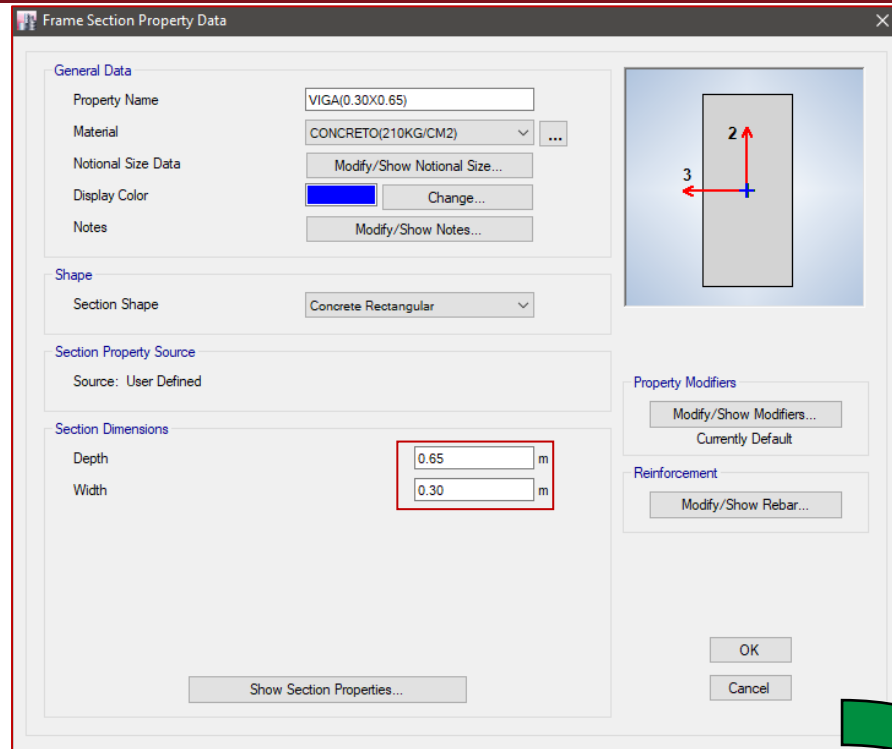


Ilustración 57: Definición de Viga en el Software Etabs V.16.2.1

- Definimos los elementos estructurales tipo área (placas y losas).

Placas: Para ello vamos a:

Define/Section Properties/Wall Sections/Add New Property/

Completamos las propiedades de la sección.

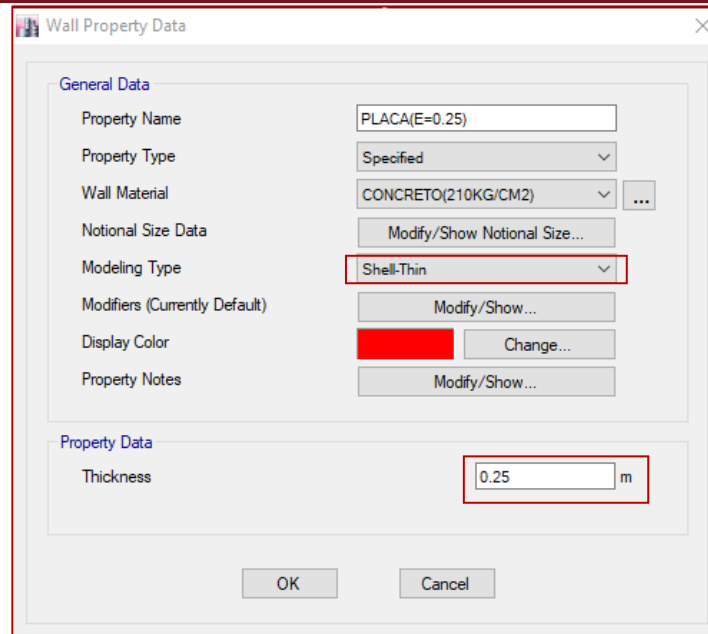


Ilustración 58: Definición de Placas en el Software Etabs V.16.2.1

Losas: Para ello vamos a:

Define/Section Properties/Slab Sections/Add New Property/

Completamos las propiedades de la sección.

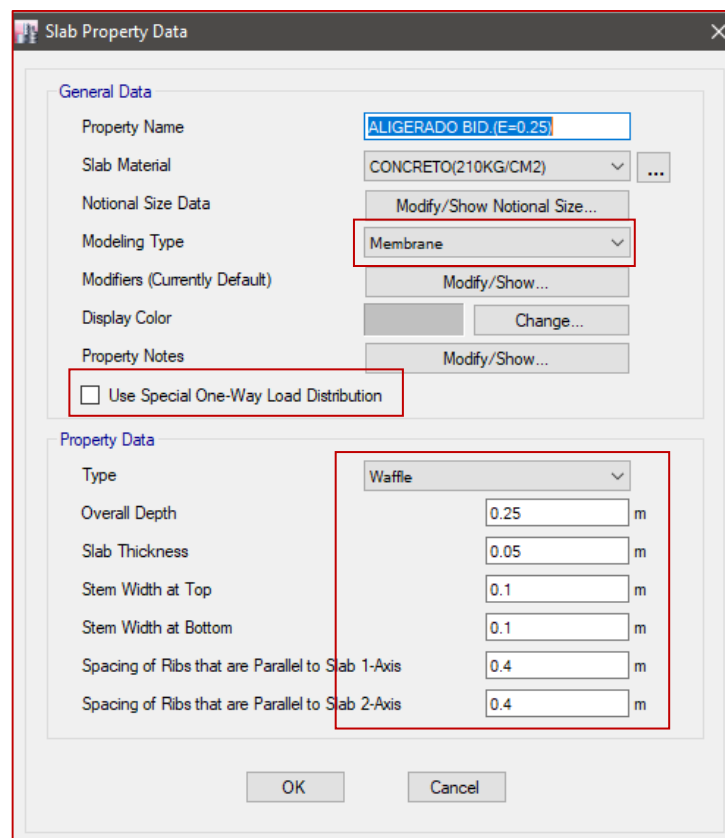


Ilustración 59: Definición de Losas en el Software Etabs V.16.2.1

- Dibujamos los elementos estructurales.

Columnas: Para ello vamos al menú superior y luego:

Draw/"Draw Bem/Column/Brace Objects"/Quik Draw

Columns(Plan,3D).

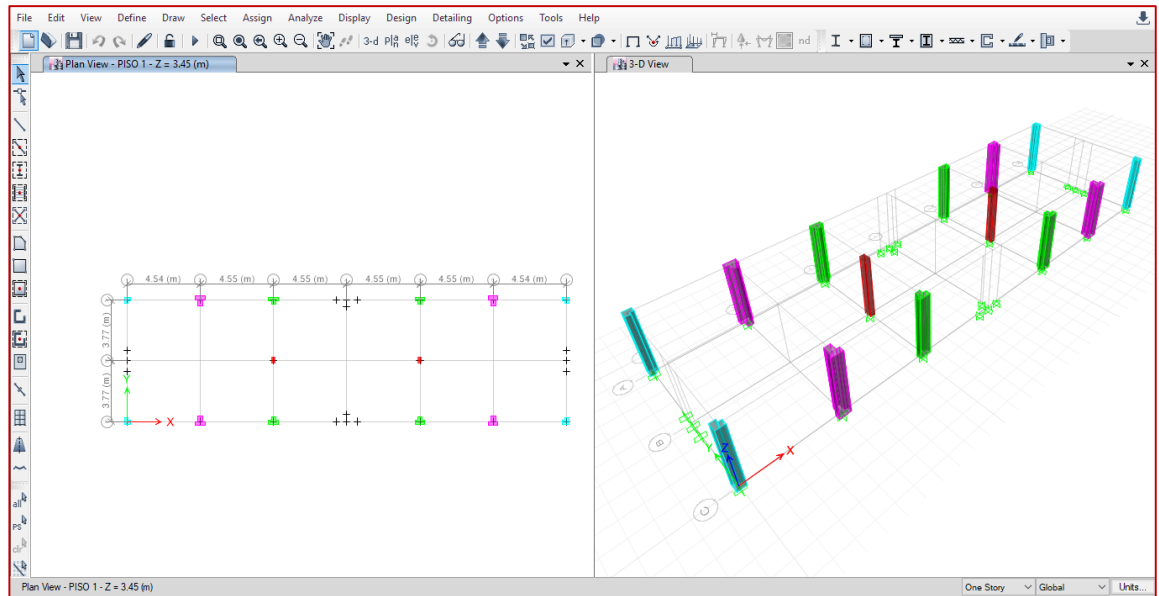


Ilustración 60: Dibujo de Columnas en el Software Etabs V.16.2.1

Vigas: Para ello vamos al menú superior y luego:

Draw/" Draw Bem/Column/Brace Objects"/Quik Draw

Bem/Columns(Plan,Elev,3D).

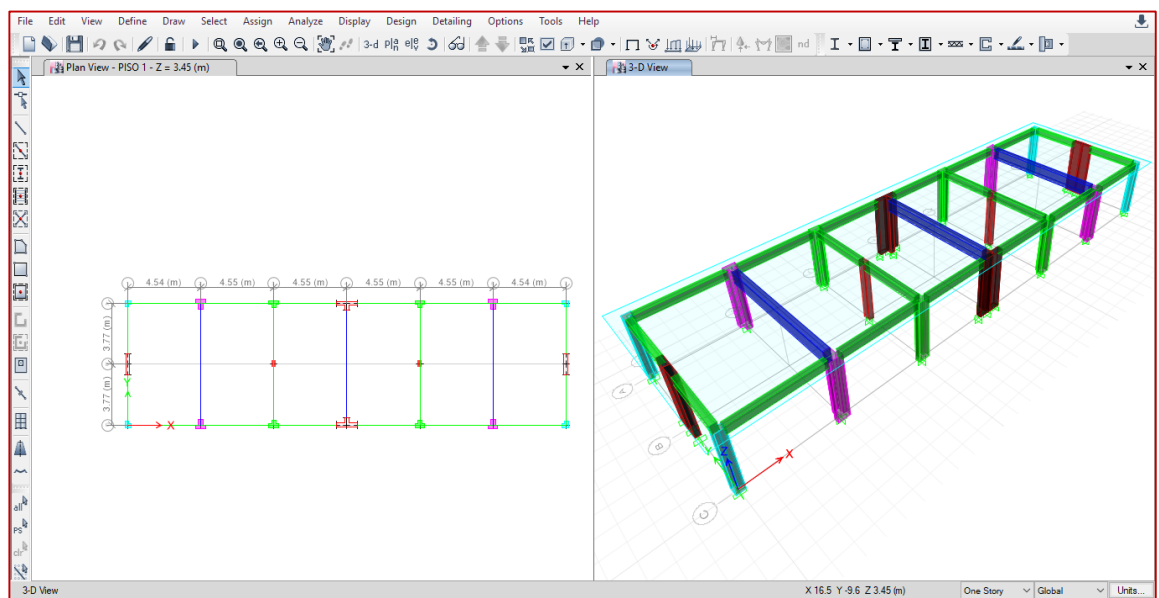


Ilustración 61: Dibujo de Vigas en el Software Etabs V.16.2.1

Placas: Para ello vamos al menú superior y luego:

Draw/" Draw Floor/Wall Objects"/Draw Walls(Plan).

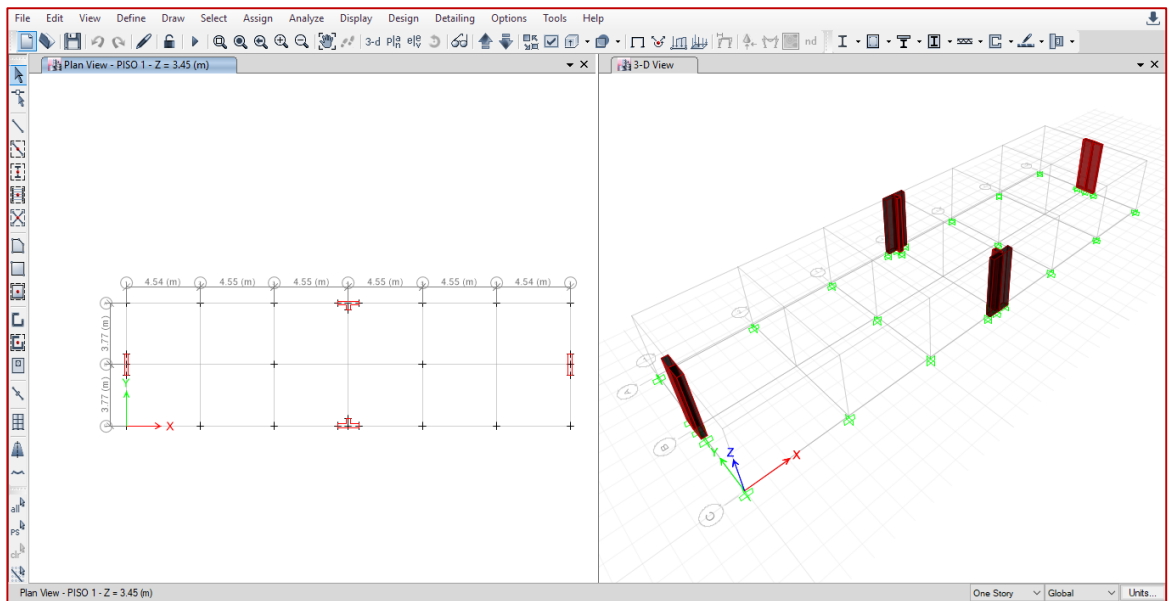


Ilustración 62: Dibujo de Placas en el Software Etabs V.16.2.1

Losas: Para ello vamos al menú superior y luego:

Draw/" Draw Floor/Wall Objects"/Draw Rectangular Floor/Wall(Plan, Elev).

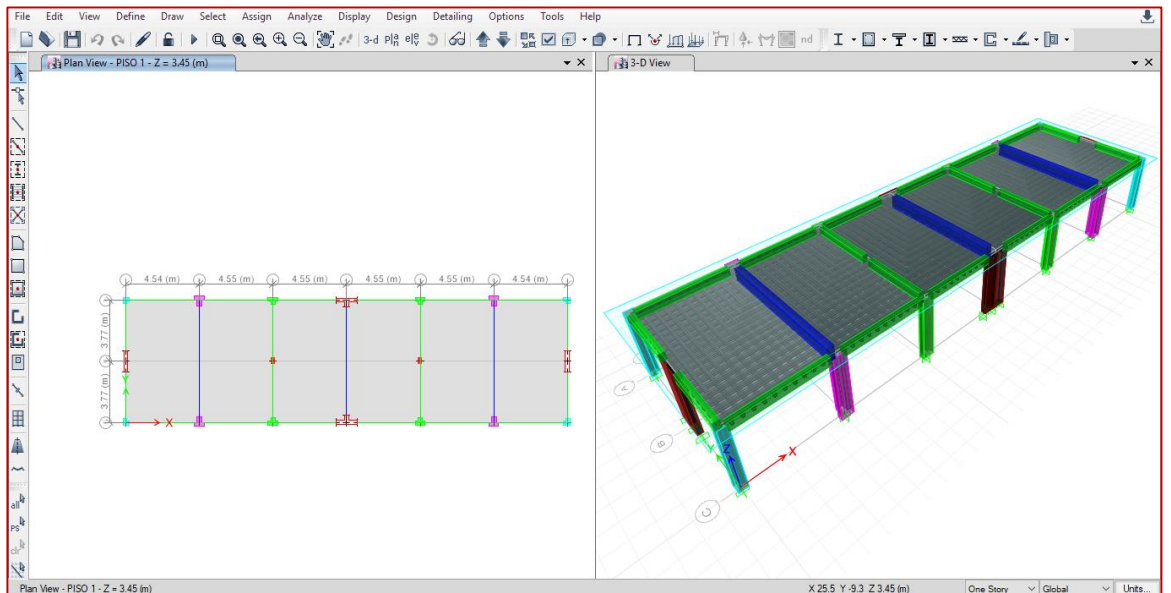


Ilustración 63: Dibujo de Losas en el Software Etabs V.16.2.1

- Asignamos restricciones en la base de la estructura, para ello vamos a la base, seleccionamos todos los nudos, luego:

Assig/Joint/Restraints/Asignarle todas las restricciones/OK.

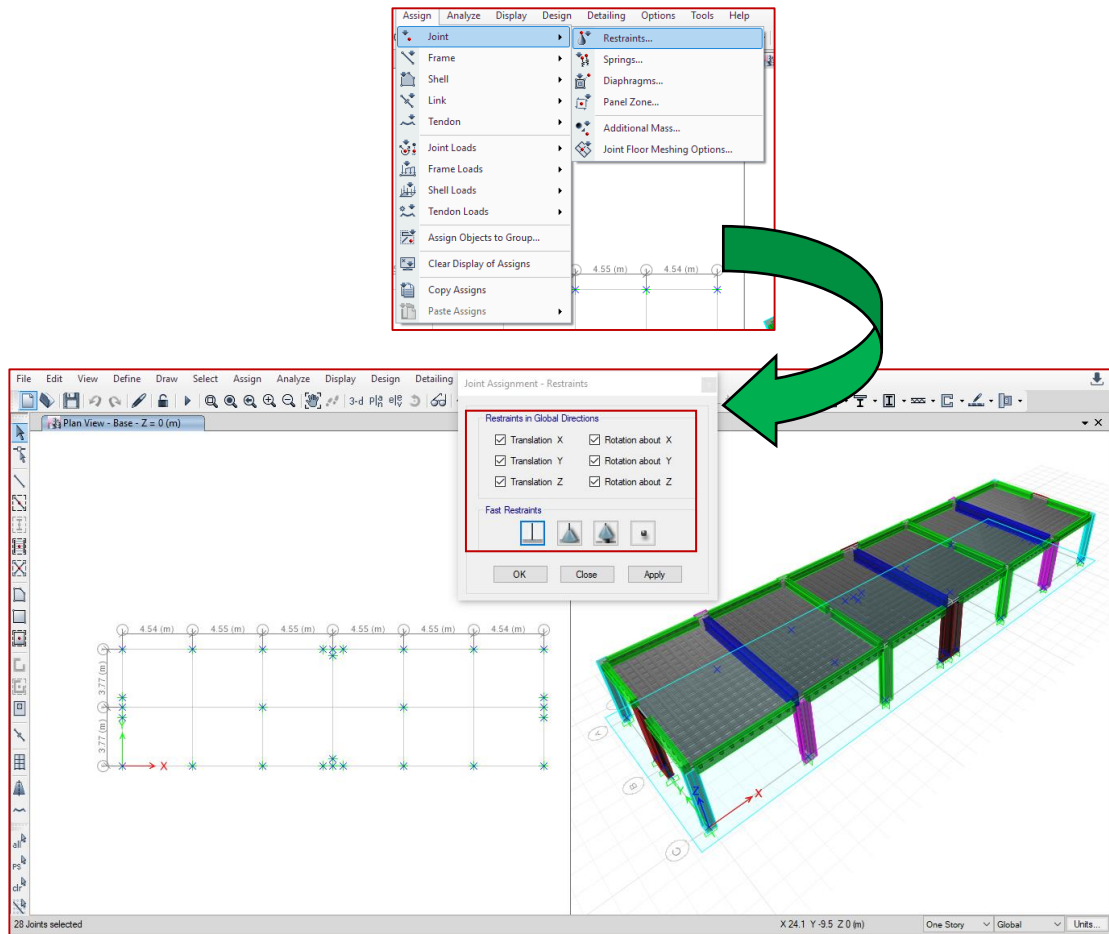


Ilustración 64: Asignación de Empotramiento en el Software Etabs V.16.2.1

- Revisamos si el modelo estructural hasta ahora no tiene error de dibujo alguno para ello hacemos:

Analyze/Check model.

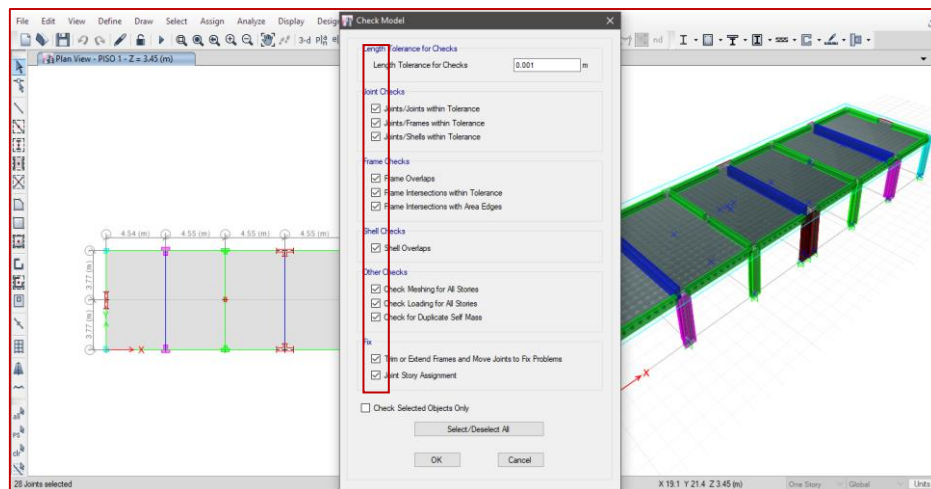


Ilustración 65: Revisión del Modelo Estructural en el Software Etabs V.16.2.1

- Creamos el Diafragma Rígido de la estructura de la siguiente manera:

Define/Diaphragms/Add New Diaphragm/OK.

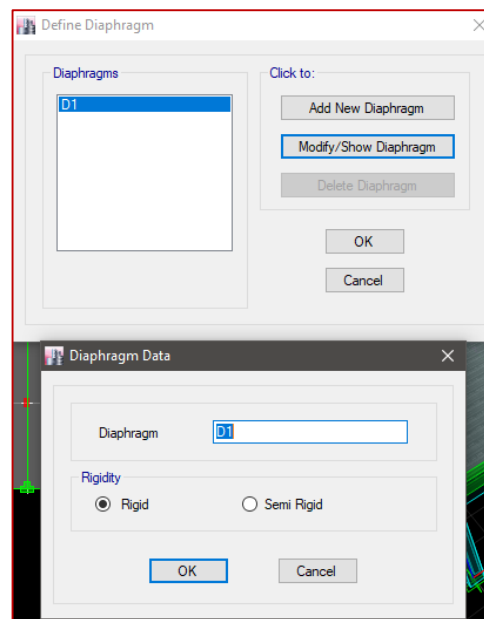


Ilustración 66: Creación del Diafragma rígido en el Software Etabs V.16.2.1

- Asignamos el Diafragma Rígido, para ello seleccionamos todas las losas del primer nivel de la estructura, luego:

Assign/Shell/Diaphragms/OK.

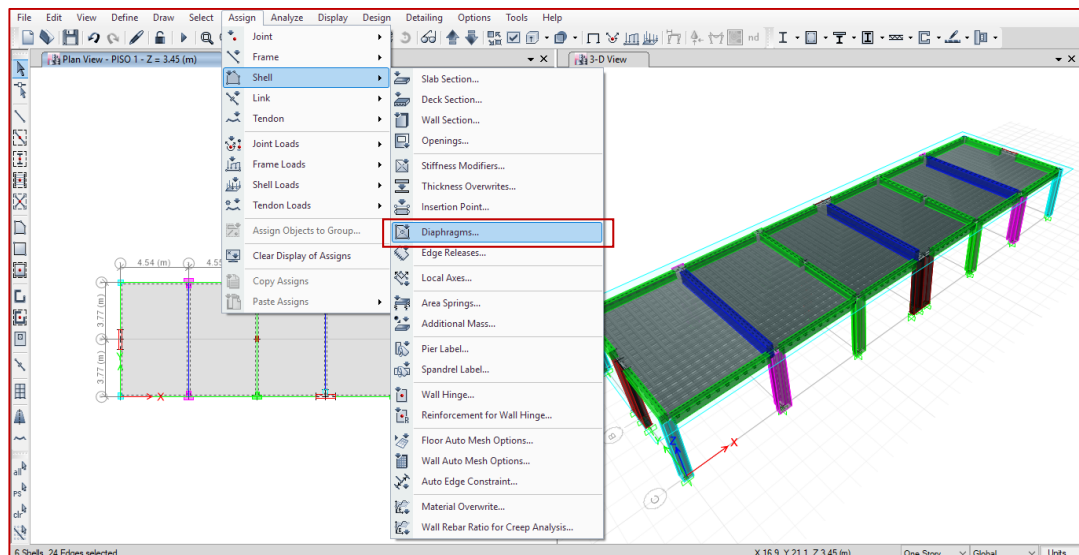


Ilustración 67: Asignación del Diafragma rígido en el Software Etabs V.16.2.1

- Definimos la etiqueta de las placas, con:

Define/Pier Labels/Add New Name/OK.

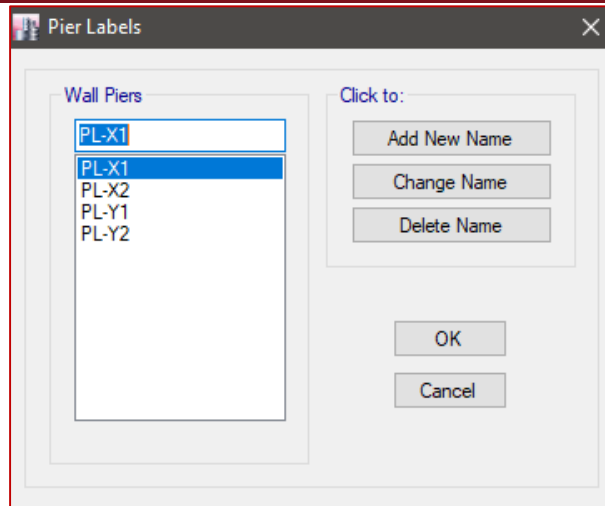


Ilustración 68: Definición del Nombre de las Placas en el Software Etabs V.16.2.1

- Asignamos los nombres a nuestras placas, seleccionamos todos nuestros muros de concreto armado, luego:

Assign/Shell/Pier Label/OK.

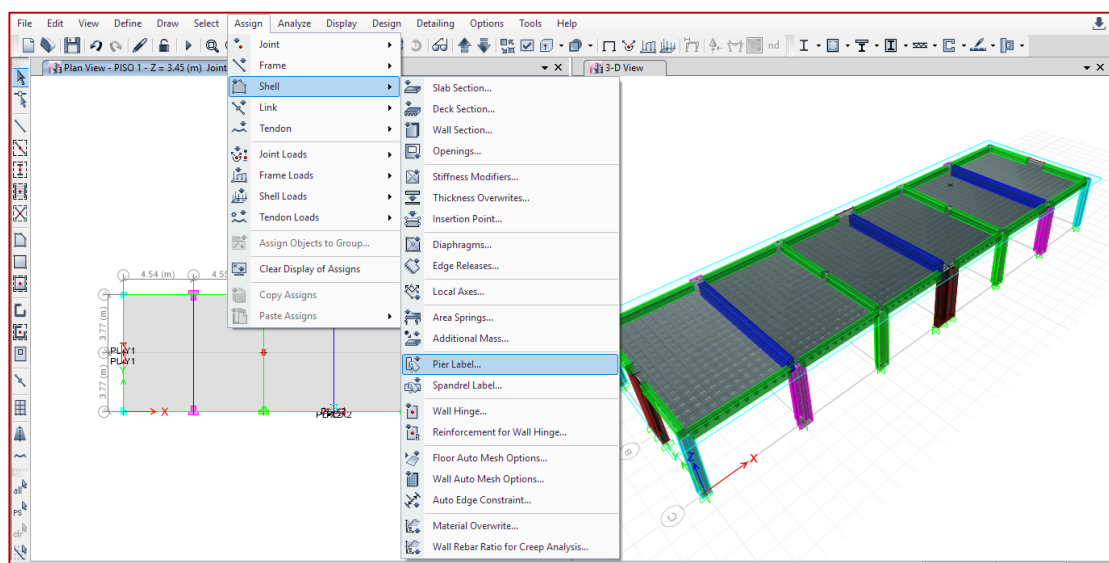


Ilustración 69: Asignación del Nombre de las Placas en el Software Etabs V.16.2.1

- Asignamos los brazos rígidos con el fin de analizar las vigas de cara a cara de columna, para ello seleccionamos toda la edificación, luego:

Assign/Frame/End Length Offsets/OK.

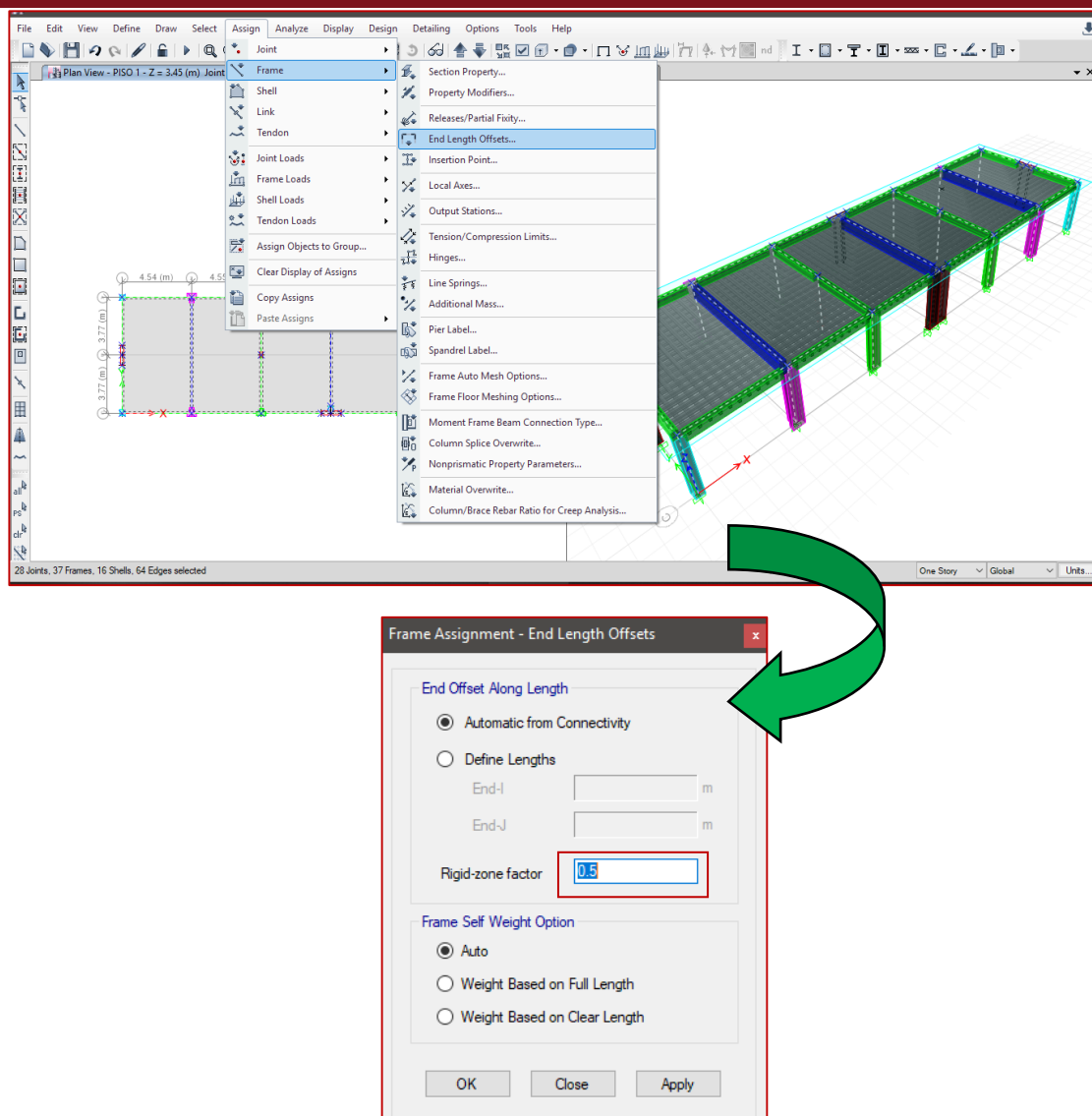


Ilustración 70: Asignación de Brazos Rígidos en el Software Etabs V.16.2.1

3.1.7. PROCEDIMIENTO DE ANALISIS SISMICO

3.1.7.1. PROCEDIMIENTO DE ANALISIS LINEAL

En un análisis lineal las propiedades estructurales como la rigidez y el amortiguamiento son constantes, es decir no varían con el tiempo. Además, los desplazamientos, reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las fuerzas que son aplicadas. Para esta parte del trabajo nos basaremos en lo estipulado en la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) y el Manual de Referencia de Análisis, elaborado por (Computers & Structures.Inc(CSI), 2019).

A) Análisis Estático Lineal(AEL): Este tipo de análisis representa las sollicitaciones sísmicas por medio de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada piso de una edificación.

A continuación, se detalla los diferentes procedimientos realizados en el software Etabs V.16.2.1.

- Definimos los patrones de carga que participaran en la edificación, esto con:

Define/Load Patterns/OK.

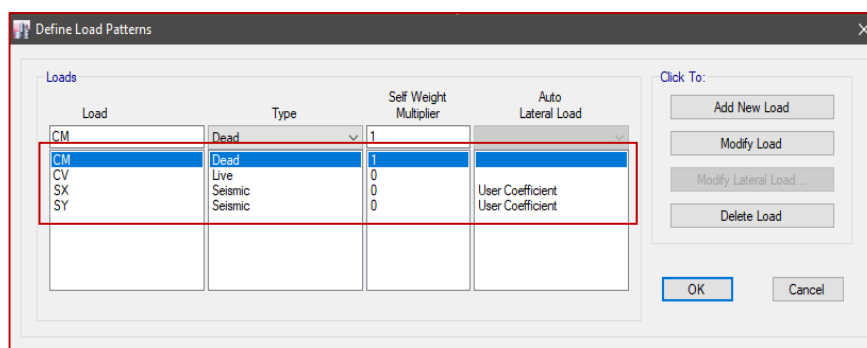


Ilustración 71: Definición de los Patrones de Carga en el Software Etabs V.16.2.1

- Asignamos los diferentes tipos de carga, de acuerdo a la norma (E.020 Cargas, 2006), quien brinda las cargas estáticas mínimas que recibirán los elementos estructurales mediante una operación aritmética.

Carga Muerta(CM): Corresponde a el peso que se aplica a la estructura, propio de los materiales, dispositivos de servicio, tabiques, etc. que actúan permanentemente sobre la edificación y que por lo general son constantes durante toda la vida de la estructura. Estos pesos de los materiales son calculados en base a los pesos unitarios de los mismos, los cuales pueden ser encontrados en los catálogos de los fabricantes.

Tabla 21: Pesos Unitarios

MATERIALES	PESO KN/m ³ (Kgf/m ³)
Aislamientos de:	
Corcho	2.0(200)
Fibra de vidrio	3.0(300)
Fibroemento	6.0(600)
Poliuretano y poliestireno	2.0(200)
Albañileria de:	
Adobe	16.0(1600)
Unidades de arcilla cocida solidas	18.0(1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13.5(1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18.0(1800)
Grava	23.0(2300)
Pomez	16.0(1600)
Concreto Armado	Añadir 1.0(100) al peso del concreto simple
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20.0(2000)
Motero de cal y cemento	18.5(1850)
Mortero de cal	17.0(1700)
Yeso	10.0(1000)
Liquidos:	
Aceites	9.3(930)
Acido Muriatico	12.0(1200)
Acido nitrico	15.0(1500)
Acido Sulfurico	18.0(1800)
Agua dulce	10.0(1000)
Agua de mar	10.3(1030)
Alcohol	8.0(800)
Gasolina	6.7(670)
Kerosene	8.7(870)
Petroleo	8.7(870)
Sosa Caustica	17.0(1700)
Maderas:	
Coniferas	7.5(750)
Grupo A*	11.0(1100)
Grupo B*	10.0(1000)
Grupo C*	9.0(900)
*NTE E.101 Agrupamiento de Madera para Uso Estructural	
Mamposteria de:	

Bloques de Vidrio	10.0(1000)
Caliza	24.0(2400)
Granito	26.0(2600)
Marmol	27.0(2700)
Pomez	12.0(1200)

Materiales Almacenados:

Azucar	7.5(750)
Basuras Domesticas	6.6(660)
Briquetas de carbon de piedra	17.5(1750)
Carbon de piedra	15.5(1550)
Cebada	6.5(650)
Cemento	14.5(1450)
Coke	12.0(1200)
Frutas	6.5(650)
Harinas	7.0(700)
Hielo	9.2(920)
Leña	6.0(600)
Lignito	12.5(1250)
Papas	7.0(700)
Papel	10.0(1000)
Pastos secos	4.0(400)
Sal	10.0(1000)
Trigo, frijoles, pallares, arroz	7.5(750)
Turba	6.0(600)

Materiales Amontonados:

Arena humeda	18.0(1800)
Caliza molida	16.0(1600)
Carburo	9.0(900)
Coke	5.2(520)
Escorias de altos hornos	15.0(1500)
Escorias de carbon	10.0(1000)
Grava y arena secas	16.0(1600)
Nieve fresca	1.0(100)
Piedra pomez	7.0(700)
Tierra seca	16.0(1600)
Tierra saturada	18.0(1800)

Metales:

Acero	78.5(7850)
Aluminio	27.5(2750)
Bronce	85.0(8500)
Cobre	89.0(8900)
Estaño	74.0(7400)
Fundicion	72.5(7250)
Hierro dulce	78.0(7800)

Laton	85.0(8500)
Mercurio	136.0(13600)
Niquel	90.0(9000)
Plomo	114.0(11400)
Zinc	69.0(6900)
Otros:	
Acilicos	12.0(1200)
Carton bituminado	6.0(600)
Concreto asfaltico	24.0(2400)
Ladrillo pastelero	16.0(1600)
Loetas	24.0(2400)
Teja artesanal	16.0(1600)
Teja Industrial	18.0(1800)
Vidrios	25.0(2500)
Losas aligeradas armadas en una sola direcci3n de Concreto Armado(con vigueta 0.10 m de ancho y 0.40 m entre ejes	
	Espesor de losa superior en metros
Espesor del aligerado(m)	Peso propio Kpa(Kgf/m2)
0.17	0.05 2.8(280)
0.20	0.05 3.0(300)
0.25	0.05 3.5(350)
0.30	0.05 4.2(420)

Fuente: (E.020 Cargas, 2006)

Carga Viva (CV): Corresponde a las cargas que existir3n en la edificaci3n de manera no permanente como: mobiliario, personas, muebles, elementos m3viles, etc.

Tabla 22: Carga Viva del Piso-Cargas m3nimas repartidas

OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m2)
Almacenaje	5.0(500)
Ba3os	Igual a la carga principal del resto del area, sin que sea necesario que exceda de 3.0(300)
Bibliotecas	
Salas de lectura	3.0(300)
Salas de almacenaje con estantes fijos(no apilables)	7.5(750)

Corredores y escaleras	4.0(400)
Centros de Educacion	
Aulas	2.5(250)
Talleres	3.5(350)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3.0(300)
Corredores y escaleras	4.0(400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehiculos de pasajerps, con altura de entrada menor que 2.40 m	2.5(250)
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3.0(300)
Cuartos	2.0(200)
Corredores y escaleras	4.0(400)
Hoteles	
Cuartos	2.0(200)
Salas publicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5.0(500)
Corredores y escaleras	4.0(400)
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitacion	2.0(200)
Zonas publicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4.0(400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3.0(300)
Con asientos moviles	4.0(400)
Salones de baile, restaurantes,museos,gimnasios y vestibulos de teatros y cines	4.0(400)
Graderias y tribunas	5.0(500)
Corredores y escaleras	4.0(400)
Oficinas(*)	
Exceptuando salas de archivo y computacion	2.5(250)
Salas de archivo	5.0(500)
Salas de computacion	2.5(250)
Corredores y escaleras	4.0(400)
Teatros	
Vestidores	2.0(200)

Cuarto de proyeccion	3.0(300)
Escenario	7.5(750)
Zonas publicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	
Corredores y escaleras	5.0(500)
Viviendas	
Corredores y escaleras	2.0(200)

Fuente: (E.020 Cargas, 2006)

Carga Viva de Techo: Se considerará las siguientes

circunstancias:

- Para techos con inclinación hasta 3° , respecto a la horizontal, le corresponde 1.0 kPa (100 Kgf/m²).

- Para techos con inclinación mayor a 3° , respecto a la horizontal, le corresponde 1.0 kPa (100 Kgf/m²) la cual se reduce en 0.05 kPa (5 Kgf/m²) por cada grado de pendiente por encima de 3° , Hasta un mínimo de 0.5 kPa (50 Kgf/m²).

-Para techos con coberturas livianas con planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0.3 kPa (30 Kgf/m²). Salvo que en el haya acumulación de nieve.

En el software Etabs asignamos las cargas uniformemente distribuidas en las losas (Carga Muerta y Carga Viva), para ello en planta seleccionamos las losas, luego:

Assign/Shell Loads/Uniform/elegimos y asignamos el tipo de carga en "Load pattern Nane" y completamos la ventana /OK.

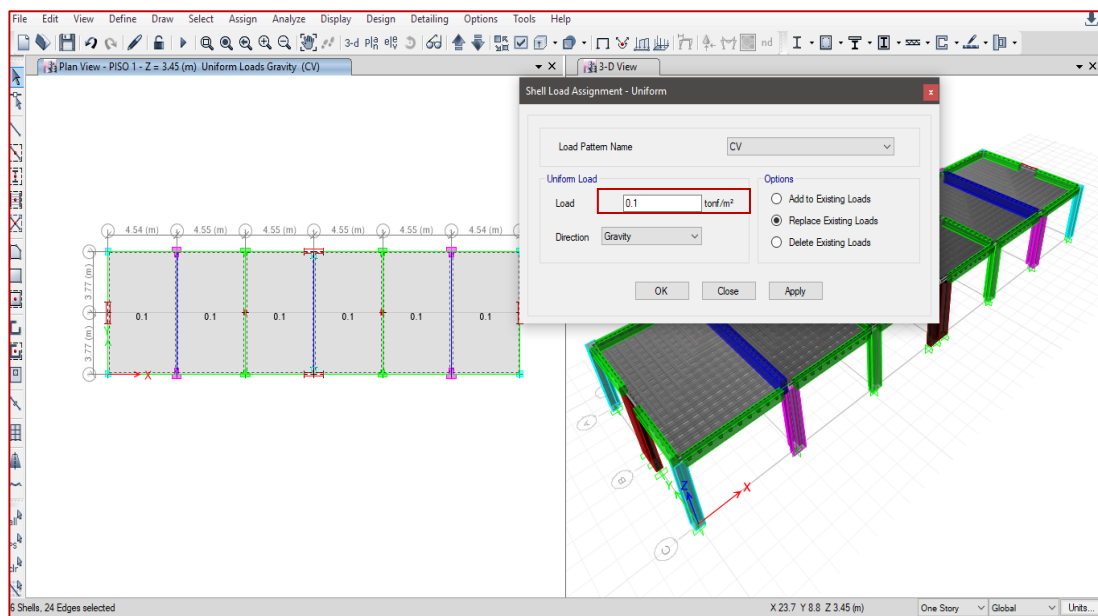
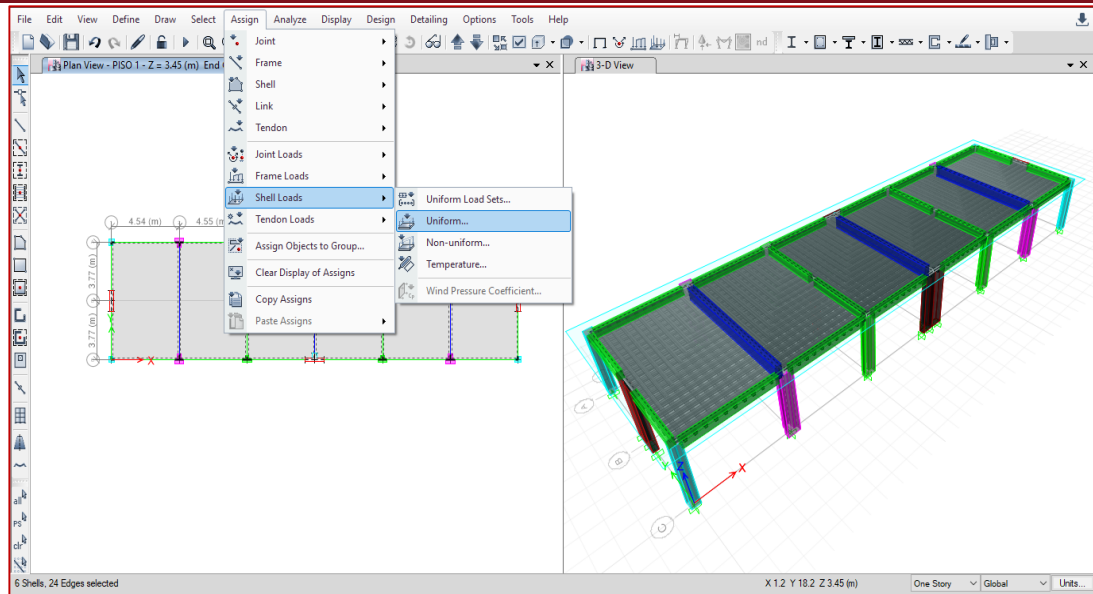


Ilustración 72: Asignación de cargas en losas con el Software Etabs V.16.2.1

Así mismo asignamos las cargas distribuidas en las vigas, para eso seleccionamos las vigas, luego:

Assign/Frame Loads/Distributed/elegimos y asignamos el tipo de carga en "Load pattern Name" y completamos la ventana /OK.

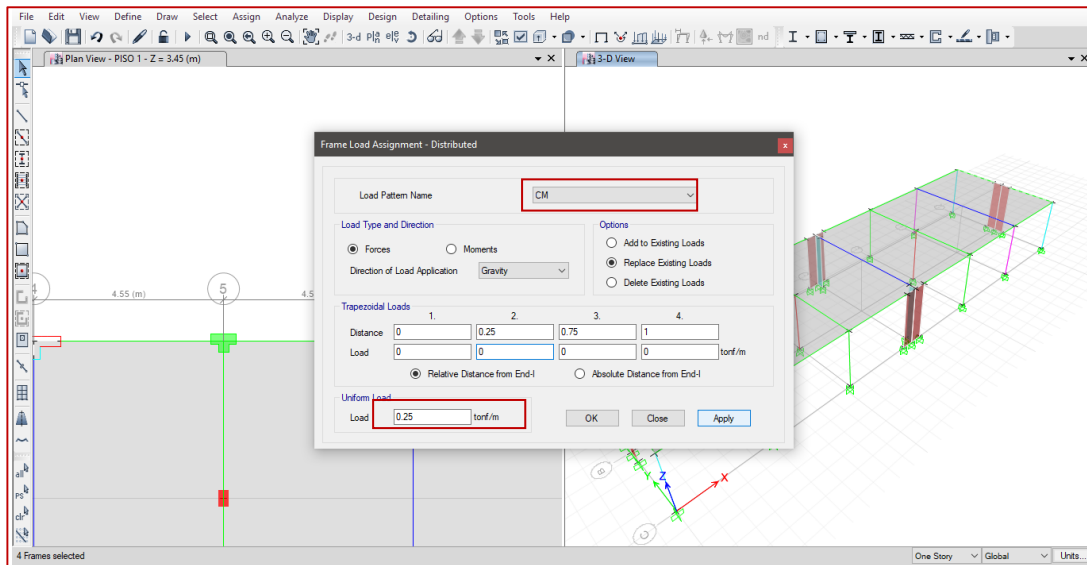
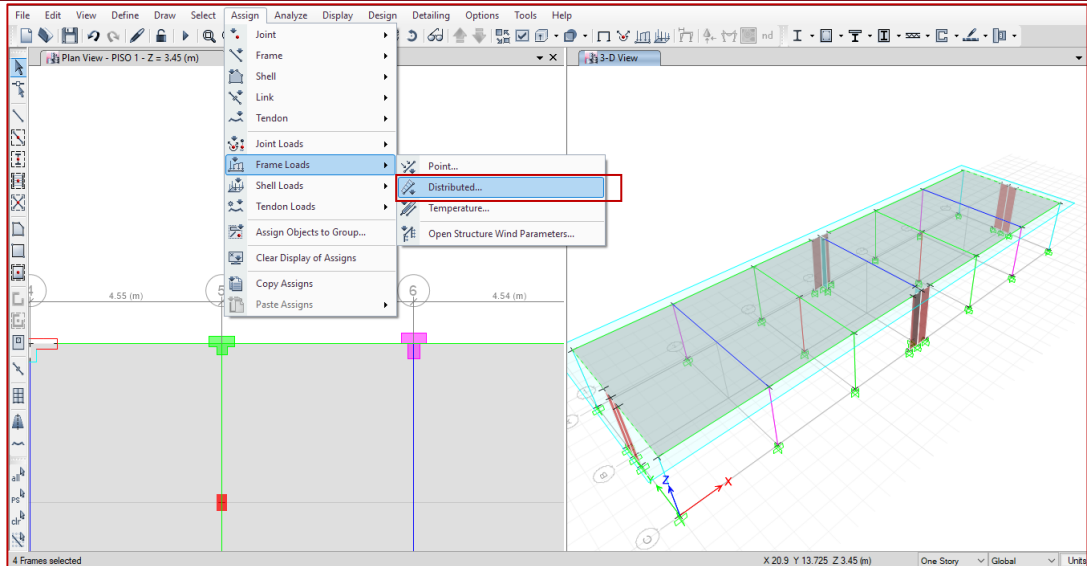


Ilustración 73: Asignación de cargas en vigas con el Software Etabs V.16.2.1

De igual manera asignamos las cargas puntuales en las columnas, para eso seleccionamos los puntos de la parte superior de las columnas, luego:

Assign/Joint Loads/Force.../elegimos y asignamos el tipo de carga en "Load pattern Name" y completamos la ventana /OK.

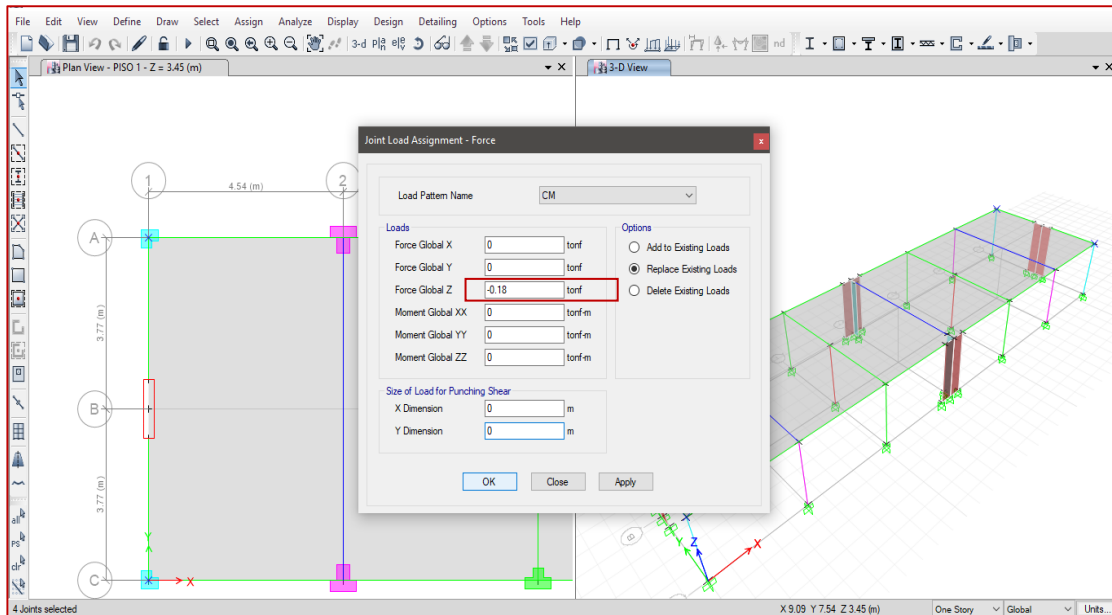
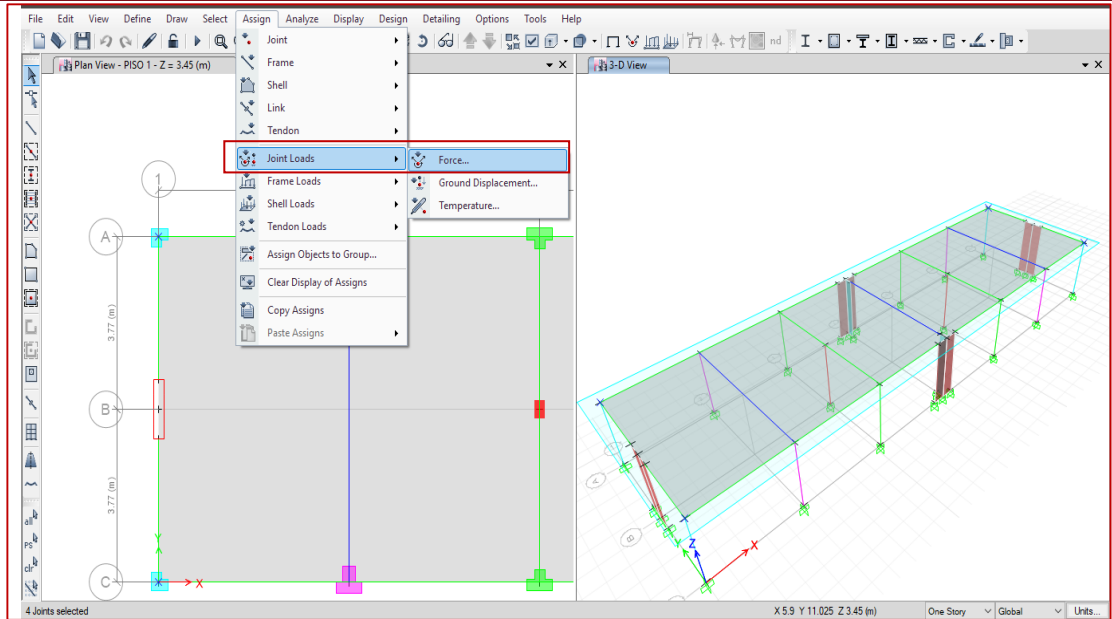


Ilustración 74: Asignación de cargas en columnas con el Software Etabs V.16.2.1

- Definimos el peso de la edificación de acuerdo a la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), la cual indica que se deberá adicionar a la carga total de la edificación cierto porcentaje de carga viva, de acuerdo a la tabla 23:

Tabla 23: Porcentaje de Carga Viva Adicionado a la Carga Total de la Edificación

Categoría/Usos de Edificación	Porcentaje de Carga Viva tomado
A y B	50%
C	25%
Depositos	80% del peso total que es posible almacenar
Azoteas y Techos	25%
Tanques, Silos y Parecidos	100% del peso total que puede almacenar

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

En el software Etabs definimos la masa concentrada de la edificación, para ello vamos a:

Define/Mass Source/Modify Show Mass Source/completamos la información /OK.

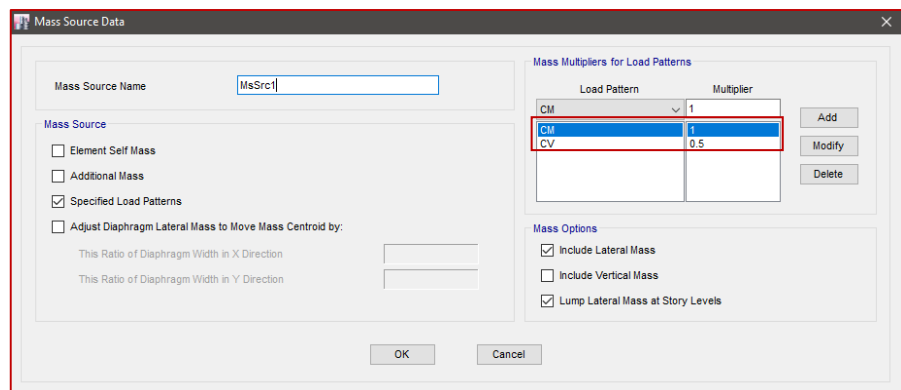


Ilustración 75: Definición de la masa de la edificación en el Software Etabs V.16.2.1

- Realizamos el procedimiento para el cálculo de la fuerza cortante total actuante en la base de la estructura para cada dirección de análisis, para ello seguimos lo que dice la (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018):

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

El software Etabs reconoce el valor de P, como el ingresado en la definición de masa de la edificación, sin embargo el coeficiente

estático: $\frac{Z \times U_x \times C_x \times S}{R}$ de ambas direcciones de análisis debe ser calculado e ingresado como coeficiente, para que finalmente el programa lo multiplique internamente por el valor del peso.

Donde:

Zonificación(Z):

Este valor es calculado en base a la distribución espacial de la sismicidad observada, las características de los movimientos sísmicos, la información neotectónica, la distancia epicentral y las leyes de atenuación.

En el Perú se puede distinguir 4 zonas sísmicas:



Ilustración 76: Zonificación Sísmica del Perú y sus factores de zona(Z).

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Así mismo, se puede desglosar esta información a una sectorización según cada región del país, en nuestro caso la región de La libertad, tal como se muestra en la tabla 24.

Tabla 24: Zonas Sísmicas para la Región la Libertad

PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
BOLIVAR	BAMBAMARCA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	BOLIVAR		
	CONDOMARCA		
	LONGOTEA		
	UCHUMARCA		
	UCUNCHA		
PATAZ	BULDIBUYO	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CHILLIA		
	HUANCASPATA		
	HUAYLILLAS		
	HUAYO		
	ONGON		
	PARCOY		
	PATAZ		
	PIAS		
	SANTIAGO DE CHALLAS		
	TAURIJA		
TAYABAMBA			
	URPAY		
SANCHEZ CARRION	COCHORCO	2	DOS DISTRITOS
	SARTIMBAMBA		
	CHUGAY	3	SEIS DISTRITOS
	CURGOS		
	HUAMACHUCO		
	MARCABAL		
	SANAGORAN		
SARIN			
SANTIAGO DE CHUCO	ANGASMARCA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	CACHICADAN		
	MOLLEBAMBA		
	MOLLEPATA		
	QUIRUVILCA		
	SANTA CRUZ DE CHUCA		
SANTIAGO DE CHUCO			
	SITABAMBA		
GRAN CHIMU	CASCAS	3	TODOS LOS DISTRITOS
	LUCMA		
	MARMOT		
	SAYAPULLO		
JULCAN	CALAMARCA	3	TODOS LOS
	CARABAMBA		

	HUASO JULCAN		DISTRITOS
OTUZCO	AGALLPAMPA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	CHARAT		
	HUARANCHAL		
	LA CUESTA		
	MACHE		
	OTUZCO		
	PARANDAY		
	SALPO		
CHEPEN	SINSICAP	4	TODOS LOS DISTRITOS
	USQUIL		
	CHEPEN		
	PACANGA		
ASCOPE	PUEBLO NUEVO	4	TODOS LOS DISTRITOS
	ASCOPE		
	CASA GRANDE		
	CHICAMA		
	CHOCOPE		
	MAGDALENA DE CAO		
	PAIJAN		
RAZURI			
PACASMAYO	SANTIAGO DE CAO	4	TODOS LOS DISTRITOS
	GUADALUPE		
	JEQUETEPEQUE		
	PACASMAYO		
	SAN JOSE		
TRUJILLO	SAN PEDRO DE LLOC	4	TODOS LOS DISTRITOS
	EL PORVENIR		
	FLORENCIA DE MORA		
	HUANCHACO		
	LA ESPERANZA		
	LAREDO		
	MOCHE		
	POROTO		
	SALAVERRY		
	SIMBAL		
TRUJILLO			
VIRU	VICTOR LARCO	4	TODOS LOS DISTRITOS
	HERRERA		
	CHAO		
	GUADALUPITO		
	VIRU		

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Parámetros de Sitio (S, TP Y TL):

Se deberá de asumir el tipo de perfil de suelo que mejor conceptualice las condiciones locales: Roca Dura(S₀), Roca o Suelos Muy Rígidos(S₁), Suelos Intermedios(S₂), Suelos Blandos(S₃). Se determinará a través de las tablas 25 y 26.

Tabla 25: Factor de suelo, según el tipo de zona y el tipo de suelo

Zona/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

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Tabla 26: Periodos "T_p" y "T_L" según el perfil de suelo

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Factor de Amplificación Sísmica (C):

Este factor está en función de las características de sitio, de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

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

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

Donde:

T: Periodo fundamental de vibración

T_p: Periodo que define la plataforma del factor "C"

T_L : Periodo que define el inicio de la zona del factor "C" con desplazamiento constante

f_i : Fuerza lateral en el nivel i, correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

d_i : Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i .

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U):

A cada estructura le corresponde una categoría de edificación y un factor de uso(U), se determinará según la tabla 27.

Tabla 27: Categoría de la edificaciones y el factor (U)

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
	A1: Establecimientos del sector salud(públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad,	1.5

	reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del estado.	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no el aislamiento sísmico. Si no se utiliza el aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas(R):

Es calculado como la multiplicación del coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas(R_o) y los factores de irregularidad(I_a, I_b), esto es:

$$R = R_o \times I_a \times I_b$$

Para la asignación del valor de R_o , se debe considerar el tipo de sistema estructural para cada dirección de análisis y categoría de edificación, según las tablas 27 y 28.

Tabla 27:

Categoría y sistema estructural de las edificaciones

CATEGORIA DE LA EDIFICACION	ZONA	SISTEMA ESTRUCTURAL
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural
	2 y 1	Estructuras de Concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado Albañilería Armada o Confinada
A2(**)	4, 3 y 2	Estructuras de Concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado Albañilería Armada o Confinada
	1	Cualquier sistema
B	4, 3 y 2	Estructuras de Concreto: Porticos Sistema Dual, Muros de Concreto Armado Albañilería Armada o Confinada
	1	Cualquier sistema
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema

(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Tabla 28: Coeficiente básico de reducción según el sistema estructural

SISTEMA ESTRUCTURAL-Concreto Armado	Coeficiente Basico de Reduccion R_o (*)
Porticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañileria Armada o Confinada	3

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Para la asignación del valor de I_a e I_b , se debe considerar la categoría de edificación y la verificación de la irregularidad estructural, esto según las tablas 29, 30 y 31. En el caso de encontrarse valores diferentes a los de las tablas 30 y 31 para las dos direcciones de análisis, se debe asumir para cada factor el menor entre los calculados para ambas direcciones de análisis.

Tabla 29: Relación entre categoría de la edificación e irregularidad

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4, 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 metros de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Tabla 30: Factor para Irregularidades Estructurales en Altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez-Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados por la misma condición de carga.</p>	0,75
<p>Irregularidades de Resistencia -Piso débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0,60
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	

Irregularidad de Masa o Peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azotea ni en sótanos.

0,90

Irregularidad Geometría Vertical

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en la planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

0,90

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento se resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

0,80

Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

0,60

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Tabla 31: Factor para Irregularidades Estructurales en Planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esta dirección, calculando incluyendo excentricidad accidental es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{max}). Este criterio solo se aplica en edificios con diagramas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepisos es mayor que 50% del desplazamiento permisible para la distorsión de entrepiso.</p>	0,75

Irregularidad Torsional Extrema

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{max}). Este criterio solo se aplica en edificios con diagramas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepisos mayor que 50% del desplazamiento permisible para la distorsión de entrepiso.

0,60

Esquinas entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

0,90

Discontinuidad del Diafragma

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

0,85

Sistemas no Paralelos

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.

0,90

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

Con los parámetros necesarios definidos para el análisis estático, vamos al software Etabs para definirlo (ambas direcciones), esto con:

Define/Load Patterns/creamos el análisis estático (X e Y) /Modify

Lateral Load/OK.

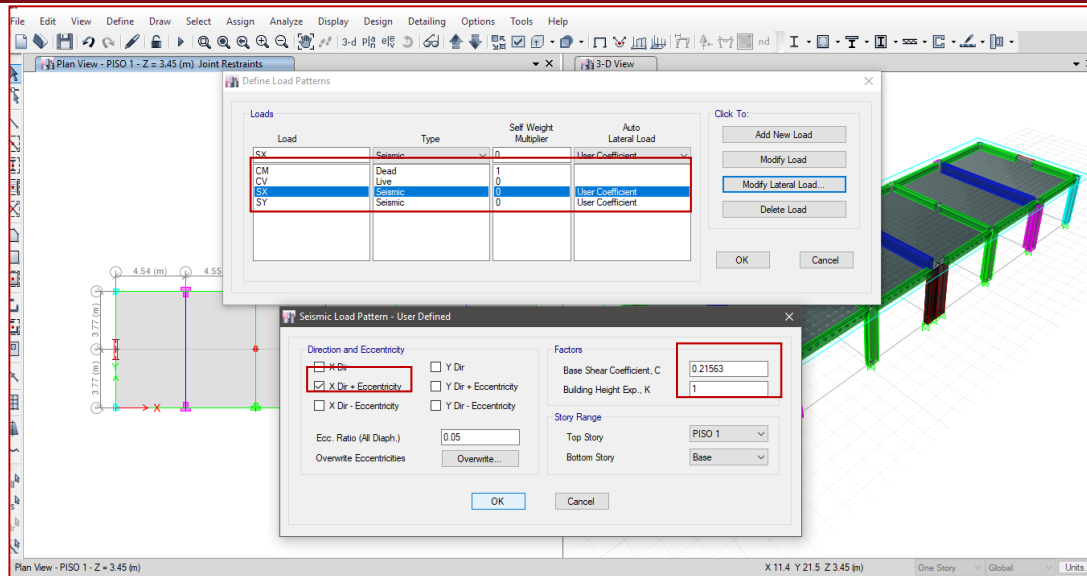


Ilustración 77: Definición del Análisis Estático y Asignación de coeficientes en el Software Etabs V.16.2.1

- Discretizamos los muros de concreto armado, con el fin transmitir las cargas al suelo de manera distribuida y poder luego exportar las cargas al software Safe para el cálculo de la sub-estructura, para ello seleccionamos los muros de concreto armado y luego vamos a:

Assign/Shell/Wall Auto Mesh Options/” Advanced-Modify/Show Auto Rectangular Mesh Settings”/completamos la información/OK.

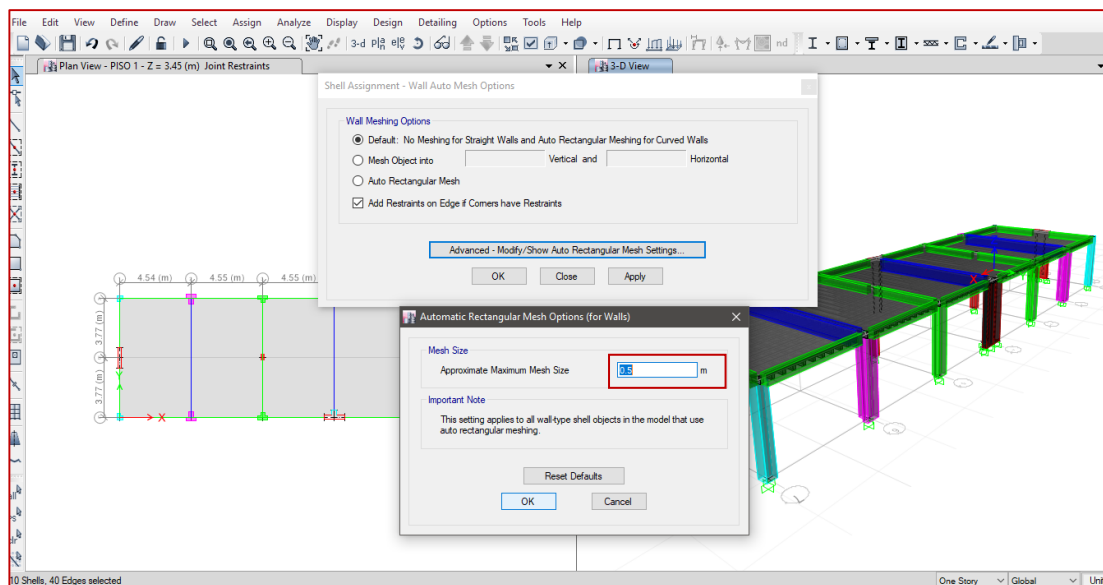
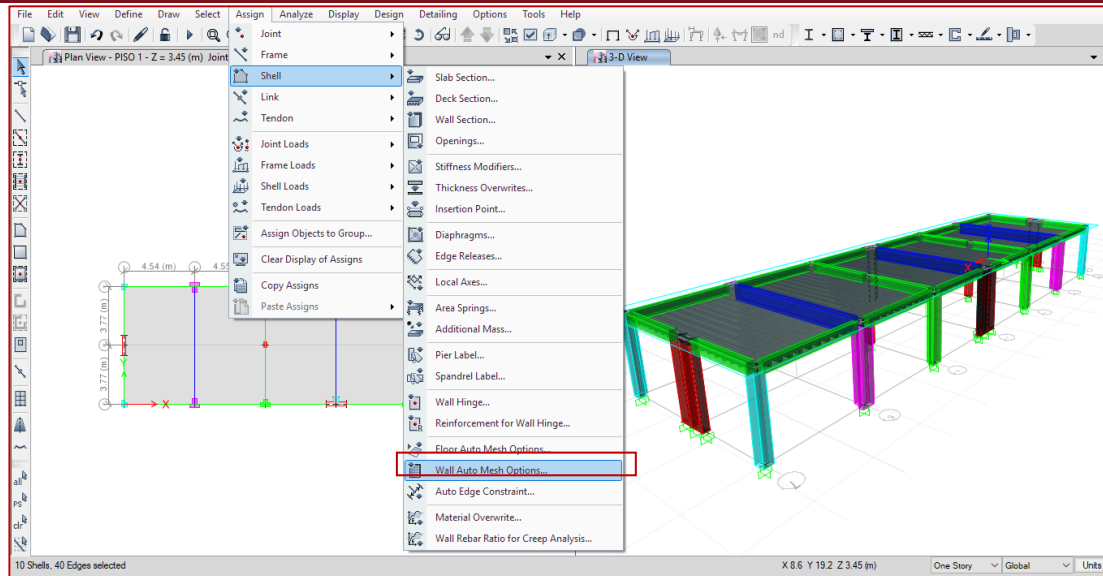


Ilustración 78: Discretización de Muros de Concreto Armado en el Software Etabs V.16.2.1

B) Análisis Dinámico Lineal(ADL): El análisis modal espectral,

supone que la respuesta dinámica de la edificación puede ser calculada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usando el espectro de respuesta elástico lineal.

A continuación, se detalla los diferentes procedimientos realizados en el software Etabs V.16.2.1.

- Definimos la Aceleración Espectral por medio de un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones mediante la siguiente

expresión:

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

Este espectro puede ser calculado en el mismo software o también calculado en una hoja de cálculo y posteriormente transportado al software (nuestro caso).

En el software Etabs definimos la función del espectro de respuesta para cada dirección de análisis, mediante:

Define/Functions/Response Spectrum/Importamos nuestro archivo en formato .txt entrando a la function "Choose Fuction Type to Ad"-From File-Add New Fuction/OK.

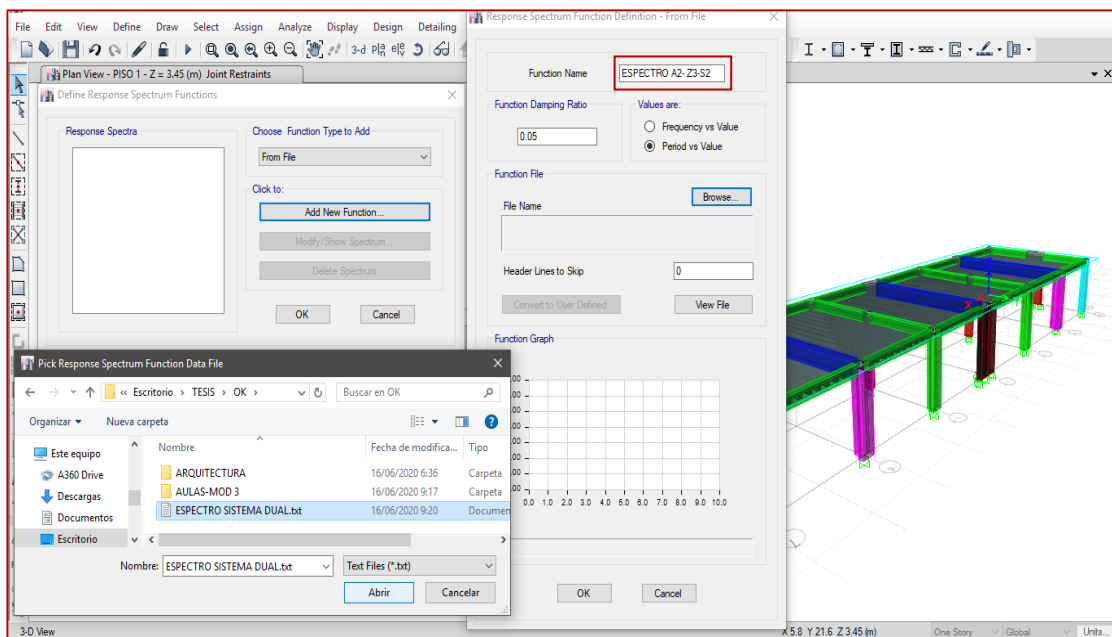


Ilustración 79: Definición del Espectro de Respuesta en el Software Etabs V.16.2.1

- Definimos los casos de análisis espectral para las dos direcciones de análisis, para ellos vamos a:

Define/Load Cases/Add New Case/completamos la información/OK.

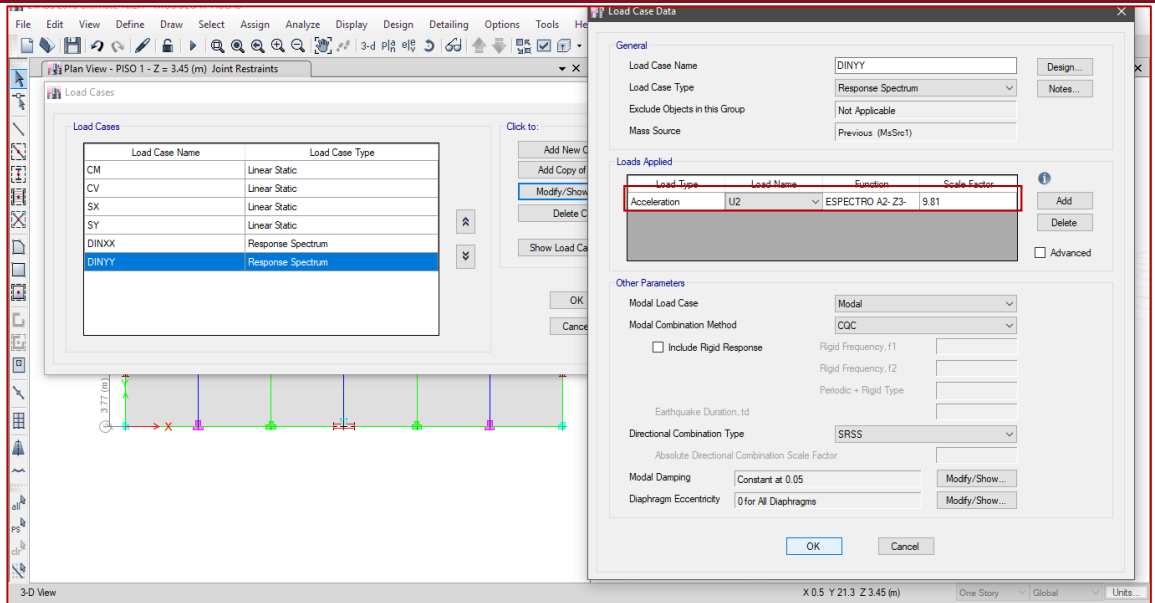


Ilustración 80: Definición de Casos del Análisis Espectral en el Software Etabs V.16.2.1

- Definimos las combinaciones de desplazamiento lateral en las dos direcciones de análisis, considerando que por el tipo de estructura proyectada que tenemos es para uso educativo, esta tiene que ser regular, por lo que la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), nos indica que los desplazamientos laterales serán calculados como el producto de 0.75R por los resultados obtenidos del análisis elástico lineal con las solicitaciones sísmicas reducidas, esto es:

$$Despl_{.X-X} = 0.75. D INN XX$$

$$Despl_{.Y-Y} = 0.75. D INN YY$$

En el software Etabs definimos estos desplazamientos mediante:

Define/Load Combinations/Add New Combo/completamos la información para ambas direcciones de análisis/OK.

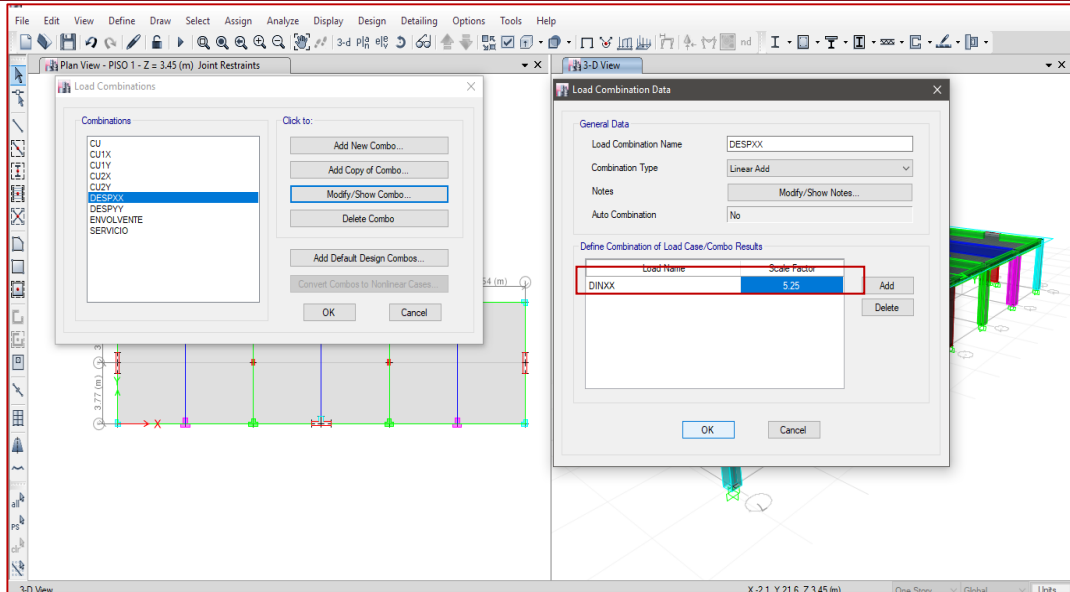


Ilustración 81: Definición de Desplazamientos en el Software Etabs V.16.2.1

- Definimos los modos de vibración de la estructura, considerando que en cada nivel hay 3 modos: 2 traslacionales y 1 rotacional, para ello vamos a:

Define/Modal Cases/" Modify/Show Case" /completamos la información /OK.

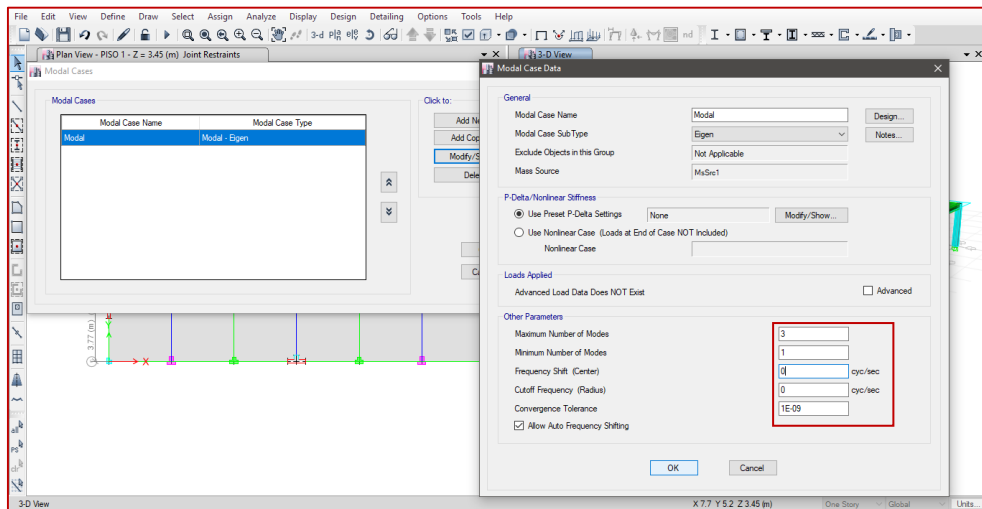


Ilustración 82: Definición de Modos de Vibración en el Software Etabs V.16.2.1

- Finalmente corremos el programa para el análisis de la estructura, para ello vamos a:

Analyze/Set Lad Case to Run/Run Now/OK.

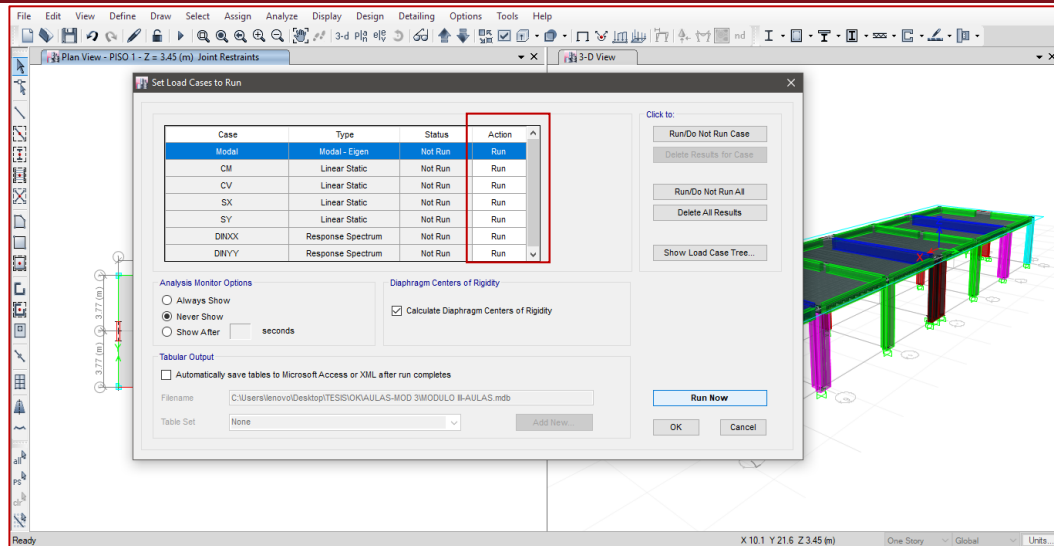


Ilustración 83: Análisis de la Estructura en el Software Etabs V.16.2.1

3.1.7.1. CONTROL DE ANALISIS LINEAL

Se realizará el control de análisis lineal con ayuda del software Etabs, de acuerdo al Manual de Referencia de Análisis, elaborado por (Computers & Structures.Inc(CSI), 2019) y la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) .

A continuación, se detalla los diferentes controles realizados:

1.- Periodo Fundamental y Masa Participativa: La norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), indica que debe tomarse en cuenta aquellos modos de vibración en los que la sumatoria de masas efectivas sea al menos el 90% de la masa total de la estructura. Sin embargo, de considerarse al menos los tres primeros modos máximos en cada dirección de análisis, estos periodos no deben exceder a 0.1 en cada nivel.

En el software Etabs nos vamos a:

Display/Show Tables/seleccionamos: " Analysis-Results-Modal Results-Modal Participating Mass Ratios"/OK.

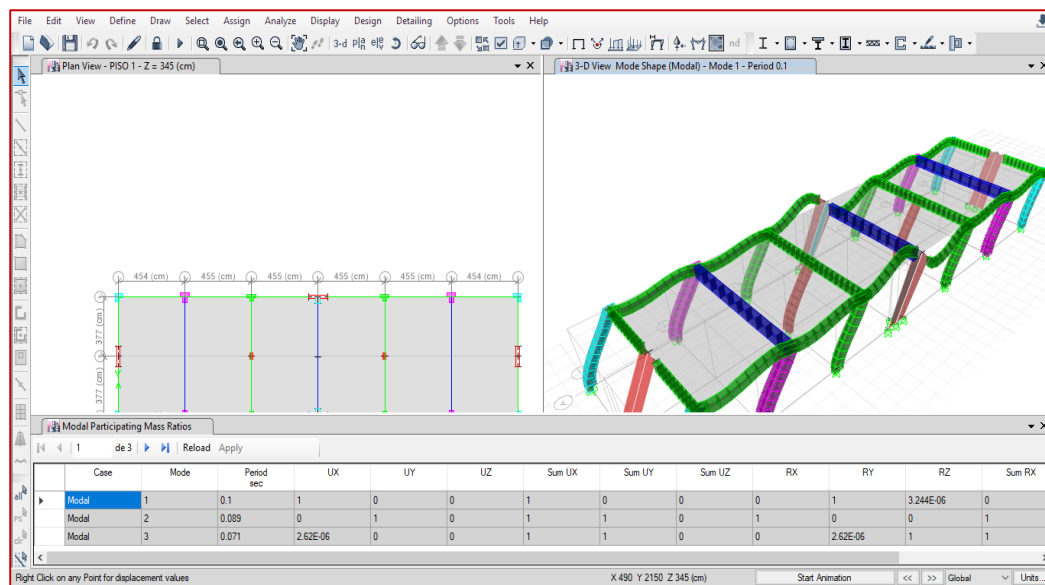
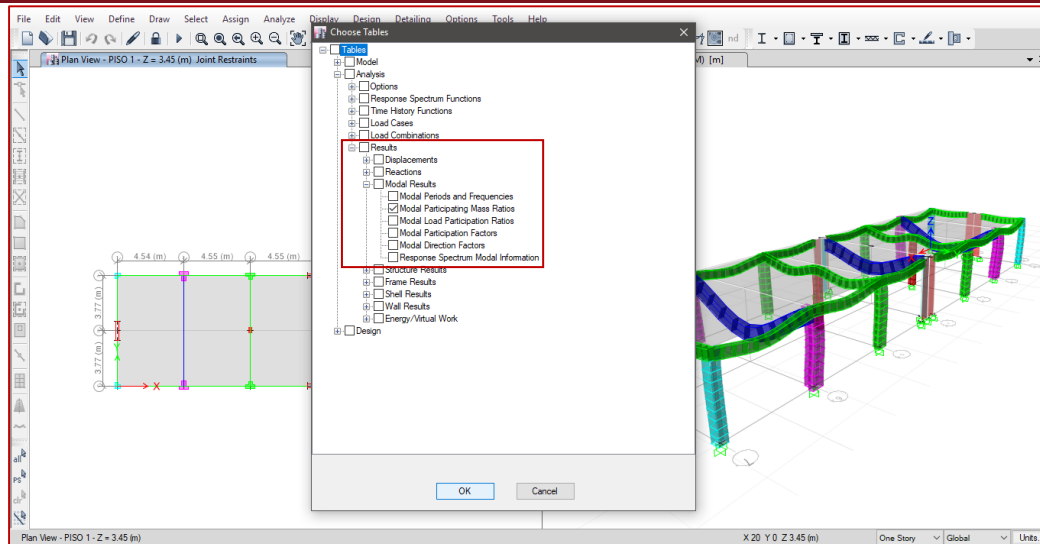


Ilustración 84: Resultados del Periodo Fundamental y Masa Participativa en el Software Etabs V.16.2.1

2.- Fuerza Cortante Mínima: La norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), indica que para estructuras regulares la fuerza cortante en el primer piso de la edificación para cada dirección de análisis, no debe ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático y para estructuras irregulares no menor que el 90%, esto es:

$$\%norma = \frac{Cortante_{Dinamica}}{Cortante_{Estatica}}$$

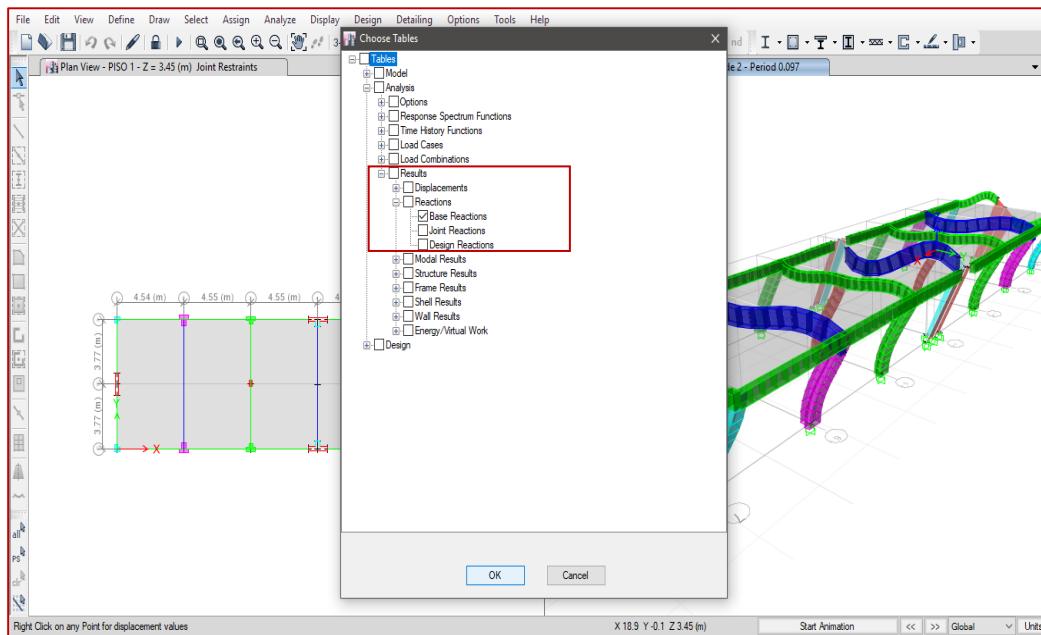
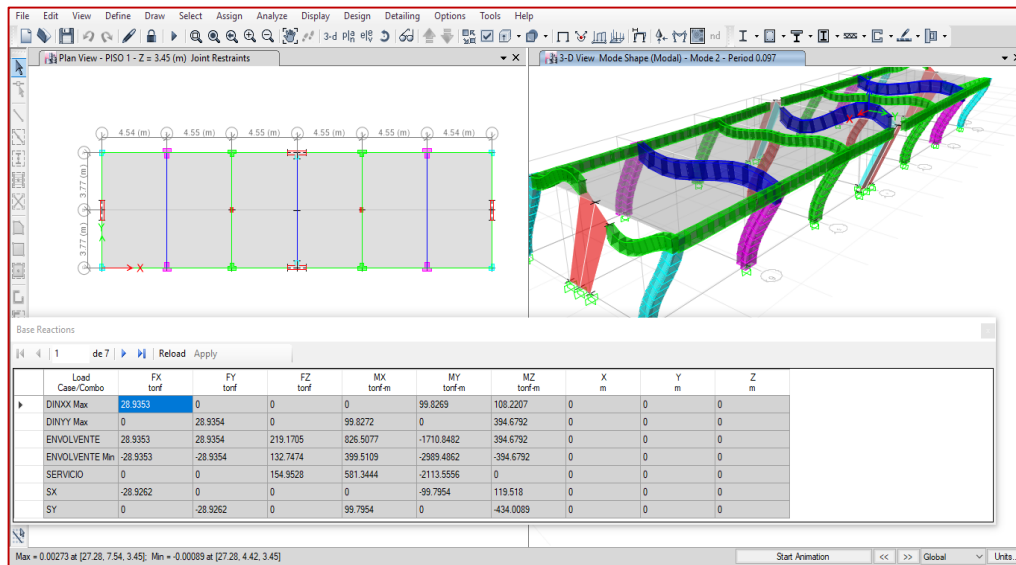
De ser necesario se puede incrementar el cortante para alcanzar los mínimos

mencionados anteriormente, para esto, se debe afectar los resultados obtenidos (menos los desplazamientos) por el siguiente factor:

$$\text{Factor} = \frac{0.8 \times \text{Cortante}_{\text{Estatico}}}{\text{Cortante}_{\text{Dinamico}}}, \text{ con: Factor} \geq 1$$

En el software Etabs nos vamos a:

Display/Show Tables/seleccionamos: " Analysis-Results-Reactions-Base Reactions"/OK.

Load Case/Combo	FX torf	FY torf	FZ torf	MX torf-m	MY torf-m	MZ torf-m	X m	Y m	Z m
DINXX Max	28.9353	0	0	99.8272	99.8269	108.2207	0	0	0
DINYY Max	0	28.9354	0	99.8272	0	394.6792	0	0	0
ENVOLVENTE	28.9353	28.9354	219.1705	826.5077	-1710.8482	394.6792	0	0	0
ENVOLVENTE Min	-28.9353	-28.9354	132.7474	399.5109	-2899.4862	-394.6792	0	0	0
SERVICIO	0	0	154.9528	581.3444	-2113.5556	0	0	0	0
SX	-28.9262	0	0	0	-99.7954	119.518	0	0	0
SY	0	-28.9262	0	99.7954	0	-434.0089	0	0	0

Ilustración 85: Resultados Fuerza Cortante Estática y Dinámica en el Software Etabs V.16.2.1

3.- Control de Desplazamientos Laterales: La norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), indica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso obtenido como resultado de la determinación de desplazamientos laterales no debe ser mayor a la proporción de la altura de entrepiso (distorsión) indicada en la tabla 32.

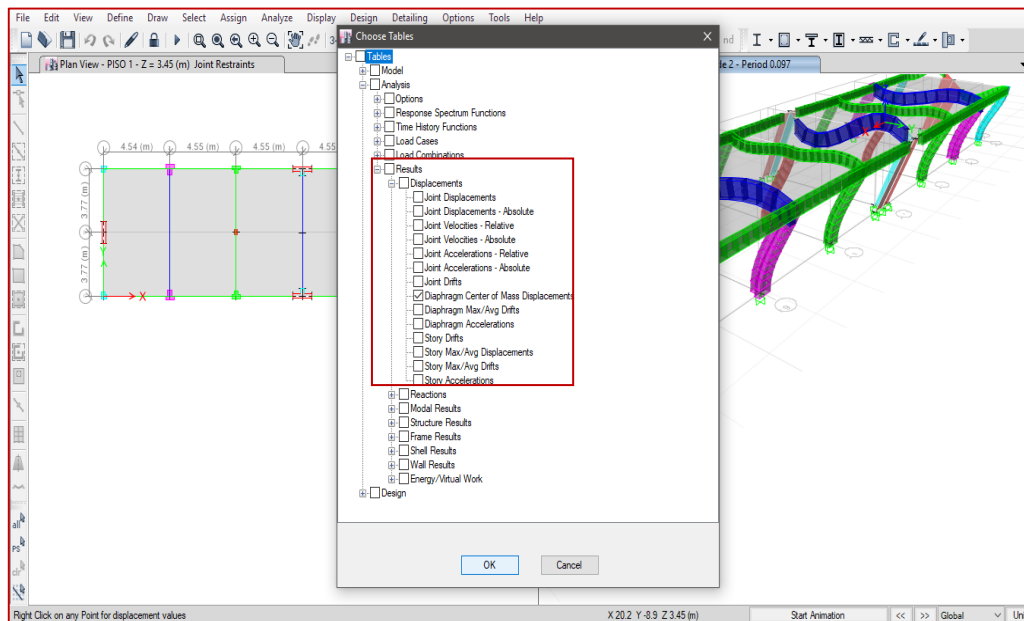
Tabla 32: Límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	Δ_i / h_{ei}
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de Concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018)

En el software Etabs nos vamos a:

Display/Show Tables/seleccionamos: "Analysis-Results-Displacements-Diaphragm Center of Mass Displacements"/OK.



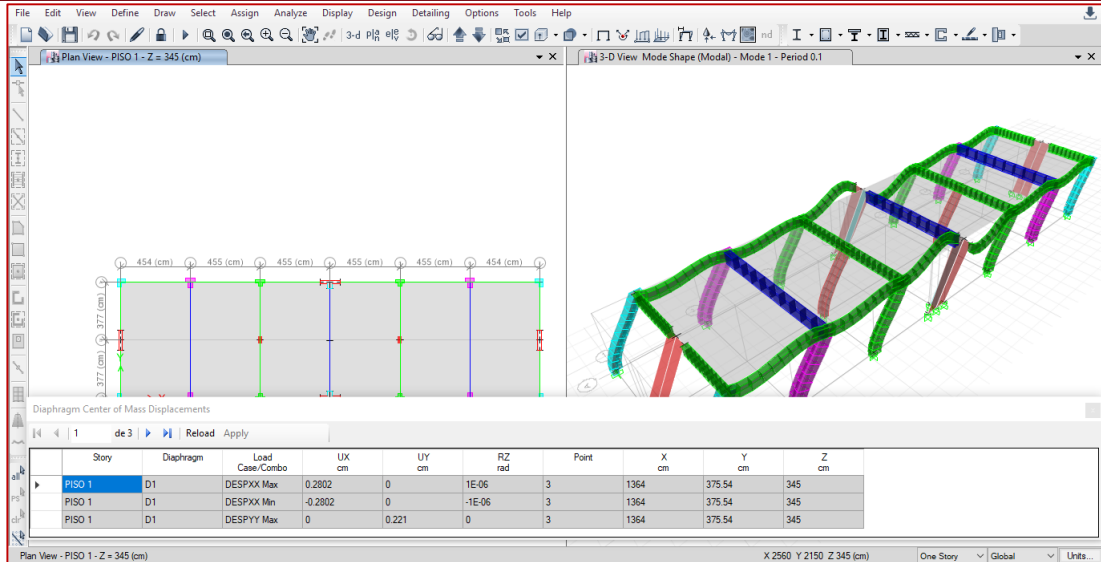


Ilustración 86: Resultados para el Cálculo de Derivas en el Software Etabs V.16.2.

El detallado del análisis lineal se localiza en el ANEXO N° 03

3.1.8. DISEÑO ESTRUCTURAL PRELIMINAR: SUPER-ESTRUCTURA

Para el diseño preliminar de los elementos estructurales nos basaremos en el código (ACI 318-11, 2011) y la norma (E.060 Concreto Armado, 2009). En el diseño definitivo se realizará el detallado para cada tipo de elemento estructural.

- A) **Diseño de Vigas:** Como resultado del modelamiento realizado por medio del software Etabs, podemos ver que no existe ninguna viga que se encuentre sobre esforzada, con ello cumplen con los requisitos mínimos establecidos en el código (ACI 318-11, 2011).

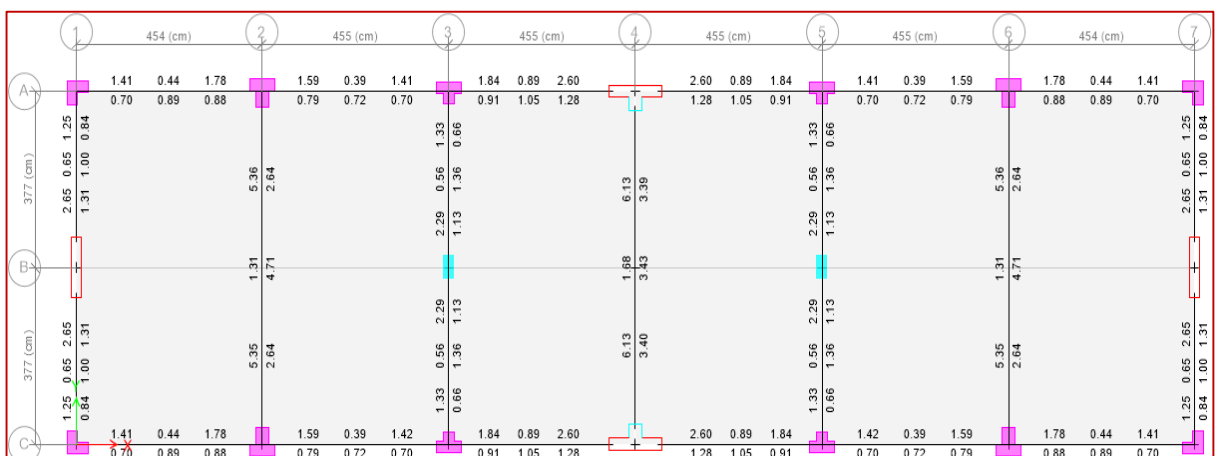


Ilustración 87: Resultado de Diseño en Vigas con el Software Etabs V.16.2.1

Para el diseño de vigas uniformizaremos cuantías de acero longitudinal en elementos de igual sección transversal.

B) Diseño de Columnas: Para el diseño de columnas se realizó una propuesta de acero en el software Etabs, donde finalmente se verificará si cumple con las solicitaciones mínimas exigidas en la normativa vigente. Se puede verificar que todas las columnas cumplen con la cuantía mínima de 1% exigida por la norma (E.060 Concreto Armado, 2009), así como también la relación: 6/5 Viga-Columna de cuerdo al código (ACI 318-11, 2011).



Ilustración 88: Cuantía de Columnas con el Software Etabs V.16.2.1

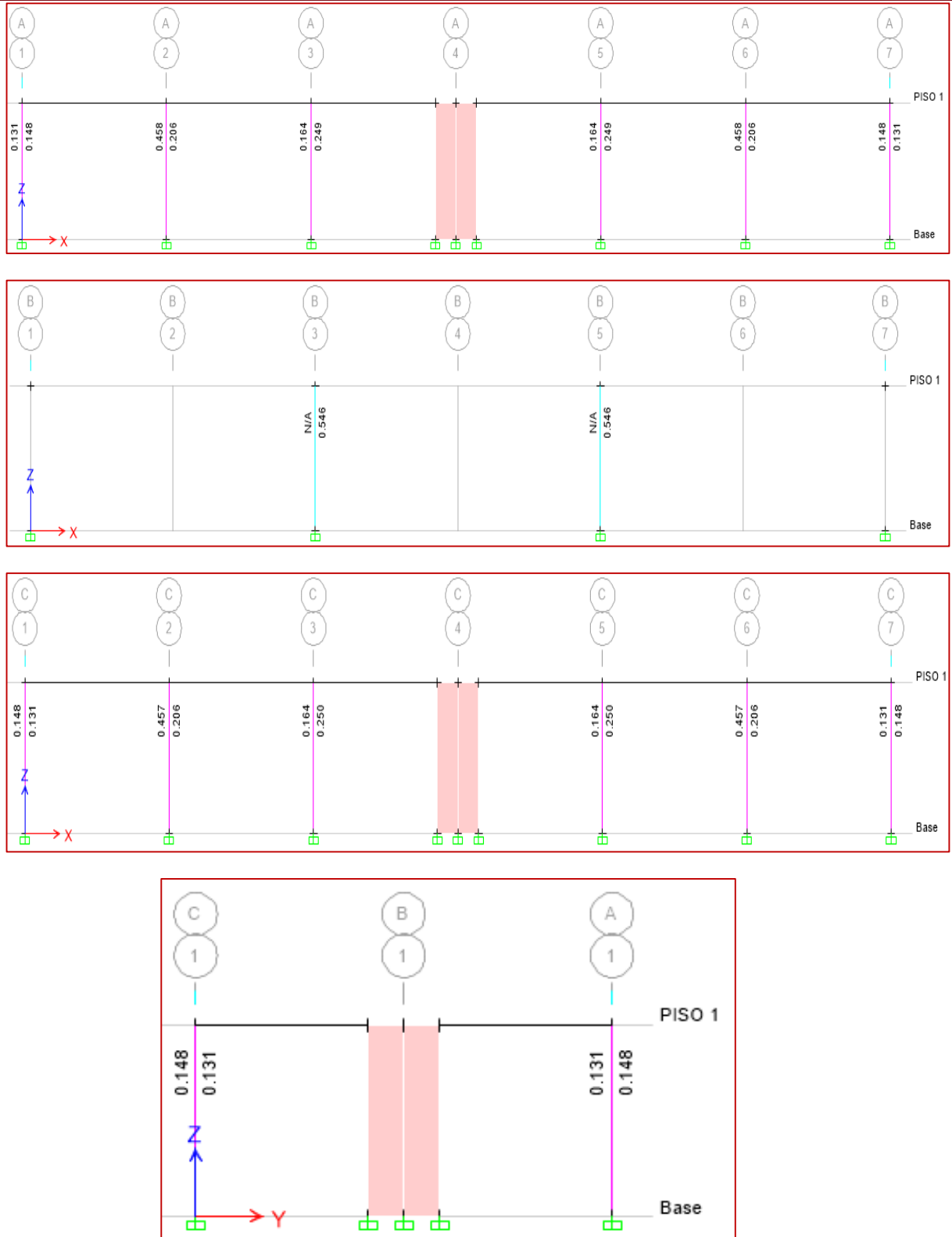
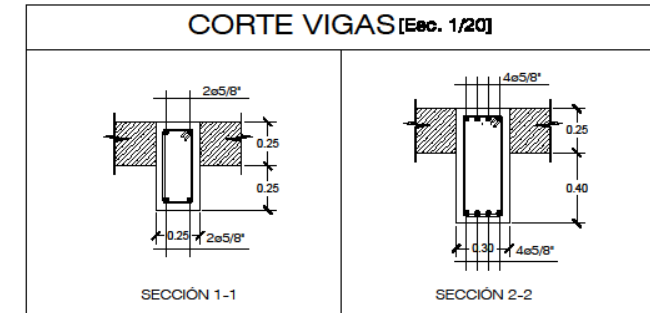
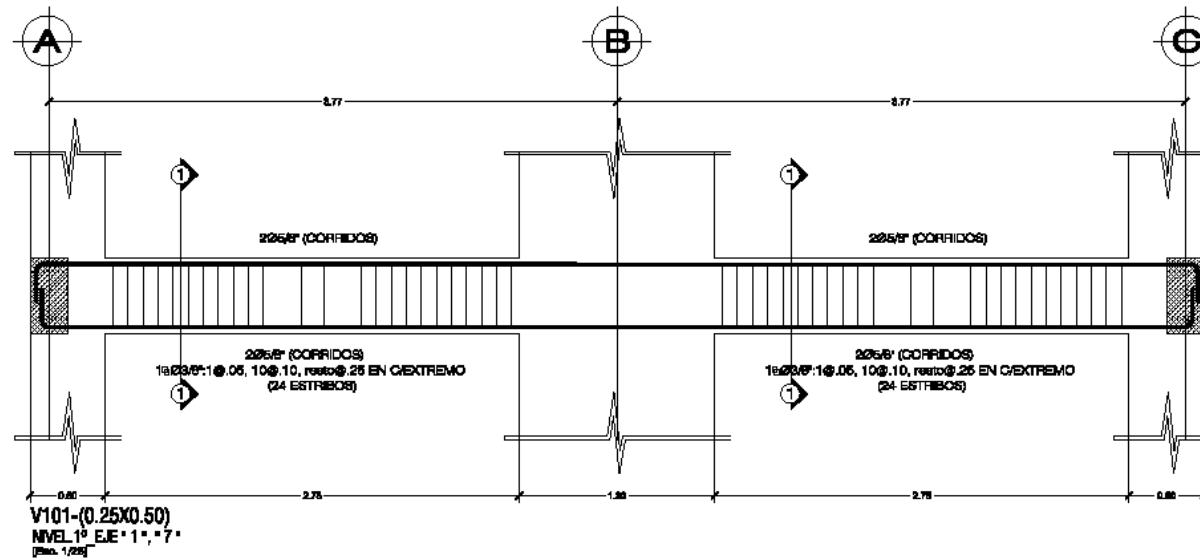
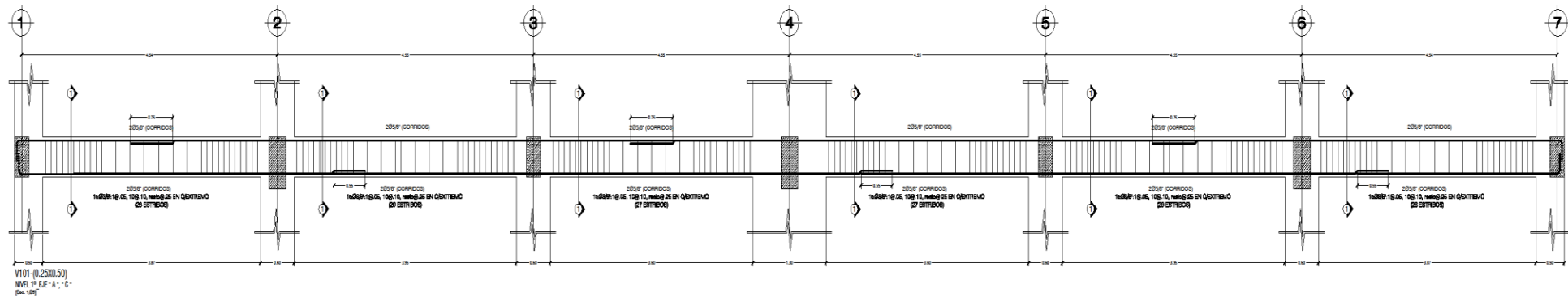


Ilustración 89: Relación 6/5 Viga- Columna en el Software Etabs V.16.2.1

C) Diseño de Placas: Para el diseño de placas se realizó centrando cuantía de acero vertical en los costados de las placas, esto con la finalidad de mitigar los momentos flectores.



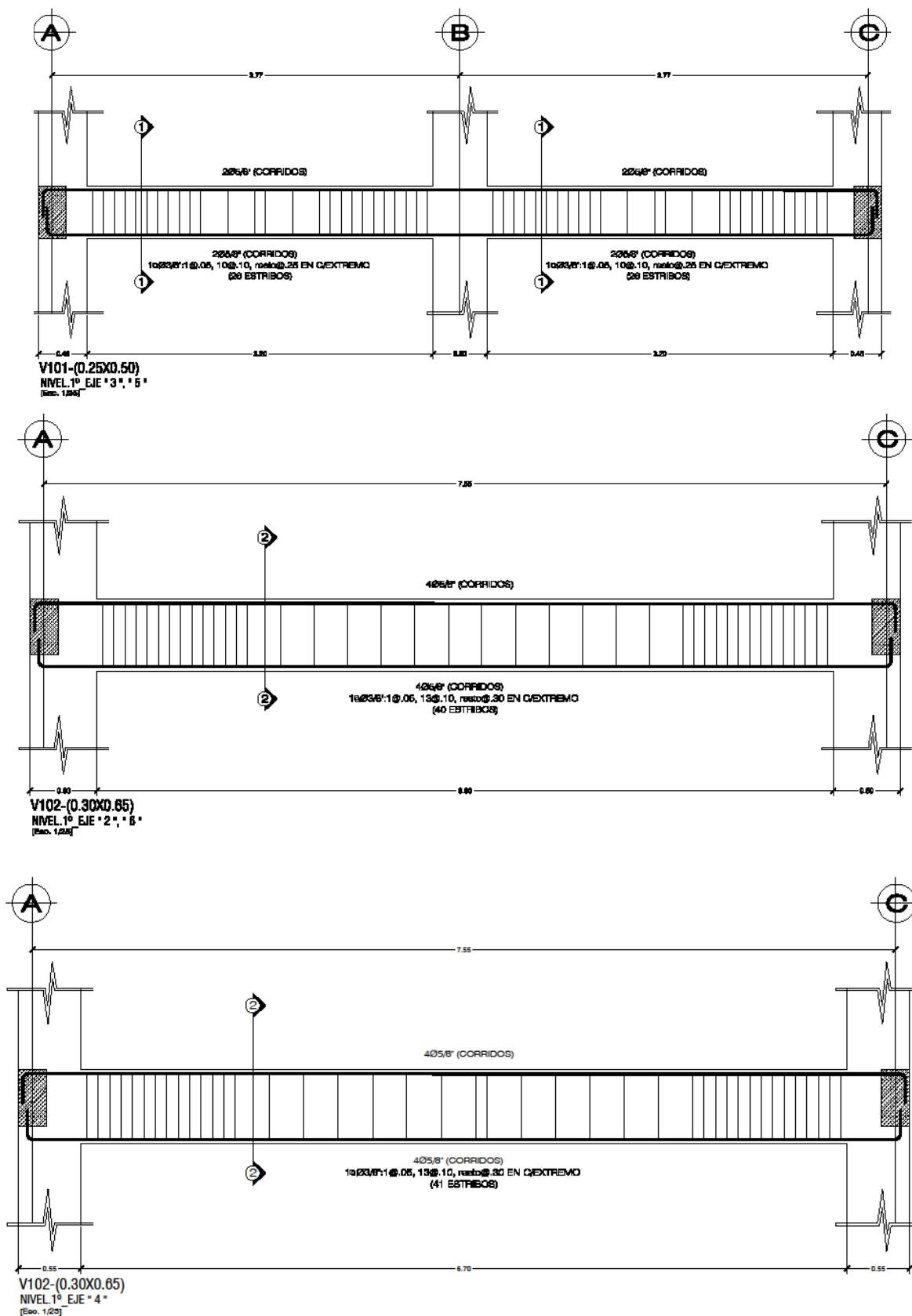


Ilustración 90: Armado de Vigas Preliminar para el Análisis Estático No lineal-Pushover en el Software Etabs V.16.2.1

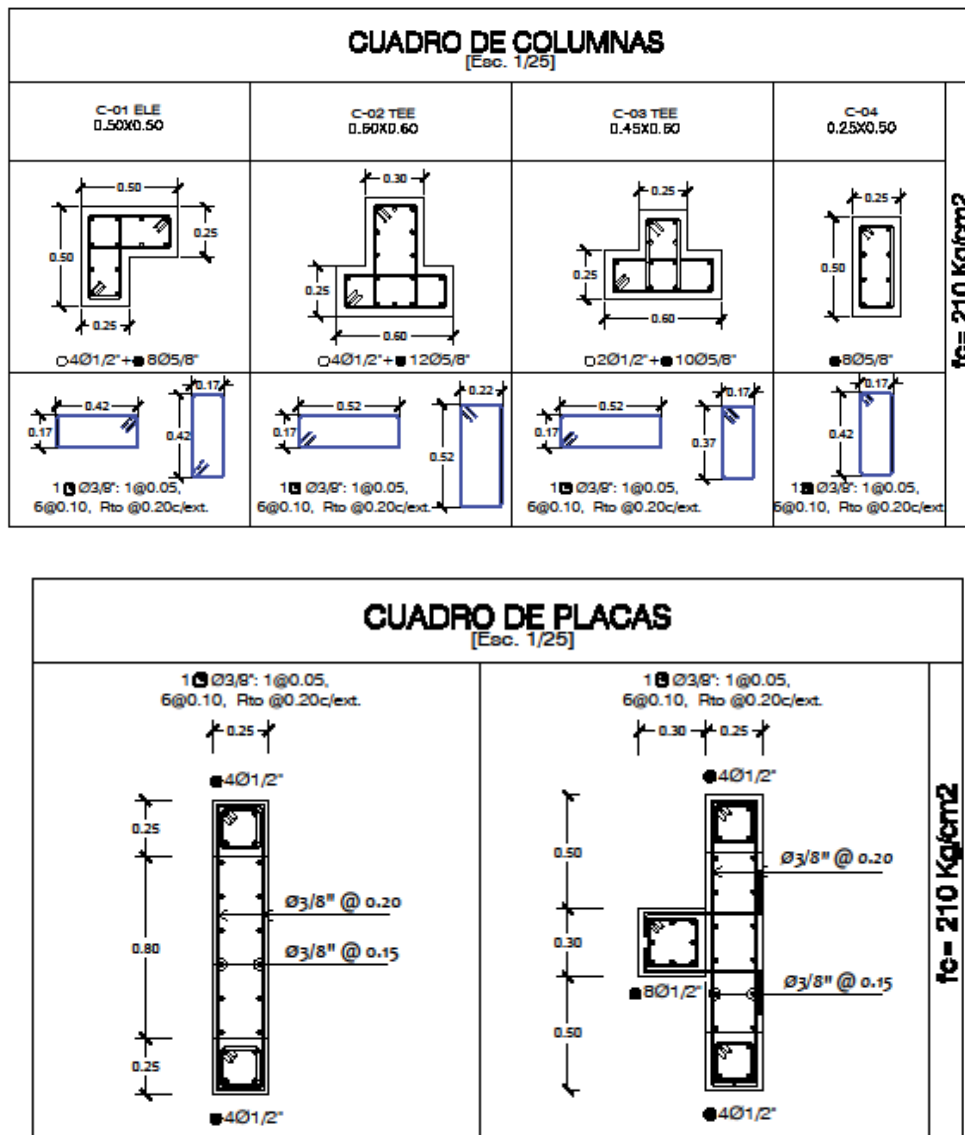


Ilustración 91: Armado de Columnas y Placas para el Análisis Estático No Lineal-Pushover en el Software Etabs V.16.2.1

3.1.9. ANALISIS ESTATICO NO LINEAL-PUSHOVER

Se realizará el análisis y verificación del desempeño sísmico de la estructura con ayuda del software Etabs, en base a las secciones definidas en el análisis lineal y el armado correspondiente de los mismos. Posteriormente se obtendrá la demanda sísmica de la edificación por medio de un espectro elástico de respuesta siguiendo las recomendaciones de las normas: (Applied Technology Council- ATC 40, 1996) y (FEMA 440, 2005), esto con la finalidad de encontrar el punto de desempeño de la estructura y en consecuencia la respuesta de la misma.

Para este procedimiento se usará el análisis estático no lineal o mejor conocido como la técnica Pushover, que nos permite encontrar la curva de capacidad de la estructura, la cual relaciona su cortante basal y su desplazamiento máximo. El punto de control de la curva de capacidad será el centro de masas del techo de la edificación. Así mismo se utilizará las propiedades inelásticas de los materiales y elementos estructurales seguidamente se aplicará cargas laterales en la estructura para ambos sentidos de análisis, hasta que la estructura falle.

1.- Propiedades Inelásticas de los Materiales: En este paso se define la no linealidad de los materiales, basándonos en las propiedades utilizadas en el análisis lineal:

Concreto:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2.4 \text{ tonf/m}^3$$

$$E = 150000 \times \sqrt{f'c} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 150000 \times \sqrt{210} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2173706.51 \text{ ton/m}^2$$

$$U = 0.2$$

Para modelar el diagrama esfuerzo-deformación del concreto se usará el modelo de "Takeda" para el concreto confinado y tipo "Concrete" para el concreto no confinado, el uso de estos materiales dependerá del confinamiento de los elementos estructurales.

En el software Etabs vamos a:

Define/Material Properties/Seleccionamos el material y le damos en:

"Modify-Show Material" /Non linear Material Data/Completamos la información/OK.

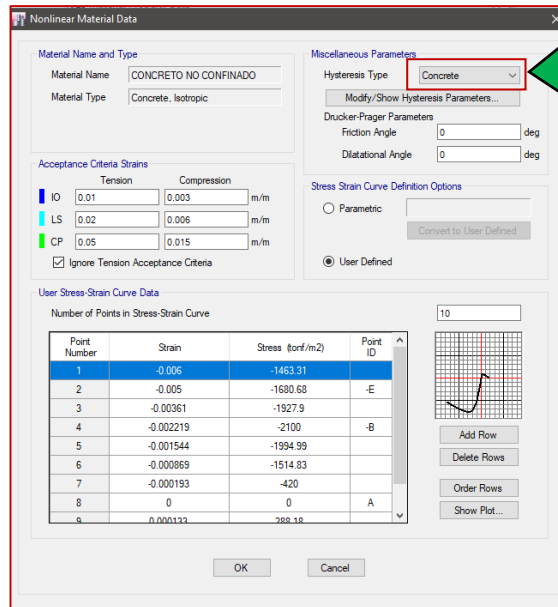
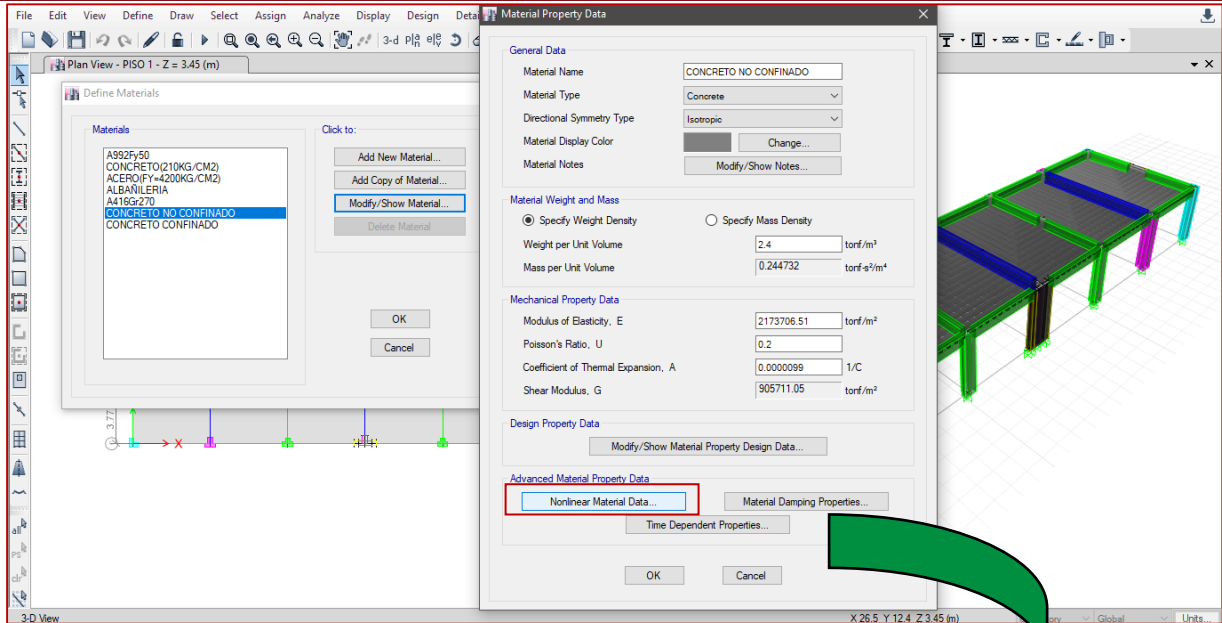


Ilustración 92: Definición de la No Linealidad del Concreto No Confinado en el Software Etabs V.16.2.1

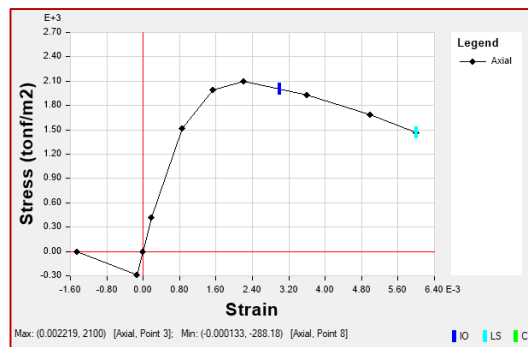


Ilustración 93: Curva Esfuerzo-Deformación del Concreto No Confinado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

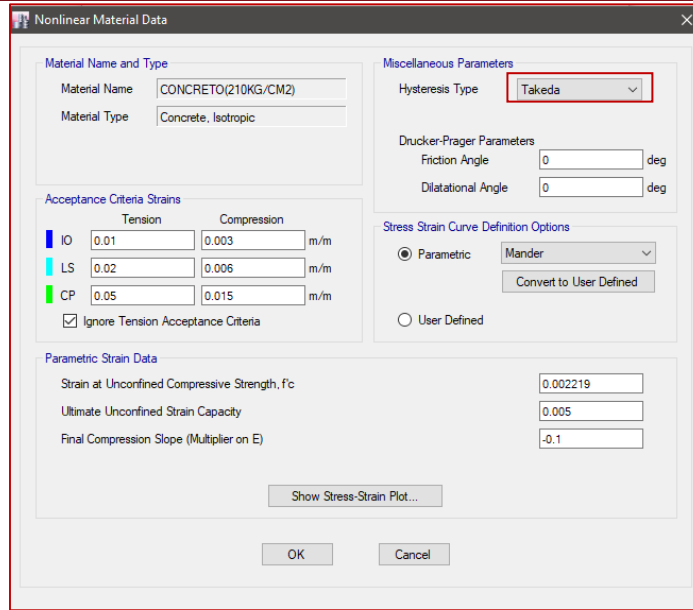


Ilustración 94: Definición de la No Linealidad del Concreto Confinado en el Software Etabs

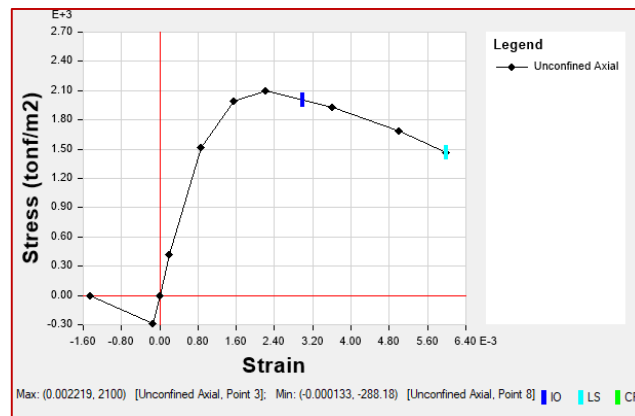


Ilustración 95: Curva Esfuerzo-Deformación del Concreto Confinado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero:

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 7.85 \text{ tonf/m}^3$$

$$E = 20000000 \text{ ton/m}^2$$

Para modelar el diagrama esfuerzo-deformación del concreto se usará el modelo de "Takeda". En el software Etabs vamos a:

Define/Material Properties/Seleccionamos el material y le damos en:

"Modify-Show Material" /Non linear Material Data/Completamos la información/OK.

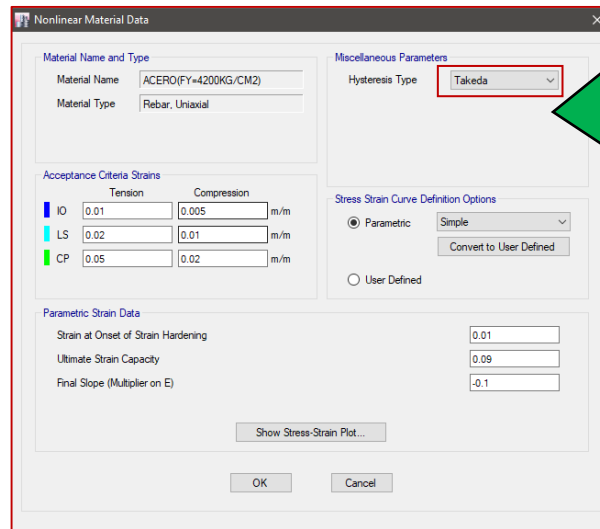
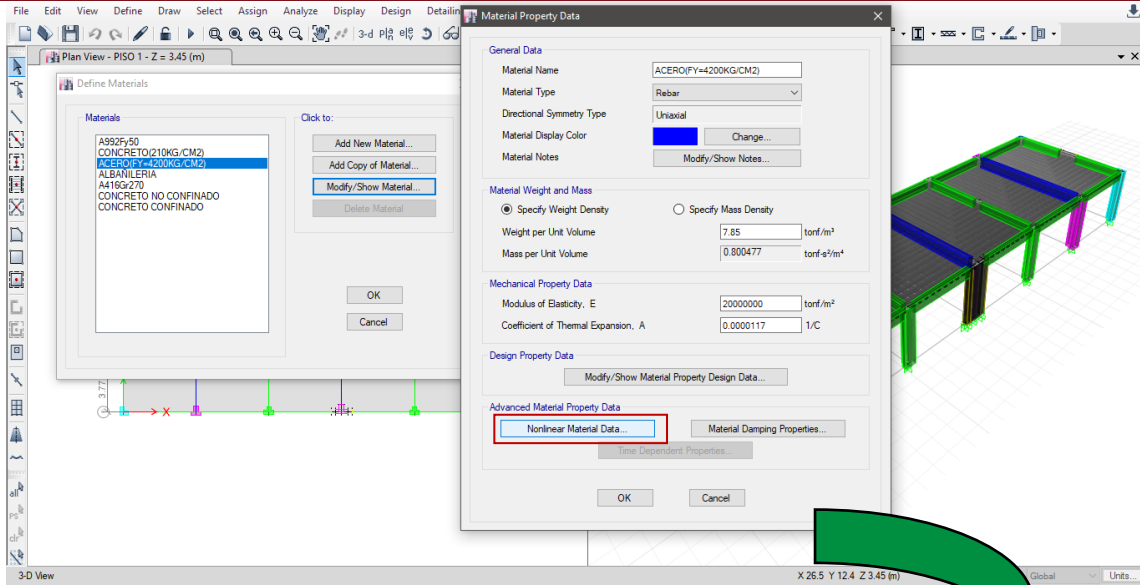


Ilustración 96: Definición de la No Linealidad del Acero de Refuerzo $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en el Software Etabs V.16.2.1



Ilustración 97: Curva Esfuerzo-Deformación del Acero $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2.- Propiedades Inelásticas de los Elementos Estructurales: En este paso se define la no linealidad de los elementos estructurales definidos por medio del diagrama Momento-Curvatura, este diagrama es consecuencia de la definición de los materiales que los componen. El software Etabs integra automáticamente los diagramas de momento curvatura de los elementos estructurales:

Columnas y Vigas:

En el software Etabs vamos a:

Define/Sections Properties/Frame Sections/"Modify/Show Property"

Section Designer/Moment Curvature/OK.

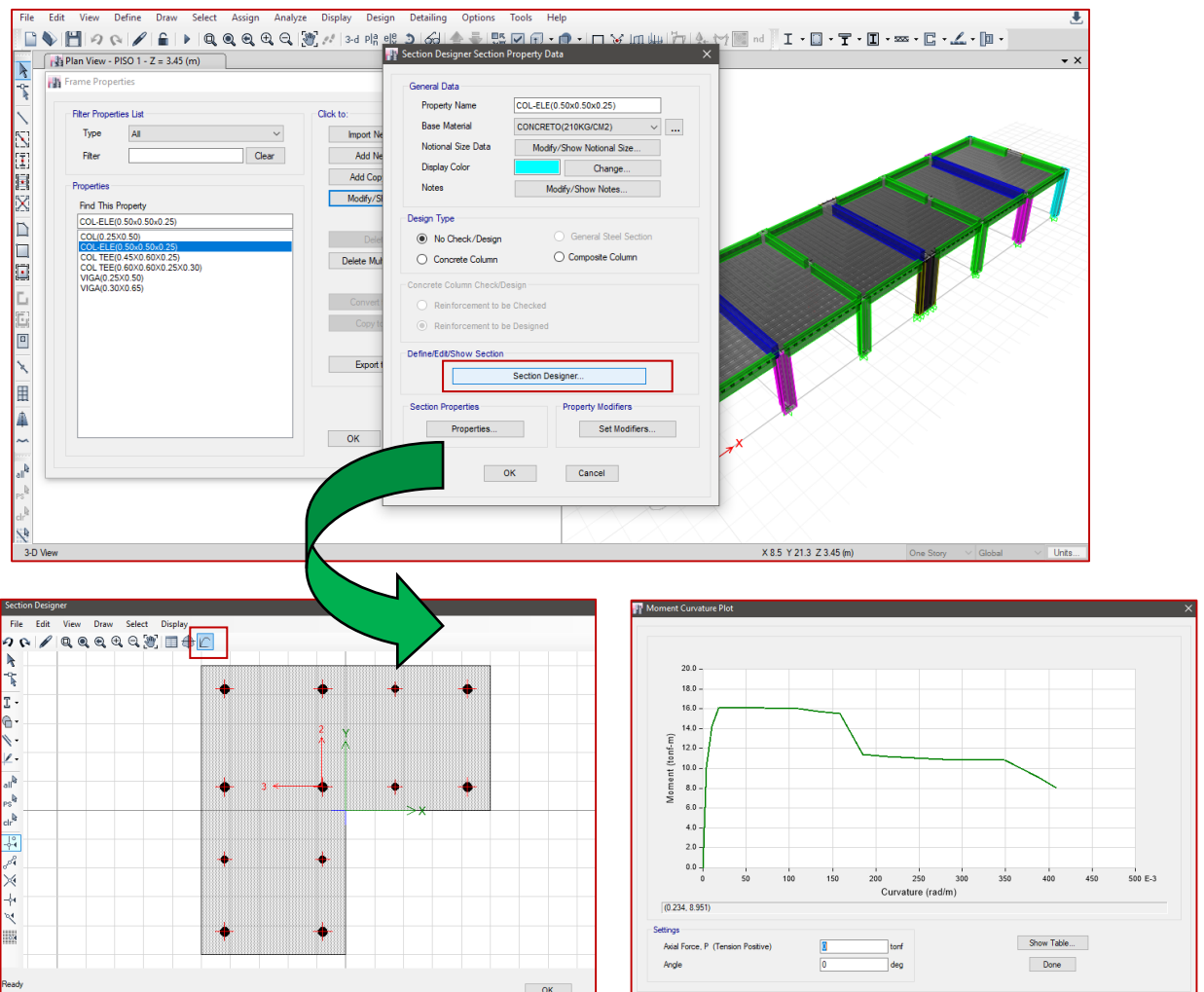


Ilustración 98: Diagrama de Momento Curvatura de Columnas en el Software Etabs V.16.2.1

3.- Aplicación de Carga Lateral incremental: En este paso se define la fuerza horizontal que actuará en la estructura, para ello se considera una distribución triangular y constante de fuerzas en el primer modo de vibración y tomando el cortante de diseño.

Esta fuerza lateral será aplicada en el centro de masas de la edificación. Al ser nuestra edificación de un solo nivel, la fuerza actuante será igual a la fuerza total de la cortante basal del edificio. Además, por tratarse de una estructura regular las fuerzas serán idénticas para cada dirección de análisis (X e Y).

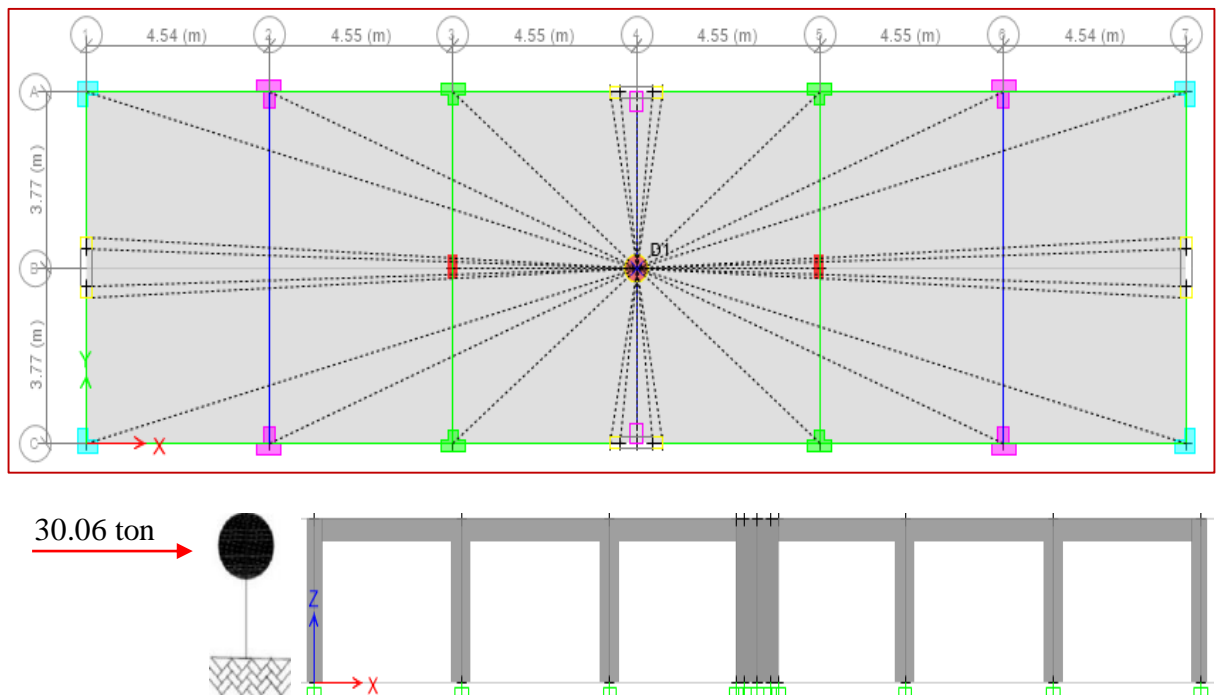


Ilustración 99: Centro de Masas donde se asignará las cargas laterales en el Software Etabs V.16.2.1

4.- Definición de Tipos y Casos de Carga: En este paso se define los casos de carga, los cuales son:

Pushover:

En el software Etabs vamos a:

Define/Load Patterns/Completamos la información/OK.

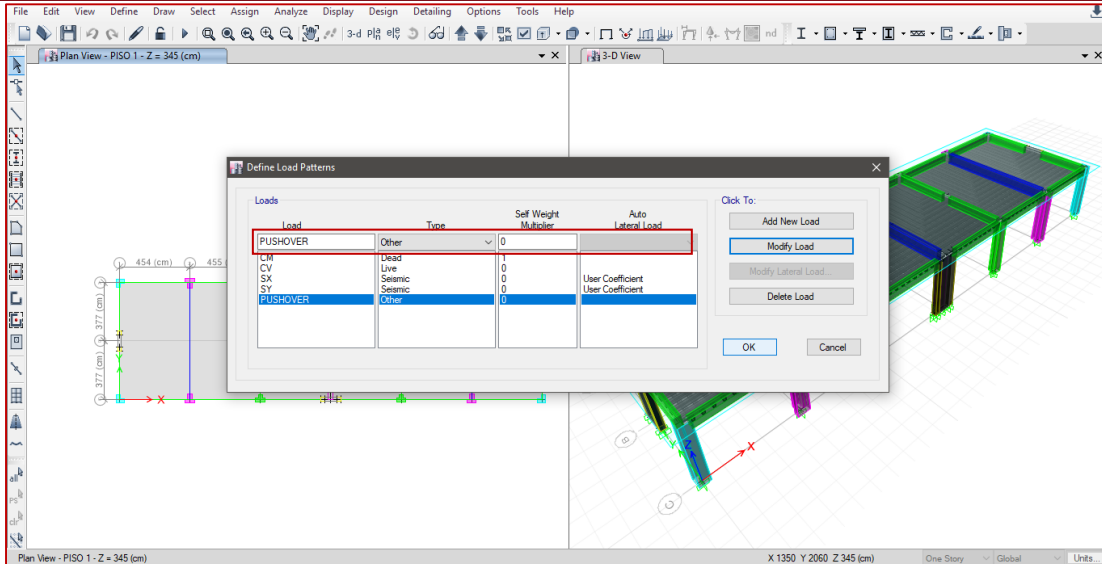


Ilustración 100: Definición de Pushover en el Software Etabs V.16.2.1

Carga Gravitacional no Lineal:

Este tipo de caso de carga se denominará: “CARGA GRAVIT. NO LINEAL” para cada dirección de análisis, que incluirá el peso sísmico de la estructura: Carga Muerta(CM) y 25% de la Carga Viva(CV), esta carga deformará y disminuirá la rigidez de la estructura, posteriormente se ejerce la carga horizontal hasta que el punto extremo de la edificación logre el máximo desplazamiento. En el software Etabs vamos a:

Define/Load Cases/Add New Case/Completamos la información/OK.

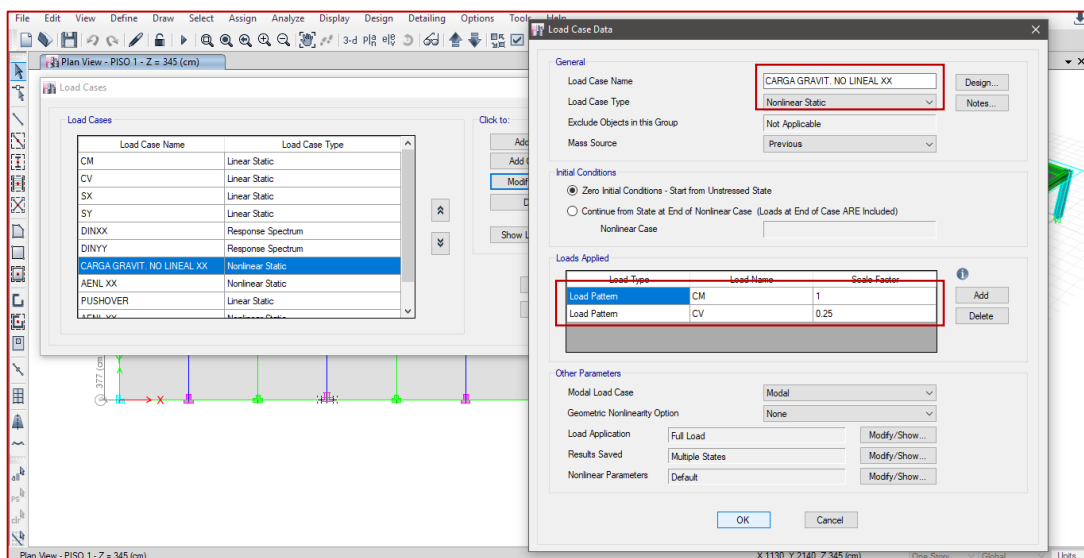


Ilustración 101: Definición del Caso de Carga Gravitacional no Lineal en el Software Etabs V.16.2.1

Análisis Estático no Lineal:

Este tipo de caso de carga se denominará: "AENL" para cada dirección de análisis. En el software Etabs vamos a:

Define/Load Cases/Add New Case/Completamos la información/OK.

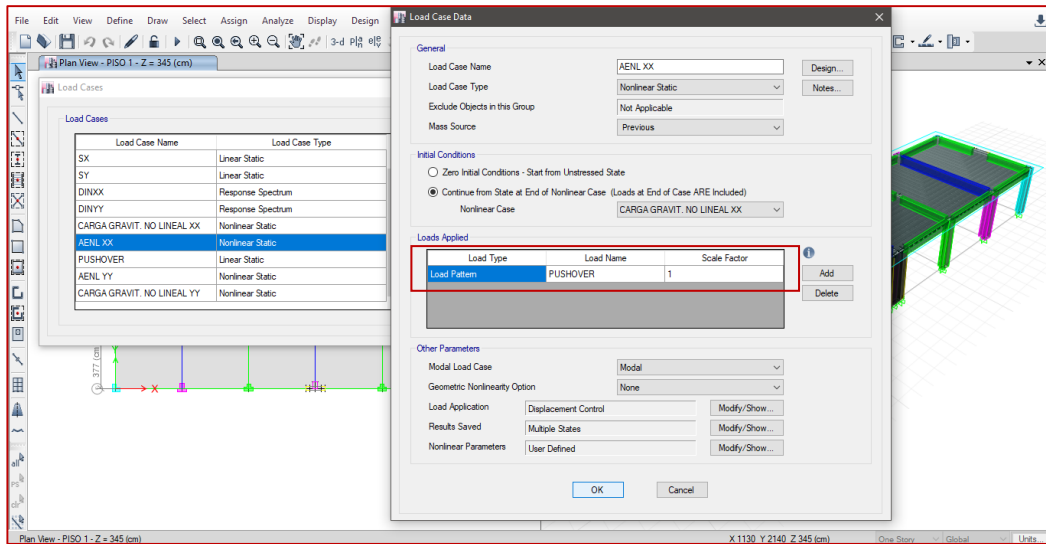


Ilustración 102: Definición del Caso de Carga "AENL" en el Software Etabs V.16.2.1

Así mismo se define el nodo de control que permitirá verificar el desplazamiento y cortante basal. Este punto no es más que el centro de masa de la estructura, para cada dirección de análisis X e Y.

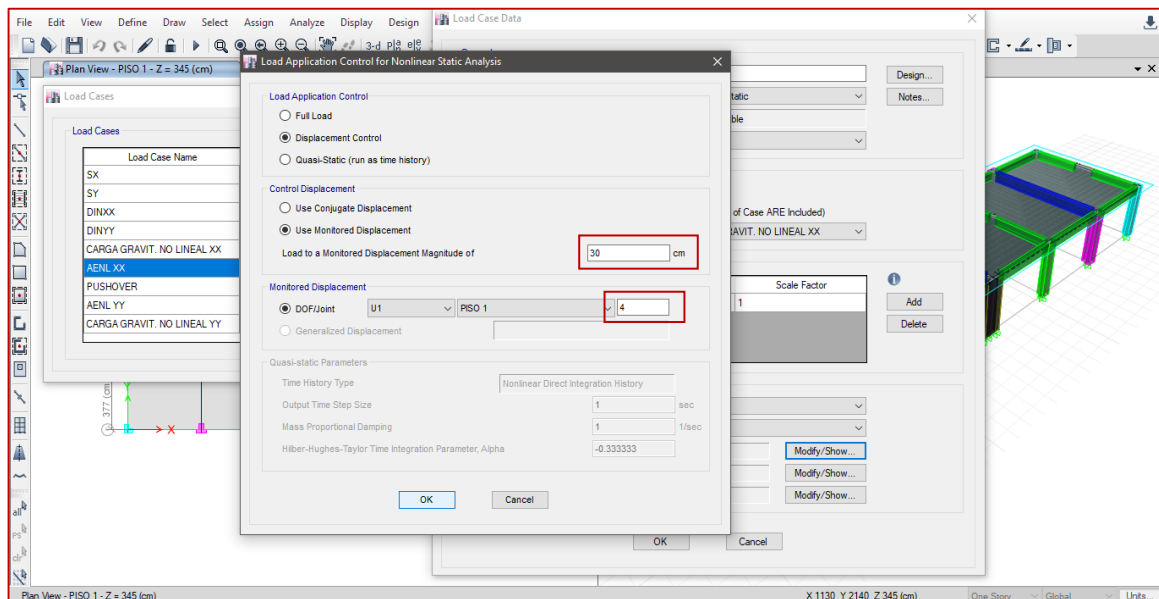


Ilustración 103: Definición del Punto de Control del Desplazamiento, caso: "X-X" en el Software Etabs V.16.2.1

También debe definirse el número máximo de pasos salvados, que nos ayudara a tener el control sobre el análisis, este número de pasos debe ser tal que nos permitan representar correctamente la curva Pushover, así como también considerando si el número de pasos es muy grande, nos tomara mucho tiempo para la obtención de resultados.

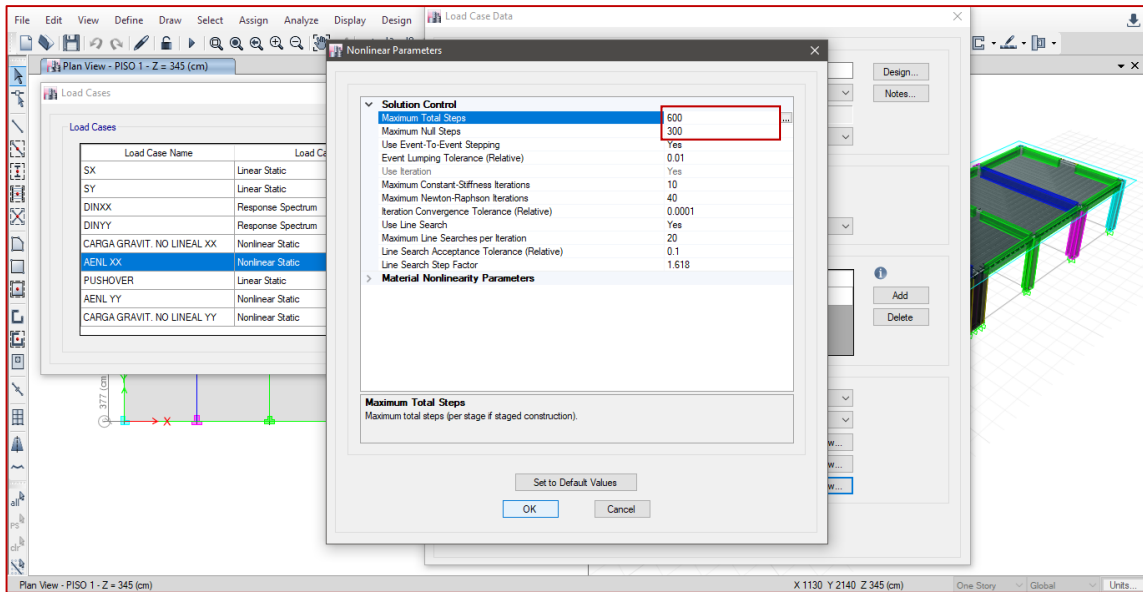


Ilustración 104: Definición de Puntos Salvados, caso: "X-X" en el Software Etabs V.16.2.1

Así mismo elegiremos considerar solo los puntos con incrementos positivos, para evitar confusión en los resultados de la curva Pushover

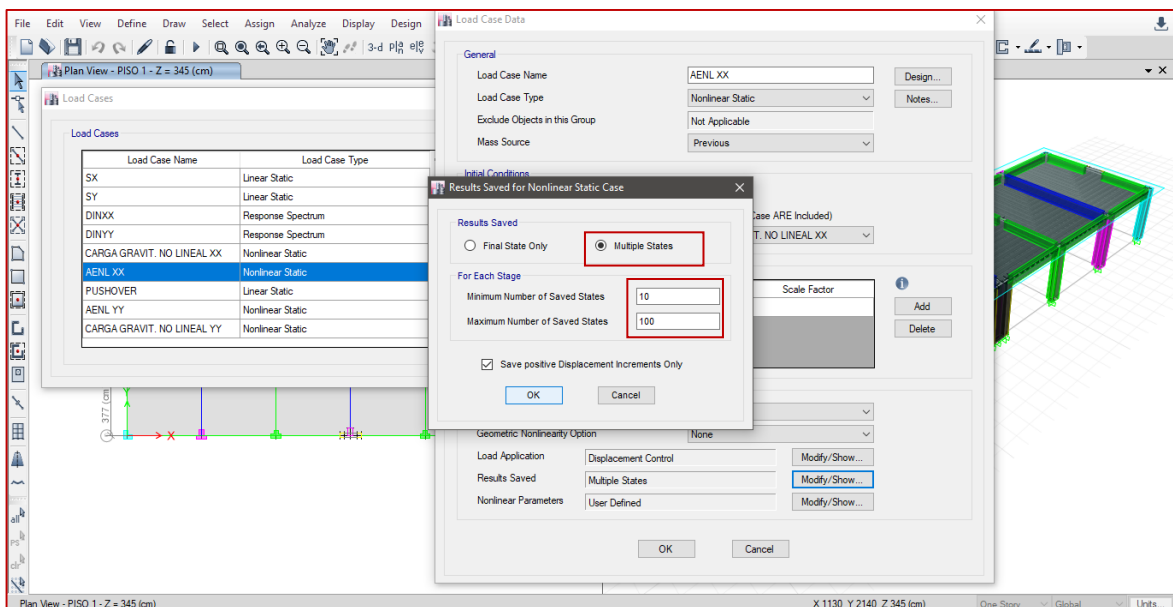


Ilustración 105: Incrementos en Puntos Salvados, caso: "X-X" en el Software Etabs V.16.2.1

5.- Definición de Rotulas Plásticas: En este paso se define las rotulas plásticas, que nos ayudaran a encontrar la curva de capacidad de la estructura y con ello determinar su respuesta máxima ante un eventual sismo. Estas rotulas plásticas se formarán debido a diferentes efectos como: Flexión y flexo compresión, esto dependerá del tipo de elemento estructural. El lugar donde actuaran las rotulas plásticas en todo el elemento estructural tiene muchas posibilidades, generalmente se ubican distantes de los nudos. Sin embargo el (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014), muestra parámetros para la determinación de las mismas, esto de acuerdo al tipo de elemento estructural. El software Etabs al trabajar con esta normatividad nos permite generar automáticamente las rotulas plásticas para cada elemento estructural.

En el software Etabs vamos a:

Define/Section Properties/" Frame/Wall Nonlinear Hinges"/Add New Property/Concrete/Completamos la información/OK.

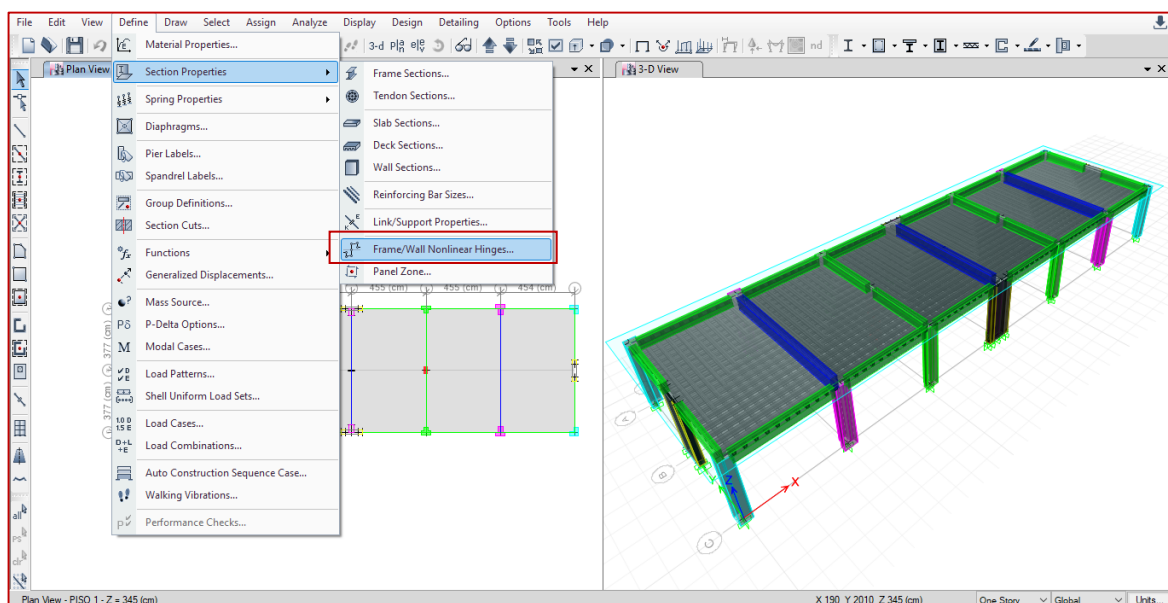


Ilustración 106: Definición de Rotulas Plásticas en el Software Etabs V.16.2.1

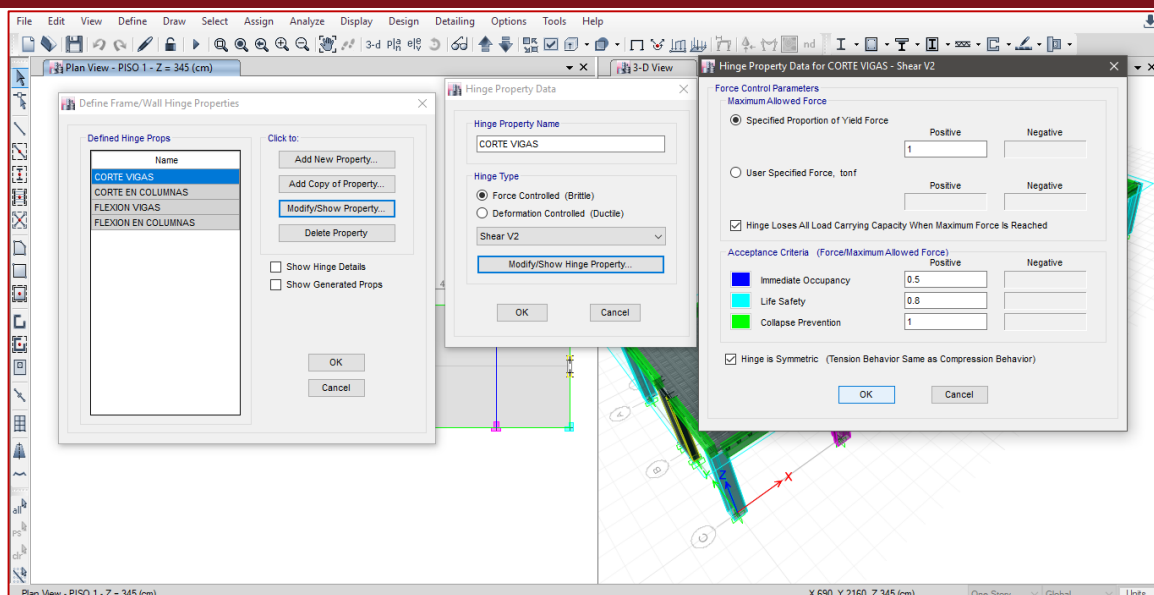


Ilustración 107: Definición de Rotulas Plásticas para cada Elemento Estructural en el Software Etabs V.16.2.1

6.- Modelamiento de Elementos Estructurales: En este paso se modela los elementos conformantes de la estructura, los cuales son:

Según el diseño realizado y habiendo considerado el efecto Columna Fuerte-Viga débil, se espera que en el análisis no lineal las vigas fluyan primero, luego las columnas y al final las placas.

Vigas:

En las vigas se trabajará con rotulas plásticas en los extremos del elemento, para ello se necesitará conocer las propiedades de las rotulas plásticas apoyados en el diagrama de momento curvatura para la sección transversal del elemento en análisis, sin embargo, en esta investigación se realizará directamente con las gráficas y diagramas que otorga el software Etabs quien trabaja en base al (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014).

Las rotulas plásticas se asignarán para cada tipo de viga con longitudes equivalentes a 0.1013 y 0.0597 de la longitud total de las vigas.

Tabla 32:

Longitudes Equivalentes de Rotulas Plásticas en Vigas

Característica	V(0.25x0.50)	V(0.30x0.65)
Luz de Viga(m)	3.95	6.70
Columna(m)	0.60	0.60
Eje +0.1(m)	0.4	0.4
L rp Inicio	0.1013	0.0597
L rp Final	0.8987	0.9403

Elaboración: Propia

En el software Etabs, seleccionamos el tipo de viga a asignar rotulas plásticas, luego:

Assign /Frame/Hinges/Completamos la información/OK.

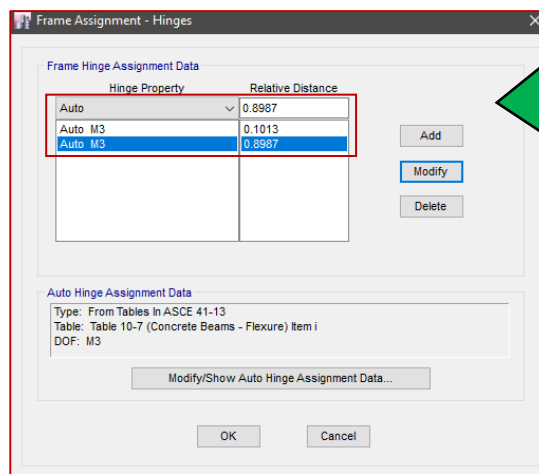
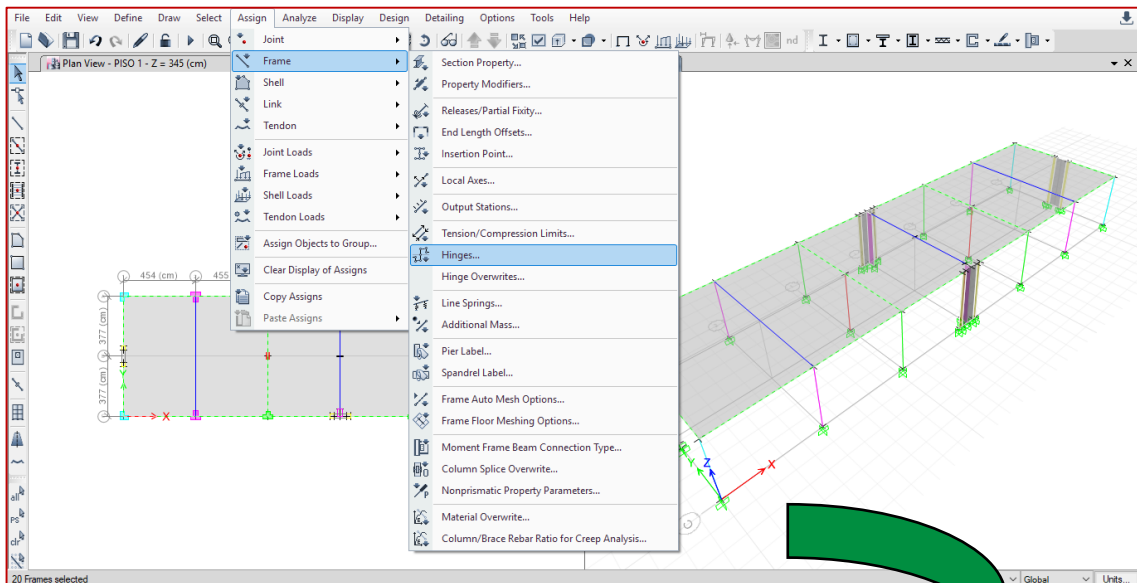


Ilustración 108: Asignación de Rotulas Plásticas en Vigas en el Software Etabs V.16.2.1

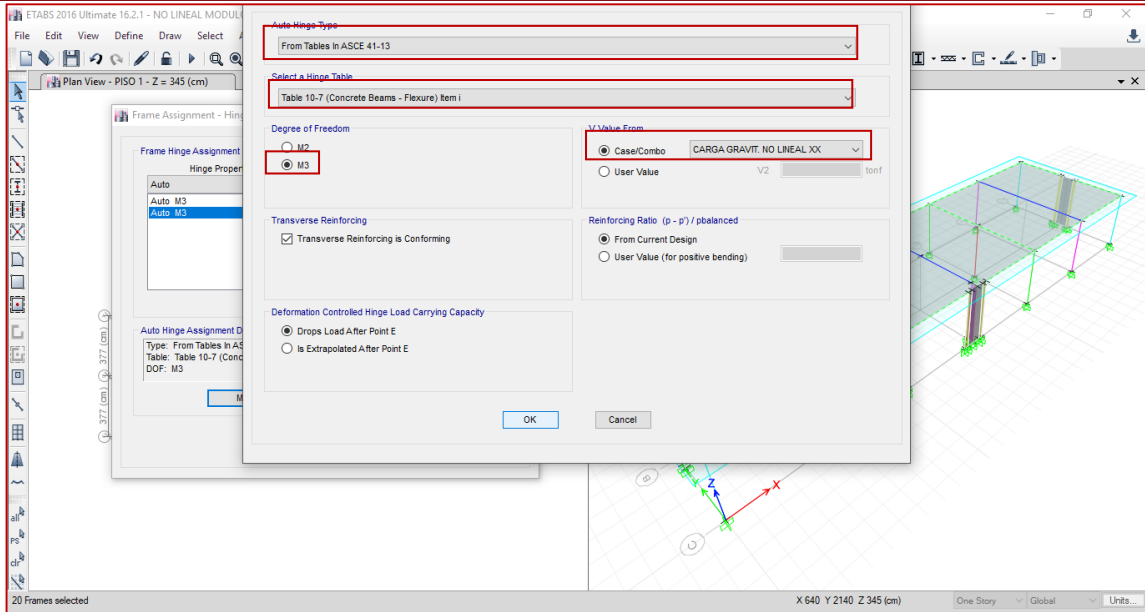


Ilustración 109: Características para la Asignación Automática de Rotulas Plásticas en Vigas en el Software Etabs V.16.2.1

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

Ilustración 110: Parámetros de modelamiento y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales en Vigas de Concreto Armado

Fuente: (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014)

Se puede constatar los parámetros de asignación en vigas en el software Etabs, la cual toma como base los criterios descritos en la norma (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014).

Columnas:

En las columnas se trabajará con rotulas plásticas en los extremos del elemento, basándonos en las gráficas y diagramas que otorga el software Etabs quien trabaja en base al (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014).

Para ello usaremos la siguiente expresión:

$$L_p = 0.08 \times L_e + 0.15 \times f_{ye} \times d_{bi}$$

Donde:

f_{ye} : Fluencia Efectiva del Refuerzo Longitudinal (Ksi)

d_{bi} : Diámetro del Acero de Refuerzo Longitudinal (ft)

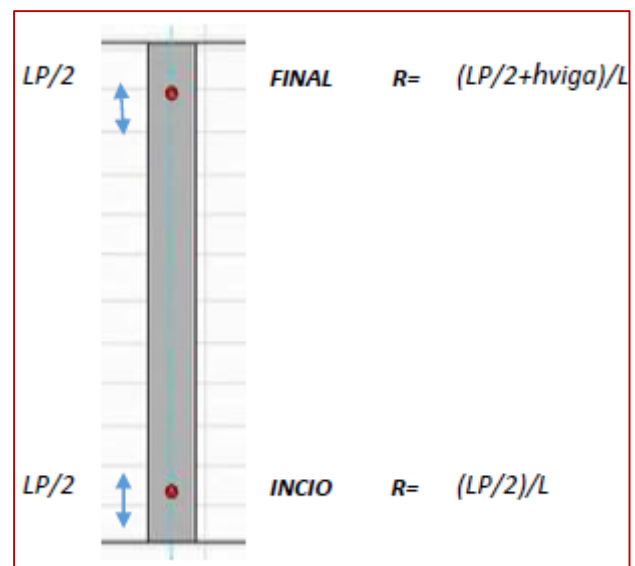
Las rotulas plásticas para las columnas de la estructura de un solo nivel, se asignarán a longitudes equivalentes de 0.058 y 0.7536 de la longitud total de las columnas.

Datos:

H colum	3.45	m
H viga	0.65	m
f_{ye}	4200	kg/cm ²
d_{bi}	5/8	in

Resultados:

L_e	2.80	m
$n L_e$	9.1863517	pies
F_{ye}	59.7391	Ksi
d_{bi}	0.0521	pies
L_p	1.2016199	pies
$E L_p$	0.3662537	m
$l_{p/2}$	0.1831269	m
$n L_{p/2}$ Asumida	0.20	m
INICIO	0.0580	
FINAL	0.7536	



En el software Etabs, seleccionamos las columnas, luego:
Assign /Frame/Hinges/Completamos la información/OK.

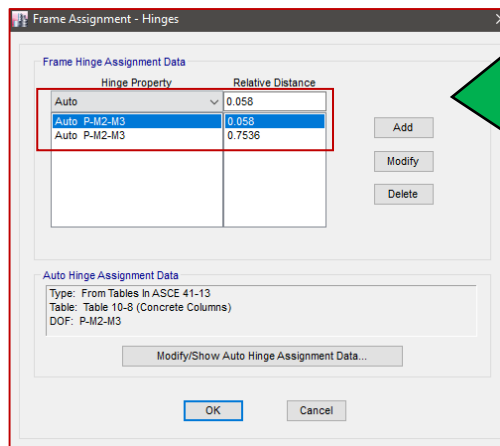
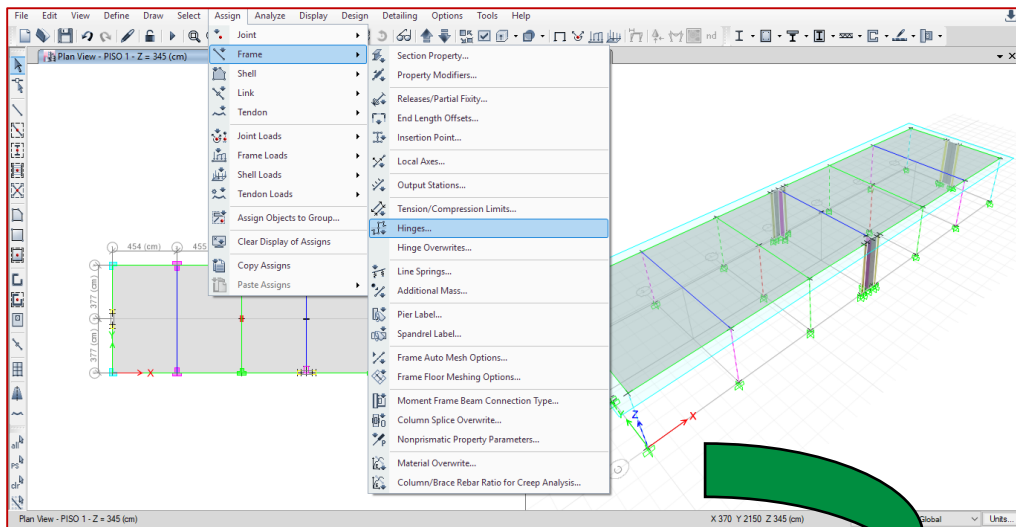


Ilustración 111: Asignación de Rotulas Plásticas en Columnas en el Software Etabs V.16.2.1

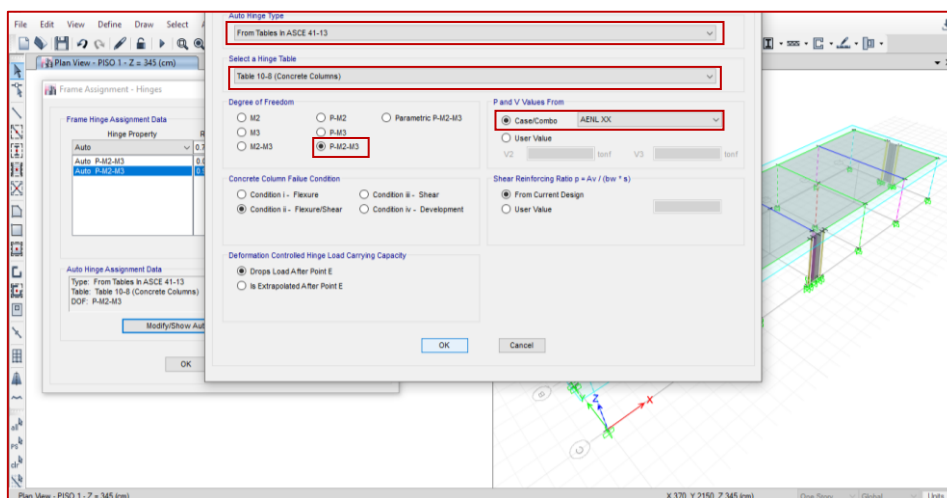


Ilustración 112: Características para la Asignación Automática de Rotulas Plásticas en Columnas en el Software Etabs V.16.2.1

Conditions	Modelling Parameters*			Acceptance Criteria*		
	Plastic Rotations Angle (radlans)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radlans)		
	a	b	c	Performance Level		
	IO	LS	CP			
Condition i.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005 0.027 0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002 0.004 0.005
Condition ii.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iii.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0

Ilustración 113: Parámetros de modelamiento y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales en Columnas de Concreto Armado

Fuente: (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014)

Se puede constatar los parámetros de asignación en Columnas en el software Etabs, la cual toma como base los criterios descritos en la norma (American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13, 2014).

Placas:

En las placas se definirá la no linealidad por medio de las propiedades del material y su sección, usaremos un concreto confinado y no confinado de 210 kg/cm².

En el software Etabs vamos a:

Define /Material Properties/Wall Sections/Add New Material/Completamos la información/OK.

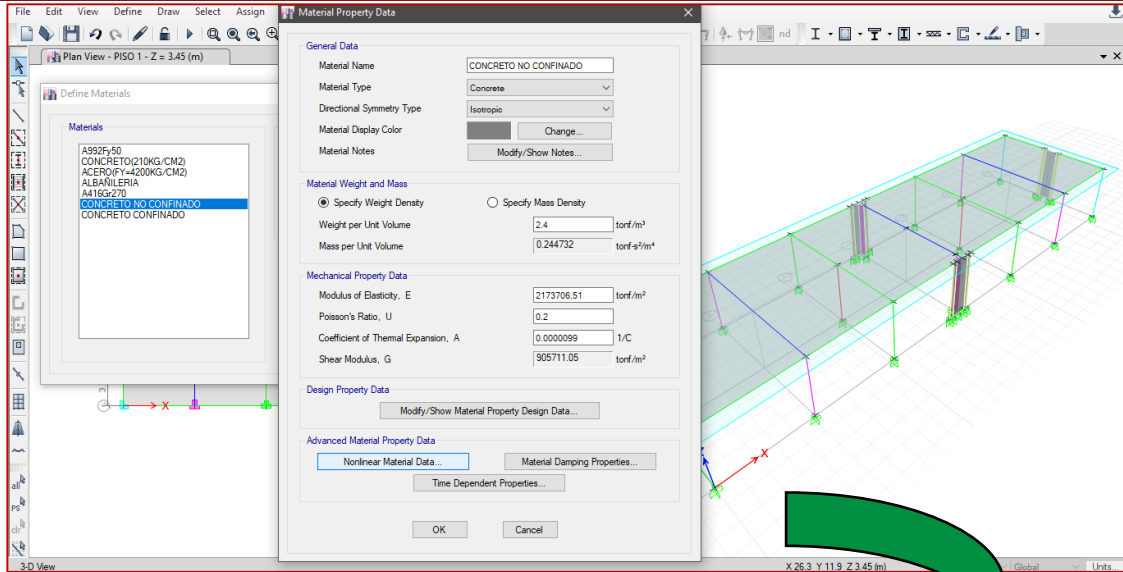


Ilustración 114: Definición del Concreto No Confinado 210 kg/cm² en el Software Etabs V.16.2.1



Ilustración 115: Definición del Concreto Confinado 210 kg/cm² en el Software Etabs V.16.2.1

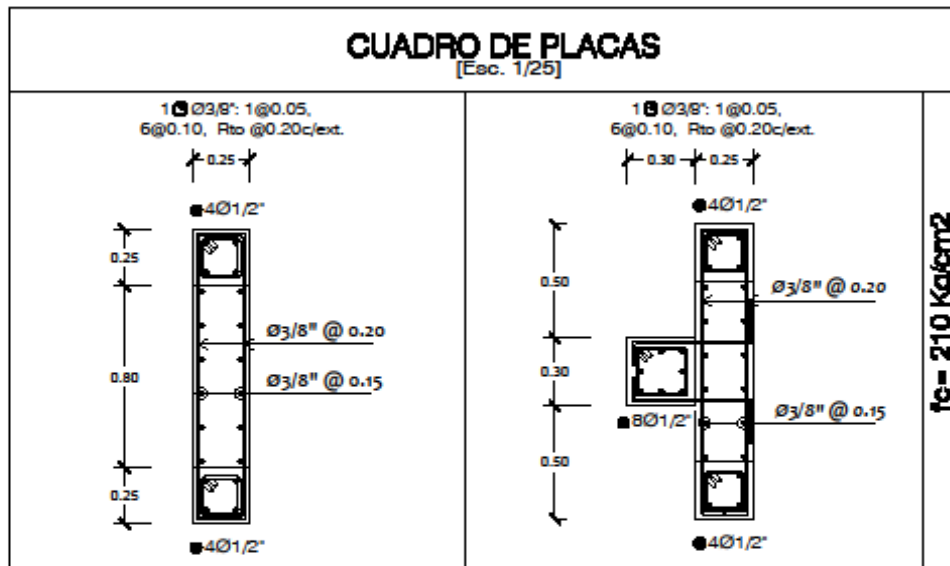
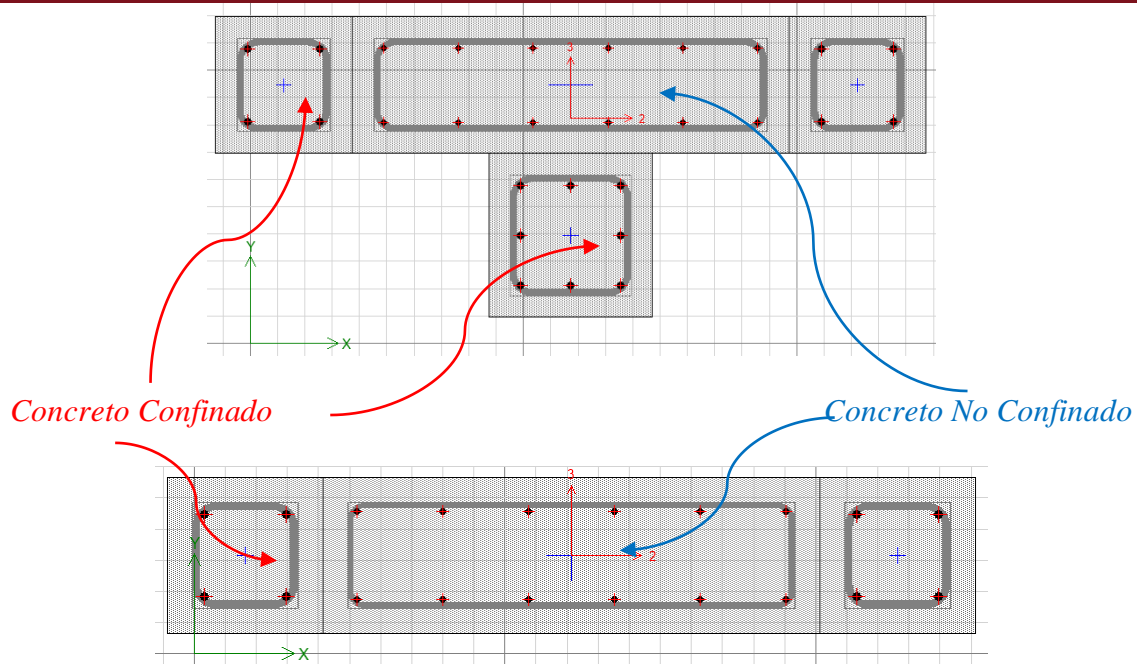


Ilustración 116: Modelos de Placas y sus Componentes de Concreto Confinado y No Confinado

Una vez definido el material de concreto confinado y no confinado, definimos la no linealidad de las placas, con un modelado tipo Layered.

En el Software Etabs vamos a:

Define /Section Properties/Wall Sections/Add New Property/Completamos la información/OK.

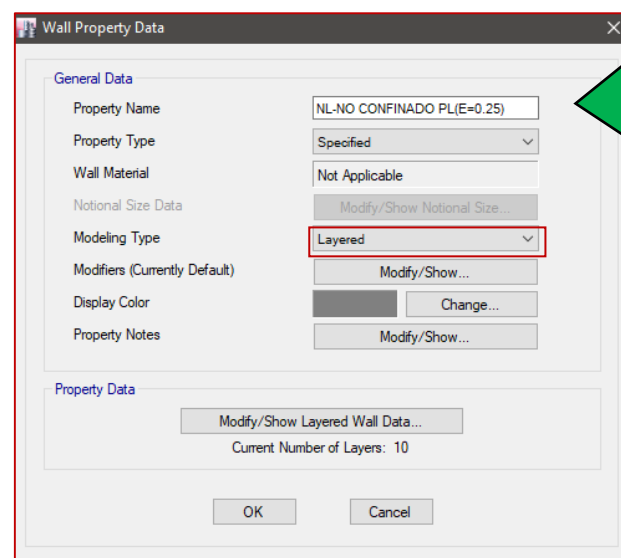
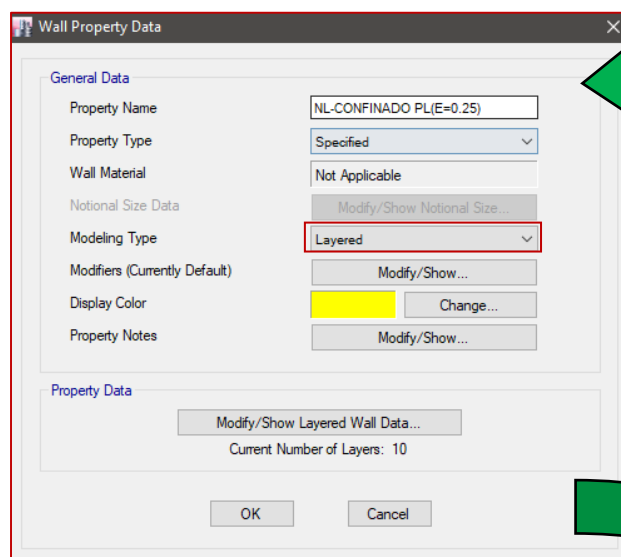
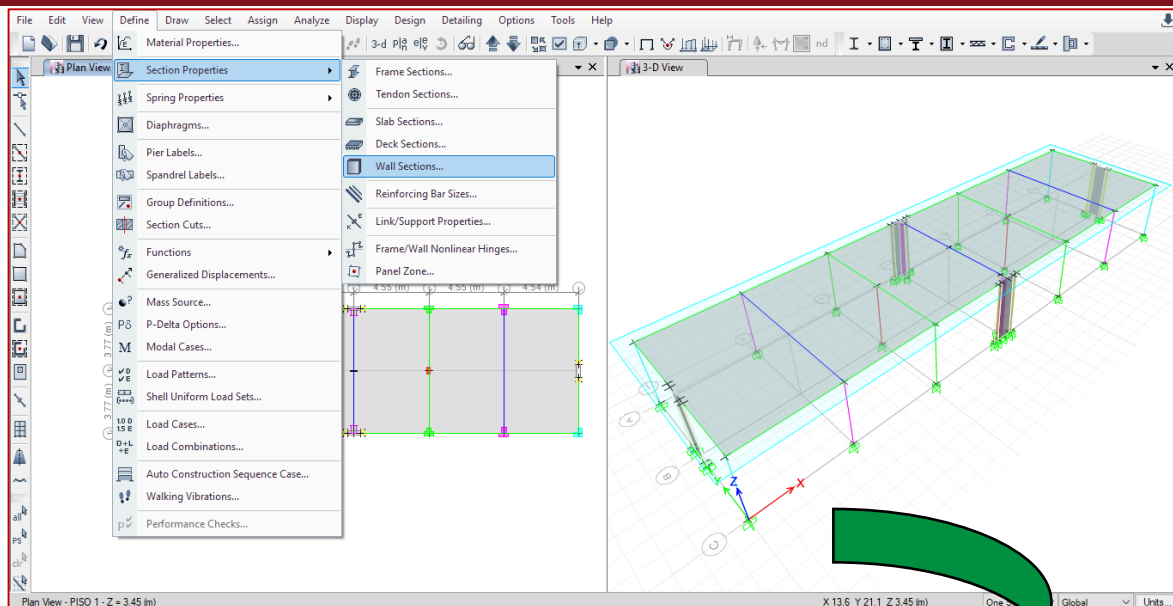


Ilustración 117: Definición de Propiedades de Placas en el Software Etabs V.16.2.1

Para el análisis de flexocompresión, se considerará la fisuración de la placa, para esto tomaremos el 25% de la sección.

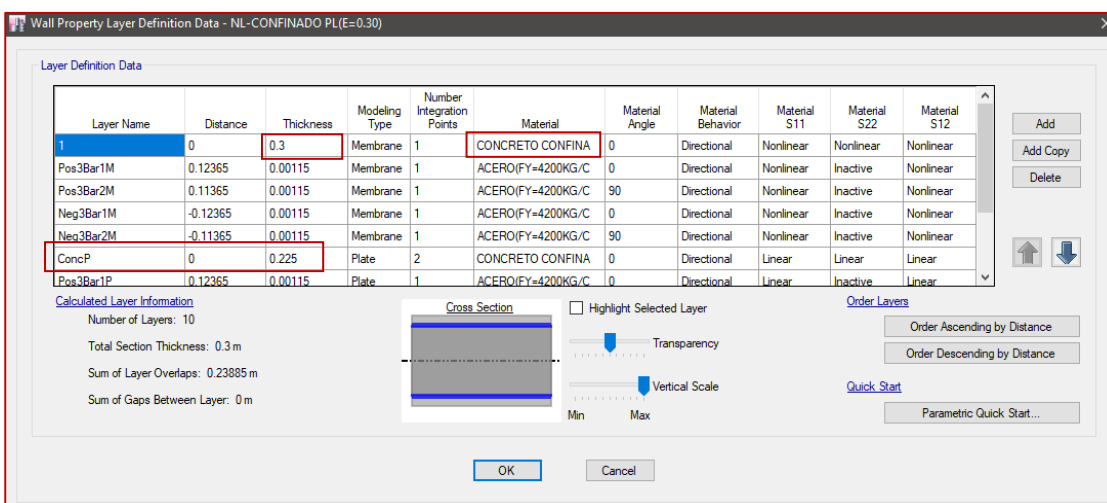
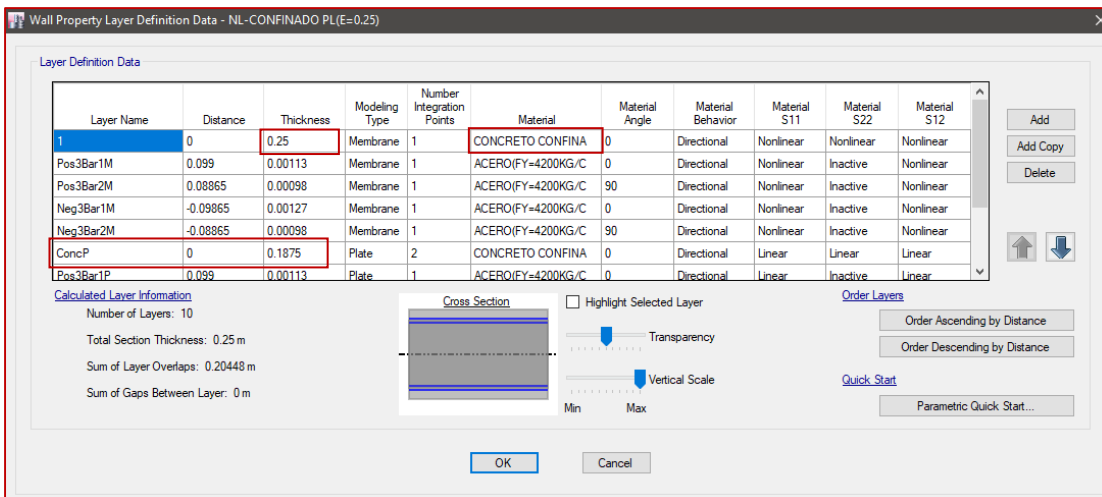
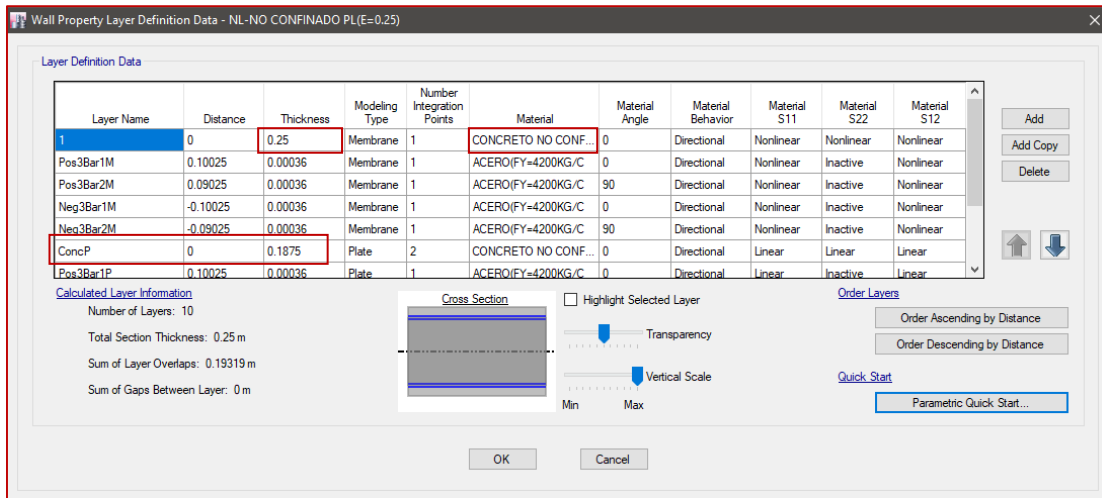


Ilustración 118: Configuración de las Propiedades de las Placas ($e=0.25m$ y $e=0.30m$) en el Software Etabs V.16.2.1

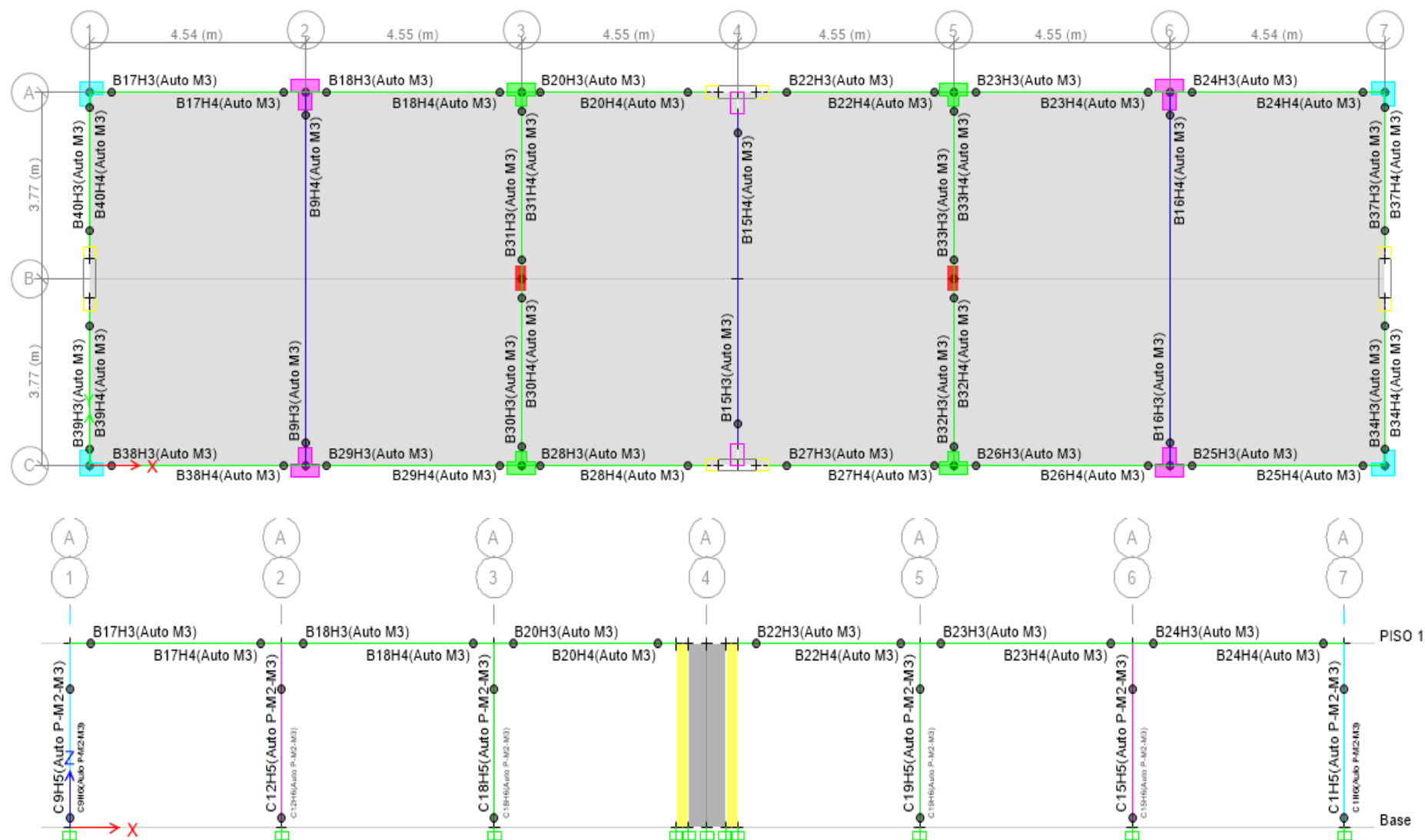


Ilustración 119: Rotulas Plásticas Vistas en Planta y Elevación en el Software Etabs V.16.2.1

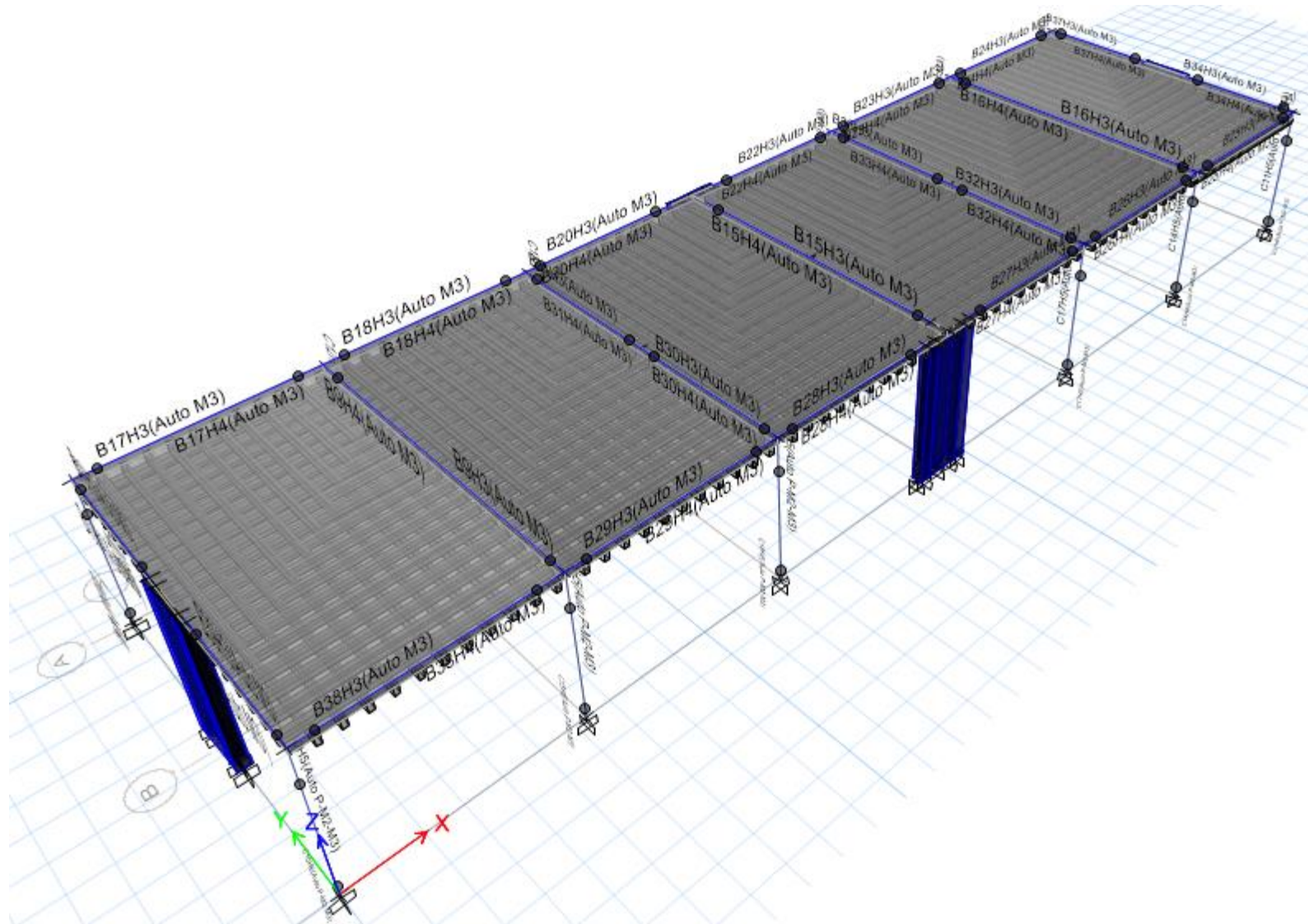


Ilustración 120: Rotulas Plásticas Vista en 3D en el Software Etabs V.16.2.1

3.1.10. RESULTADO DEL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL- PUSHOVER

Una vez definidos los casos de cargas inelásticos, con la aplicación de la carga lateral en el centro de masa de la estructura, realizamos la ejecución del modelo estructural. Debido a las diferentes propiedades definidas, el análisis en el software Etabs puede tomar un poco de tiempo, para esto vamos a:

Analyze/Set Load Case to Run/Run Now/OK.

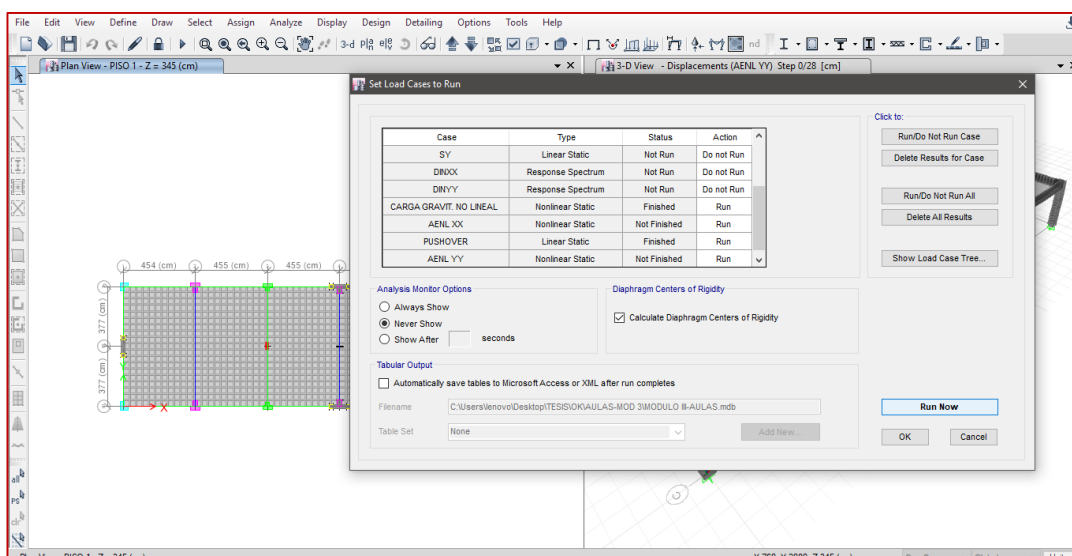


Ilustración 121: Análisis No Lineal de la Estructura en el Software Etabs V.16.2.1

A continuación, se procede a la evaluación de la respuesta estructural de la edificación mediante la formación de rotulas plásticas en las direcciones de análisis X-X e Y-Y.

Dirección X-X:

Las primeras rotulas plásticas se forman en la viga de 0.25m x 0.50m ubicada en el Tramo 1-2 y tramo 6-7 del Eje "A", así como también la del tramo 6-7 del eje "C", las cuales se encuentran dentro del nivel de desempeño Ocupación Inmediata (IO), con un deslizamiento de 0.007730 m. Así mismo se han formado rotulas plásticas en la base de algunas columnas, sin embargo, las que nos interesan son las que se van a formar en la parte superior de ellas.

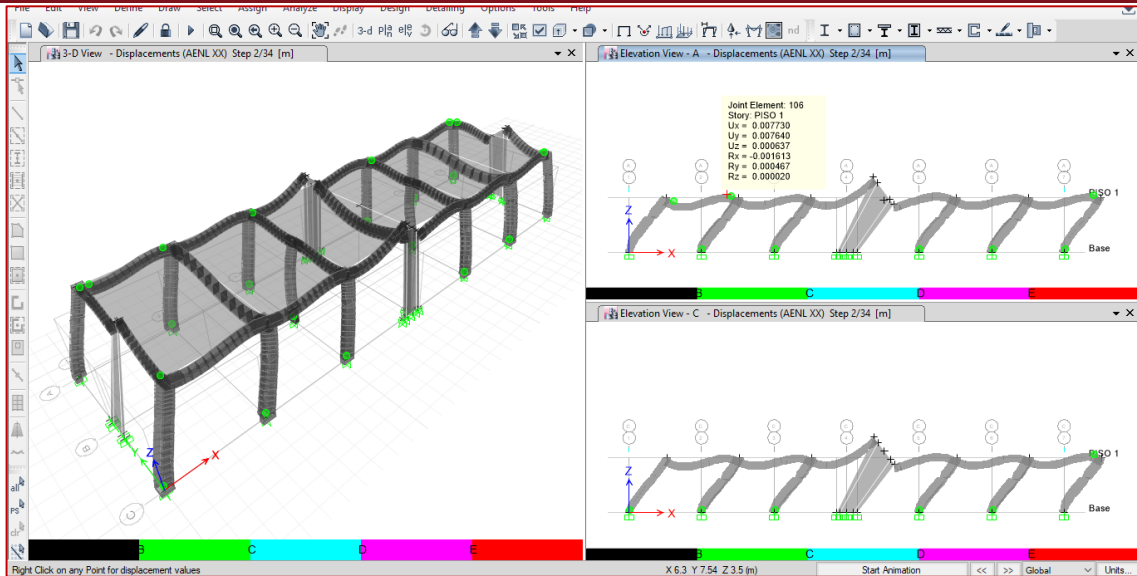


Ilustración 122: Formación de la Primera Rotula Plástica en la Dirección X-X en el Software Etabs V.16.2.1

Las rotulas plásticas en las vigas se generan casi en su totalidad para un desplazamiento de 0.01223 m, las cuales se encuentran aun dentro del nivel de desempeño Ocupación Inmediata(IO). Así mismo en todas las columnas se han formado rotulas plásticas en la base.

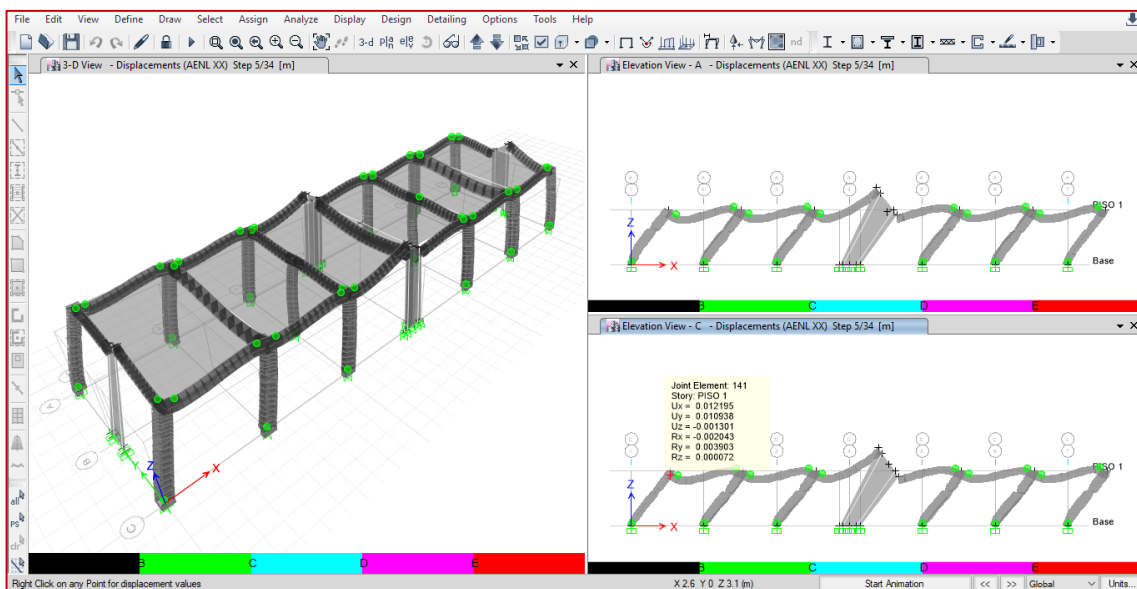


Ilustración 123: Formación de Rotulas Plásticas en la Dirección X-X en el Software Etabs V.16.2.1

El ultimo desplazamiento antes del colapso es de 0.06729 m, donde las vigas se encuentran en el nivel de desempeño Ocupación Inmediata(IO), Seguridad de Vida(LS) y donde otras ya excedieron el límite de su resistencia, lo que se ve

reflejado en la extenuación de la estructura. De igual manera todas las columnas experimentan rotulas plásticas en la base.

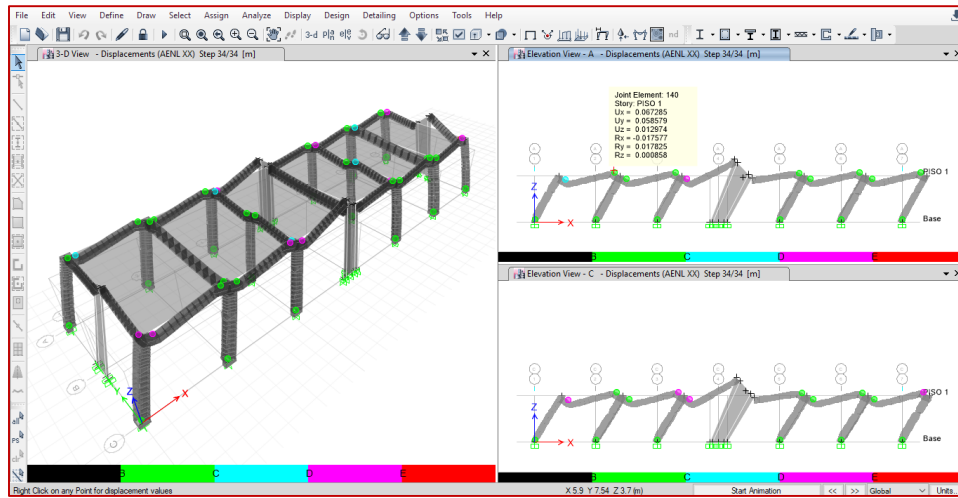


Ilustración 124: Mecanismo de Colapso en la Dirección X-X en el Software Etabs V.16.2.1

Dirección Y-Y:

Las primeras rotulas plásticas se forman en la viga de 0.25m x 0.50m ubicada en el Tramo A-B y B-C del Eje "7", así como también la del tramo A-B del eje "3" y "7", las cuales se encuentran dentro del nivel de desempeño Ocupación Inmediata (IO), con un desplazamiento de 0.007413 m. Así mismo se han formado rotulas plásticas en la base de algunas columnas, sin embargo, las que nos interesan son las que se van a formar en la parte superior de ellas.

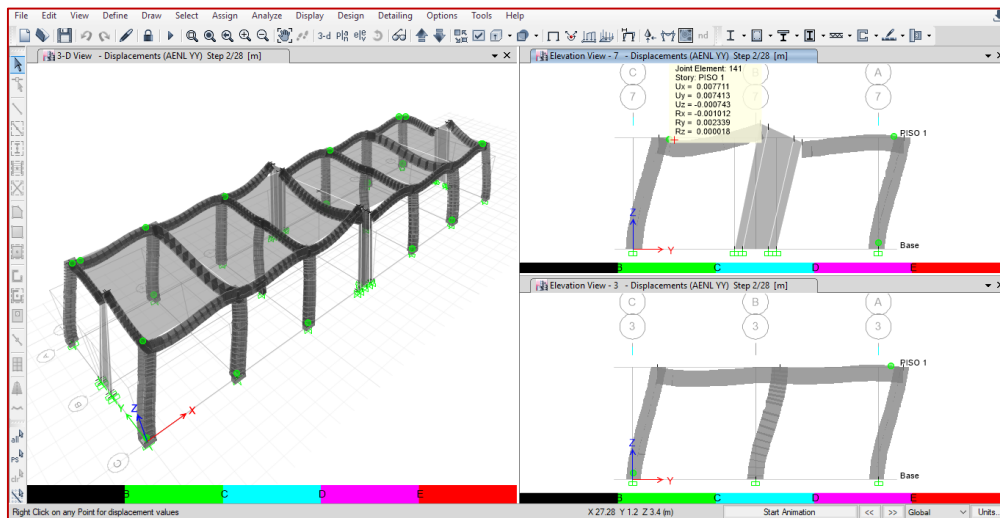


Ilustración 125: Formación de la Primera Rotula Plástica en la Dirección Y-Y en el Software Etabs V.16.2.1

Las rotulas plásticas en las vigas se generan casi en su totalidad para un desplazamiento de 0.01460 m, las cuales se encuentran aun dentro del nivel de desempeño Ocupación Inmediata(IO). Así mismo en todas las columnas se han formado rotulas plásticas en la base.

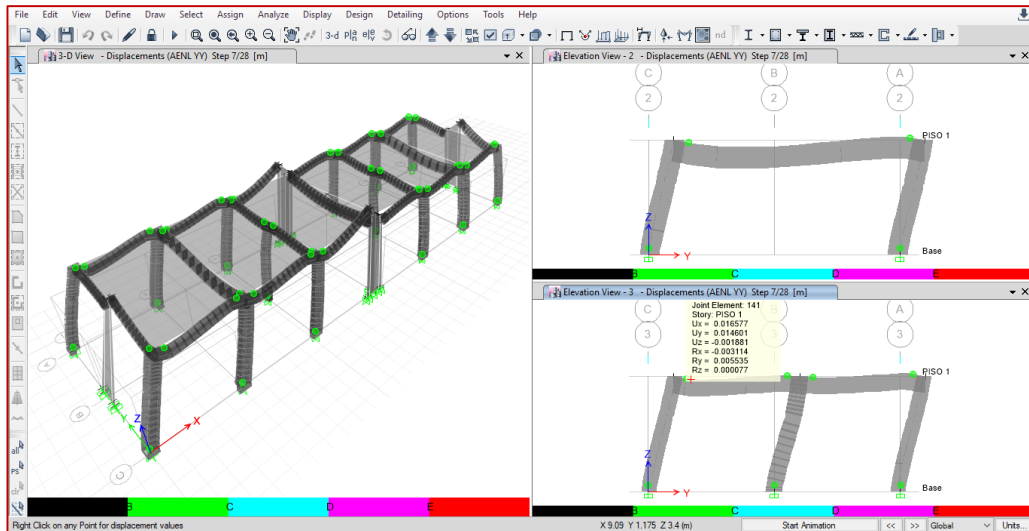


Ilustración 126: Formación de Rotulas Plásticas en la Dirección Y-Y en el Software Etabs V.16.2.1

El ultimo desplazamiento antes del colapso es de 0.056986 m, donde las vigas se encuentran en el nivel de desempeño Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y donde otras ya excedieron el límite de su resistencia, lo que se ve reflejado en la extenuación de la estructura. De igual manera todas las columnas experimentan rotulas plásticas en la base.

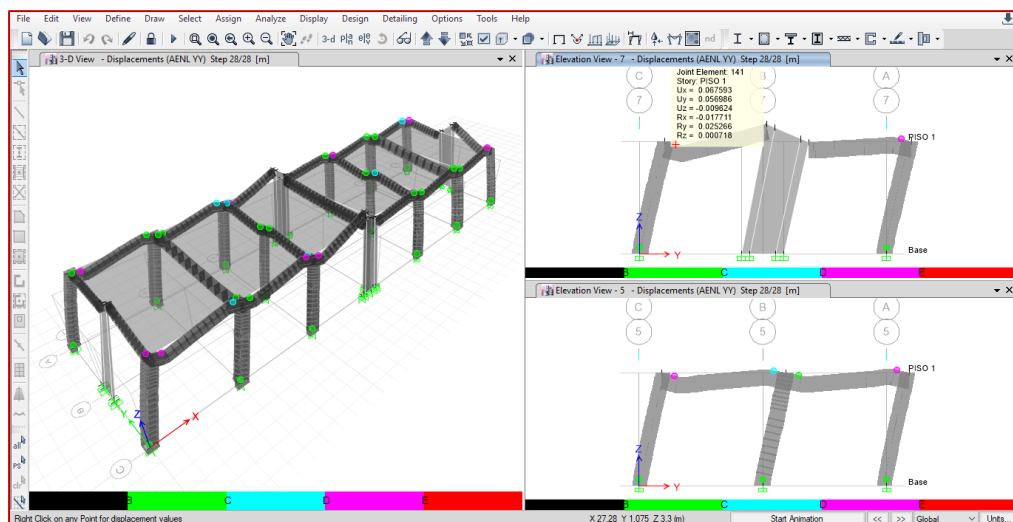


Ilustración 127: Mecanismo de Colapso en la Dirección Y-Y en el Software Etabs V.16.2.1

3.1.10.1. CURVA DE CAPACIDAD

Para la generación de la curva de capacidad en este análisis se despreciará los efectos de la interacción de suelo-estructura, pues se está considerando a la estructura que esta empotrada en la base. Dentro del software Etabs podemos verificar la curva de capacidad para las direcciones de análisis X-X e Y-Y.

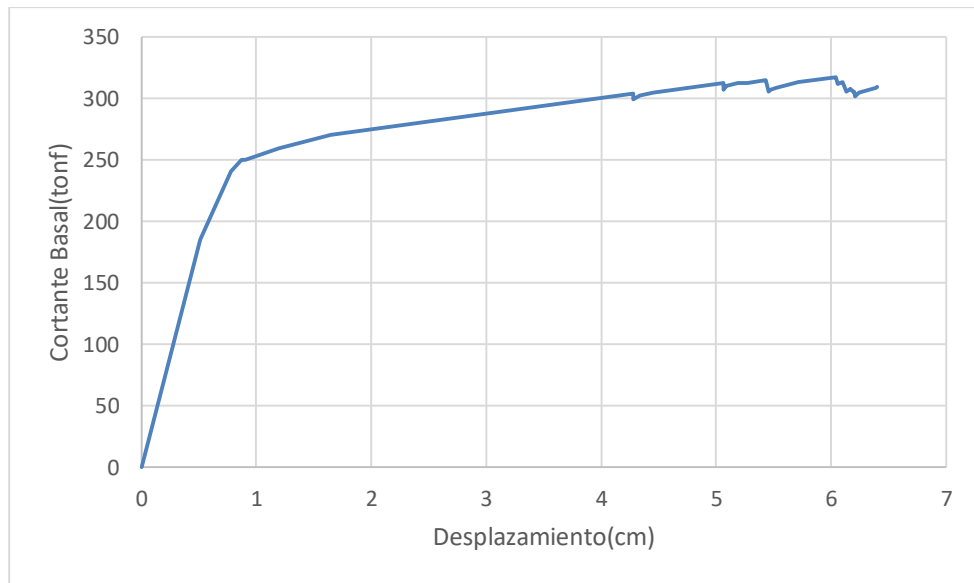


Ilustración 128: Curva de Capacidad de la Estructura en la Dirección X-X en el Software Etabs V.16.2.1

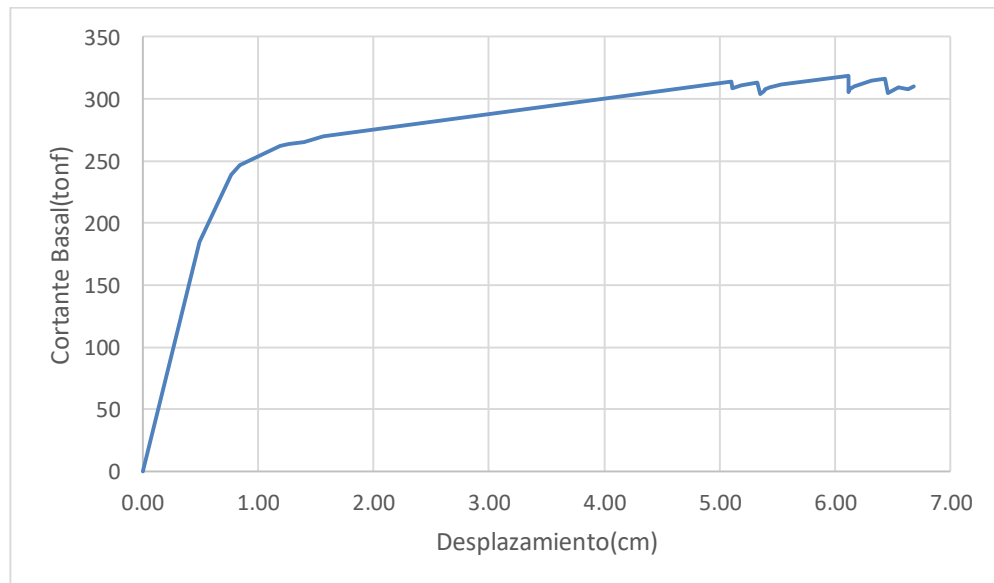


Ilustración 129: Curva de Capacidad de la Estructura en la Dirección Y-Y en el Software Etabs V.16.2.1

3.1.10.2. EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO

Para la evaluación de la respuesta sísmica de la estructura y de su desempeño sísmico nos basaremos en las normas (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999) y (FEMA 440, 2005), para ello necesitaremos simbolizar el peligro en espectros de demanda sísmica.

3.1.10.2.1. DEMANDA SISMICA

Para la evaluación de desempeño sísmico tendremos en cuenta las disposiciones de la norma (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999), la cual nos indica que los objetivos de desempeño son encontrados a partir del espectro de diseño, el cual está definido en el análisis lineal con los parámetros de la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), sin embargo necesitamos realizar la conversión entre dos niveles de sismo distintos, esto se puede lograr por medio de sus periodos de retorno, en base a la siguientes expresiones:

$$R = \left(\frac{T_{i+1}}{T_i} \right)^k$$
$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_e)^{\frac{1}{n}}}$$

Donde:

T_{i+1} : Periodo de Retorno del Sismo Objetivo

T_i : Periodo de Retorno del Sismo de Diseño

k: Factor que varía de 0.3 a 0.4

R: Factor de conversión

T_R : Periodo de Retorno

P_e : Probabilidad de Excedencia

n: Periodo(años)

Tabla 33: Niveles de Sismo y el Factor de Conversión Calculado

Nivel de Sismo	Probabilidad de Excedencia		Periodo de Retorno(años)	Factor de Conversion (R)
	Porcentaje (%)	Años		
Frecuente	0.5	30	43.78	0.385
Servicio(Ocasional)	0.5	50	72.64	0.472
De Diseño(Raro)	0.1	50	475.06	1.000
Maximo(Muy Raro)	0.1	100	949.62	1.319

Elaboración: Propia

Tabla 34: Niveles de Sismo y el Factor de Conversión Asumido

Nivel de Sismo	Probabilidad de Excedencia		Periodo de Retorno(años)	Factor de Conversion (R)
	Porcentaje (%)	Años		
Frecuente	0.50	30	43	0.38
Servicio(Ocasional)	0.50	50	72	0.50
De Diseño(Raro)	0.10	50	475	1.00
Maximo(Muy Raro)	0.10	100	970	1.30

Elaboración: Propia

Definido el factor de conversión para cada nivel de sismo y tomando como base el sismo de diseño definido en el análisis lineal según la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), encontramos el espectro elástico de pseudoaceleraciones, por medio de la igualdad:

$$A_{i+1} = A_i \times R$$

Donde:

A_{i+1} : Aceleración para el Sismo Objetivo

A_i : Aceleración para el Sismo de Diseño

Tabla 35: Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones para cada Nivel de Sismo

SISMO FRECUENTE		SISMO DE SERVICIO		SISMO DE DISEÑO		SISMO MAXIMO	
T(s)	Sa(g)	T(s)	Sa(g)	T(s)	Sa(g)	T(s)	Sa(g)
0	0.8038	0	1.0576	0	2.1153	0	2.7499
0.02	0.8038	0.02	1.0576	0.02	2.1153	0.02	2.7499
0.04	0.8038	0.04	1.0576	0.04	2.1153	0.04	2.7499
0.06	0.8038	0.06	1.0576	0.06	2.1153	0.06	2.7499
0.08	0.8038	0.08	1.0576	0.08	2.1153	0.08	2.7499
0.1	0.8038	0.1	1.0576	0.1	2.1153	0.1	2.7499
0.12	0.8038	0.12	1.0576	0.12	2.1153	0.12	2.7499
0.14	0.8038	0.14	1.0576	0.14	2.1153	0.14	2.7499
0.16	0.8038	0.16	1.0576	0.16	2.1153	0.16	2.7499
0.18	0.8038	0.18	1.0576	0.18	2.1153	0.18	2.7499
0.2	0.8038	0.2	1.0576	0.2	2.1153	0.2	2.7499
0.25	0.8038	0.25	1.0576	0.25	2.1153	0.25	2.7499
0.3	0.8038	0.3	1.0576	0.3	2.1153	0.3	2.7499
0.35	0.8038	0.35	1.0576	0.35	2.1153	0.35	2.7499
0.4	0.8038	0.4	1.0576	0.4	2.1153	0.4	2.7499
0.45	0.8038	0.45	1.0576	0.45	2.1153	0.45	2.7499
0.5	0.8038	0.5	1.0576	0.5	2.1153	0.5	2.7499
0.55	0.8038	0.55	1.0576	0.55	2.1153	0.55	2.7499
0.6	0.8038	0.6	1.0576	0.6	2.1153	0.6	2.7499
0.65	0.7420	0.65	0.9763	0.65	1.9526	0.65	2.5383
0.7	0.6890	0.7	0.9065	0.7	1.8131	0.7	2.3570
0.75	0.6430	0.75	0.8461	0.75	1.6922	0.75	2.1999
0.8	0.6029	0.8	0.7932	0.8	1.5865	0.8	2.0624
0.85	0.5674	0.85	0.7466	0.85	1.4931	0.85	1.9411
0.9	0.5359	0.9	0.7051	0.9	1.4102	0.9	1.8332
0.95	0.5077	0.95	0.6680	0.95	1.3360	0.95	1.7368
1	0.4823	1	0.6346	1	1.2692	1	1.6499
1.1	0.4384	1.1	0.5769	1.1	1.1538	1.1	1.4999
1.2	0.4019	1.2	0.5288	1.2	1.0576	1.2	1.3749
1.3	0.3710	1.3	0.4881	1.3	0.9763	1.3	1.2692
1.4	0.3445	1.4	0.4533	1.4	0.9065	1.4	1.1785
1.5	0.3215	1.5	0.4231	1.5	0.8461	1.5	1.0999
1.6	0.3014	1.6	0.3966	1.6	0.7932	1.6	1.0312
1.7	0.2837	1.7	0.3733	1.7	0.7466	1.7	0.9705
1.8	0.2679	1.8	0.3525	1.8	0.7051	1.8	0.9166
1.9	0.2538	1.9	0.3340	1.9	0.6680	1.9	0.8684
2	0.2411	2	0.3173	2	0.6346	2	0.8250
2.2	0.1993	2.2	0.2622	2.2	0.5244	2.2	0.6818
2.4	0.1675	2.4	0.2203	2.4	0.4407	2.4	0.5729

2.6	0.1427	2.6	0.1877	2.6	0.3755	2.6	0.4881
2.8	0.1230	2.8	0.1619	2.8	0.3238	2.8	0.4209
3	0.1072	3	0.1410	3	0.2820	3	0.3666
4	0.0603	4	0.0793	4	0.1586	4	0.2062
5	0.0386	5	0.0508	5	0.1015	5	0.1320
6	0.0268	6	0.0353	6	0.0705	6	0.0917
7	0.0197	7	0.0259	7	0.0518	7	0.0673
8	0.0151	8	0.0198	8	0.0397	8	0.0516
9	0.0119	9	0.0157	9	0.0313	9	0.0407
10	0.0096	10	0.0127	10	0.0254	10	0.0330

Elaboración: Propia

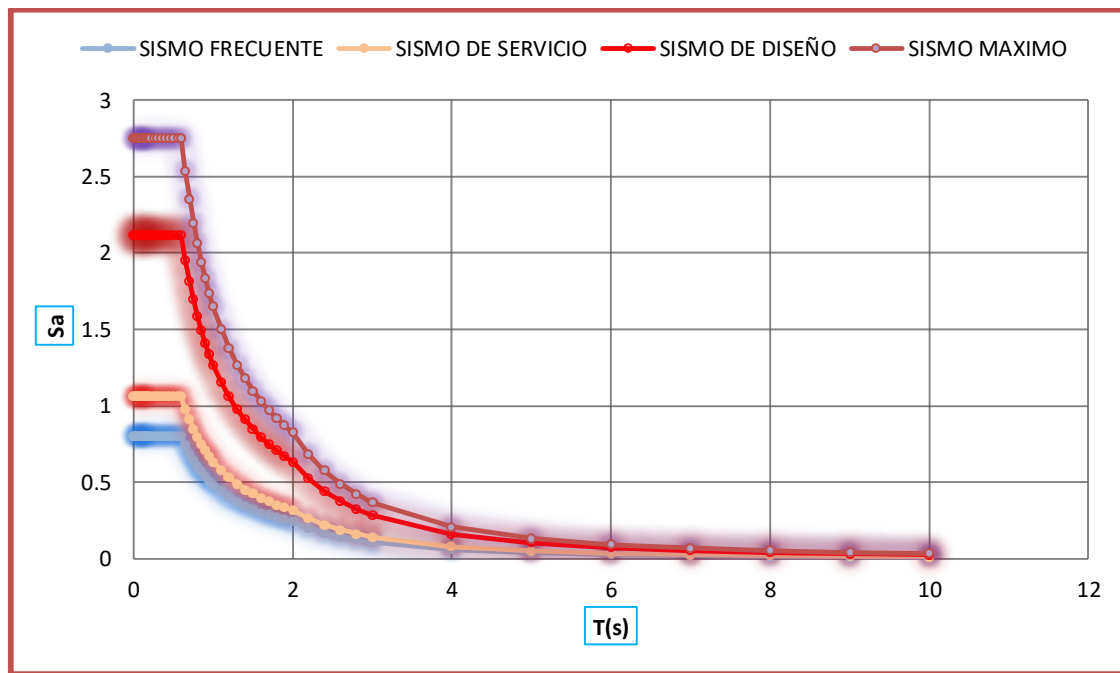


Ilustración 130: Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones para cada Nivel de Sismo

Una vez definido el espectro elástico de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo, realizamos la transformación al formato ADRS, en el que el desplazamiento espectral se halla aplicando la siguiente expresión:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{ai} \cdot g$$

Tabla 36: Desplazamiento Espectral para cada Nivel de Sismo

T(s)	Frecuente Sd(m)	Servicio Sd(m)	Diseño Sd(m)	Maximo Sd(m)
0.00	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.02	0.000080	0.000105	0.000210	0.000273
0.04	0.000320	0.000421	0.000841	0.001093
0.06	0.000719	0.000946	0.001892	0.002460
0.08	0.001278	0.001682	0.003364	0.004373
0.10	0.001997	0.002628	0.005256	0.006833
0.12	0.002876	0.003785	0.007569	0.009840
0.14	0.003915	0.005151	0.010302	0.013393
0.16	0.005113	0.006728	0.013456	0.017493
0.18	0.006472	0.008515	0.017030	0.022139
0.20	0.007990	0.010513	0.021025	0.027333
0.25	0.012484	0.016426	0.032852	0.042707
0.30	0.017976	0.023653	0.047306	0.061498
0.35	0.024468	0.032195	0.064389	0.083706
0.40	0.031958	0.042050	0.084100	0.109330
0.45	0.040447	0.053220	0.106439	0.138371
0.50	0.049935	0.065703	0.131407	0.170829
0.55	0.060421	0.079501	0.159002	0.206703
0.60	0.071906	0.094613	0.189226	0.245993
0.65	0.077898	0.102497	0.204994	0.266493
0.70	0.083890	0.110382	0.220763	0.286992
0.75	0.089882	0.118266	0.236532	0.307492
0.80	0.095874	0.126150	0.252301	0.327991
0.85	0.101866	0.134035	0.268070	0.348490
0.90	0.107859	0.141919	0.283838	0.368990
0.95	0.113851	0.149804	0.299607	0.389489
1.00	0.119843	0.157688	0.315376	0.409989
1.10	0.131827	0.173457	0.346914	0.450988
1.20	0.143811	0.189226	0.378451	0.491987
1.30	0.155796	0.204994	0.409989	0.532985
1.40	0.167780	0.220763	0.441526	0.573984
1.50	0.179764	0.236532	0.473064	0.614983
1.60	0.191749	0.252301	0.504602	0.655982
1.70	0.203733	0.268070	0.536139	0.696981
1.80	0.215717	0.283838	0.567677	0.737980
1.90	0.227701	0.299607	0.599214	0.778979
2.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
2.20	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
2.40	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
2.60	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
2.80	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978

3.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
4.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
5.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
6.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
7.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
8.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
9.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978
10.00	0.239686	0.315376	0.630752	0.819978

Elaboración: Propia

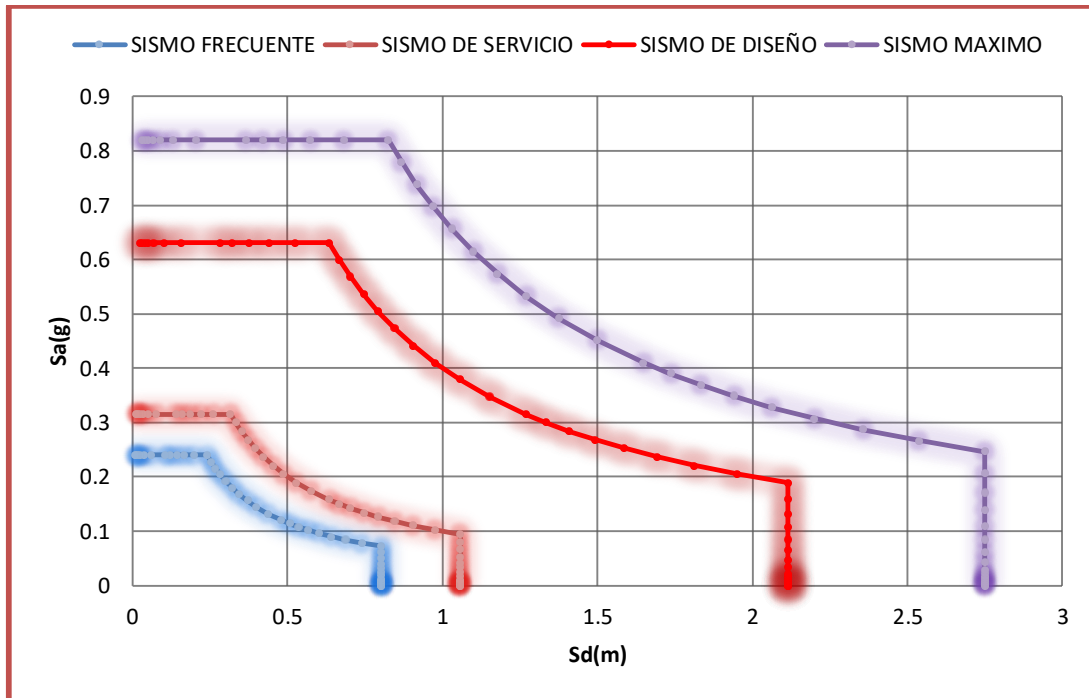


Ilustración 131: Espectro de Respuesta Elástica en formato ADRS para cada Nivel de Sismo

3.1.10.2.2. PUNTO DE DESEMPEÑO

SEGÚN FEMA 440:

Para encontrar el punto de desempeño de la estructura se superpone el espectro de capacidad y los espectros de respuesta en formato ADRS, para cada nivel de sismo le corresponde un punto de desempeño. El software Etabs realiza este trabajo de manera automática, y nos brinda los resultados de manera precisa, para ello vamos a:

Display/Static Pushover Curve.

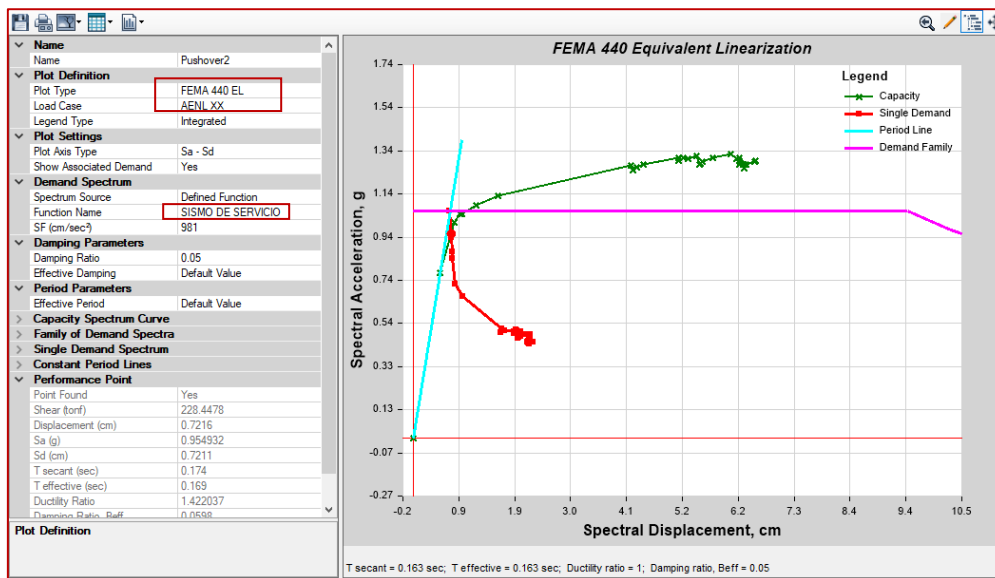
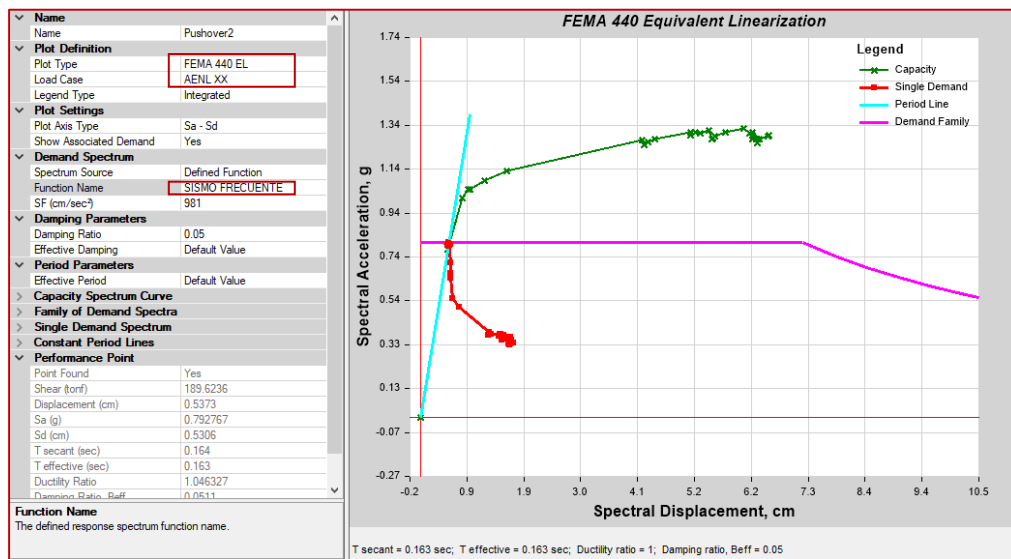
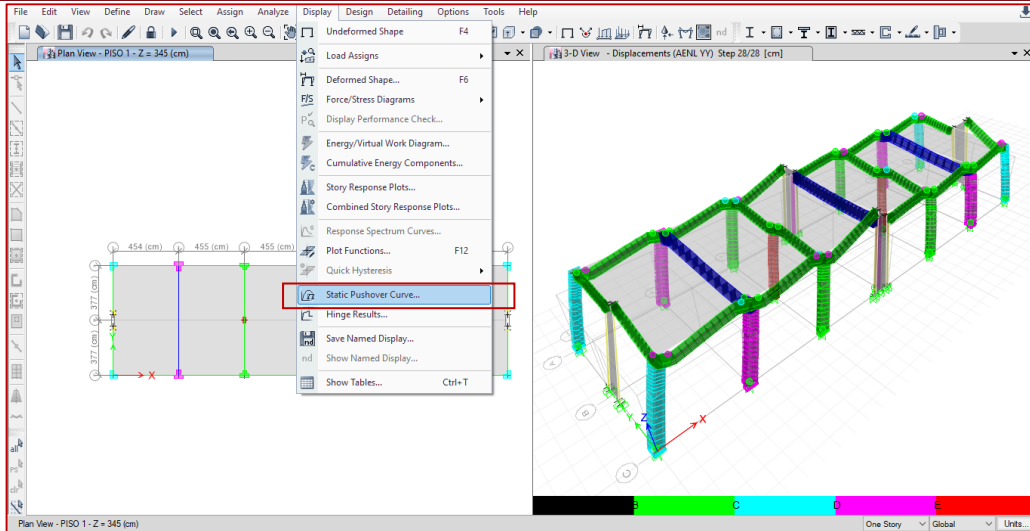


Ilustración 132: Punto de Desempeño para Sismos: Frecuente y De Servicio, Dirección X-X Según FEMA 440 en el Software Etabs V.16.2.1

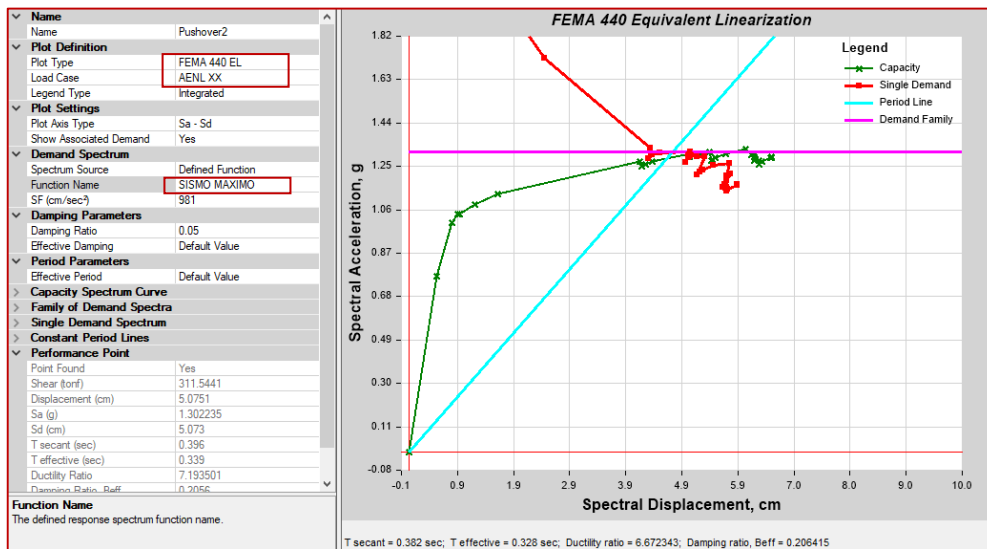
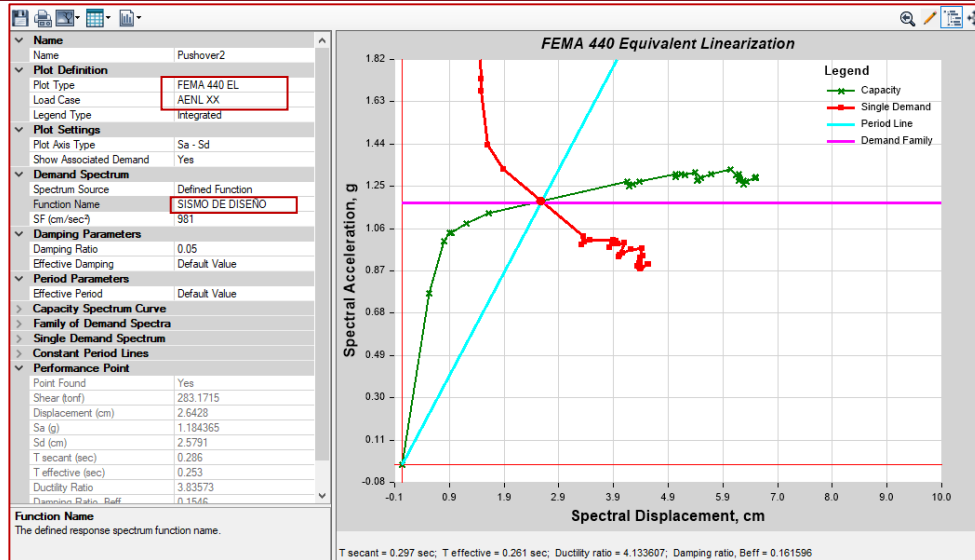
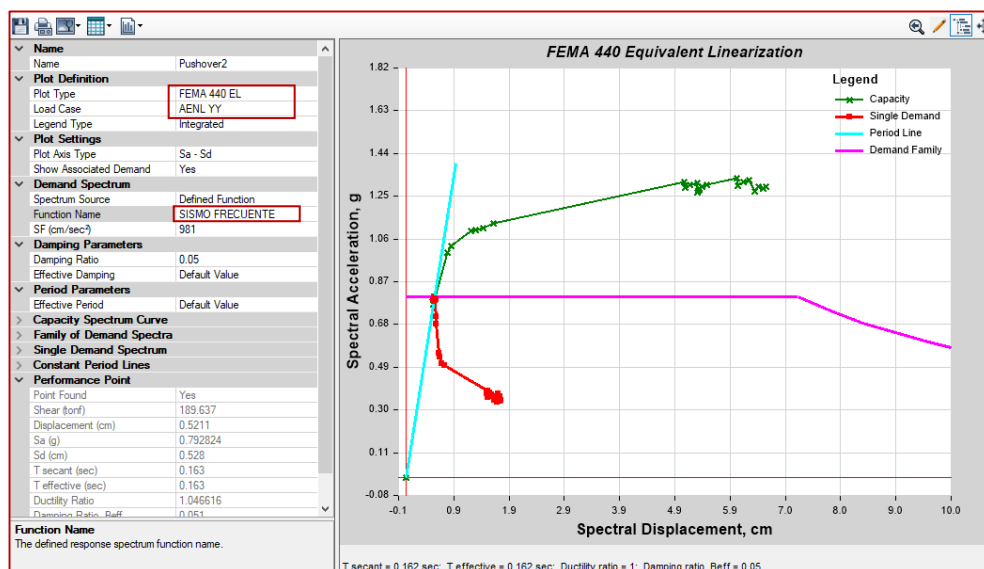


Ilustración 133: Punto de Desempeño para Sismos: De Diseño y Máximo, Dirección X-X Según FEMA 440 en el Software Etabs V.16.2.1



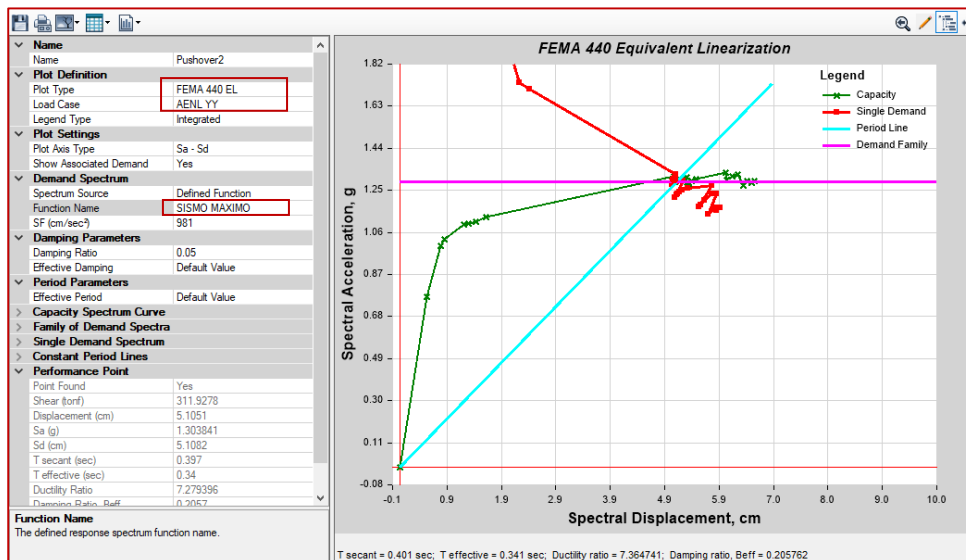
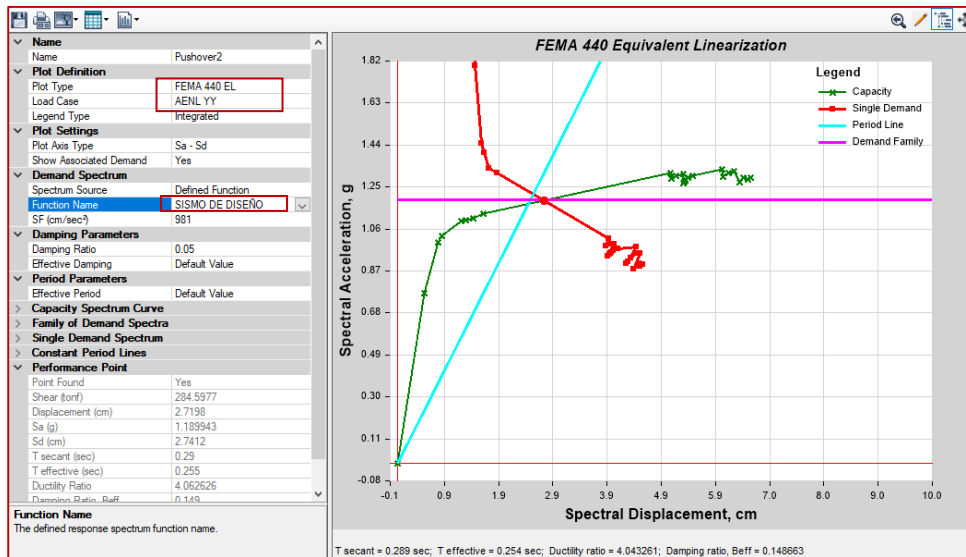
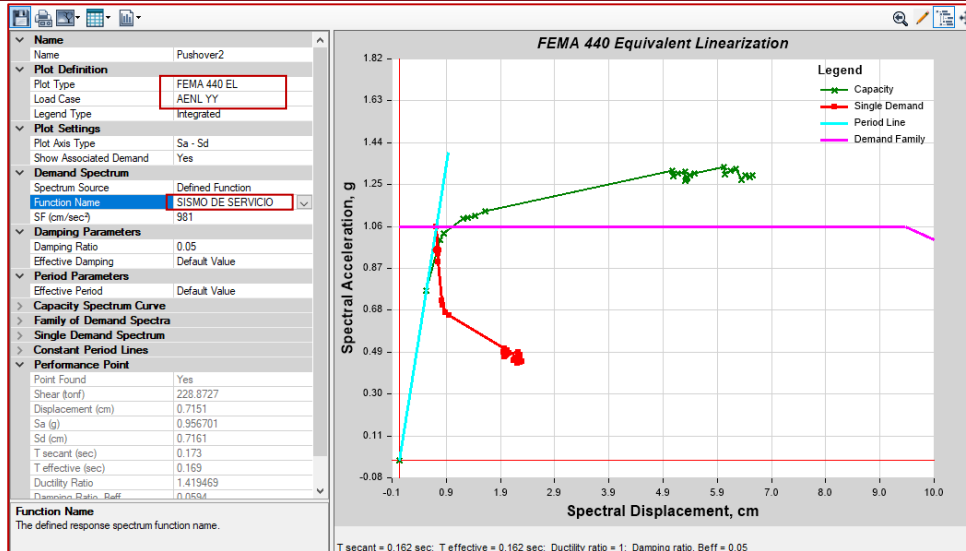


Ilustración 134: Punto de Desempeño para Sismos: Frecuente, De Servicio, De Diseño y Máximo, Dirección Y-Y Según FEMA 440 en el Software Etabs V.16.2.1

En la tabla 37 se muestra el resumen de los resultados obtenidos para cada dirección de análisis y para cada nivel de sismo a la que se vio sometida la edificación, según a la norma (FEMA 440, 2005).

Tabla 37: Punto de Desempeño Según la Norma FEMA 440

Dirección	Nivel de Sismo	Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
		Sd(cm)	Sa(g)	Desp.(cm)	V(tonf)
X-X	Frecuente	0.5306	0.792767	0.5373	189.624
	Servicio(Ocasional)	0.7211	0.954932	0.7216	228.448
	De Diseño(Raro)	2.5791	1.184365	2.6428	283.172
	Maximo(Muy Raro)	5.073	1.302235	5.0751	311.544
Y-Y	Frecuente	0.528	0.792824	0.5211	189.637
	Servicio(Ocasional)	0.7161	0.956701	0.7151	228.873
	De Diseño(Raro)	2.7412	1.189943	2.7198	284.598
	Maximo(Muy Raro)	5.1082	1.303841	5.1051	311.928

Elaboración: Propia

3.1.10.2.3. EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO

Según (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999), basado en el Método del Espectro de Capacidad en su Forma Bilineal, obtenemos la respuesta de la estructura ante los diferentes niveles de sismo en sus direcciones de análisis X-X e Y-Y.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso	
Nivel de Peligro Sismico	Sismo Frecuente (69% / 50 años)					Comportamiento Aceptable Comportamiento Mínimo Aceptable Comportamiento Inaceptable
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)					
	Sismo Raro (10% / 50 años)					
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)					

Ilustración 135: Matriz de Desempeño Esperado

Fuente: (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999)

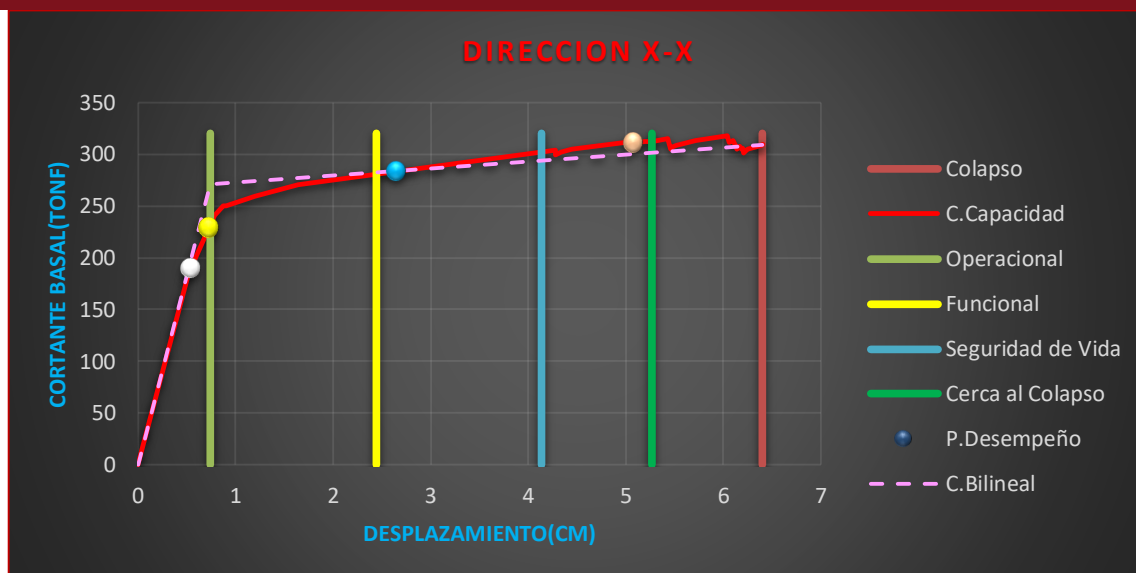


Ilustración 136: Desempeño Sísmico Dirección: X-X, Según FEMA 440

Tabla 38: Matriz de Puntos y Desplazamientos, Dirección: X-X

Nivel de Sismo	Punto	
	Desp. (cm)	V (tonf)
Frecuente	0.5373	189.6236
Servicio(Ocasional)	0.7216	228.4478
De Diseño(Raro)	2.6428	283.1715
Maximo(Muy Raro)	5.0751	311.5441

Elaboración: Propia

Tabla 39: Matriz de Desempeño Sísmico Dirección: X-X, Según Fema 440.

Nivel de Sismo	Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca al Colapso	Colapso
Frecuente	Operacional				
Servicio(Ocasional)	Operacional				
De Diseño(Raro)			Resguardo de Vida		
Maximo(Muy Raro)				Cerca al Colapso	

Elaboración: Propia

La estructura tiene un comportamiento sísmico aceptable en la dirección de análisis X-X, para los diferentes niveles de sismo:

Para un Sismo Frecuente y de Servicio, se encuentra en el rango Operacional. Para un Sismo de Diseño se encuentra en el rango de Resguardo de Vida. Para un Sismo Máximo se encuentra en el rango Cerca al Colapso.

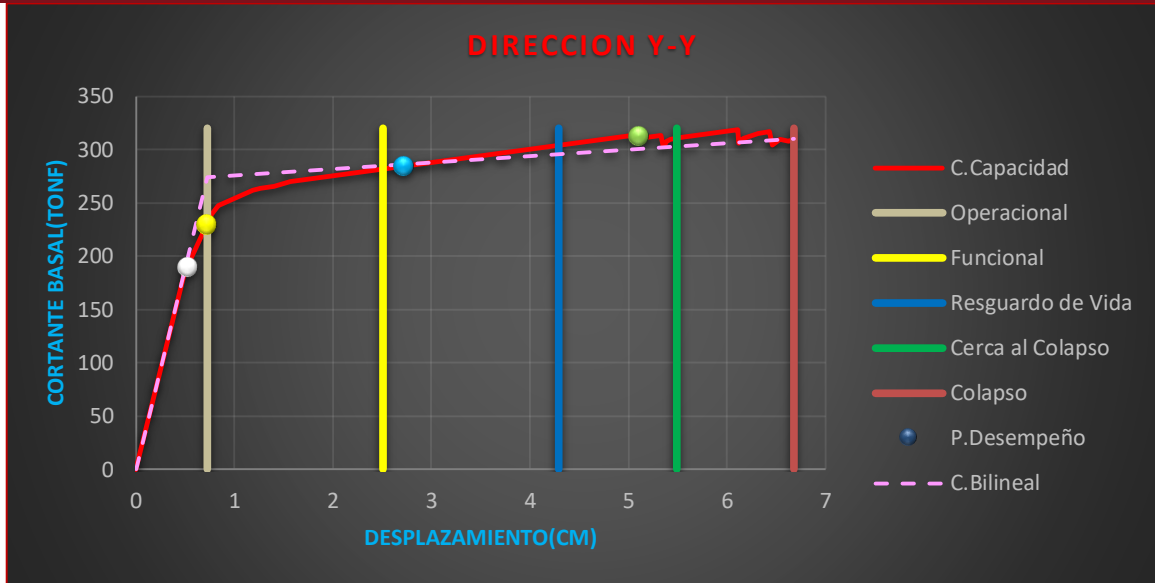


Ilustración 137: Desempeño Sísmico Dirección: Y-Y, Según FEMA 440

Tabla 40: Matriz de Puntos y Desplazamientos, Dirección: Y-Y

Nivel de Sismo	Punto	
	Desp.(cm)	V(tonf)
Frecuente	0.5211	189.637
Servicio(Ocasional)	0.7151	228.8727
De Diseño(Raro)	2.7198	284.5977
Maximo(Muy Raro)	5.1051	311.9278

Elaboración: Propia

Tabla 41: Matriz de Desempeño Sísmico Dirección: Y-Y, Según Fema 440.

Nivel de Sismo	Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca al Colapso	Colapso
Frecuente					
Servicio(Ocasional)					
De Diseño(Raro)					
Maximo(Muy Raro)					

Elaboración: Propia

La estructura tiene un comportamiento sísmico aceptable en la dirección de análisis Y-Y, para los diferentes niveles de sismo:

Para un Sismo Frecuente y de Servicio, se encuentra en el rango Operacional. Para un Sismo de Diseño se encuentra en el rango de Resguardo de Vida. Para un Sismo Máximo se encuentra en el rango

Cerca al Colapso.

Por lo tanto, la estructura cumple con los objetivos de desempeño sísmico, de acuerdo a las normativas de (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999), (FEMA 440, 2005) y cumpliendo los requisitos de la norma peruana (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

3.1.11. DISEÑO ESTRUCTURAL FINAL

Al terminar la etapa de Análisis Lineal y No Lineal, se realiza el Diseño estructural final de los elementos estructurales de concreto armado componentes de la estructura en análisis, tanto para la Super-Estructura como para la Sub-Estructura, para tal fin seguiremos lo estipulado en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009).

Combinaciones de Carga:

$$U = 1.40 CM + 1.70 CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) + CS$$

$$U = 0.90 CM + CS$$

Donde:

CM: Carga Muerta

CV: carga Viva

CS: Carga de Sismo

Factores de Reducción:

- ✓ $\phi = 0,90$; para Flexión
- ✓ $\phi = 0,70$; para Flexo-Compresión
- ✓ $\phi = 0,85$; para Cortante

3.1.11.1. SUPER-ESTRUCTURA

○ Diseño de Vigas:

Para realizar el diseño de Vigas, se debe tener presente las cargas debido a: flexión, corte y sismo, que afectan a este elemento estructural, es por ello que se debe considerar las combinaciones de carga siguientes:

$$U = 1.40 CM + 1.70 CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) + CS$$

$$U = 1.25(CM + CV) - CS$$

$$U = 0.90 CM + CS$$

$$U = 0.90 CM - CS$$

Estas combinaciones ya han sido definidas previamente en el software Etabs durante el análisis lineal, donde además se realizó la definición de una combinación de carga denominada: Envolvente, que engloba a todas las combinaciones antes mencionadas.

Diseño por Flexión:

Para el diseño debido a flexión seguiremos las condiciones mencionadas en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009) para el acero de refuerzo:

$$As(\min) = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{Fy} * Bw * d$$

$$As(\min) = \frac{14}{Fy} * Bw * d$$

Donde:

As(min): Acero Mínimo (cm²).

f`c: Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²).

F`y: Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm²).

Bw: Base de la Viga (cm).

d: Peralte Efectivo de la Viga(cm).

Ahora se realiza el cálculo del acero necesario para resistir el momento ultimo obtenido en el análisis sísmico, considerando que el acero máximo debe ser igual al 0.75 del acero balanceado, para ello usaremos la siguiente expresión:

$$K_u = \frac{M_u}{B_w * d^2}$$

Donde:

Mu: Momento Ultimo

Seguidamente encontramos la cuantía de acero (ρ) y posteriormente el área de acero necesaria para la viga, de acuerdo a la disposición del diámetro de barras de acero disponible en el mercado peruano, esto con:

$$A_s = \rho * B_w * d$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{4M_u}{\phi * 1.71 * B_w * f'c}}}{2 * F_y} (1.71 * B_w * f'c)$$

A modo de ejemplo para el Módulo en análisis correspondiente a Aulas, se realizará el diseño por flexión de la viga más crítica, que corresponde a la Viga de sección 0.30 m x 0.65 m, que está ubicada en el eje 4. Para ello verificamos el análisis realizado en el software Etabs para la estructura.

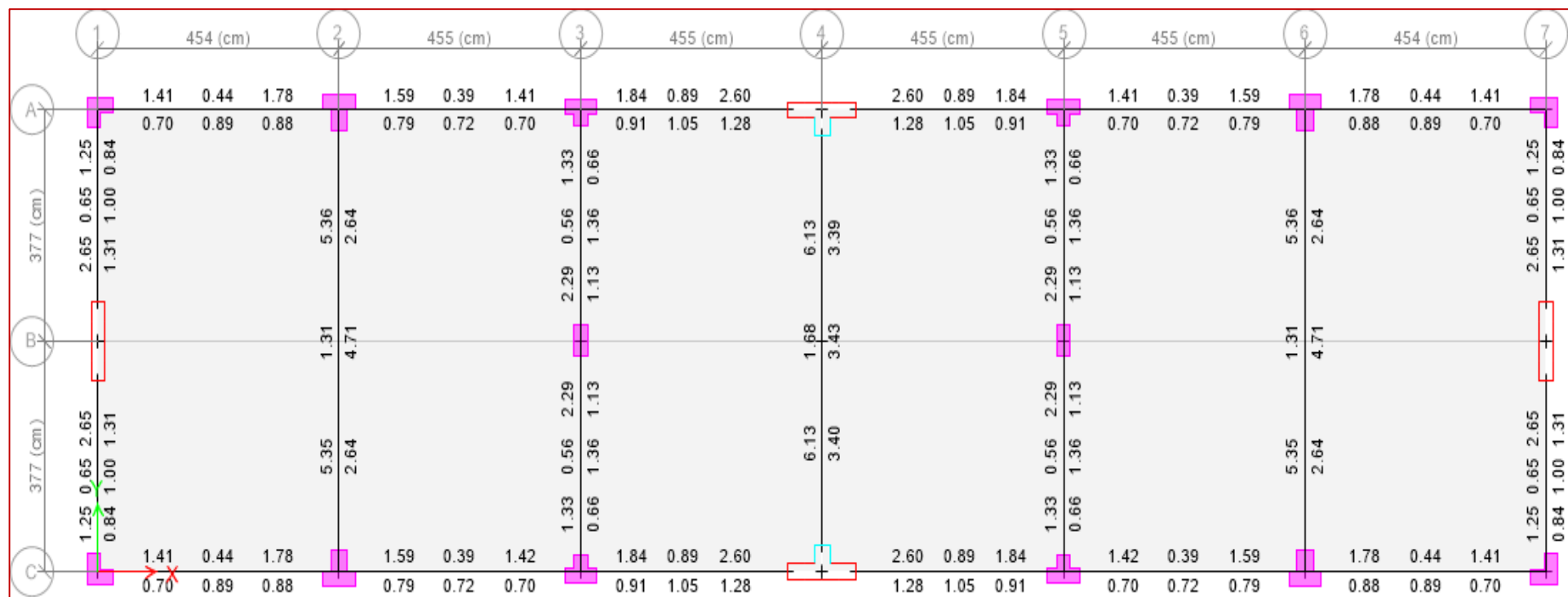


Ilustración 138: Acero Necesario en Vigas para el Modulo: Aulas, en el Software Etabs V.16.2.1

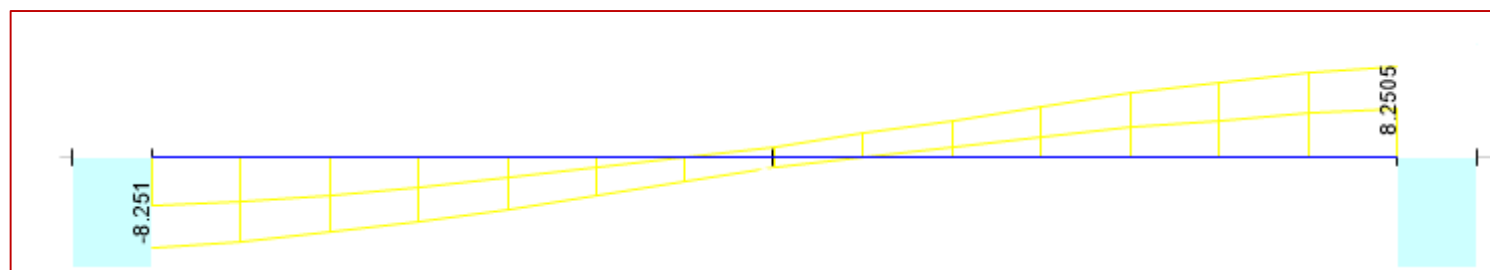


Ilustración 139: Diagrama de Fuerza Cortante(Tonf)- Viga: 0.30 x 0.65 del Eje 4, Tramo A-C, en el Software Etabs V.16.2.1

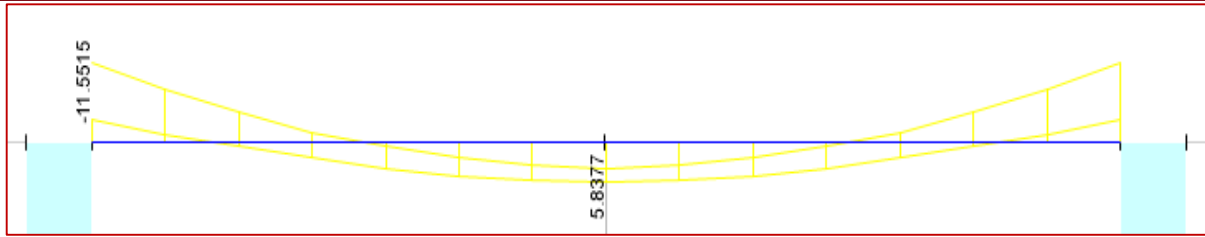


Ilustración 140: Diagrama de Momento Flector(Tonf-m) - Viga: 0.30 x 0.65 del Eje 4, Tramo A-C, en el Software Etabs V.16.2.1

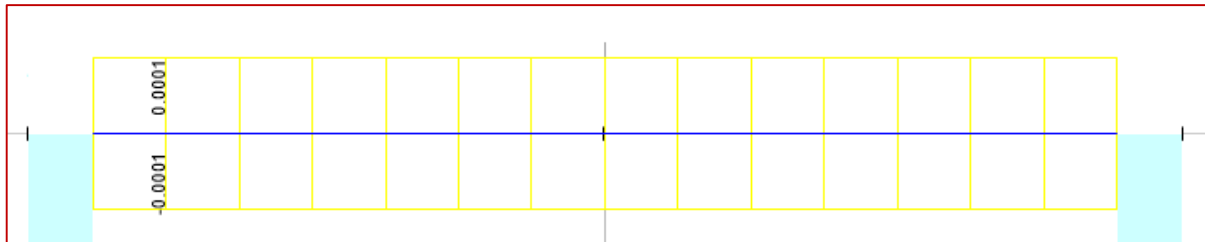


Ilustración 141: Diagrama de Momento Torsor(Tonf-m) - Viga: 0.30 x 0.65 del Eje 4, Tramo A-C, en el Software Etabs V.16.2.1

Calculamos el acero mínimo necesario para esta viga, esto con:

$$As1(\min) = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{Fy} * Bw * d$$

$$As1(\min) = \frac{0.8 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2}}{4200\text{kg/cm}^2} * 30\text{cm} * 59\text{cm}$$

$$As1(\min) = 4.89 \text{ cm}^2$$

Además:

$$As2(\min) = \frac{14}{Fy} * Bw * d$$

$$As2(\min) = \frac{14}{4200\text{kg/cm}^2} * 30\text{cm} * 59\text{cm}$$

$$As2(\min) = 5.90 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el acero mínimo para la viga de 0.30 m x 0.65 m, será el máximo valor entre As1 y As2, es decir:

$$As(\min) = 5.90 \text{ cm}^2$$

Ahora encontramos la cantidad de acero requerido, según el momento máximo actuante en la viga en sus extremos y en la parte central:

Base de la Viga(Bw)	30	cm
Peralte de la Viga(h)	65	cm
Recubrimiento(re)	4	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Momento Ultimo(Mu)	11.55	Tonf.m
Resistencia a la Fluencia del Acero(F_y)	4200	kg/cm ²
Resistencia a la Compresión del Concreto(f_c)	210	kg/cm ²
Coefficiente de Reducción para Flexión(ϕ)	0.9	
d	59.1	cm
d ²	3492.81	cm ²
Ku	11.02	
Acero Calculado(As)	5.36	cm ²
Acero Minimo(As min)	5.91	cm ²
	4.89	cm ²
	5.91	cm ²
Cuantia Minima(ρ min)	0.33%	
Cuantia Calculada(ρ calc.)	0.30%	
ACERO A USAR(As usar)	5.91	cm ²
CUANTIA A USAR(ρ usar)	0.33%	

Base de la Viga(Bw)	30	cm
Peralte de la Viga(h)	65	cm
Recubrimiento(re)	4	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Momento Ultimo(Mu)	5.84	Tonf.m
Resistencia a la Fluencia del Acero(F_y)	4200	kg/cm ²
Resistencia a la Compresión del Concreto(f_c)	210	kg/cm ²
Coefficiente de Reducción para Flexión(ϕ)	0.9	
d	59.1	cm
d ²	3492.81	cm ²
Ku	5.57	
Acero Calculado(As)	2.66	cm ²
Acero Minimo(As min)	5.91	cm ²
	4.89	cm ²
	5.91	cm ²
Cuantia Minima(ρ min)	0.33%	
Cuantia Calculada(ρ calc.)	0.15%	
ACERO A USAR(As usar)	5.91	cm ²
CUANTIA A USAR(ρ usar)	0.33%	

Diseño por Cortante:

Para el diseño debido a cortante seguiremos las condiciones mencionadas en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009) para el acero transversal, en las que se considera las fuerzas cortantes ultimas(V_u) y el peralte efectivo distante de la cara de apoyo, basándonos en las siguientes expresiones:

$$V_u = \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

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

$$V_s \text{ máx.} = 2.1 * \sqrt{f'_c} * B_w * d$$

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{S}$$

Donde:

V_u : Fuerza Cortante Ultima (tonf).

V_n : Resistencia Nominal al Corte (tonf).

V_c : Resistencia del Concreto al Corte (tonf).

V_s : Resistencia al Corte del acero transversal (tonf).

$V_s \text{ máx.}$: Valor Máximo del Aporte del Acero(tonf).

A_v : Área de Acero Transversal(cm^2)

ϕ : Factor de Reducción para Cortante ($\phi=0.85$)

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2).

F_y : Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm^2).

B_w : Base de la Viga (cm).

d : Peralte Efectivo de la Viga(cm).

s : Espaciamiento de Acero Transversal.

Además, para asegurar una falla por flexión (falla dúctil) antes que por corte (falla frágil), se debe considerar:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} * M_{nd}}{L} + V_{u(\text{isostatico})}$$

$$V_n = V_{u(\text{isostatico})} + \frac{M_n(\text{izq.}) + M_n(\text{der.})}{L}$$

Donde:

M_{ni} , M_{nd} : Momentos Nominales Reales a flexión.

$M_n(\text{izq.})$: Momento Nominal a la Izquierda de la Viga.

$M_n(\text{der.})$: Momento Nominal a la Derecha de la Viga.

$V_{u(\text{isostatico})}$: Cortante por Carga Permanente.

L : Luz Libre de Viga.

También se debe considerar el efecto de la torsión, para lo cual se debe considerar la siguiente expresión:

$$T_n = \left(\frac{2A_o * F_{yv} * A_t}{s} \right) * \text{Ctg}\theta$$

Donde:

T_n : Momento por Torsión.

A_o : Área por Flujo de Corte ($A_o=85\% * A_{oh}$)

F_{yv} : Esfuerzo de Fluencia del Acero Longitudinal.

$\theta = 45^\circ$, para Concreto Normal.

Finamente, el espaciamiento para acero transversal(estribos), debe considerar lo dispuesto en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009):

- ✓ El 1er estribo a 0.05m de la cara de apoyo de la viga.
- ✓ La zona de confinamiento $\geq 2 * \text{peralte de la viga}$
- ✓ $s \leq d/4$
- ✓ $s \leq 10 * d_b(\text{longitudinal})$

- ✓ $s \leq 24 \cdot d_b(\text{estribo})$
- ✓ $s \leq 30\text{cm}$

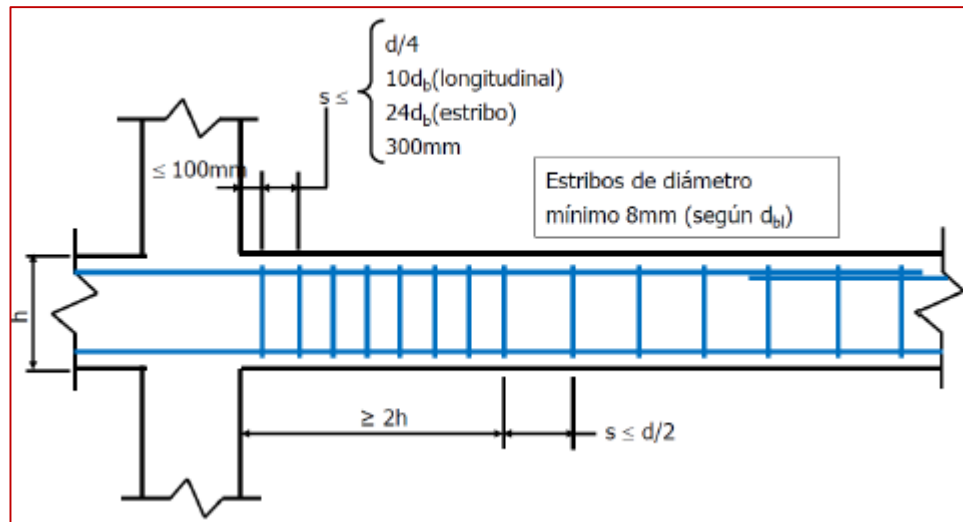


Ilustración 142: Espaciamiento de Acero Transversal en Vigas

Empalme de Refuerzo por Traslape:

Se debe considerar que la fuerza de la varilla se traslada al concreto que rodea y posteriormente lo lleva a la segunda varilla. Si no existiese concreto que rodeara a las barras corrugadas, no existiría transmisión de esfuerzos, lo que significaría que no existe conexión.

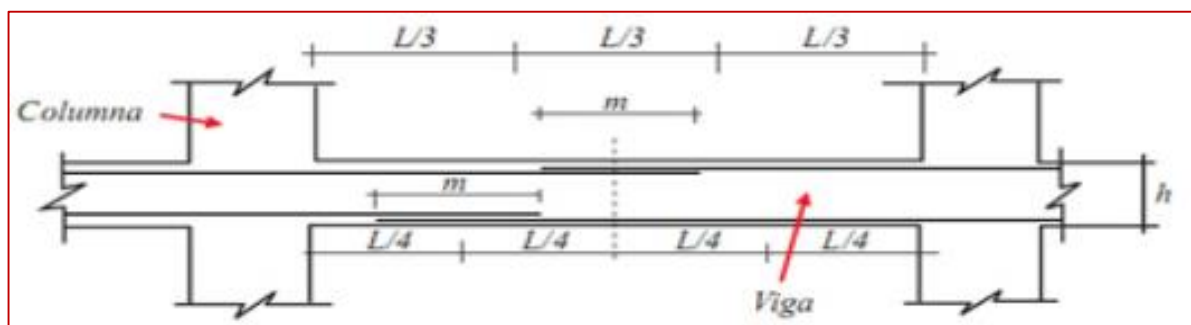
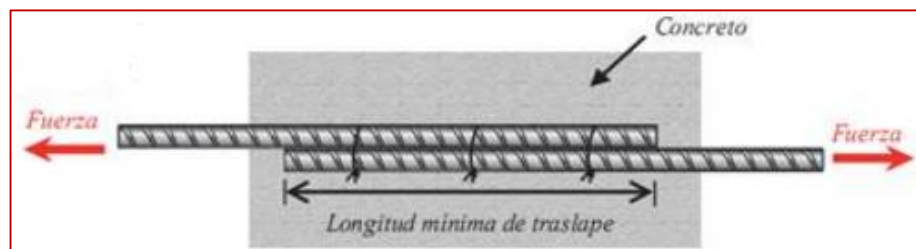


Ilustración 143: Zonas de Empalme por Traslape en Vigas

Fuente: (E.060 Concreto Armado, 2009)

Tabla 42: Valores de "m" para Empalme por Traslape en Vigas.

\varnothing (in)	Refuerzo Inferior(m)	Refuerzo Superior(m)
3/8	0.40	0.55
1/2	0.45	0.60
5/8	0.55	0.75
3/4	0.65	0.90
1	1.15	1.50

Fuente: (E.060 Concreto Armado, 2009)

A modo de ejemplo para el Módulo en análisis correspondiente a Aulas, se realizará el diseño por Cortante de la viga más crítica, que corresponde a la Viga de sección 0.30 m x 0.65 m, que está ubicada en el eje 4. Basándonos en los resultados obtenidos del análisis realizado en el software Etabs, mostrados anteriormente.

Diseño Por Cortante:

Base de la Viga(Bw)	30	cm
Peralte de la Viga(h)	65	cm
Recubrimiento(re)	4	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Cortante Ultimo(Vu)	8.25	Tonf
Resistencia a la Fluencia del Acero(F`y)	4200	kg/cm2
Resistencia a la Compresión del Concreto(f`c)	210	kg/cm2
Factor de Reducción para Cortante (ϕ)	0.85	
d	59.1	cm
Resistencia por Corte del Concreto(Vc)	13.62	Tonf
¿Necesita la Resistencia al Corte del Acero?	No	

Diseño Por Torsión:

Base de la Viga(Bw)	30	cm
Peralte de la Viga(h)	65	cm
Resistencia a la Fluencia del Acero(F`y)	4200	kg/cm2
Momento Torsor Ultimo(T)	0.0001	Tonf.m
Factor de Reducción para Cortante (ϕ)	0.85	
(Aoh)	1100	cm2
Área por Flujo de Corte (Ao)	935	cm2
Refuerzo Transversal Requerido por Torsión(At/S)	0.0000015	cm2/cm

Diseño Por Cortante para Vigas Sismorresistentes:

Base de la Viga(Bw)	30	cm
Peralte de la Viga(h)	65	cm
Luz Libre de Viga(L)	6.80	m
Recubrimiento(re)	4	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Resistencia a la Fluencia del Acero(F_y)	4200	kg/cm ²
Resistencia a la Compresión del Concreto(f_c)	210	kg/cm ²
Momento Nominal a la Izquierda de la Viga(M_n (izq.))	6.1	Tonf.m
Momento Nominal a la Derecha de la Viga(M_n (der.))	6.1	Tonf.m
Cortante por Carga Permanente(V_u (isostático))	6.00	Tonf
Cortante Calculada(V_n)	7.79	Tonf
Factor de Reducción para Cortante (ϕ)	0.85	
d	59.1	cm
Resistencia por Corte del Concreto(V_c)	13.62	Tonf
¿Necesita la Resistencia al Corte del Acero?	No	

Diseño con Recomendaciones de la Norma E.0.60:

Base de la Viga(Bw)	0.30	m
Peralte de la Viga(h)	0.65	m
Recubrimiento(re)	4	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Diametro del Acero Long.	1.59	cm
d	0.572	m
Z confinamiento	1.30	m
s1(m)	s2(m)	s3(m)
0.05	0.13	0.30
	0.16	
	0.23	
	0.30	

Finalmente, tras los cálculos realizados anteriormente, se logra verificar que la viga no necesita acero de refuerzo transversal, pues las cortantes las asume el concreto, sin embargo de acuerdo a la norma (E.060 Concreto Armado, 2009) se le asignara acero de refuerzo transversal mínimo, esto es:

1 @ 0.05 m, 13 @ 0.10 m, Resto @ 0.30 m C/Extremo

A continuación, se muestra la disposición de acero de refuerzo longitudinal y transversal de la Viga de sección 0.30 m x 0.65 m, que está ubicada en el eje 4:

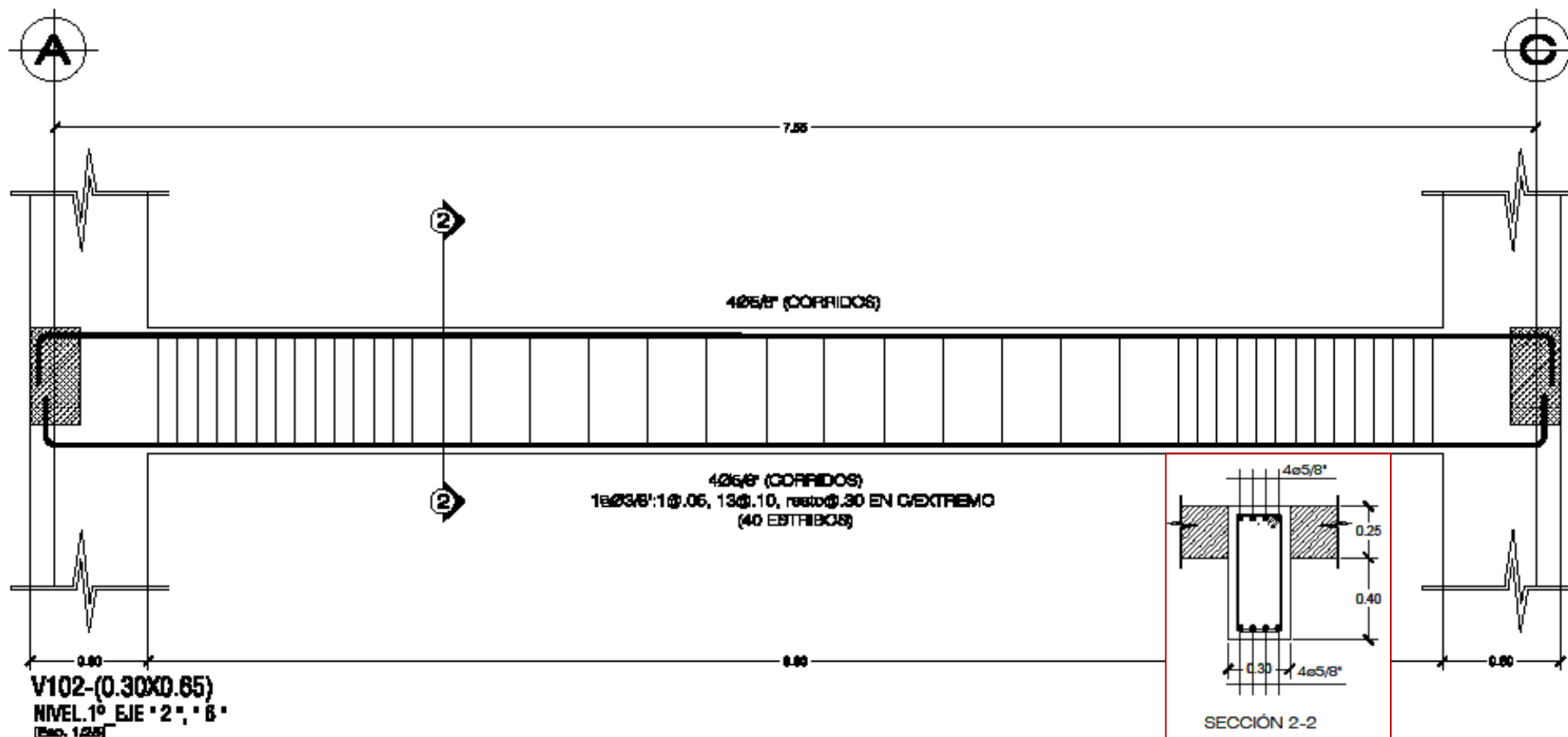


Ilustración 144: Disposición de Acero Longitudinal y Transversal de la Viga Ubicada en el Eje2=6 del Módulo de Aulas

Para las demás vigas del módulo de Aulas, se realizó el mismo procedimiento.

○ **Diseño de Columnas:**

Las columnas son elementos estructurales, que trabajan primordialmente ante cargas de compresión, estas llevan acero de refuerzo longitudinal y transversal, es por ello que se debe considerar las combinaciones de carga siguientes para su diseño:

$$U = 1.40 CM + 1.70 CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) + CS$$

$$U = 1.25(CM + CV) - CS$$

$$U = 0.90 CM + CS$$

$$U = 0.90 CM - CS$$

Diseño por Flexo-Compresión:

Una vez realizado el análisis sísmico de la estructura, se procede a realizar el diagrama de interacción de las columnas, en la que se toma en cuenta la carga axial ultima y momento flector último, además de una distribución de acero longitudinal o vertical previamente definido.

Según la norma (E.060 Concreto Armado, 2009), la cuantía mínima de acero vertical estará en el rango de 1% a 6%, sin embargo cuando haya una excedencia de 4% se debe considerar el armado en la unión entre Viga y Columna.

A modo de ejemplo para el Módulo en análisis correspondiente a Aulas, se realizará el diseño por Flexo-Compresión de la Columna del tipo TEE de sección 0.60 m x 0.25 m y 0.60 x 0.30 m, que está ubicada en la intersección de los ejes A y 2. Basándonos en los resultados obtenidos del análisis realizado en el software Etabs, los cuales se muestran a continuación:

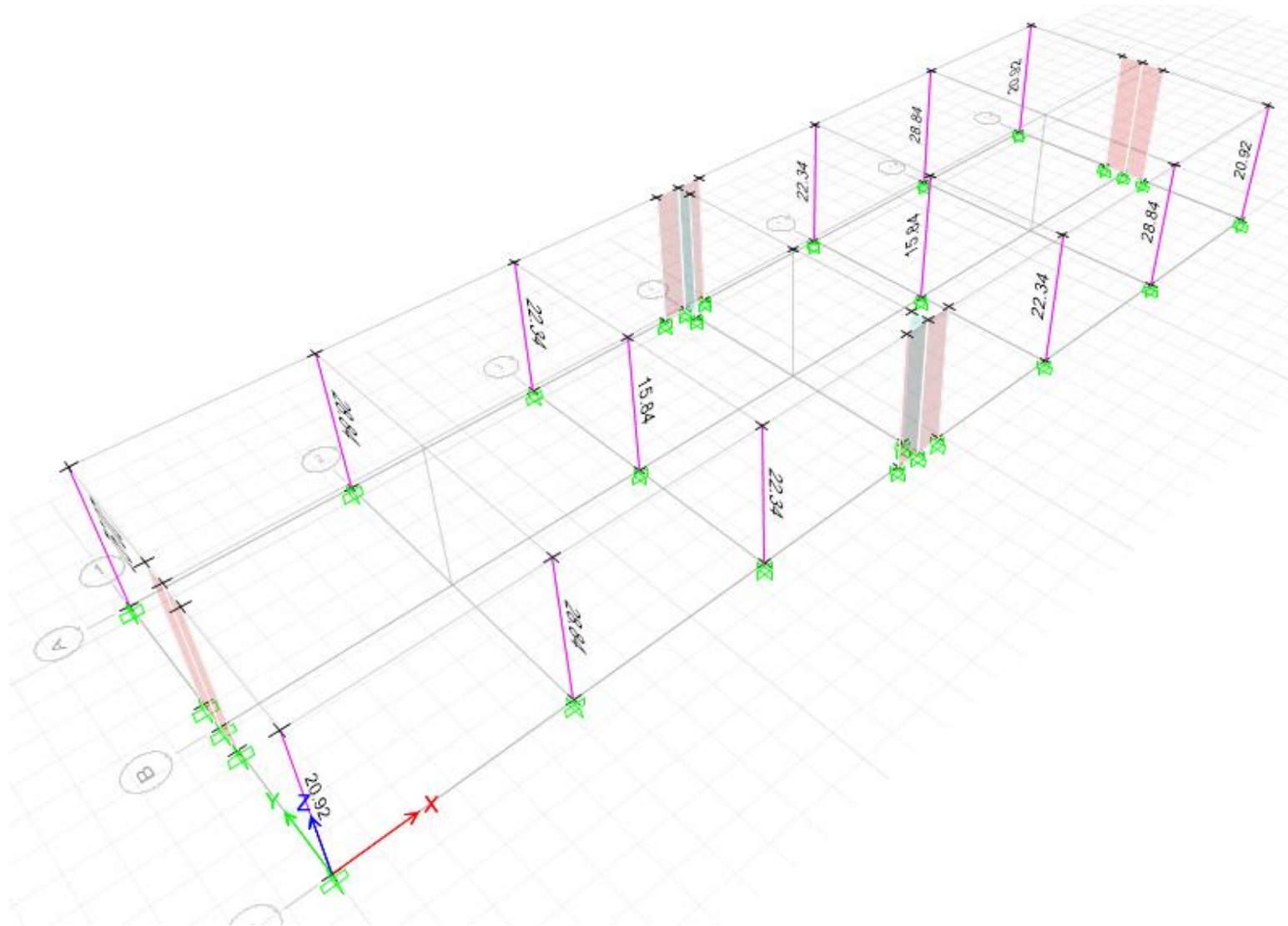


Ilustración 145: Acero Necesario en Columnas del Módulo: Aulas, en el Software Etabs V.16.2.1

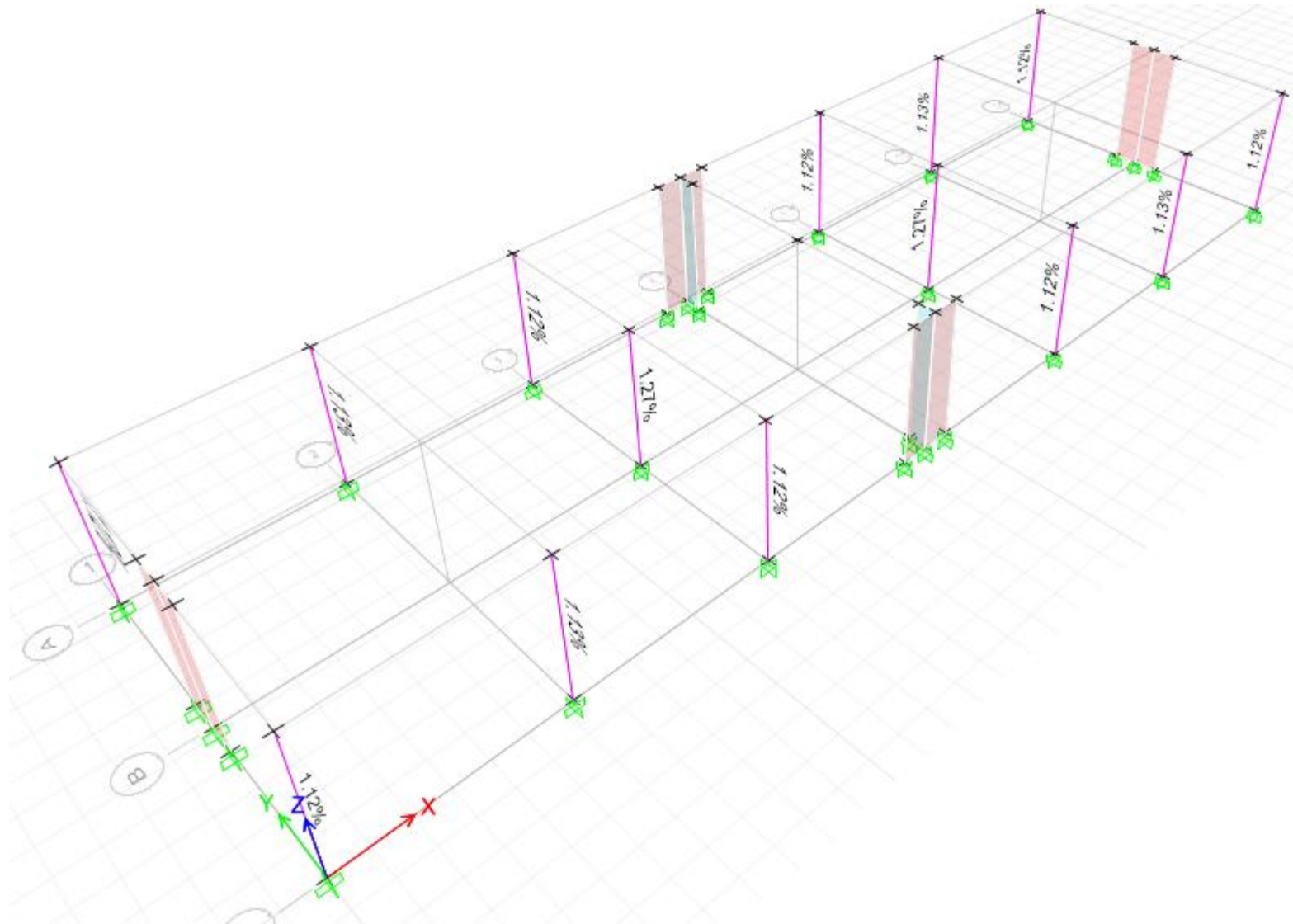


Ilustración 146: Cuanría de Acero en Columnas del Módulo: Aulas, en el Software Etabs V.16.2.1

Así mismo se muestra la carga axial y momentos flectores resultantes del análisis sísmico para las diferentes combinaciones de carga y direcciones de análisis.

Tabla 43: Fuerzas Ultimas Actuantes en la Columna TEE del Módulo: Aulas

COMBINACIONES	P(Tonf)	M3-3 (Tonf-m)	M2-2 (Tonf-m)
1.40 CM + 1.70 CV	-17.462	4.965	-0.075
1.25(CM + CV) ± CSX	-15.308	4.437	2.401
1.25(CM + CV) ± CSY	-15.012	6.816	-0.063
0.90 CM ± CSX	-10.409	3.194	2.420
0.90 CM ± CSY	-10.113	5.573	-0.045

Elaboración: Propia

Luego se comprobará si la columna TEE, cumple con la cuantía reglamentaria:

Tipo de Columna	Tee	
Area de Columna	2550	cm ²
Ac por Cuantia Minima(1%)	25.5	cm ²
Ac por Cuantia Maxima(4%)	102	cm ²
Distribución de Acero Asumida para Diseño		
Numero de Varillas	4	12
Diametro de Acero(in)	1/2	5/8
Area Total(cm ²)	5.08	23.76
Area Total en Columna(cm ²)	28.84	
<i>¿Cumple con el Rango de Cuantía?</i>		Si

Una vez definida la disposición de acero vertical en la columna, y considerando la resistencia a la compresión del concreto (f_c) de 210 kg/cm², se procede a realizar el Diagrama de Interacción para la columna TEE en ambas direcciones de análisis.



Ilustración 147: Diagrama de Interacción de Columna TEE para M2-2 del Módulo Aulas

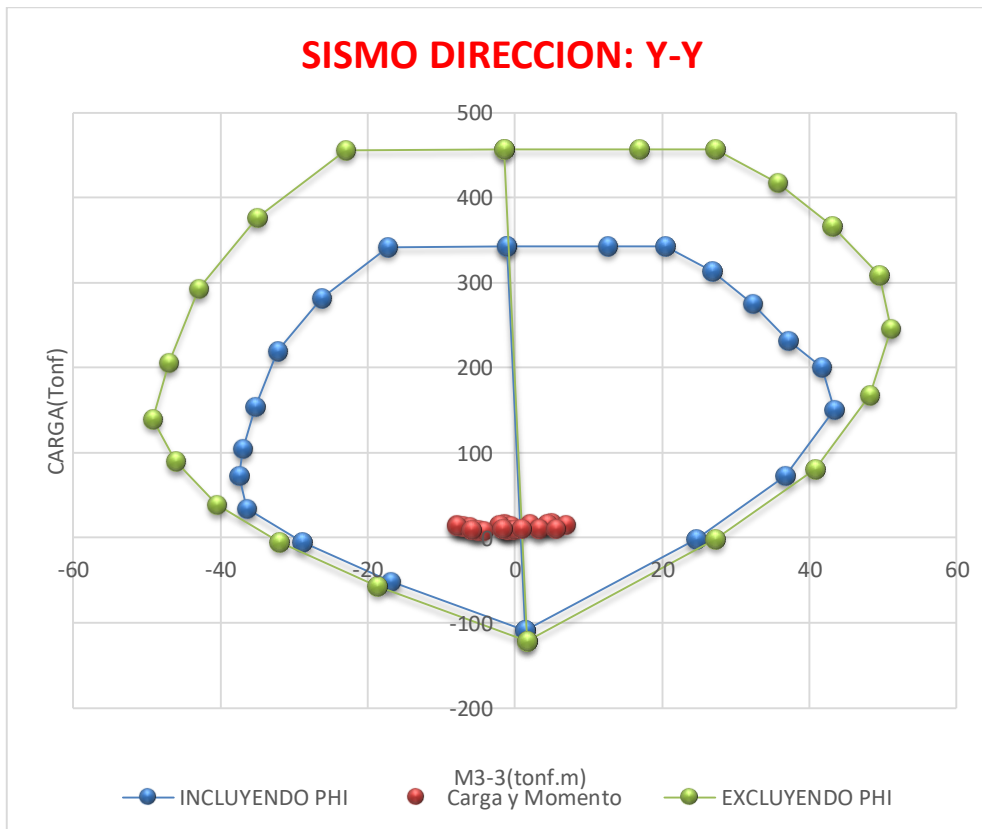


Ilustración 148: Diagrama de Interacción de Columna TEE para M3-3 del Módulo Aulas

De acuerdo a los diagramas de interacción para ambas direcciones de análisis de la columna TEE, se puede ver que las cargas y momentos últimos actuantes se encuentran dentro de la curva del gráfico, lo que significa que el acero vertical propuesto cumple con los requerimientos de flexo-compresión solicitados.

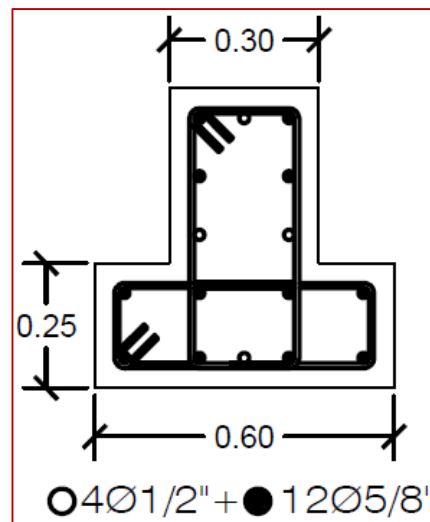


Ilustración 149: Disposición de Acero en de Columna TEE para M2-2 yM3-3 del Módulo Aulas

Diseño por Cortante:

Para el diseño debido a cortante seguiremos las condiciones mencionadas en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009) para el acero transversal, en las que se considera las fuerzas cortantes ultimas(V_u) a partir de los momentos nominales(M_n) y la carga axial ultima(P) obtenidos en el análisis sísmico, la luz libre o altura de la columna, basándonos en las siguientes expresiones:

$$V_u = \frac{M_n(\text{arriba}) + M_n(\text{abajo})}{L}$$

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

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

Donde:

Vu: Cortante Ultima(tonf).

Mn(arriba): Momento Nominal Ultimo en la parte Superior de la Columna (tonf.m).

Mn(abajo): Momento Nominal Ultimo en la parte Inferior de la Columna (tonf.m).

L: Luz libre de la Columna (m).

Vc: Resistencia al Corte del Concreto(tonf).

Vs: Contribución de Acero(tonf).

ϕ : Factor de Reducción para Cortante ($\phi=0.85$)

f`c: Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²).

Bw: Longitud Menor de la Columna(m).

d: Longitud Mayor de la Columna(m).

Nu: Carga Axial Ultima(tonf).

Ag: rea Bruta de Columna.

Adicionalmente se debe cumplir con:

$$\phi (Vc + Vu) \geq Vu$$

Finamente, el espaciamiento para acero transversal(estribos), debe considerar lo dispuesto en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009):

- ✓ $S_o \leq \text{dimensión menor}/3$
- ✓ $S_o \leq 6 * \text{diámetro de refuerzo longitudinal}$
- ✓ $S_o \leq 100 \text{ mm}$
- ✓ $S \leq 10 * \text{diámetro de refuerzo longitudinal}$
- ✓ $S \leq 250 \text{ mm}$

Para la zona de confinamiento:

- ✓ $l_o \leq \text{Luz Libre}/6$
- ✓ $l_o \leq 500 \text{ mm}$
- ✓ El máximo valor de las medidas de la sección de columna.

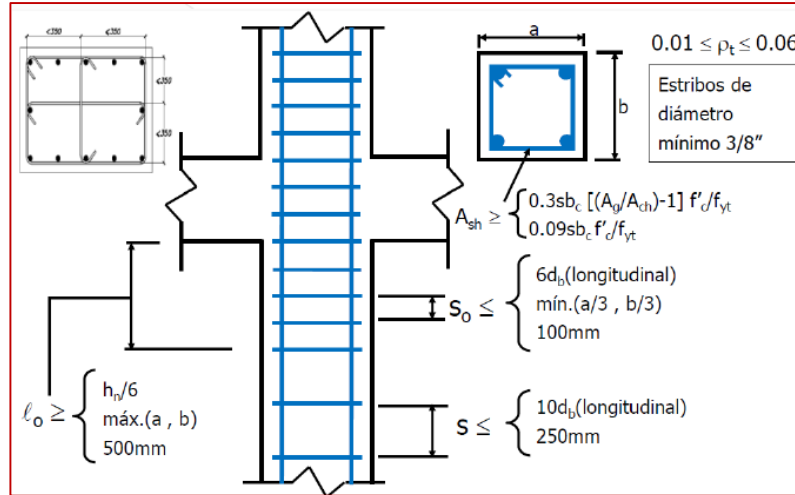


Ilustración 150: Espaciamiento de Acero Transversal en Columnas

A modo de ejemplo para el Módulo en análisis correspondiente a Aulas, se realizará el diseño por Cortante de la Columna del tipo TEE de sección 0.60 m x 0.25 m y 0.60 x 0.30 m, que está ubicada en la intersección de los ejes A y 2. Basándonos en los resultados obtenidos del análisis realizado en el software Etabs, los cuales se muestran a continuación:

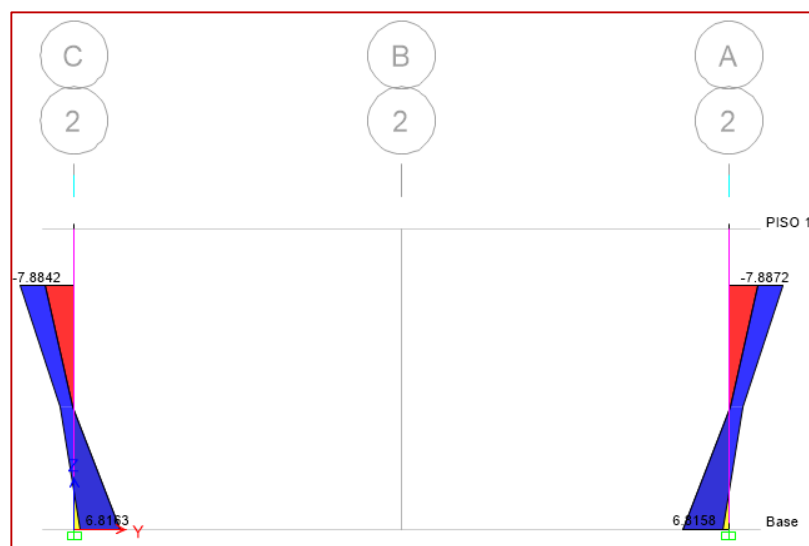


Ilustración 151: Momento Nominal Ultimo en la Parte Superior e Inferior de la Columna TEE en la Intersección de los ejes A y 2.

Longitud Menor de la Columna(Bw)	30	cm
Longitud Mayor de la Columna(h)	60	cm
Recubrimiento(re)	4	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Luz Libre de la Columna(L)	360	cm
Factor de Reducción para Cortante (ϕ)	0.85	
Momento Nominal Ultimo Mayor(Mn)	7.8842	Tonf.m
Carga Axial Ultima(Nu)	15.4507	Tonf
Momento Nominal Ultimo en la parte Superior de la Columna(Mn(arriba))	7.8842	Tonf.m
Momento Nominal Ultimo en la parte Inferior de la Columna(Mn(abajo))	6.8163	Tonf.m
Area Bruta de la Columna(Ag)	2550	cm ²
Resistencia a la Compresión del Concreto(f_c)	210	kg/cm ²
d	54.1	cm
Resistencia por Corte del Concreto(V_c)	39.99	Tonf
Cortante Ultima(V_u)	4.08	Tonf
Cortante que Asumira el Acero(V_n)	4.80	Tonf
¿Necesita Refuerzo Transversal?	No	

Finalmente, tras los cálculos realizados anteriormente, se logra verificar que la viga no necesita acero de refuerzo transversal, pues las cortantes las asume el concreto. Sin embargo de acuerdo a la norma (E.060 Concreto Armado, 2009) se le asignara acero de refuerzo transversal mínimo.

Long. Menor de Columna(Bw)	0.30	m
Long. Mayor de Columna(h)	0.60	m
Recubrimiento(re)	4	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Diametro del Acero Long.	1.59	cm
d	0.541	m
Luz Libre de la Columna(L)	3.60	m
Zona de confinamiento	0.60	m
	0.60	m
	0.5	m
	0.60	m
s1(m)	s2(m)	s3(m)
0.05	0.10	0.20
	0.10	0.25
	0.10	

Por lo tanto, la distribución de refuerzo transversal de la columna es:

1 @ 0.05 m, 6 @ 0.10 m, Resto @ 0.20 m C/Extremo

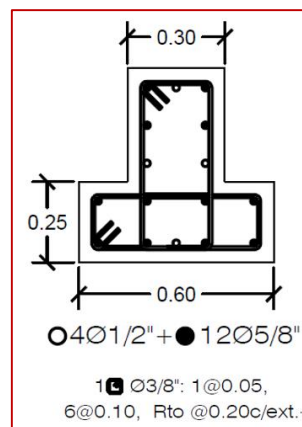


Ilustración 152: Disposición de Acero Longitudinal y Transversal de la Columna TEE Ubicada en la Intersección de los ejes A y 2.

Para las demás Columnas del Módulo de Aulas, se realizó el mismo procedimiento.

○ **Diseño de Placas:**

Los muros de concreto armado o placas son elementos estructurales, que resisten cargas laterales producidos por el sismo, también son frecuentemente llamados muros de corte, pues regularmente gran parte (por no decir toda) de la carga lateral y las fuerzas cortantes horizontales de una estructura se transfieren a estos elementos. Estos elementos llevan acero de refuerzo horizontal para ayudar a mitigar estas fuerzas cortantes, además de llevar acero de refuerzo vertical en los extremos, denominados núcleos los cuales ayudan a soportar los momentos flectores que actúan en el elemento.

Diseño por Flexo-Compresión:

Una vez realizado el análisis sísmico de la estructura, se procede a realizar el diagrama de interacción de las placas, en la que se toma en cuenta la carga axial última y momento flector último, además de una distribución de acero vertical previamente definido, es por ello que se debe considerar las

combinaciones de carga siguientes para su diseño:

$$U = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ CV}$$

$$U = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + \text{CS}$$

$$U = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) - \text{CS}$$

$$U = 0.90 \text{ CM} + \text{CS}$$

$$U = 0.90 \text{ CM} - \text{CS}$$

También se debe considerar que la cuantía de refuerzo horizontal no debe ser menor que 0.002 y para cuantía de refuerzo vertical no menor de 0.015. Además, el distanciamiento del acero de refuerzo no debe ser mayor a 3 veces el espesor de la placa ni de 40cm.

A modo de ejemplo para el Módulo en análisis correspondiente a Aulas, se realizará el diseño por Flexo-Compresión de la Placa del tipo TEE de sección 1.30 m x 0.25 m y 0.55 x 0.30 m, que está ubicada en la intersección de los ejes A y 4. Basándonos en los resultados obtenidos del análisis realizado en el software Etabs.

A continuación, se muestra la carga axial y momentos flectores resultantes del análisis sísmico para las diferentes combinaciones de carga y direcciones de análisis.

Tabla 44: Fuerzas Ultimas Actuantes en la Placa TEE del Módulo: Aulas

COMBINACIONES	P(Tonf)	M3-3 (Tonf-m)	M2-2 (Tonf-m)
1.40 CM + 1.70 CV	-19.627	0.000	11.407
1.25(CM + CV) ± CSX	-17.350	21.368	10.193
1.25(CM + CV) ± CSY	-16.489	0.000	15.549
0.90 CM ± CSX	-11.908	21.368	7.367
0.90 CM ± CSY	-11.047	0.000	12.723

Elaboración: Propia

Luego, verificamos el acero horizontal y vertical mínimo, con un ancho tributario de 1m.

Tipo de Placa	Tee	
Base de Placa	30	cm
As Mínimo Vertical para un Ancho de 1 m	4.50	cm ² /m
As Mínimo Horizontal para un Ancho de 1 m	6.00	cm ² /m
Distribución de Acero Horizontal para Diseño		
Diametro de Acero(in)	3/8	
Area de Acero	0.71	cm ²
Separacion entre Barras(Sv)	0.25	cm
Distribución de Acero Vertical para Diseño		
Diametro de Acero(in)	3/8	
Area de Acero	0.71	cm ²
Separacion entre Barras(Sv)	0.30	cm

Con el fin de cumplir las condiciones para el diseño de flexo compresión en el diagrama de interacción, se ha reducido la separación de acero vertical y horizontal, pues el acero calculado es de 30cm y 25 cm respectivamente, y los asumidos son de 15cm y 20cm respectivamente, estos valores no afectan el cálculo antes mencionado, pues se sigue cumpliendo con las hipótesis de diseño.

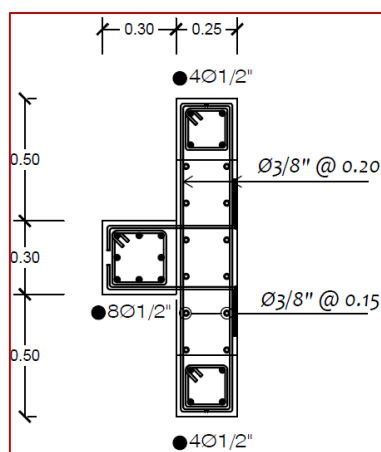


Ilustración 153: Disposición de Acero Vertical de la Placa TEE en la Intersección de los ejes A y 4, para realizar el Diagrama de Interacción.

Una vez definida la disposición de acero vertical en la Placa, y considerando la resistencia a la compresión del concreto (f_c) de

210kg/cm², se procede a realizar el Diagrama de Interacción para la Placa TEE en ambas direcciones de análisis.

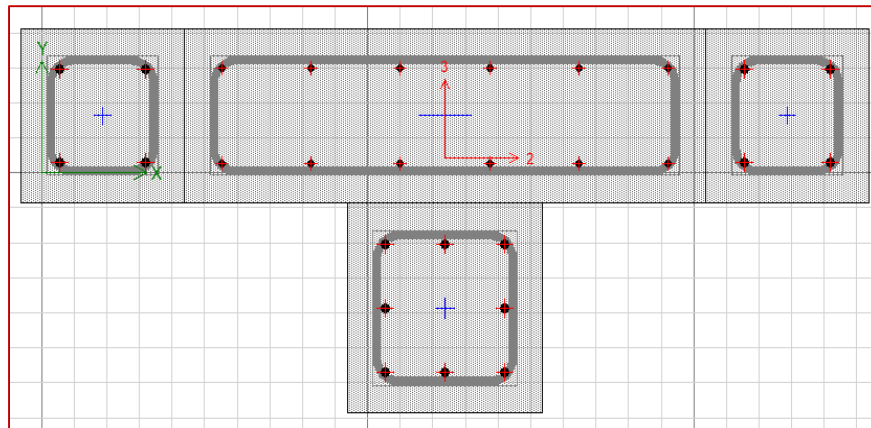


Ilustración 154: Definición de la Placa TEE en el Software Etabs



Ilustración 155: Diagrama de Interacción de Placa TEE para M2-2 del Módulo Aulas

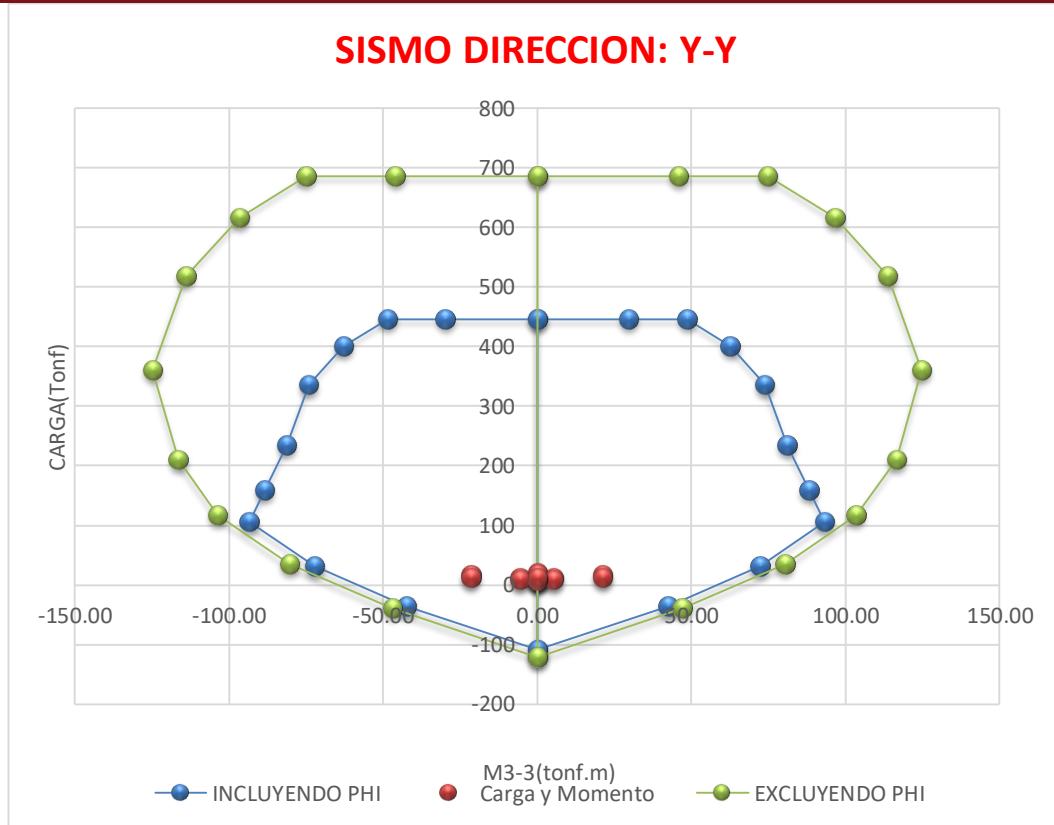


Ilustración 156: Diagrama de Interacción de Placa TEE para M3-3 del Módulo Aulas

De acuerdo a los diagramas de interacción para ambas direcciones de análisis de la Placa TEE, se puede ver que las cargas y momentos últimos actuantes se encuentran dentro de la curva del gráfico, lo que significa que el acero horizontal y vertical propuestos cumplen con los requerimientos del diseño para flexo-compresión.

Diseño por Cortante:

Para el diseño debido a cortante seguiremos las condiciones mencionadas en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009), basándonos en las siguientes expresiones:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n < V_n (\text{max.})$$

$$V_n (\text{max.}) \leq \phi * 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

$$A_w = B_w * d$$

$$V_c \leq A_{cw} * (\alpha_c * \sqrt{f'_c})$$

Donde:

V_u : Cortante de Diseño(tonf).

V_n : Resistencia Nominal(tonf).

$V_n (\text{max.})$: Resistencia Nominal Máxima(tonf).

V_c : Resistencia por Aporte del Concreto(tonf).

V_s : Resistencia por Aporte del Acero de Refuerzo en el Alma(tonf).

A_{cw} : Área de Corte de la Sección Transversal de la Placa(cm²)

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²).

B_w : Longitud Menor de la Placa(m).

d : Peralte efectivo ($d = 0.8 * L_m$)

L_m : Longitud Total de la Placa(cm).

H_m : Altura Total de la Placa(cm).

ϕ : Factor de Reducción para Cortante ($\phi=0.85$)

Además:

✓ Si: $H_m/L_m \leq 1.50$, entonces: $\alpha_c=0.80$

✓ Si: $H_m/L_m \geq 2.00$, entonces: $\alpha_c=0.53$

✓ Si: $1.50 < H_m/L_m < 2.00$, entonces: $0.53 < \alpha_c < 0.80$

Así mismo la norma (E.060 Concreto Armado, 2009) recomienda

considerar la capacidad por flexión de la placa, esto con:

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Donde:

Vua: Cortante Ultimo del Análisis Sísmico(tonf).

Mua: Momento Ultimo del Análisis Sísmico(tonf.m).

Mn: Momento Nominal Resistente(tonf.m).

Así mismo, de acuerdo a la norma (E.060 Concreto Armado, 2009), indica que si: $V_u > \emptyset V_c$, debe asignarse refuerzo por corte, según la siguientes expresiones:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * F_y}$$

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

Donde:

ρ_h : Cuantía de Refuerzo Horizontal Asociado a un espaciamiento "S"

ρ_v : Cuantía de Refuerzo Vertical Asociado a un espaciamiento "S"

$\rho_h, \rho_v \geq 0.0025$

$S \leq 3 * \text{Espesor de Muro}, S \leq 40 \text{ cm}$

A modo de ejemplo para el Módulo en análisis correspondiente a Aulas, se realizará el diseño por Cortante de la Placa del tipo TEE de sección 1.30 m x 0.25 m y 0.55 x 0.30 m, que está ubicada en la intersección de los ejes A y 4. Basándonos en los resultados obtenidos del análisis realizado en el software Etabs.

Longitud Menor de la Placa(Bw)	30	cm
Longitud Total de la Placa(Lm)	130	cm
Altura Total de la Placa(Hm)	385	cm
Factor de Reducción para Cortante (\emptyset)	0.85	
Momento Nominal Ultimo Mayor(Mn)	124.83	Tonf.m
Cortante Ultimo del Análisis Sísmico(Vua)	17.35	Tonf
Momento Ultimo del Análisis Sísmico(Mua)	21.37	Tonf.m

Cortante Ultimo Actuante(V_u)	8.69	<i>Tonf</i>
Área de Corte de la Sección Transversal de la Placa(A_{cw})	3120	<i>cm²</i>
Resistencia a la Compresión del Concreto(f_c)	210	<i>kg/cm²</i>
d	104	<i>cm</i>
Resistencia Nominal Máxima(V_n (max.))	99.92	<i>Tonf</i>
Cortante de Diseño(V_U)	50.75	<i>Tonf</i>
Relacion (H_m/L_m)	2.96	
α_c	0.53	
Área de Corte de la Sección Transversal de la Placa(A_{cw})	3900.00	<i>cm²</i>
Contribucion del Concreto(V_c)	29.95	<i>Tonf</i>
¿Necesita Refuerzo Transversal?	Si	
Cortante Resistido por el Acero(V_s)	29.75	<i>Tonf</i>

Cortante Resistido por el Acero(V_s)	29.75	<i>Tonf</i>
Área de Corte de la Sección Transversal de la Placa(A_{cw})	3120	<i>cm²</i>
Resistencia a la Fluencia del Acero(F_y)	4200	<i>kg/cm²</i>
Cuantía de Refuerzo Horizontal Calculada(ρ_h)	0.00227	
Cuantía de Refuerzo Horizontal Mínimo(ρ_h min)	0.0025	
Refuerzo Horizontal a 2 Capas		
Diametro de Acero(in)	3/8	
Area de Acero	0.71	<i>cm²</i>
Separacion entre Barras(S_h)	0.20	<i>m</i>

Altura Total de la Placa(H_m)	385	<i>cm</i>
Longitud Total de la Placa(L_m)	130	<i>cm</i>
Cuantía de Refuerzo Horizontal(ρ_h)	0.0025	
Cuantía de Refuerzo Vertical Minimo(ρ_v min)	0.0025	
Cuantía de Refuerzo Vertical Calculada(ρ_v)	0.0025	
Refuerzo Vertical a 2 Capas		
Diametro de Acero(in)	3/8	
Area de Acero	0.71	<i>cm²</i>
Separación entre Barras(S_v)	0.20	<i>m</i>

Finalmente, la disposición del acero de refuerzo horizontal y vertical adoptado para la Placa es la siguiente:

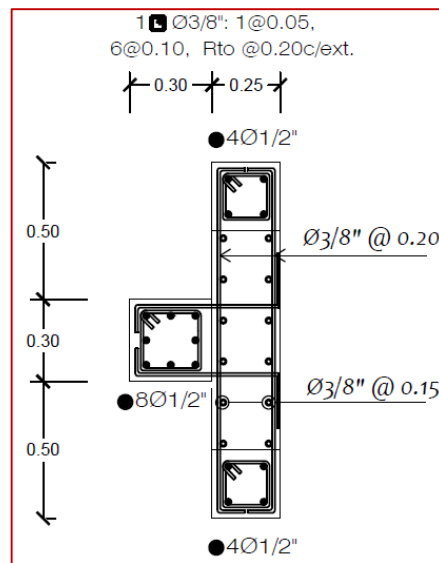


Ilustración 157: Disposición de Acero para la Placa TEE Ubicada en la Intersección de los ejes A y 4.

Para las demás Placas del Módulo de Aulas y los Restantes Módulos en Análisis, se realizó el mismo procedimiento.

o **Diseño de Losas Aligeradas:**

Las losas aligeradas son prácticamente losas nervadas, con la diferencia que la distancia entre las nervaduras está ocupada por un ladrillo de relleno(aligerado), este elemento no aporta rigidez ni resistencia a la losa aligerada, sin embargo, otorgan termicidad, acústica y sirven como encofrado de las viguetas.

El análisis estructural para este tipo de elementos estructurales se realizó en el software SAFE, de donde se tomaron los momentos flectores y reacciones en los apoyos, para este análisis se consideró la alternancia de cargas y para su idealización los siguientes aspectos:

- ✓ La longitud de cálculo se considerará desde los ejes de apoyo.
- ✓ El tipo de apoyo para intersección con Vigas será simplemente

apoyado.

- ✓ El tipo de apoyo para intersección con Placas será simplemente empotrado.
- ✓ Las características geométricas de la vigueta serán en forma de "T", con ancho de viguetas de 0.10 m, distanciadas a 0.40 m entre ejes.

Para este análisis se considera la carga ultima que es una combinación de la carga muerta(CM) y la carga viva(CV), mediante la siguiente expresión:

$$CU = 1.40 CM + 1.70 CV$$

Se realizarán dos tipos de diseño:

- ✓ Diseño por Flexión.
- ✓ Diseño por Cortante.

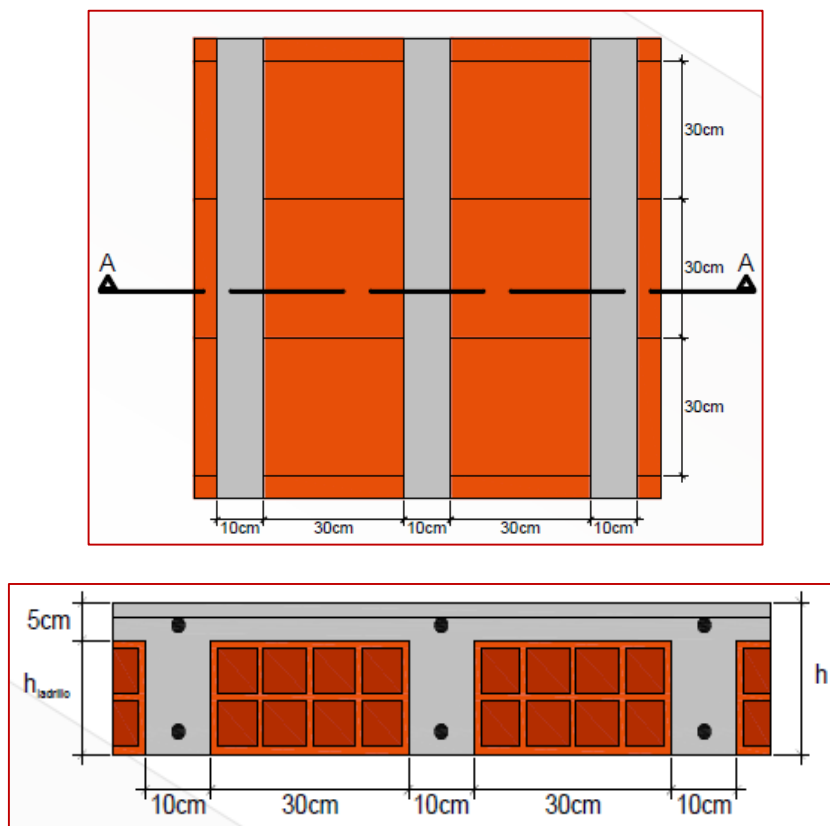


Ilustración 158: Esquema de Losa Aligerada Unidireccional.

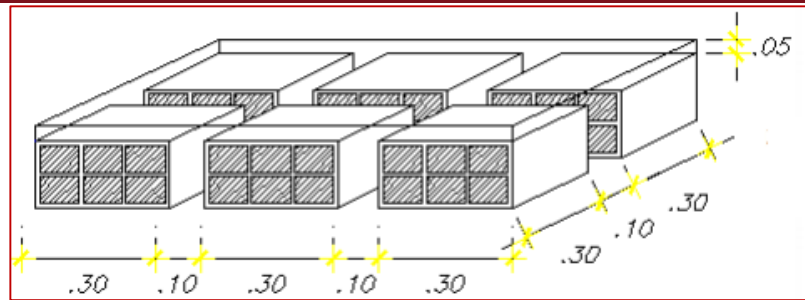


Ilustración 159: Esquema de Losa Aligerada Bidireccional.

Diseño por Flexión:

Para el diseño a flexión de las losas aligeradas, seguiremos lo dispuesto en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009), con el fin de encontrar la cantidad de acero de refuerzo necesario para que las viguetas mitiguen los esfuerzos producidos por estas cargas, para ello nos basaremos en la siguiente expresión:

$$As(\min) = \frac{14 * Bw * d}{F_y} < 5cm$$

Donde:

F_y : Fluencia del Acero(kg/cm^2).

Bw : Ancho de Vigueta (0.10 m).

d : Peralte efectivo.

$As(\min)$: Acero Mínimo Necesario(cm^2)

Diseño por Cortante:

Para el diseño por corte de las losas aligeradas, se tomará las cargas cortantes ultimas(V_u) que son resultado del análisis estructural realizado, además del aporte de concreto para el corte(V_c), considerando que las losas aligeradas al no llevar acero de refuerzo transversal(estribos) se despreciara el aporte del acero, para esto se usara la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85(1.1 * 0.53 * \sqrt{f_c} * Bw * d$$

Debe cumplir que: $\phi V_c \geq V_u$

Donde:

f_c : Resistencia a la Compresión del Concreto(kg/cm²).

ϕ : Factor de Reducción al Corte ($\phi=0.85$)

Ensanche de Vigüeta:

El ensanche de vigüeta se utiliza cuando la resistencia del concreto es menor que la requerida, la longitud de ensanche dependerá de las dimensiones del ladrillo aligerado utilizado.

$$L1 \text{ o } L2 = \frac{V_u - \phi V_c}{C_U}$$

La ecuación antes descrita se ejemplifica en la siguiente imagen:

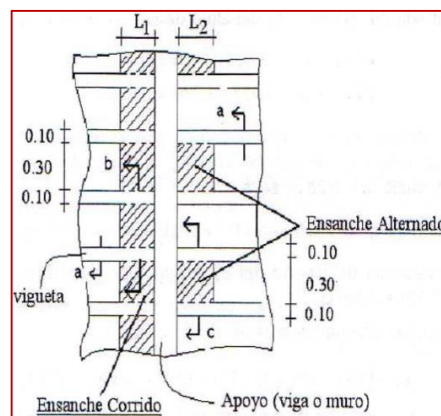


Ilustración 160: Ensanche Corrido y Alternado de Vigüeta

Fuente: (E.060 Concreto Armado, 2009)

Refuerzo de Temperatura:

Según la norma (E.060 Concreto Armado, 2009), se debe colocar una malla de acero en la parte superior de la losa aligerada, utilizando la cuantía mínima ($\rho=0.0018$).

Corte de Bastones:

Las longitudes de los bastones dependen de la longitud libre en cada tramo de losa, el corte de bastones dependerá de la resistencia última por flexión.

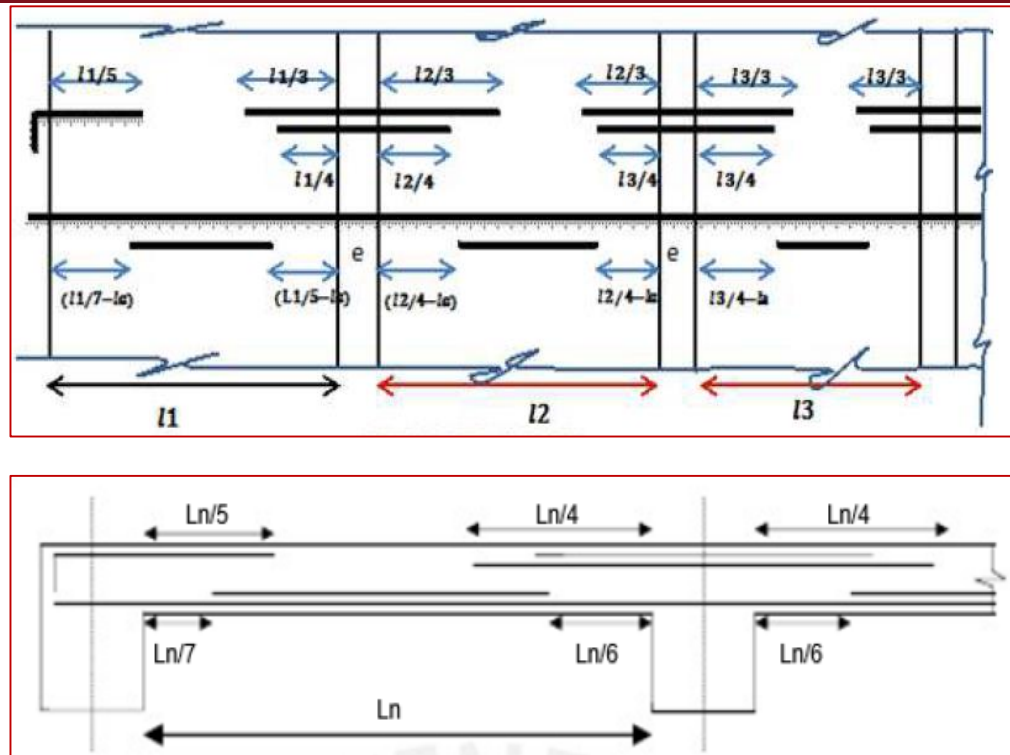


Ilustración 161: Armado de Losas Aligeradas

Fuente: (E.060 Concreto Armado, 2009)

A modo de ejemplo para el Módulo en análisis correspondiente a Aulas, se realizará el diseño por Flexión y Cortante de la losa aligerada bidireccional de espesor 0.25 m. Basándonos en los resultados obtenidos del análisis realizado en el software SAFE V12.3.1. Para ello realizamos los siguientes pasos:

○ Exportamos la losa bidireccional y las cargas actuantes al software

Safe, para ello vamos a:

File/Export /Story as SAFE V12. f2k File .../Seleccionamos la losa de piso a exportar/ Export Floor Loads Only/Completamos los Casos de Carga y Combinaciones a Exportar/Ok/Elegimos la Ubicación para Guardarlo/Ok.

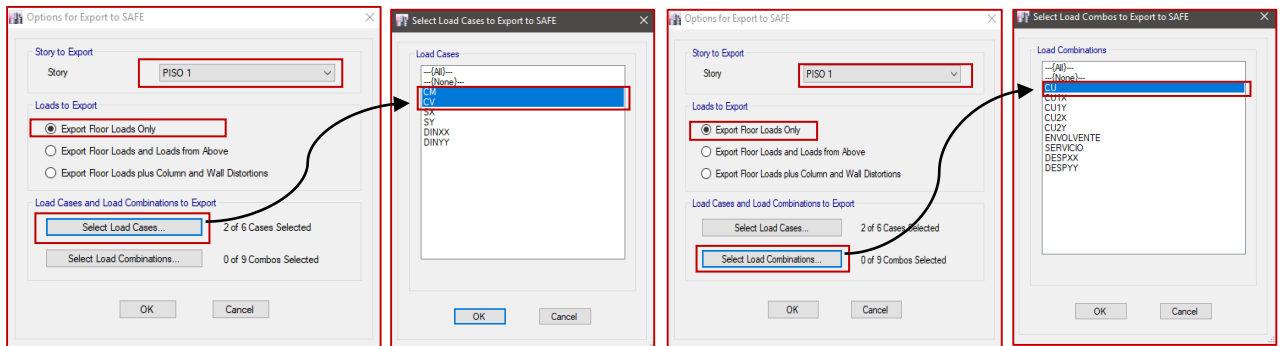
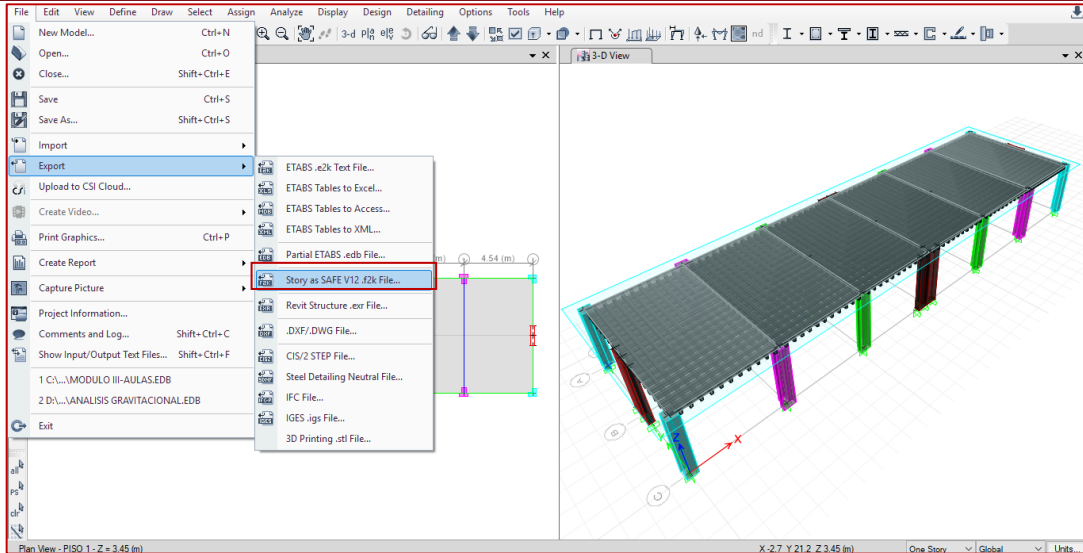


Ilustración 162: Exportación de Cargas de la Losa de Techo del Módulo de Aulas del Software Etabs V.16.2.1 al software SAFE 12.3.1

- Iniciamos el software SAFE V.12.3.1 e importamos el archivo guardado del paso anterior, para ello vamos a:

File/Import/ SAFE .F2k File.../Escogemos el Archivo Guardado/Ok



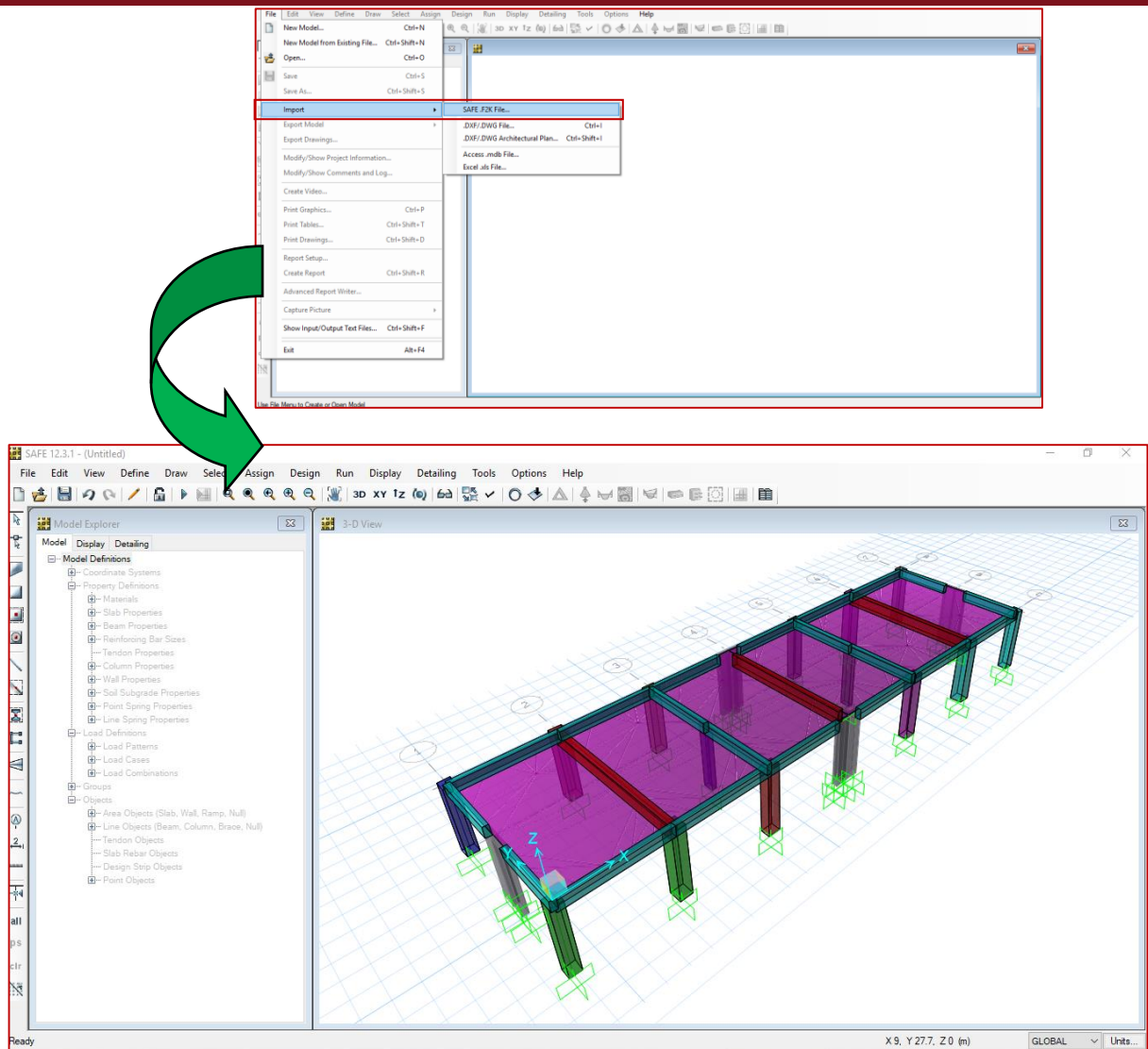


Ilustración 163: Importación de Archivo S2k del Techo-Módulo de Aulas en el software SAFE 12.3.1

- Despreciamos el peso de la losa, pues las cargas en el Software Etabs fueron ingresadas directamente por medio de un Metrado de Cargas, para ello seleccionamos las losas y vamos a:

Assign/Slab Data/Property Modifiers.../Modificamos el Peso /Ok

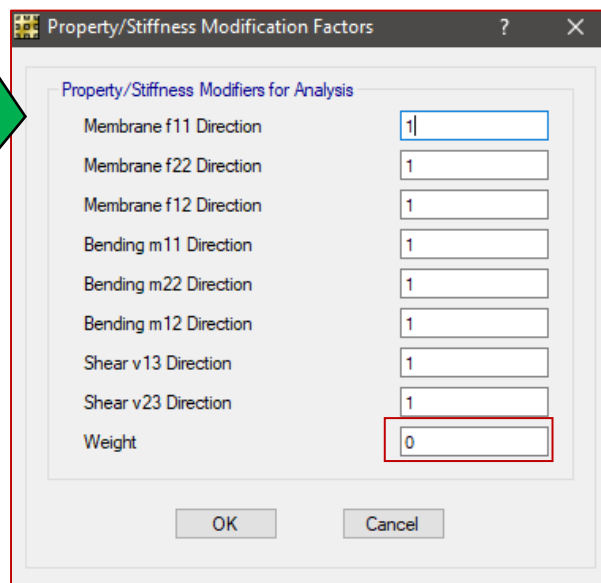
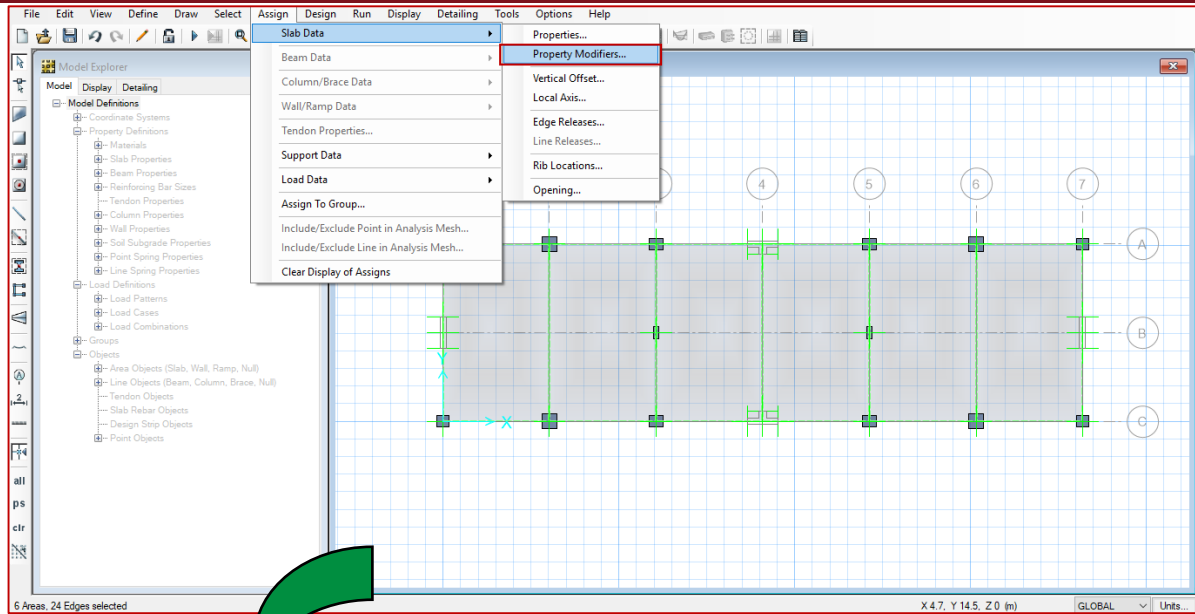


Ilustración 164: Modificación de Propiedad de Peso en el Techo-Módulo de Aulas en el software SAFE 12.3.1

- Verificamos las cargas transportadas desde el Software Etabs, para ello vamos a:

Show Loads/Seleccionamos el Caso de Carga/Slab Surface Loads/ /Ok

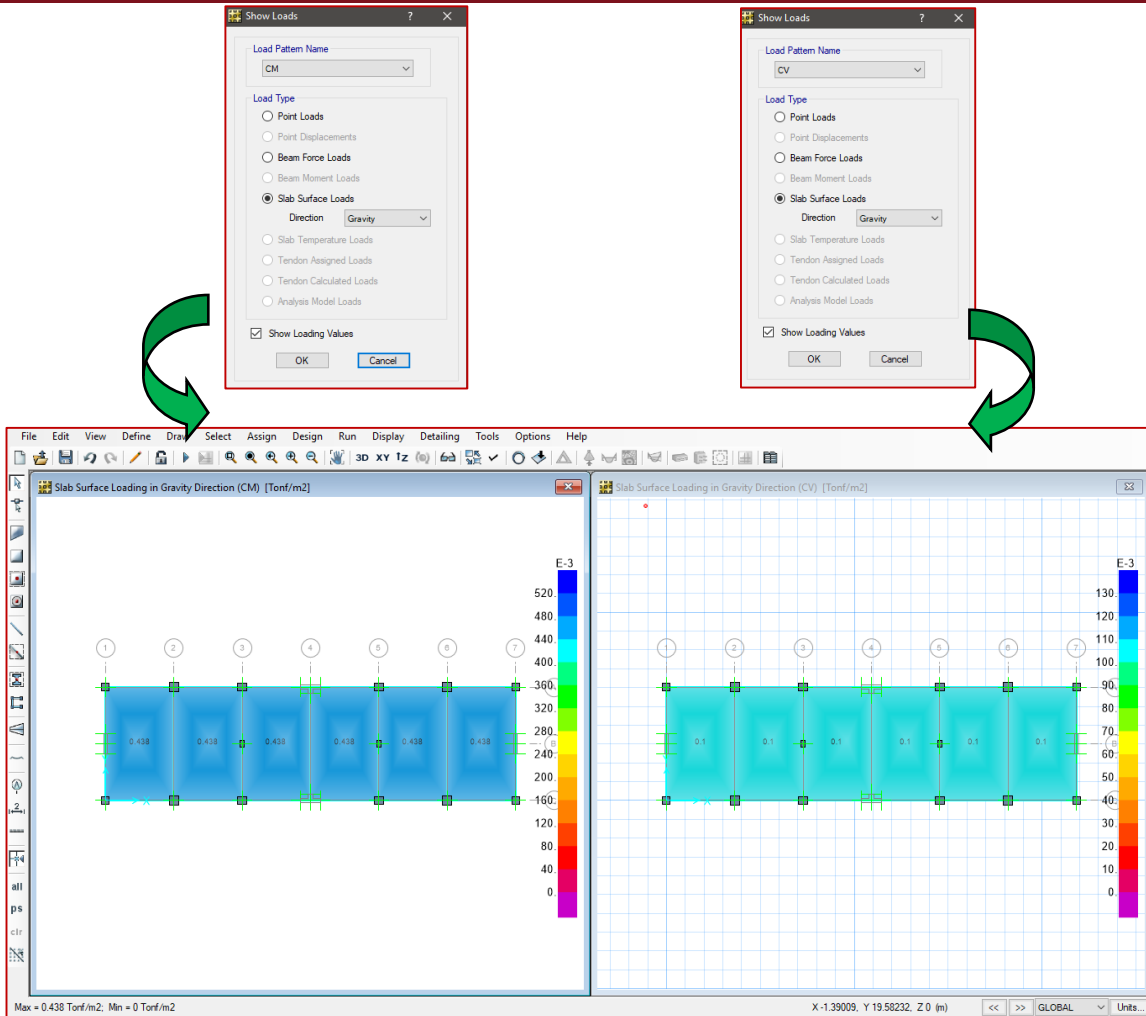


Ilustración 165: Cargas Exportadas del Techo-Módulo de Aulas en el software SAFE 12.3.1

○ Definimos los patrones de carga, para ello vamos a:

Define/Load Patterns/Add Load Pattern/Completamos la Información/Ok

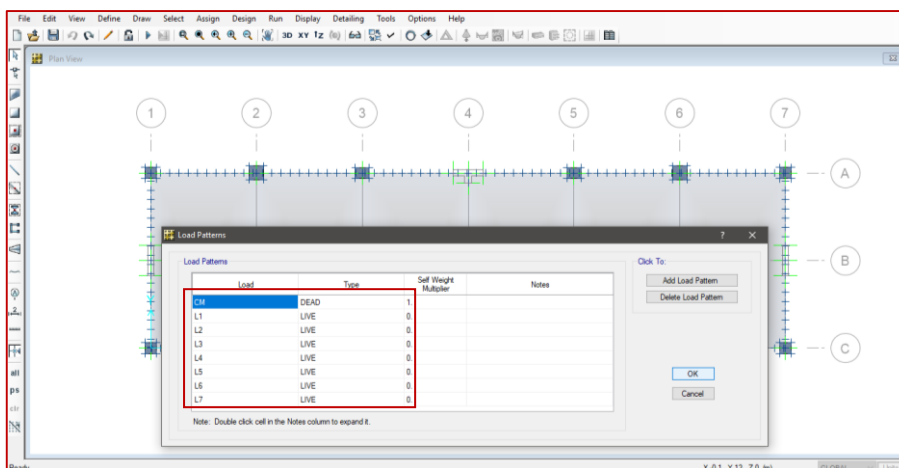


Ilustración 166: Definición de Estados de Carga en el software SAFE 12.3.1

- Asignamos las cargas (CM, L1, L2, L3, L4, L5, L6, L7) para los estados de carga, para ello seleccionamos las losas a asignar cargas y luego vamos a:

Assign/Load Data/Surface Loads/Completamos la Información/Ok

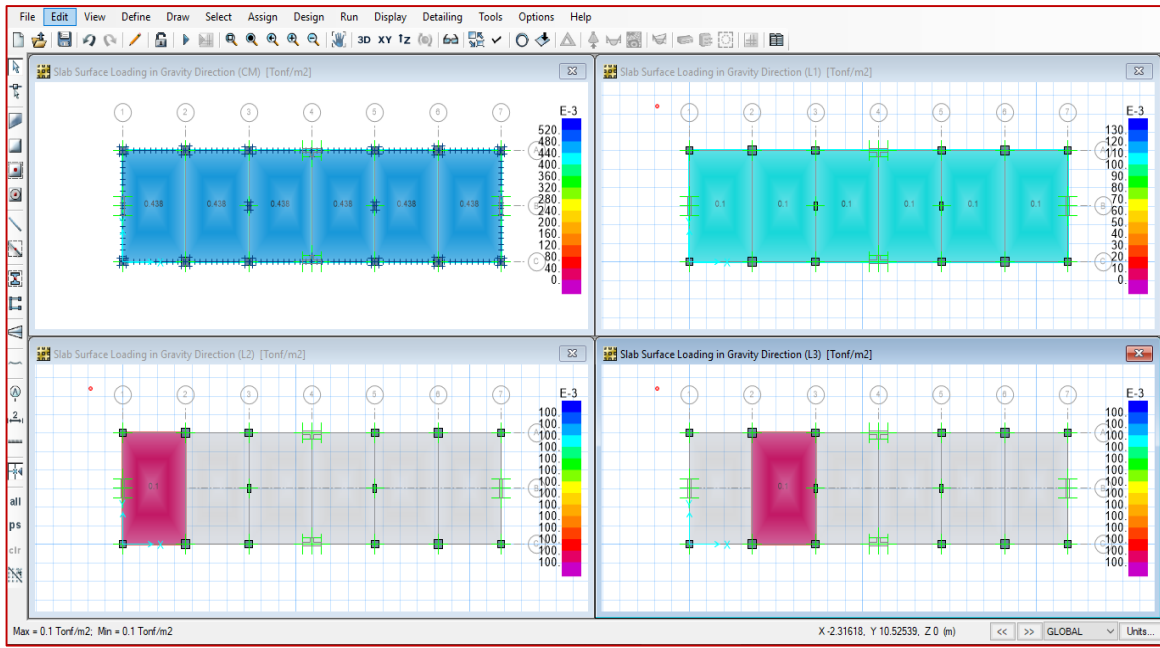


Ilustración 167: Alternancia de Carga (CM, L1, L2, L3) en el software SAFE 12.3.1

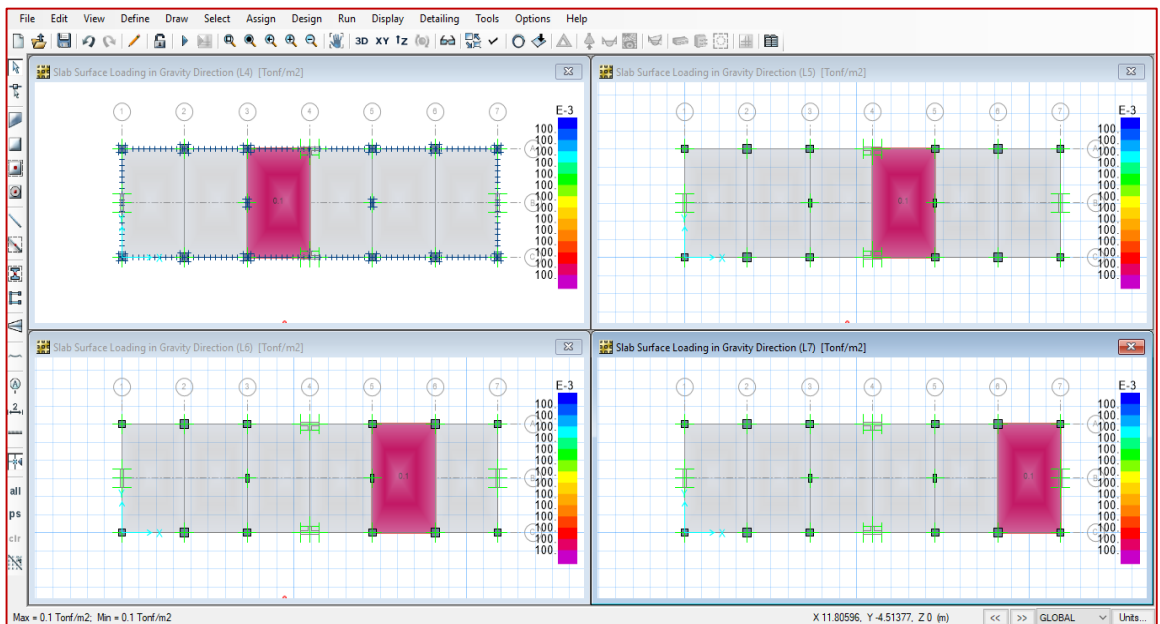


Ilustración 168: Alternancia de Carga (L4, L5, L6, L7) en el software SAFE 12.3.1

- Definimos las combinaciones de carga o estados de carga, como la losa aligerada tiene 6 tramos, por lo tanto, tendremos 8 combinaciones de

carga:

$$\text{COMB 1} = \text{CU} = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ L1}$$

$$\text{COMB 2} = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ L2}$$

$$\text{COMB 3} = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ L3}$$

$$\text{COMB 4} = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ L4}$$

$$\text{COMB 5} = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ L5}$$

$$\text{COMB 6} = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ L6}$$

$$\text{COMB 7} = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ L7}$$

$$\text{ENVOLVENTE} = \text{COMB1} + \text{COMB2} + \text{COMB3} + \text{COMB4} +$$

$$\text{COMB5} + \text{COMB6} + \text{COMB7}$$

○ En el software Safe vamos a:

Define/Load Combinations/Add New Combo/Completamos la Información/Ok

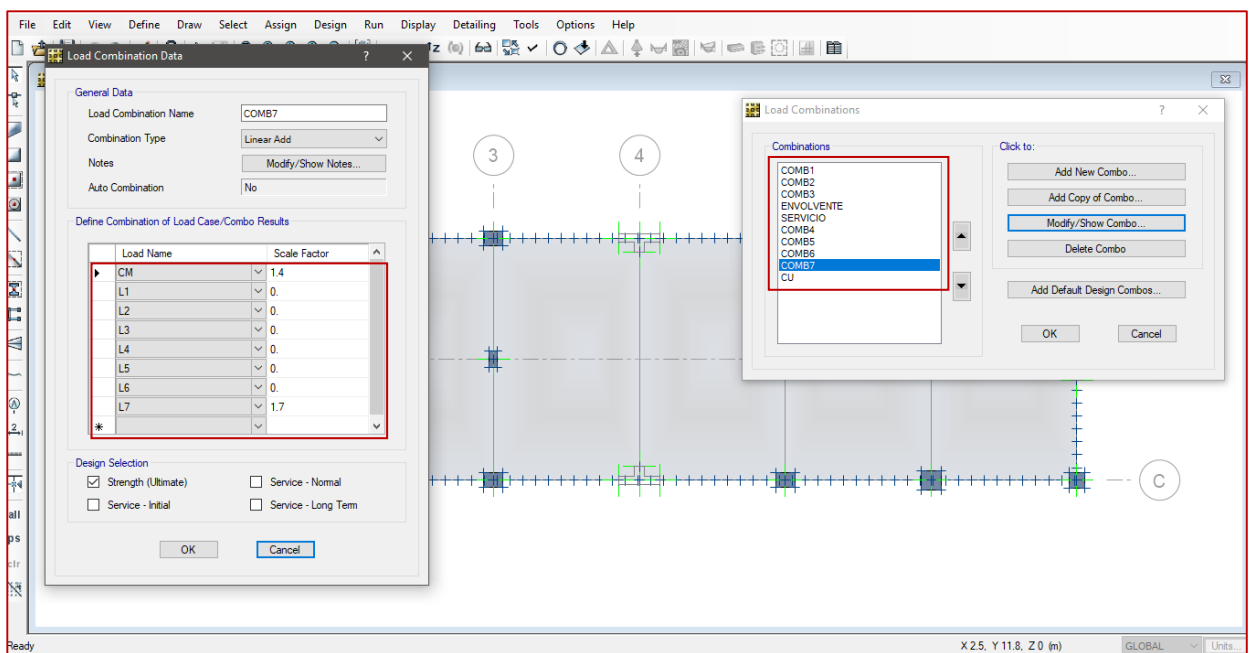


Ilustración 169: Definición de Estados de Carga en el software SAFE 12.3.1

- El análisis se realizará por el método de las franjas, es por ello que debemos definir las franjas en el software, es decir las dibujamos en la losa bidireccional con el comando:

Drawn Design Strips

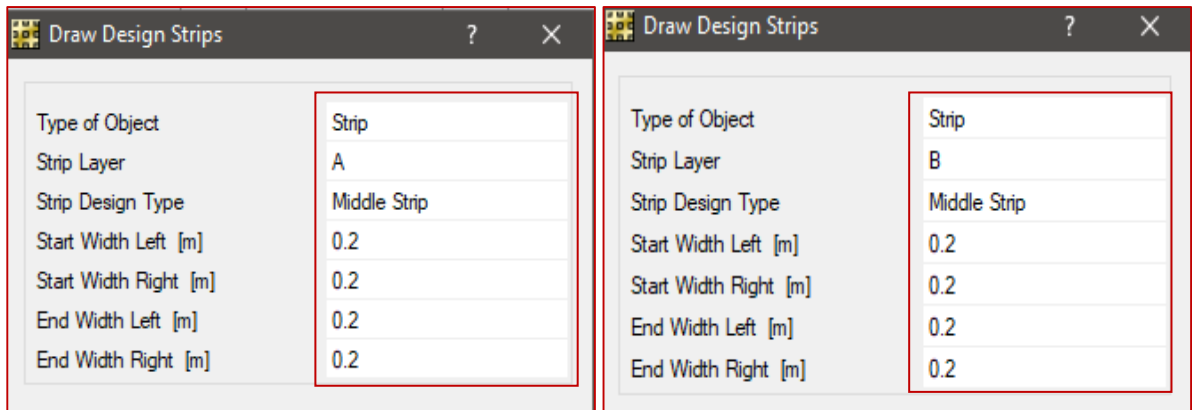


Ilustración 170: Definición de las Franjas de la Losa, en las direcciones X-X(A) e Y-Y(B) en el software SAFE 12.3.1

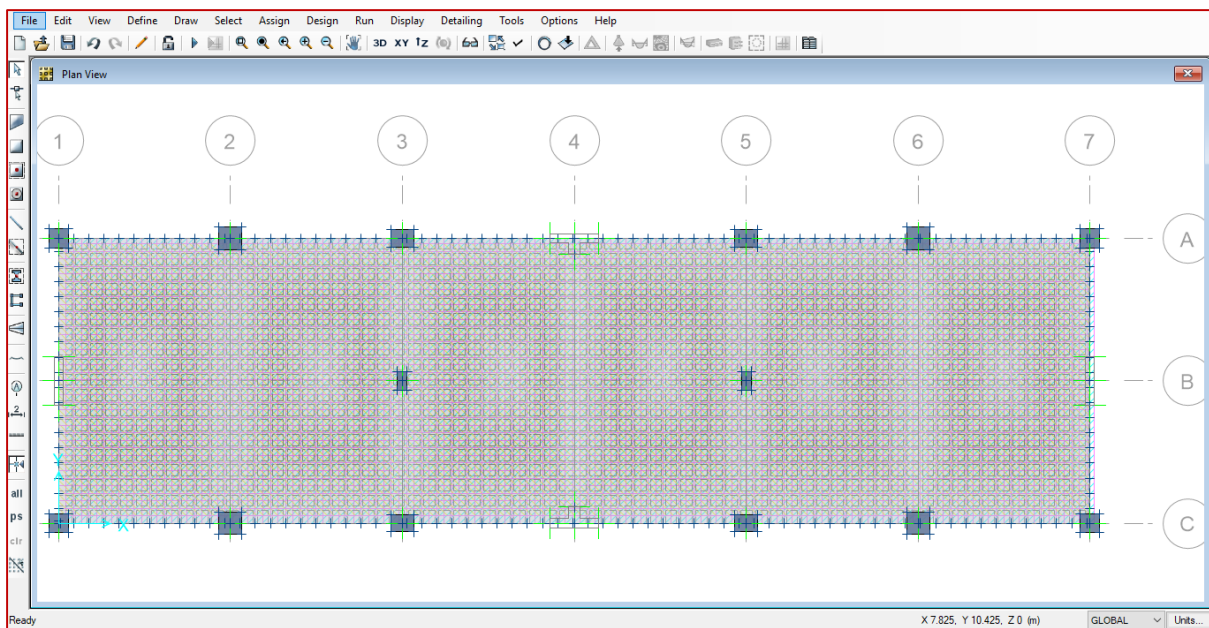


Ilustración 171: Dibujo de las Franjas de la Losa, en las direcciones X-X(A) e Y-Y(B) en el software SAFE 12.3.1

- Ejecutamos el análisis del software, esto con el comando:

Run/Run Analysis & Design

- Una vez concluido el análisis del software, se procede a verificar la máxima deformación de la losa a efectos de cargas de Servicio esto con

el comando:

Show/Deformed Shape/Seleccionamos el caso de combinación de Servicio/Apply

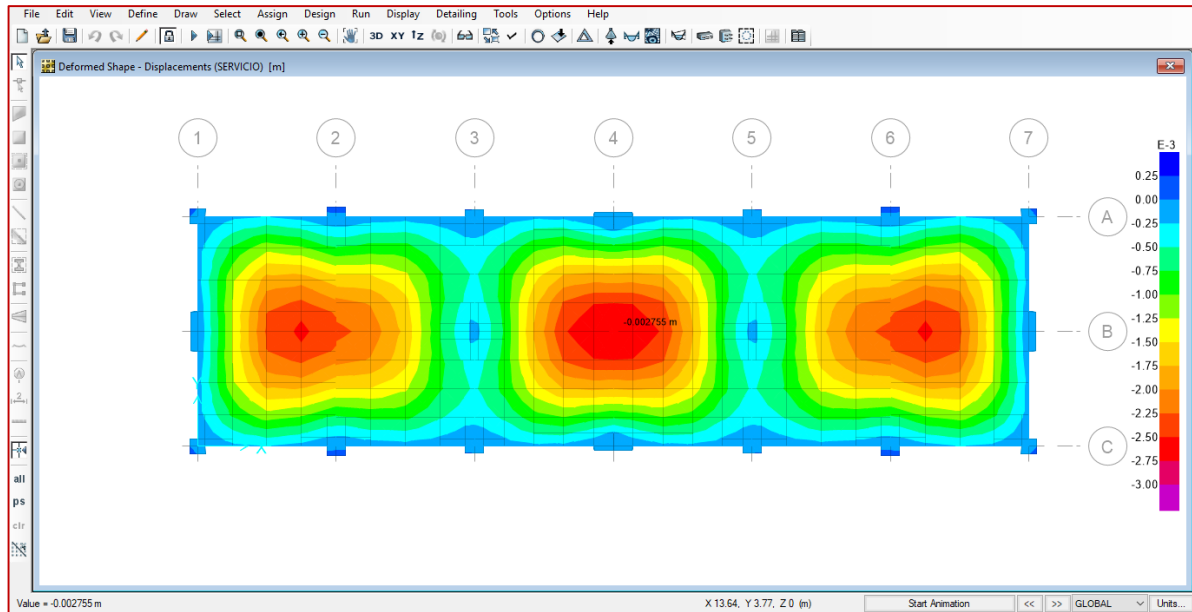


Ilustración 172: Máxima Deformación de la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas

En la figura anterior se puede ver que el asentamiento máximo de la losa aligerada unidireccional del módulo de Aulas se produce en la parte central de la estructura con una deformada de 0.0028m.

Diseño por Flexión, Corte y Refuerzo por Temperatura:

Para el diseño debido a flexión primero calculamos el acero mínimo necesario para nuestra losa en análisis de 0.25 m de espesor, esto con:

$$AS_{\text{mín}} = \frac{14bd}{F_y}$$

$$AS_{\text{mín}} = \frac{14 * 10 * 21}{4200}$$

$$AS_{\text{mín}} = 0.70 \text{ cm}^2$$

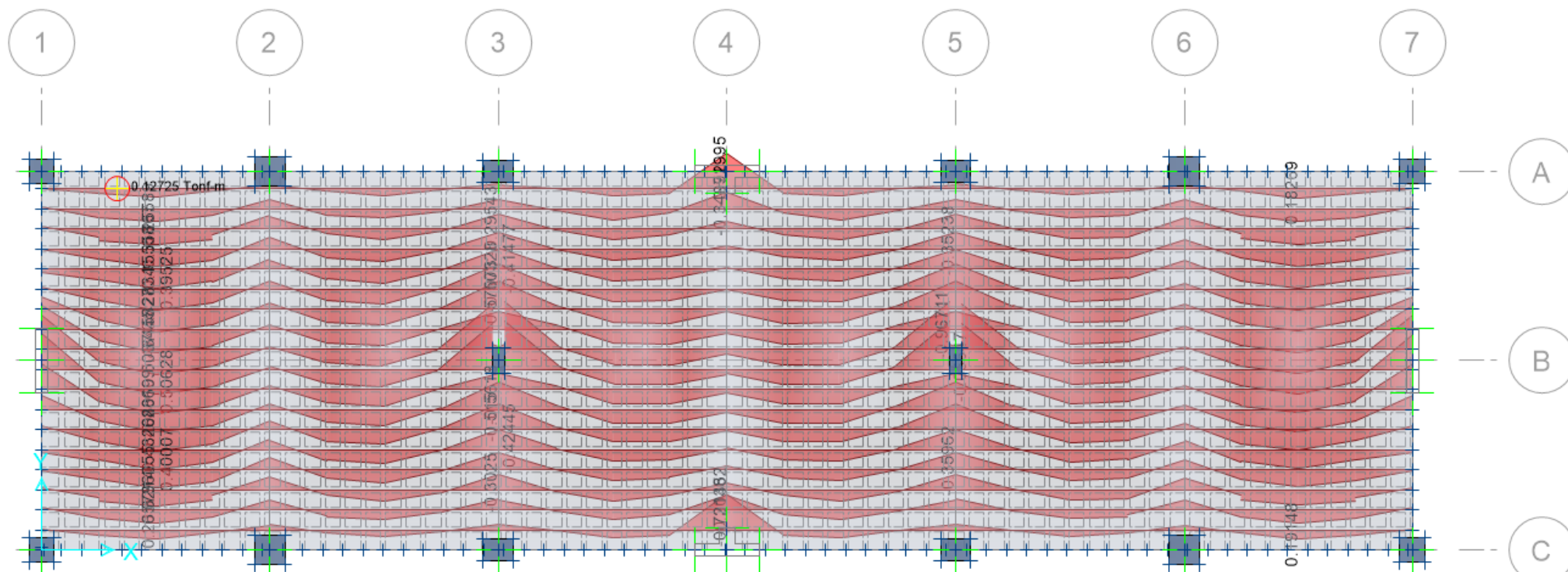


Ilustración 173: Momentos de la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas, Dirección X-X

Acero Positivo

Base de la Vigueta(b)	10	cm
Espesor de Losa(h)	25	cm
Recubrimiento(re)	2	cm
d	21	cm
Resistencia a la Fluencia del Acero(F'y)	4200	kg/cm ²
As(min)	0.70	cm ²
Momento Ultimo(Mu)	0.50	Tonf.m
Resistencia a la Compresion del Concreto(f'c)	210	kg/cm ²
Coficiente de Reduccion para Flexión(φ)	0.9	
d ²	441	cm ²
Acero Calculado(As)	0.65	cm ²
ACERO A USAR(As usar)	0.70	cm ²

Acero Negativo

Base de la Vigueta(b)	10	cm
Espesor de Losa(h)	25	cm
Recubrimiento(re)	2	cm
d	21	cm
Resistencia a la Fluencia del Acero(F'y)	4200	kg/cm ²
As(min)	0.70	cm ²
Momento Ultimo(Mu)	0.92	Tonf.m
Resistencia a la Compresion del Concreto(f'c)	210	kg/cm ²
Coficiente de Reduccion para Flexión(φ)	0.9	
d ²	441	cm ²
Acero Calculado(As)	1.25	cm ²
ACERO A USAR(As usar)	1.25	cm ²

Se tomó el mayor valor de momento y se uniformizo la cantidad de acero de refuerzo: positivo (1φ3/8" corrido), negativo (1φ1/2"), y en los extremos acero mínimo (1φ3/8").

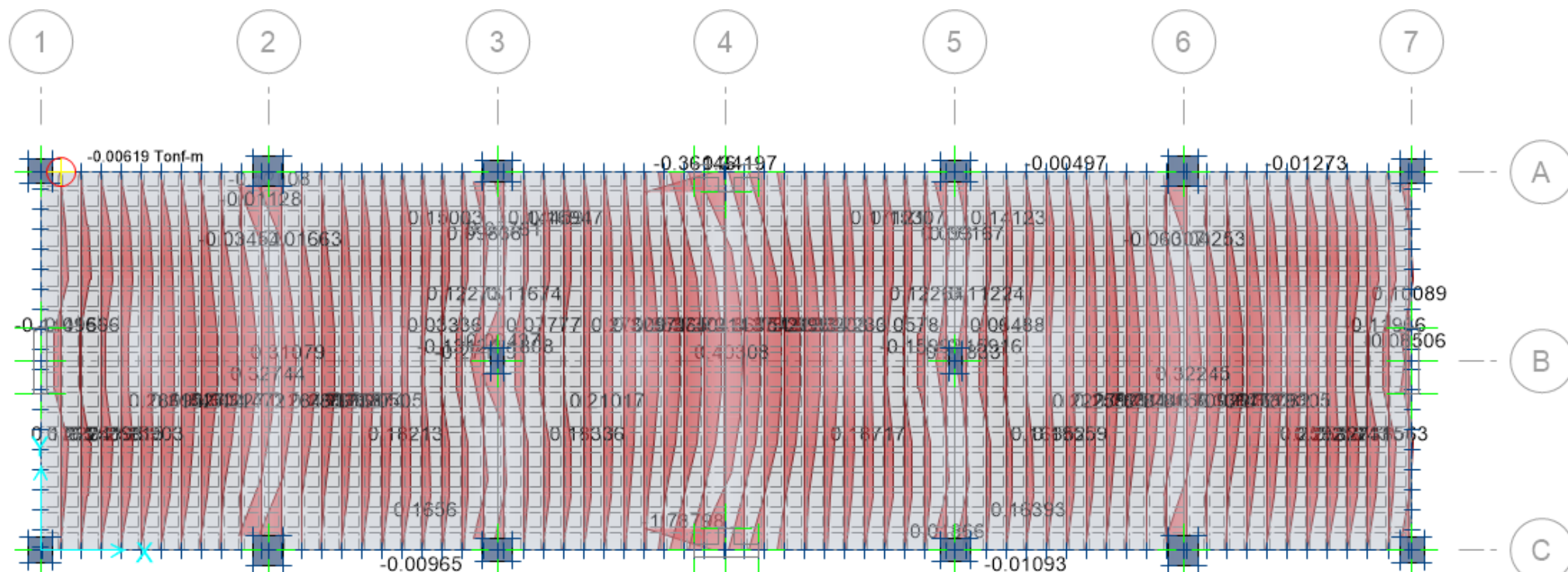


Ilustración 174: Momentos de la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas, Dirección Y-Y

Base de la Vigueta(b)	10	cm
Espesor de Losa(h)	25	cm
Recubrimiento(re)	2	cm
d	21	cm
Resistencia a la Fluencia del Acero(F _y)	4200	kg/cm ²
As(min)	0.70	cm ²
Momento Ultimo(M _u)	0.40	Tonf.m
Resistencia a la Compresion del Concreto(F _c)	210	kg/cm ²
Coefficiente de Reduccion para Flexión(φ)	0.9	
d ²	441	cm ²
Acero Calculado(As)	0.52	cm ²
ACERO A USAR(As usar)	0.70	cm ²

Se tomó el mayor valor de momento y se uniformizo la cantidad de acero de refuerzo: positivo (1φ3/8" corrido), y en los extremos acero mínimo (1φ3/8").

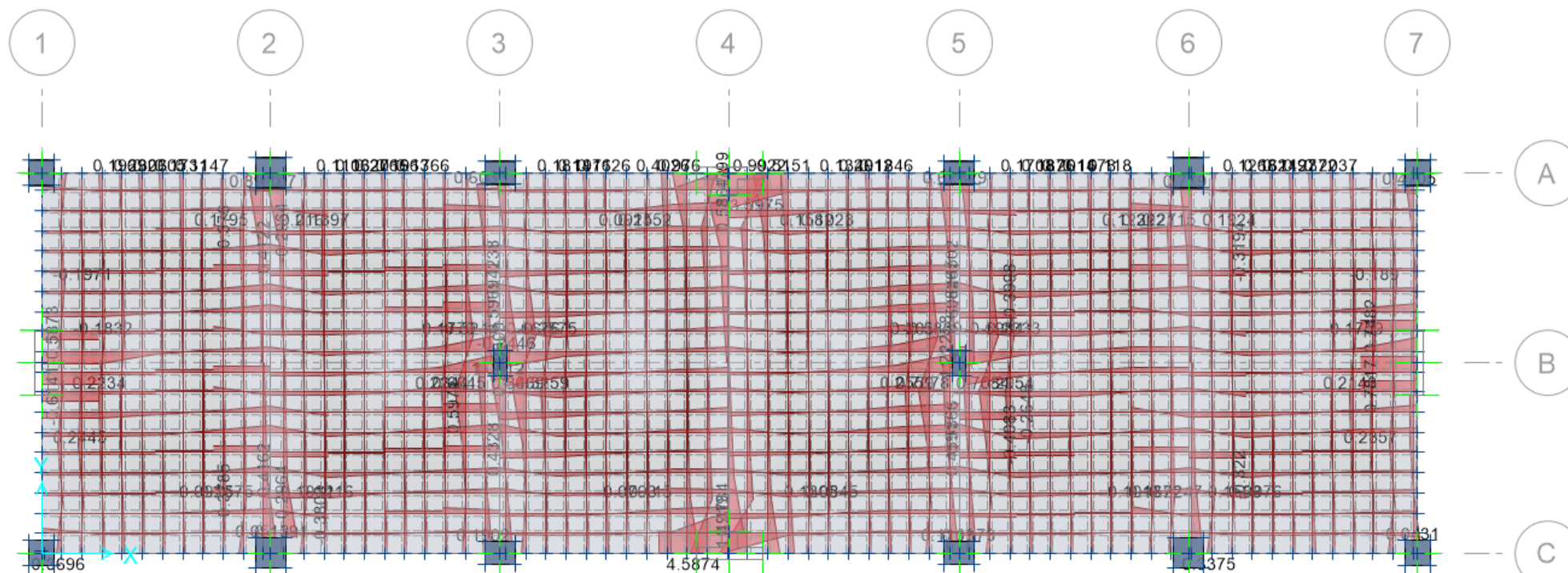


Ilustración 175: Fuerza Cortante actuante en la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas, Dirección X-X e Y-Y

Diseño por Corte

Base de la Vigüeta(b)	10	cm
Espesor de Losa(h)	25	cm
Recubrimiento(re)	2	cm
d	21	cm
Cortante Ultimo(Vu)	1.14	Tonf
Resistencia a la Fluencia del Acero(F'y)	4200	kg/cm ²
Resistencia a la Compresion del Concreto(f'c)	210	kg/cm ²
Factor de Reducción para Cortante (ϕ)	0.85	
Resistencia por Corte del Concreto(Vc)	1.51	Tonf
¿Necesita Ensanche de Vigüeta?	No	

Base de Ancho Tributario de 1 m(b)	100	cm
Espesor de la Capa Superior de la Losa(h)	5	cm
Cuantía Mínima(ρ min)	0.0018	
Acero de Temperatura(As)	0.90	cm ²
Acero Elegido para Diseño		
Diametro de Acero(in)	1/4	
Separacion Calculada	35.56	cm
Separacion Maxima	25	cm
	40	cm
Separacion Asumida (cm)	25	

Refuerzo por Temperatura

Como la fuerza cortante obtenida del análisis en ambas direcciones: X-X e Y-Y, es menor a la resistencia al corte del concreto, no se necesita realizar ensanche de vigüetas.

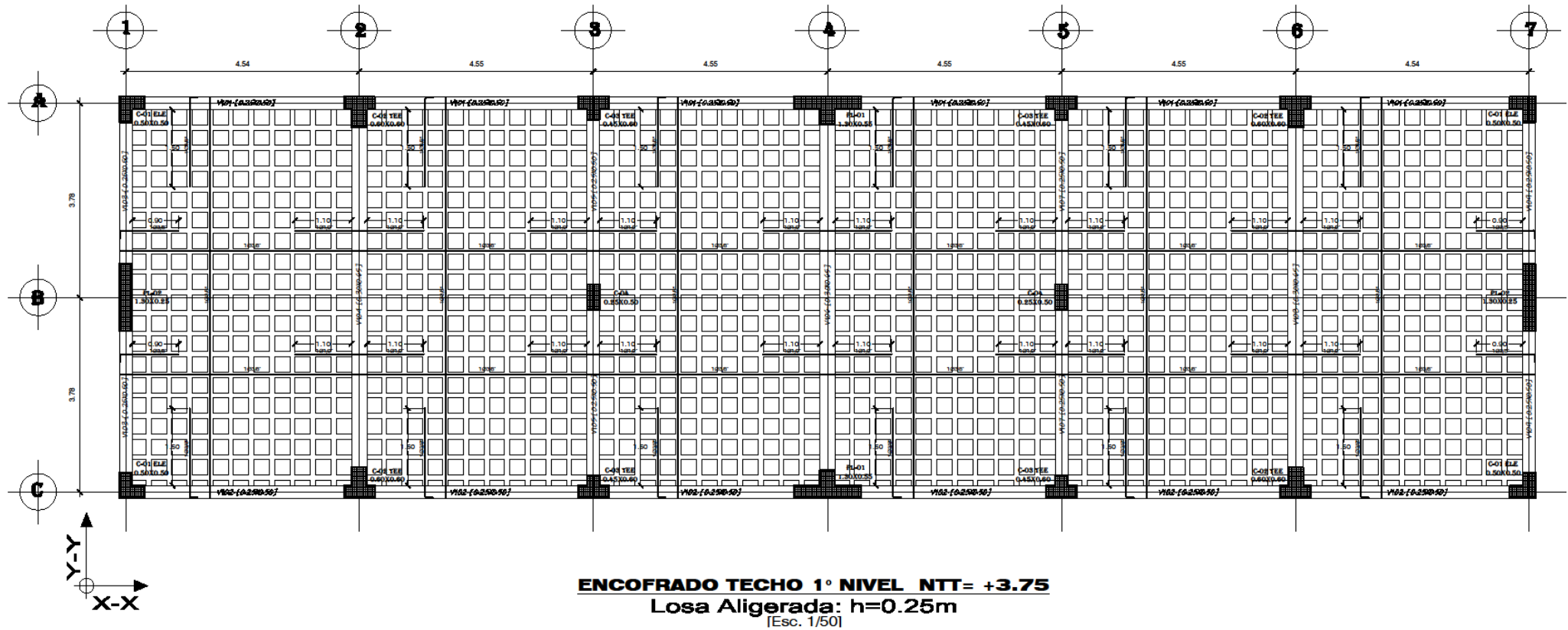


Ilustración 176: Disposición de Acero en la Losa Bidireccional del Módulo de Aulas

3.1.11.2. SUB-ESTRUCTURA

Se denomina sub-estructura o cimentación, al elemento estructural que es encargado de transportar las cargas de la super-estructura (columnas, muros, etc.) hacia el suelo.

El suelo debe trabajar ante una carga determinada siempre y cuando no cambien su estado de equilibrio, es decir no se generen deformaciones o asentamientos que produzcan daños a los elementos estructurales y no estructurales.

Diseño de Zapatas:

Se realiza el diseño de zapatas según las normas (E.060 Concreto Armado, 2009) y (Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 2018), donde se indica que las zapatas, deben diseñarse de tal manera que puedan resistir cargas amplificadas considerando un aumento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para las diferentes combinaciones de carga que participen cargas temporales como son el sismo y el viento. Para calcular los esfuerzos actuantes en el suelo, las cargas debido a sismo pueden minimizarse en el 80% de los valores resultantes del análisis.

En terrenos de capacidad portante baja debe analizarse el considerar vigas de cimentación, que luego en la evaluación para diseño se verá su comportamiento, según su rigidez y al conjunto de suelo y cimentación.

Con el fin de evaluar las presiones en el suelo, se debe considerar:

$$P_{\text{Servicio}} = CM + CV$$

En esta combinación de cargas de servicio: Carga Muerta (CM) y Carga Viva (CV), no se debe considerar el aumento del 30% en la presión admisible del suelo.

$$CM + CV + 0.80 CSX$$

$$CM + CV - 0.80 CSX$$

$$CM + CV + 0.80 CSY$$

$$CM + CV - 0.80 CSY$$

En esta combinación de cargas: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV), Cargas de Sismo en la Dirección X (CSX) y en la Dirección Y (CSY); se debe considerar el aumento del 30% en la presión admisible del suelo.

Para el diseño debido a flexión y cortante se consideró las siguientes combinaciones de carga:

$$COMB1 = 1.40CM + 1.70CV$$

$$COMB2 = 1.25(CM + CV) + CS$$

$$COMB3 = 1.25(CM + CV) - CS$$

$$COMB4 = 0.90CM + CS$$

$$COMB5 = 0.90CM - CS$$

$$ENVOLVENTE = COMB1 + COMB2 + COMB3 + COMB4 + COMB5$$

Diseño por Flexión:

Para el diseño por flexión se consideró las siguientes expresiones:

$$As(\text{min.}) = 0.0018 * Bw * d$$

$$As(\text{diseño}) = \frac{Mu}{\phi F_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{As(\text{min.}) * F_y}{0.85 * f'c * Bw}$$

$$N. \text{ Varillas} = \frac{As(\text{diseño})}{db}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{db * Bw}{As(\text{diseño})}$$

Donde:

As(min.): Acero Mínimo en Zapatas(cm^2).

f_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2).

Fy: Fuerza de Fluencia del Acero (kg/cm^2).

Bw: Ancho de la Zapata(m).

d: Peralte Efectivo de la Zapata(m).

Mu: Momento Ultimo(tonf.m).

ϕ : Factor de Reducción para Flexión ($\phi=0.90$).

db: Diámetro de la Barra(cm).

Diseño por Cortante:

Para el diseño por corte se consideró la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * B_w * d$$

Donde:

Vu: Cortante de Diseño(tonf).

Vc: Resistencia por Aporte del Concreto(tonf).

f_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2).

Bw: Ancho de la Zapata(m).

d: Peralte de la Zapata.

ϕ : Factor de Reducción para Cortante ($\phi=0.85$)

Diseño de Vigas de Cimentación:

Para el diseño debido a flexión y cortante se consideró las siguientes combinaciones de carga:

$$\text{COMB1} = 1.40\text{CM} + 1.70\text{CV}$$

$$\text{COMB2} = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + \text{CS}$$

$$\text{COMB3} = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) - \text{CS}$$

$$\text{COMB4} = 0.90\text{CM} + \text{CS}$$

$$\text{COMB5} = 0.90\text{CM} - \text{CS}$$

$$\text{ENVOLVENTE} = \text{COMB1} + \text{COMB2} + \text{COMB3} + \text{COMB4} + \text{COMB5}$$

Diseño por Flexión:

Para el diseño por flexión se consideró las siguientes expresiones:

$$A_s(\text{min.}) = \frac{14 * B_w * d}{4200}$$

$$A_s(\text{diseño}) = \frac{M_u}{\phi F_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s(\text{min.}) * F_y}{0.85 * f'_c * B_w}$$

Donde:

$A_s(\text{min.})$: Acero Mínimo en Vigas de Cimentación (cm^2).

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2).

F_y : Fuerza de Fluencia del Acero (kg/cm^2).

B_w : Ancho de la Viga de Cimentación (m).

d : Peralte Efectivo de la Viga de Cimentación (m).

M_u : Momento Ultimo (tonf.m).

ϕ : Factor de Reducción para Flexión ($\phi=0.90$).

Diseño por Cortante:

Para el diseño por corte se consideró las siguientes expresiones:

$$V_u = \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

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

$$V_s \text{ máx.} = 2.1 * \sqrt{f'c} * B_w * d$$

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{S}$$

Donde:

V_u : Fuerza Cortante Ultima (tonf).

V_n : Resistencia Nominal al Corte (tonf).

V_c : Resistencia del Concreto al Corte (tonf).

V_s : Resistencia al Corte del acero transversal (tonf).

$V_s \text{ máx.}$: Valor Máximo del Aporte del Acero(tonf).

A_v : Área de Acero Transversal(cm^2)

ϕ : Factor de Reducción para Cortante ($\phi=0.85$)

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2).

F_y : Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm^2).

B_w : Base de la Viga de Cimentación (cm).

d : Peralte Efectivo de la Viga de Cimentación (cm).

s : Espaciamiento de Acero Transversal.

Además, para asegurar una falla por flexión (falla dúctil) antes que por corte (falla frágil), se debe considerar:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} * M_{nd}}{L} + V_u(\text{isostatico})$$

$$V_n = V_u(\text{isostatico}) + \frac{M_n(\text{izq.}) + M_n(\text{der.})}{L}$$

Donde:

M_{ni} , M_{nd} : Momentos Nominales Reales a flexión.

$M_n(\text{izq.})$: Momento Nominal a la Izquierda de la Viga.

$M_n(\text{der.})$: Momento Nominal a la Derecha de la Viga.

Vu(isostatico): Cortante por Carga Permanente.

L: Luz Libre del Tramo de la Viga de Cimentación.

Finamente, el espaciamiento para acero transversal(estribos), debe considerar lo dispuesto en la norma (E.060 Concreto Armado, 2009):

- ✓ El 1er estribo a 0.05m de la cara de apoyo de la viga.
- ✓ La zona de confinamiento $\geq 2 * \text{peralte de la viga}$
- ✓ $s \leq d/4$
- ✓ $s \leq 10 * db(\text{longitudinal})$
- ✓ $s \leq 24 * db(\text{estribo})$
- ✓ $s \leq 30\text{cm}$

A modo de ejemplo para el Módulo en análisis correspondiente a Aulas, se realizará el diseño por Flexión y Cortante de la Cimentación.

Basándonos en los resultados obtenidos del análisis realizado en el software SAFE V12.3.1, y los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos(EMS) del terreno.

Se realizarán los siguientes pasos:

- Exportamos las cargas actuantes en la super-estructura desde el Software Etabs al software Safe, para ello vamos a:
File/Export/Story as SAFE V12. f2k File.../Seleccionamos la base de la estructura a exportar/ Export Floor Loads Plus Column and Wall Distortions/Completamos los Casos de Carga y Combinaciones a Exportar/Ok/Elegimos la Ubicación para Guardarlo/Ok.

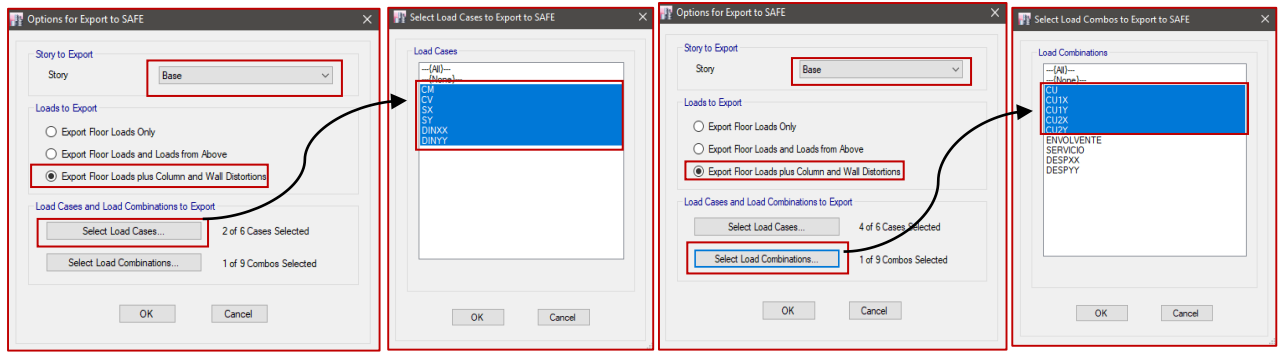
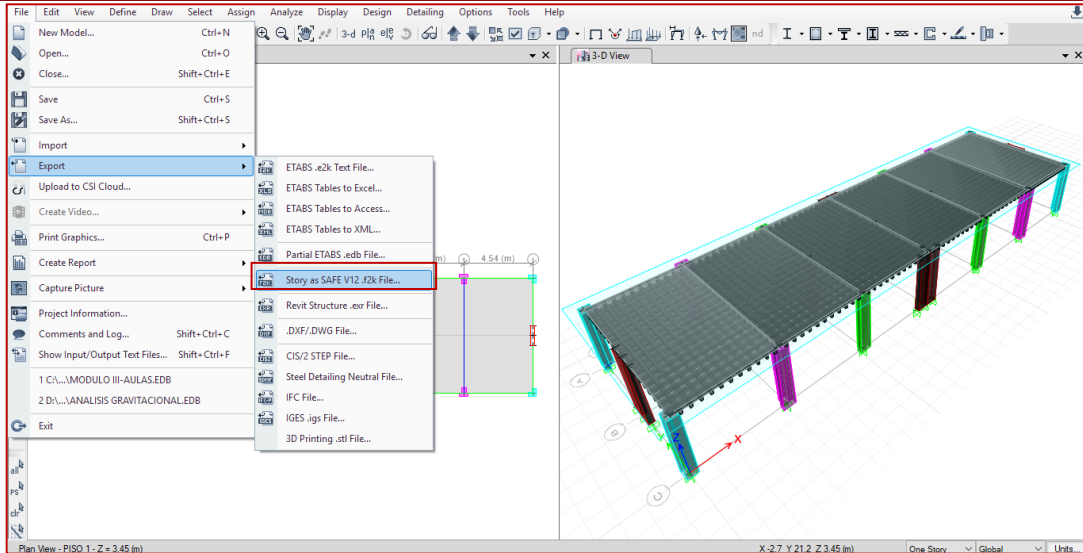


Ilustración 177: Exportación de Cargas de la Base de la Estructura del Módulo de Aulas del Software Etabs V.16.2.1 al software SAFE 12.3.1

- Iniciamos el software SAFE V.12.3.1 e importamos el archivo guardado del paso anterior, para ello vamos a:

File/Import/ SAFE .F2k File.../Escogemos el Archivo Guardado/Ok



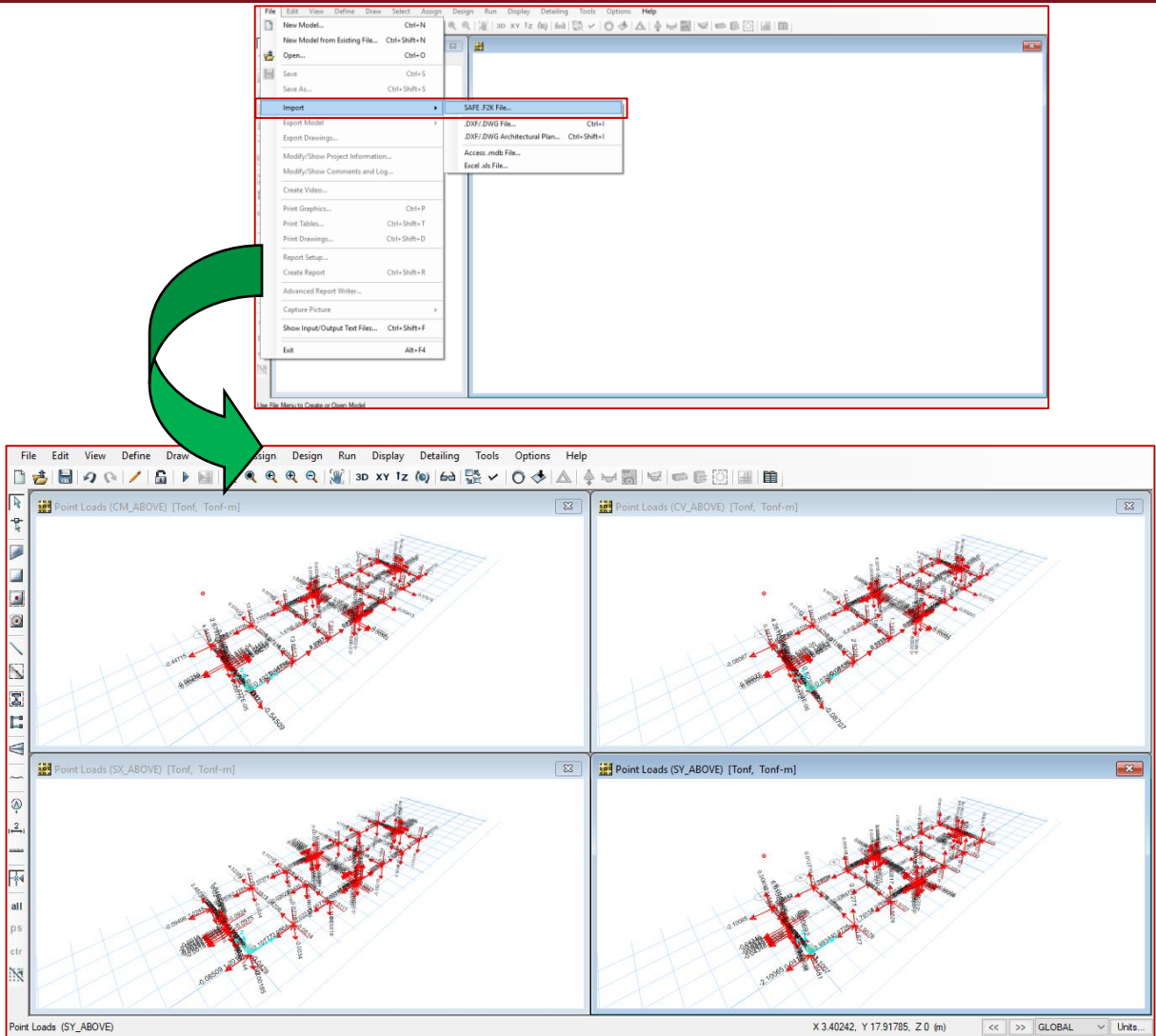


Ilustración 178: Importación de Archivo S2k de la Base de la Estructura Conteniendo las Cargas: Muerta, Viva y Sismo en X-X e Y-Y-Módulo de Aulas en el software SAFE 12.3.1

○ Definimos los materiales, para ello vamos a:

Define/Materials/Add New Material Quick/Completamos la Información/Ok

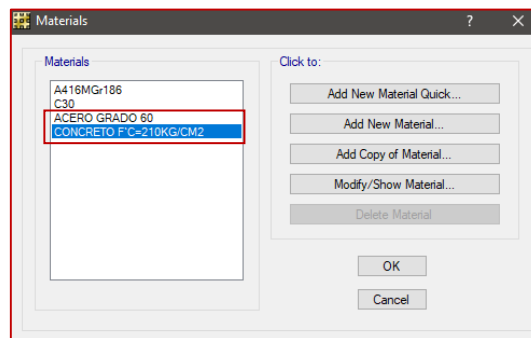


Ilustración 179: Definición de Materiales en el Software SAFE 12.3.1

○ Definimos el Área Rígida y las Zapatas, cuya altura fue previamente calculada en función al acero de refuerzo de las columnas. En el Software Safe vamos a:

Define/Slab Properties /Add New Property/Completamos la Información/Ok

ALTURA DE LA ZAPATA [H_z]	
Acero Longitudinal de la Columna	ϕ 5/8"
Longitud de anclaje en compresión del acero	0.37 m
Altura mínima de la Zapata	0.50 m

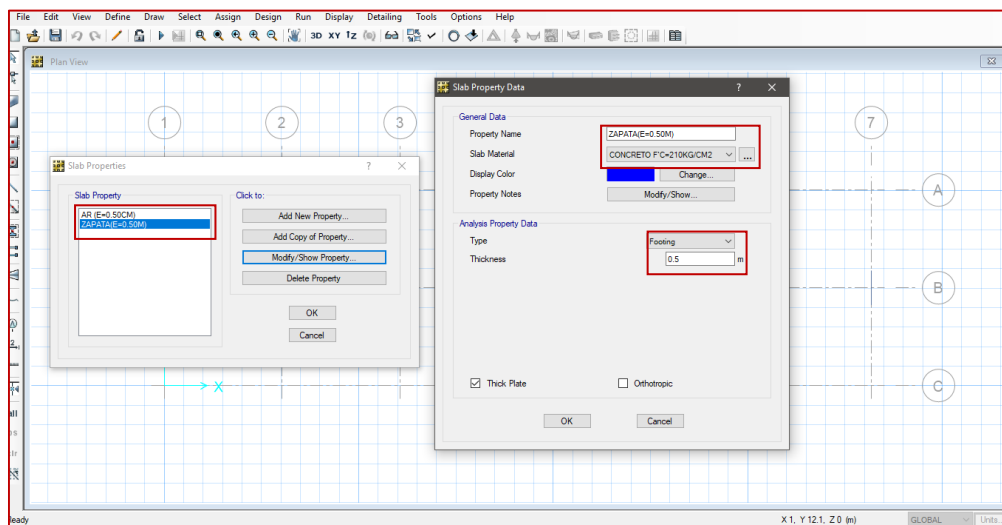


Ilustración 180: Definición de Propiedades de Zapatas y Áreas Rígidas en el Software SAFE 12.3.1

○ Definimos el Suelo de Soporte, con las propiedades, según el Estudio de Mecánica de Suelos (E.M.S), para ello vamos a:

Define/Soil Subgrade Properties /Add New Property/Completamos la Información/Ok.

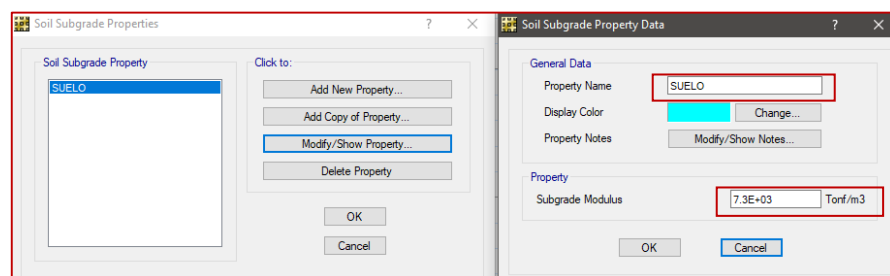


Ilustración 181: Definición del Suelo de Soporte en el Software SAFE 12.3.1

○ Definimos las Combinaciones de Carga para el Análisis posterior, esto

con:

Define/Load Combinations/Add New Combo/Completamos la Información/Ok.

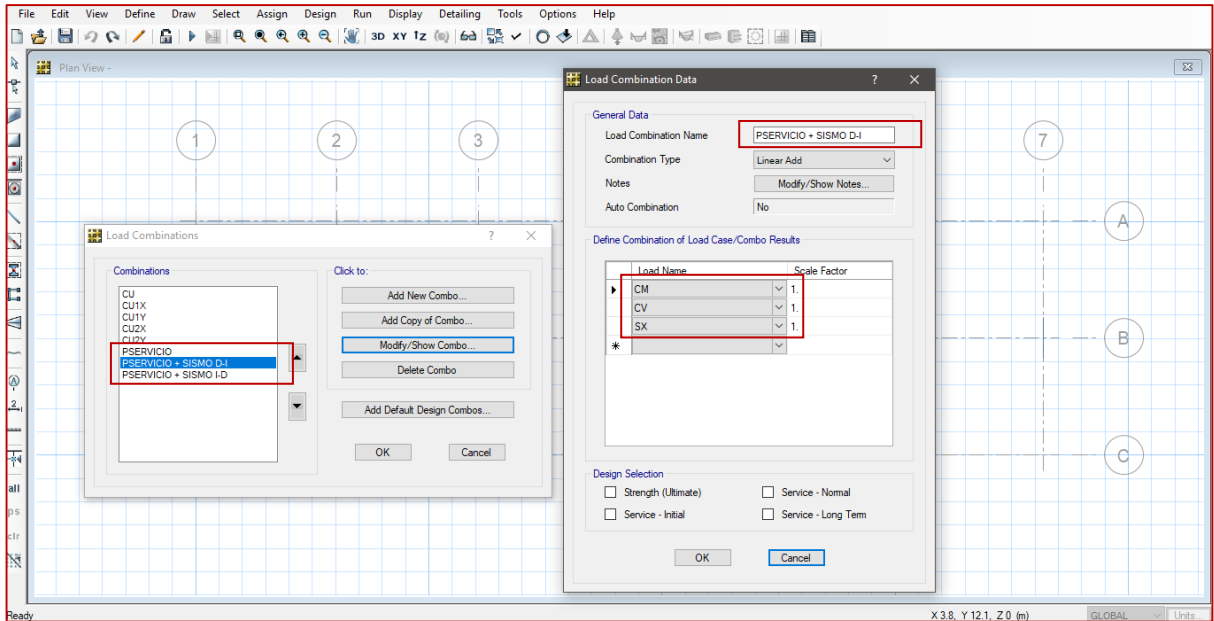


Ilustración 182: Definición de las Combinaciones de Carga en el Software SAFE 12.3.1

○ Definimos las vigas de cimentación, para ello vamos a:

Define/Beam Properties/Add New Property/Completamos la Información/Ok.

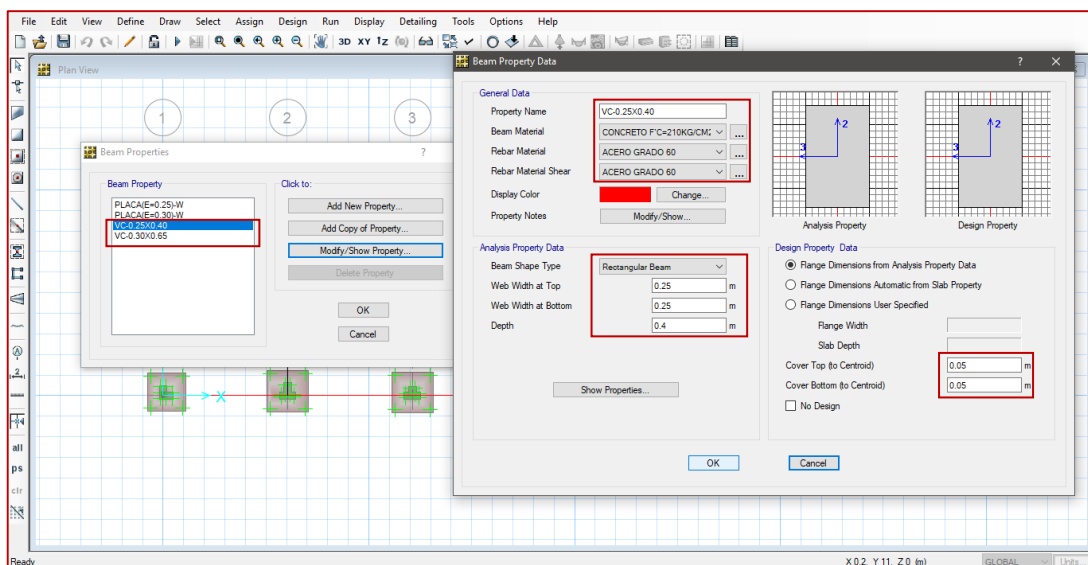


Ilustración 183: Definición de Vigas de Cimentación en el Software SAFE 12.3.1

- Realizamos el dibujo de las áreas rígidas (según las columnas de la super-estructura) y las zapatas previamente pre-dimensionadas, esto con el comando:

Quick Draw Areas Around Points

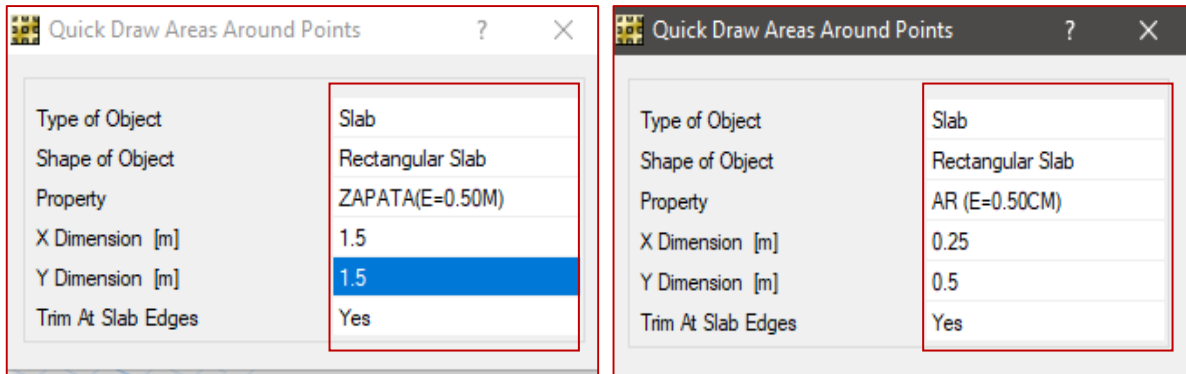


Ilustración 184: Comando para Dibujo de Zapata y Área Rígida en el Software SAFE 12.3.1

- Realizamos el dibujo de las vigas de cimentación, previamente pre-dimensionadas, esto con el comando:

Draw Beams/Lines

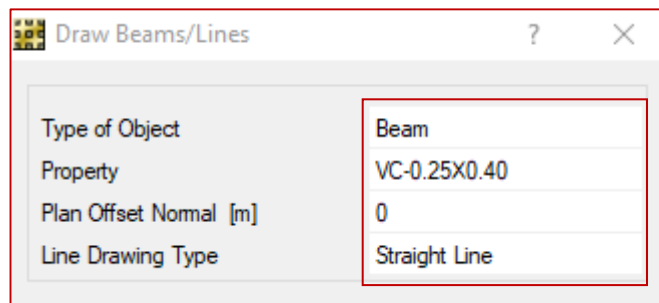


Ilustración 185: Comando para Dibujo de Viga de Cimentación en el Software SAFE 12.3.1

Acontinuacion se muestra la disposicion final de la cimentacion propuesta:

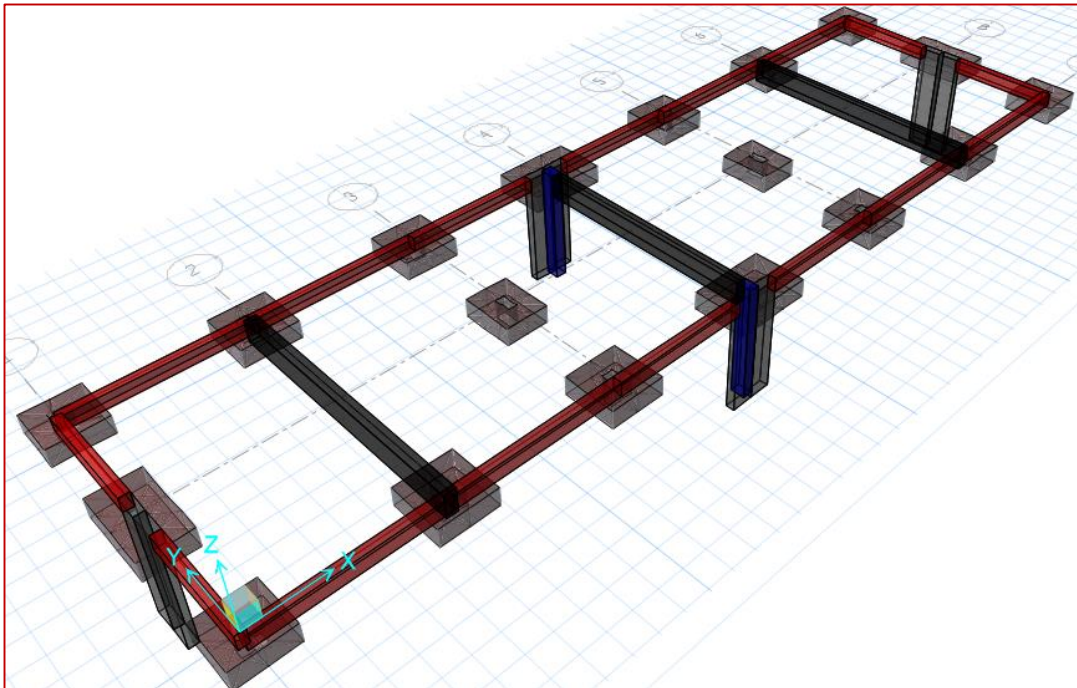
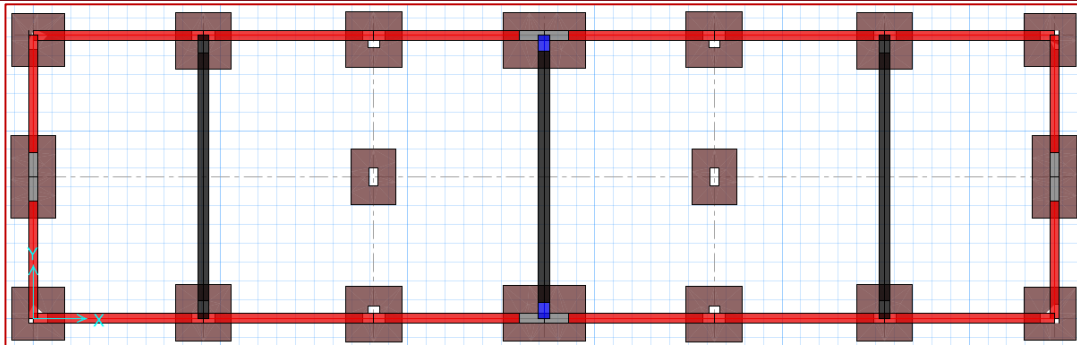


Ilustración 186: Disposición Final de la Cimentación para el análisis en el Software SAFE 12.3.1

- Asignamos el soporte de suelo a los elementos definidos, para ello los seleccionamos y luego:

Assign/Support Data/Soil Properties/Suelo/Ok.

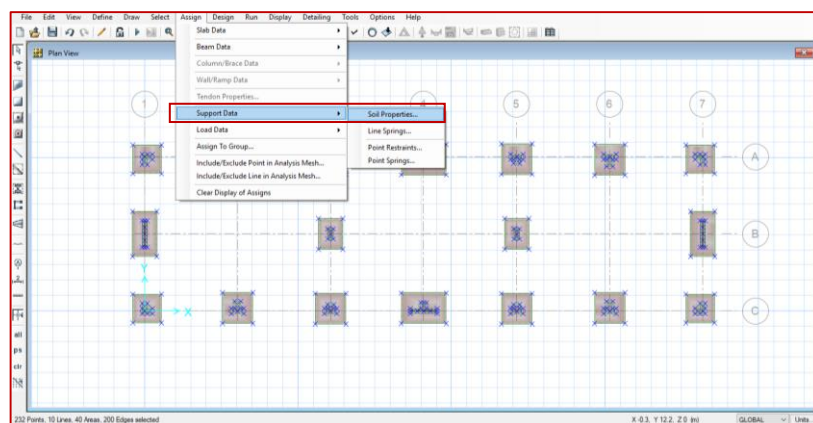


Ilustración 187: Asignación de Soporte a la Cimentación en el Software SAFE 12.3.1

○ Asignamos las cargas a los elementos definidos, considerando que el uso es de Aulas y según la norma (E.020 Cargas, 2006) le corresponde una carga viva de 250 kg/cm². Para la carga muerta, se considera los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (E.M.S) como el desplante y el peso del relleno.

En el software Safe seleccionamos los elementos y luego:

Assign/Load Data/Surface Loads/Ok.

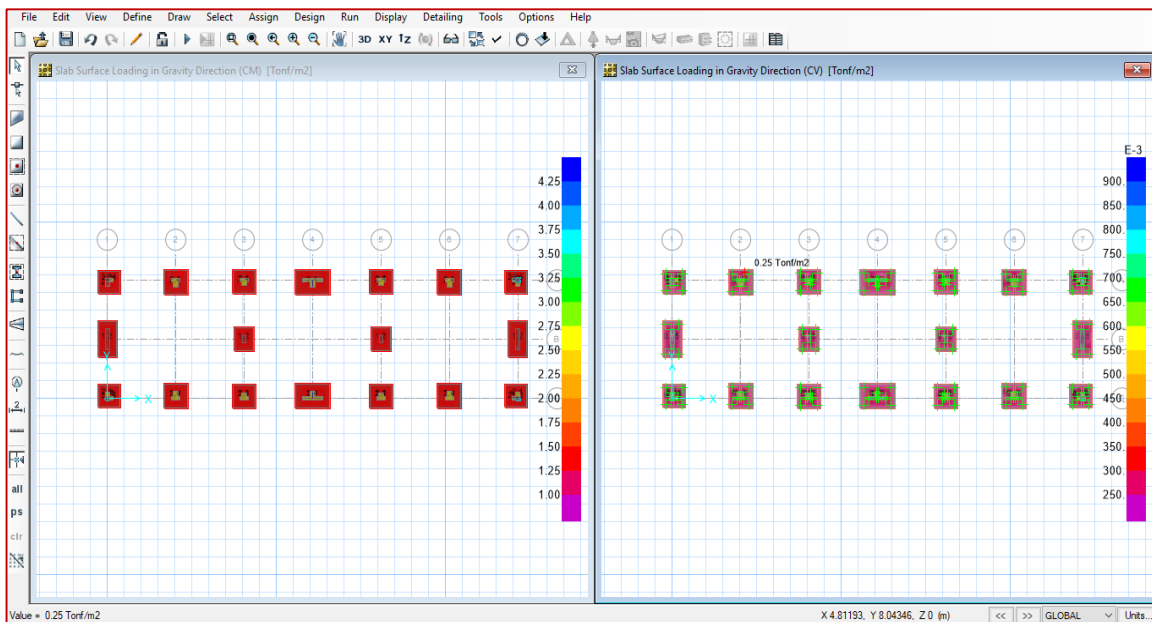
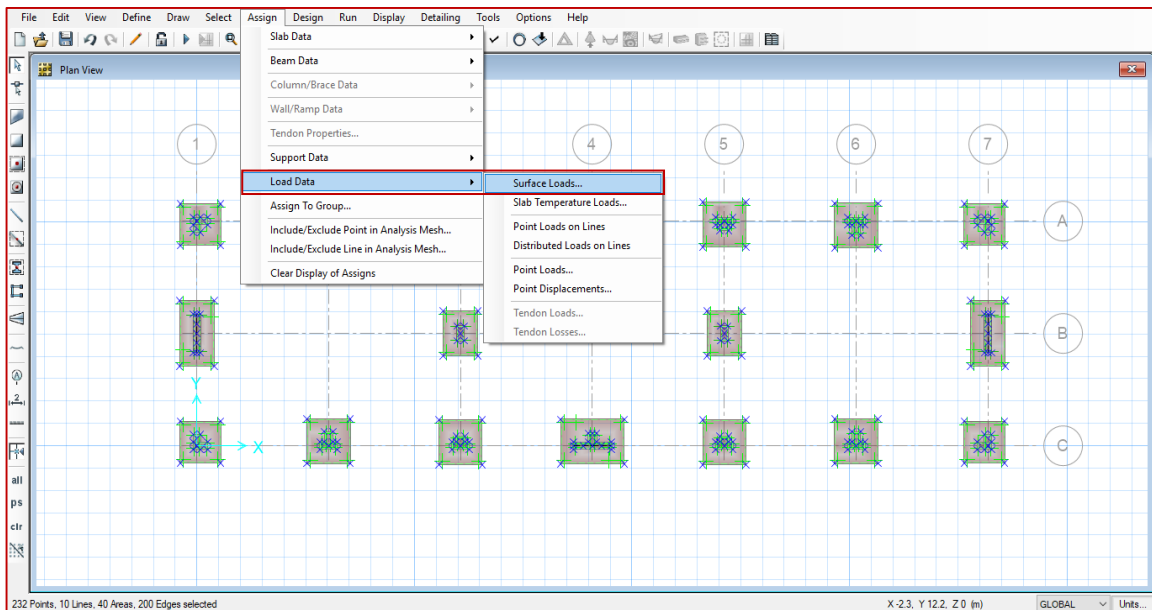


Ilustración 188: Asignación de Carga Muerta y Carga Viva a la Cimentación en el Software SAFE 12.3.1

○ Configuramos el análisis en el Software, para ello vamos a:

Run/Advanced Modeling Options/2D Plate-UZ, RX, RY Only/Ok.

Y Finalmente iniciamos el análisis, con la tecla F5.

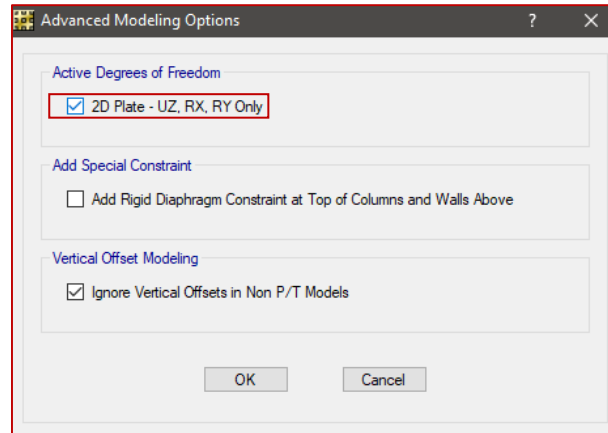


Ilustración 189: Configuración de Análisis en el Software SAFE 12.3.1

○ Realizamos la verificación de presiones actuantes en el suelo y las comparamos con la presión admisible del terreno según el Estudio de Mecánica de Suelos (E.M.S). Estas presiones deben ser mayores que las actuantes provenientes de las cargas de gravedad.

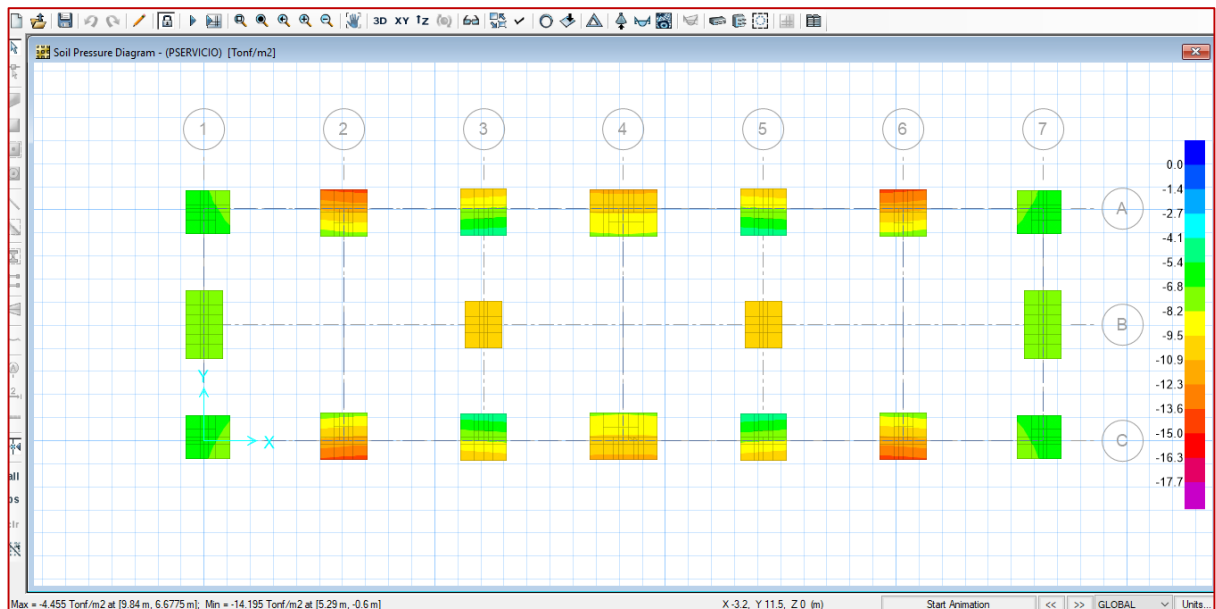


Ilustración 190: Diagrama de Presiones debido a Cargas de Servicio de la Cimentación del Módulo: Aulas en el Software SAFE 12.3.1

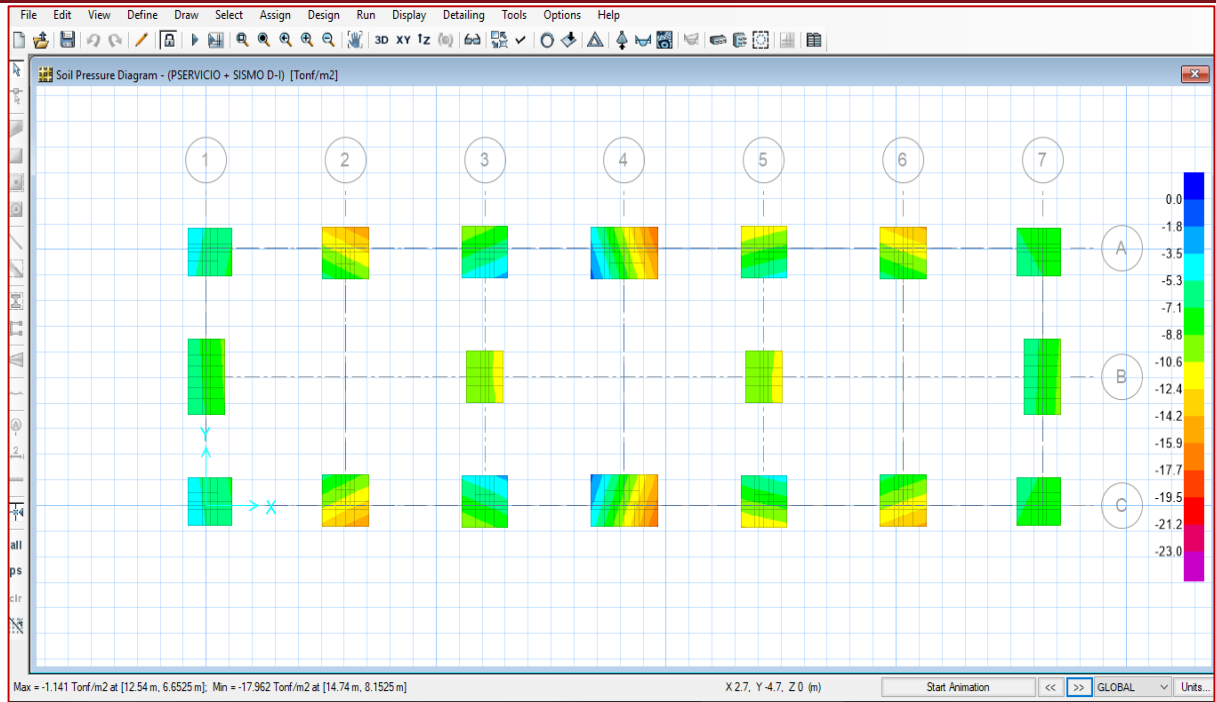


Ilustración 191: Diagrama de Presiones (Presión del Suelo amplificado en 30%) debido a Cargas de Servicio y Sismo de Derecha a Izquierda de la Cimentación del Módulo: Aulas en el Software SAFE 12.3.1

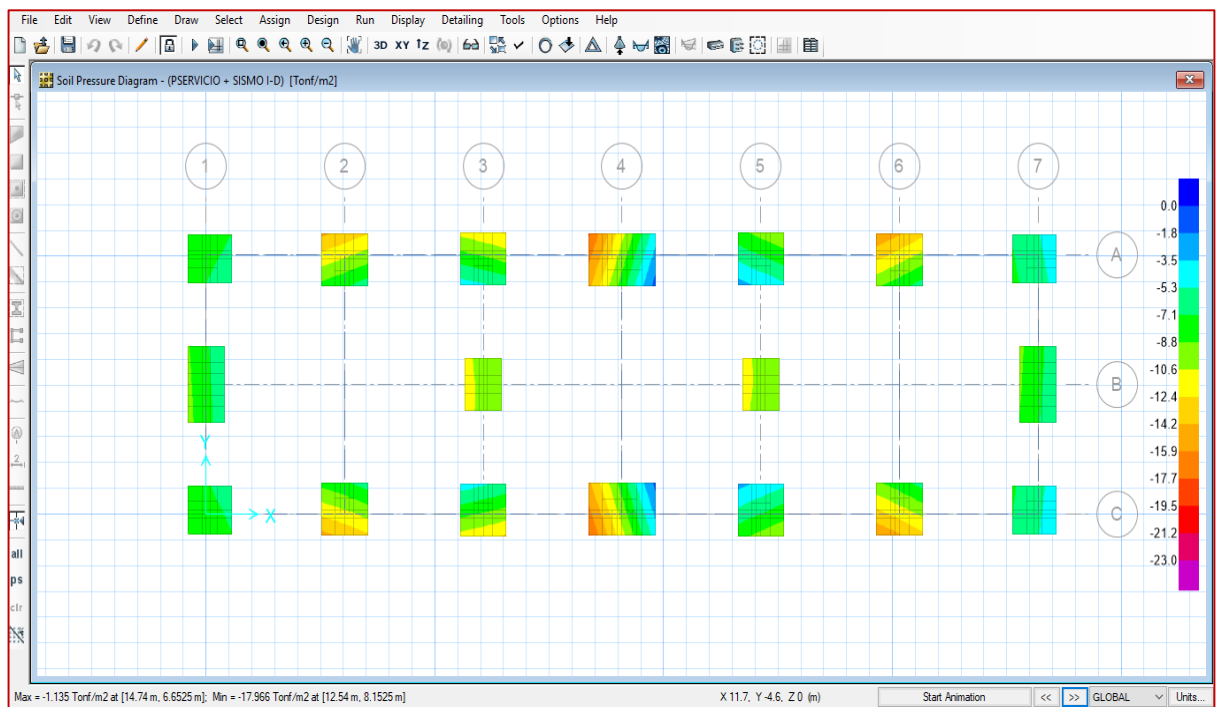


Ilustración 192: Diagrama de Presiones (Presión del Suelo amplificado en 30%) debido a Cargas de Servicio y Sismo de Izquierda a Derecha de la Cimentación del Módulo: Aulas en el Software SAFE 12.3.1

- Realizamos la verificación de deformaciones actuantes en la cimentación y lo comparamos con la máxima deformación tolerable del terreno (0.50cm) según el Estudio de Mecánica de Suelos (E.M.S).

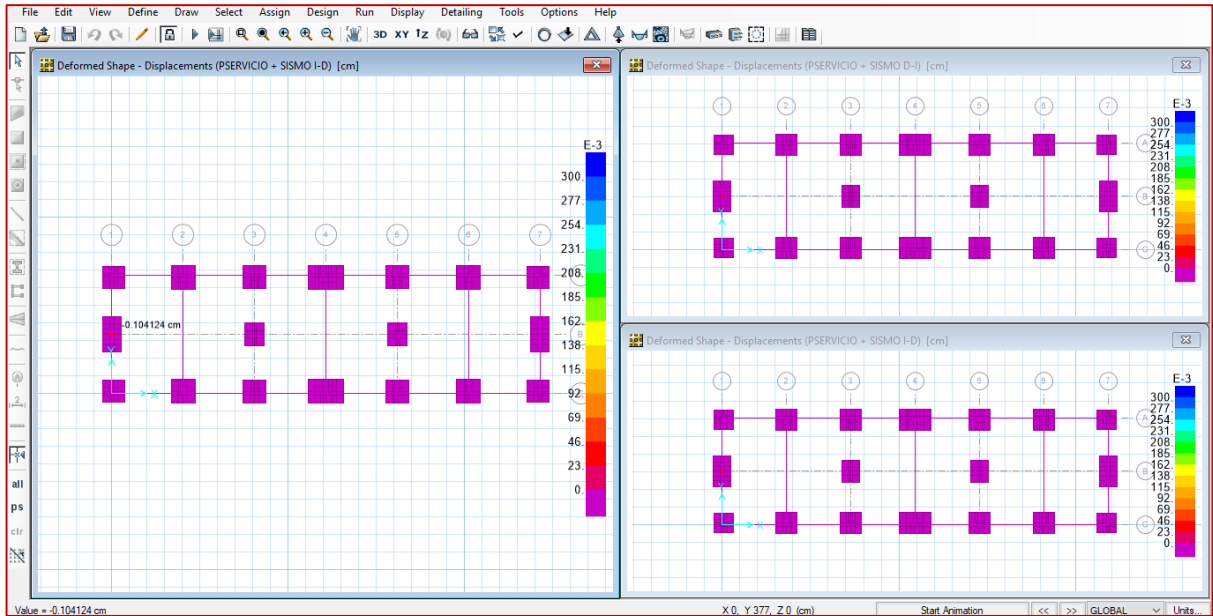


Ilustración 193: Diagrama de asentamientos debido a Cargas de Servicio y Sismos: de Izquierda a Derecha y viceversa de la Cimentación del Módulo: Aulas en el Software SAFE 12.3.1

- El análisis se realizará por el método de las franjas, es por ello que debemos definir las en el software, es decir las dibujamos en las zapatas con el comando:

Drawn Design Strips

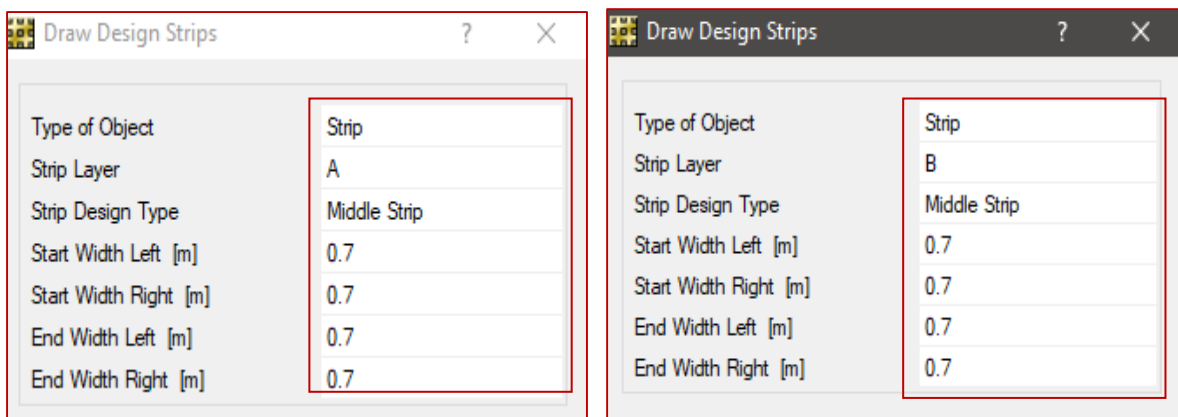


Ilustración 194: Definición de las Franjas de las Zapatas, en las direcciones X-X(A) e Y-Y(B) en el software SAFE 12.3.1

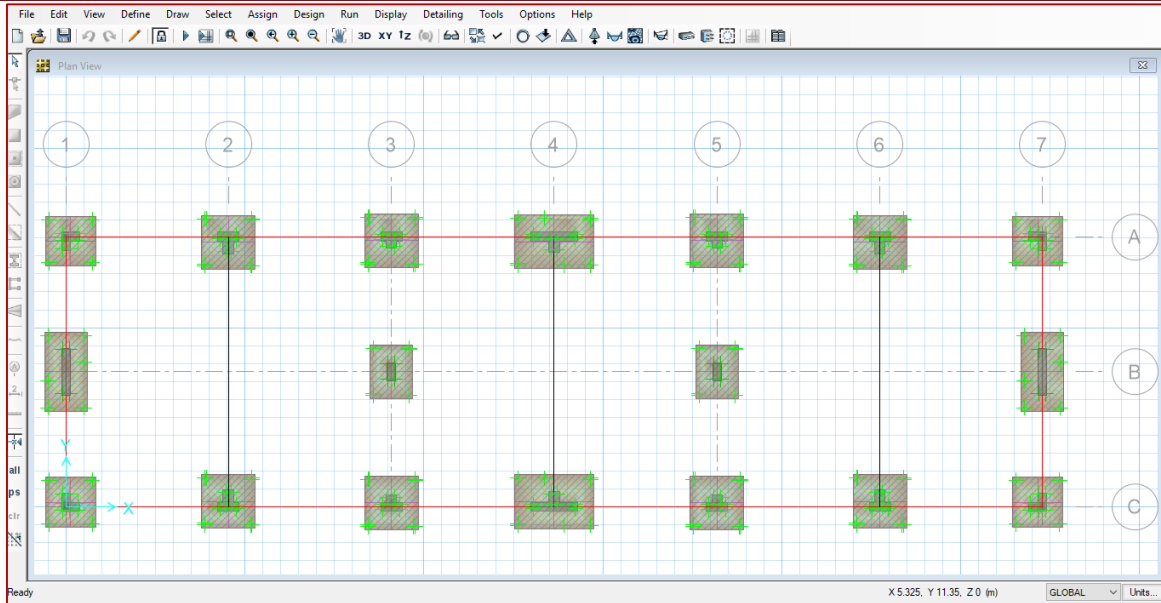


Ilustración 195: Dibujo de las Franjas de las Zapatas, en las direcciones X-X(A) e Y-Y(B) en el software SAFE 12.3.1

- Definimos la combinación tipo Envolvente, para la obtención de resultados para el diseño, esto con el comando:

Define/Load Combinations/Add New Combo/Completamos la Información/Ok.

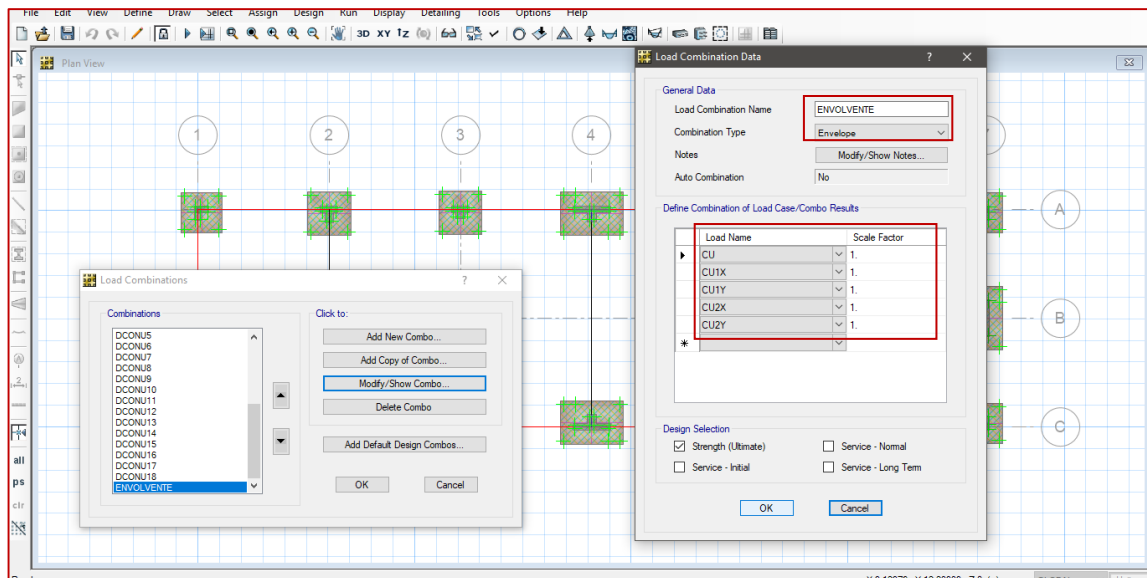


Ilustración 196: Definición de la Combinación tipo Envolvente en el software SAFE 12.3.1

- Ejecutamos el análisis del software, esto con el comando:

Run/Run Analysis & Design

Diseño por Flexión y Cortante-Zapatas:

Para el diseño debido a flexión y Cortante necesitamos los momentos flectores máximos y Cortantes Máximas obtenidos del análisis en el software SAFE 12.3.1, a continuación, se muestran los resultados obtenidos:

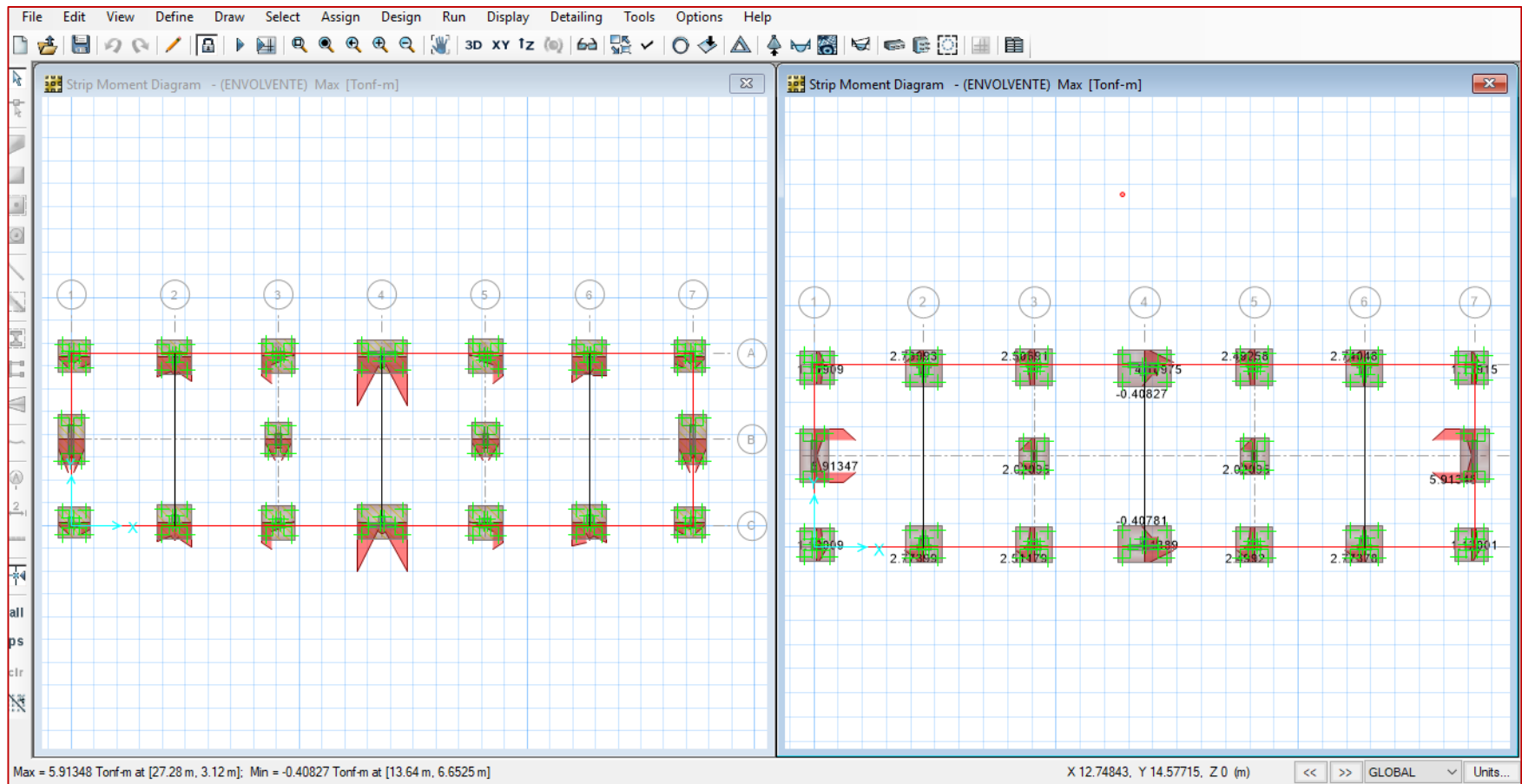


Ilustración 197: Diagramas de Momentos Flectores en las Franjas de Diseño, en las direcciones X-X(Izquierda) e Y-Y(Derecha) en el software SAFE 12.3.1

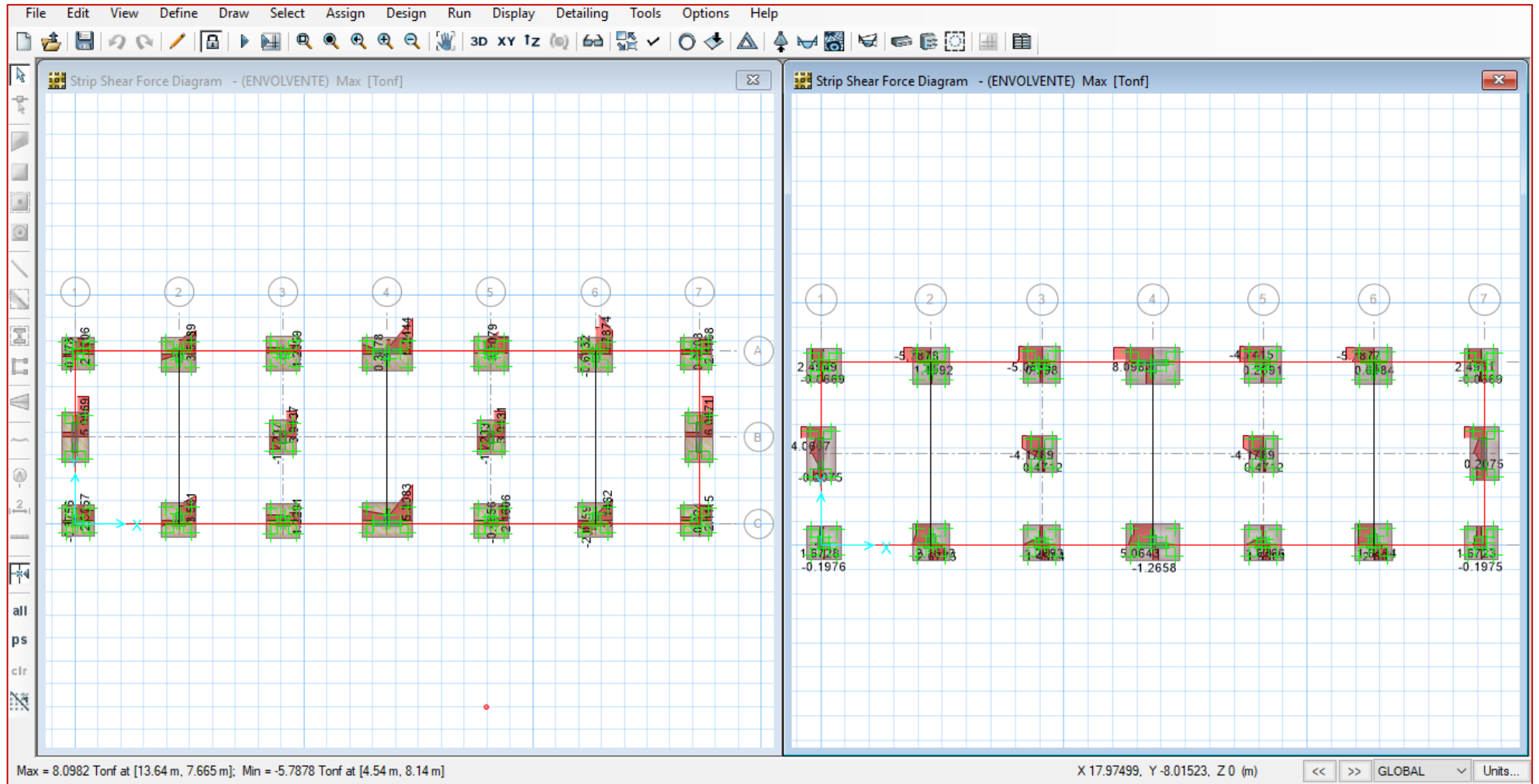


Ilustración 198: Diagramas de Fuerzas Cortantes en las Franjas de Diseño, en las direcciones X-X(Izquierda) e Y-Y(Derecha) en el software SAFE 12.3.1

A modo de ejemplo se diseñará por flexión y cortante la zapata aislada ubicada en la intersección de los ejes "A" y "3" del módulo en análisis: Aulas.

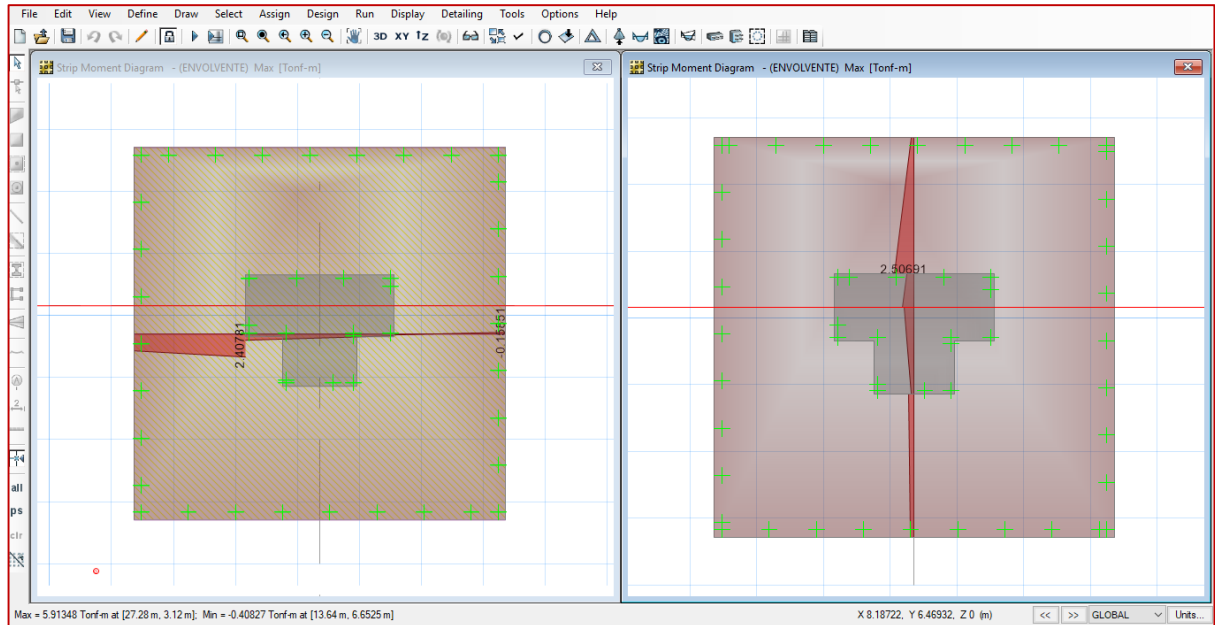


Ilustración 199: Diagrama de Momento Flector en las direcciones: X-X(Izquierda) e Y-Y(Derecha) de la Zapata Aislada Ubicada en la Intersección de los Ejes "A" y "3" del Módulo: Aulas

Ancho de la Zapata(Bw)	150	cm
Peralte de la Zapata(h)	50	cm
Recubrimiento(re)	7.5	cm
Diametro de Acero de Parrilla(Tentativo)	1.59	cm
Momento Ultimo(Mu)	2.51	Tonf.m
Resistencia a la Fluencia del Acero(F _y)	4200	kg/cm ²
Resistencia a la Compresión del Concreto(f _c)	210	kg/cm ²
Coficiente de Reducción para Flexión(φ)	0.9	
Peralte Efectivo de Zapara(d)	40.91	cm
Acero Minimo(As(min.))	11.05	cm ²
a	1.73	cm
Acero Calculado(As)	1.66	cm ²
ACERO A USAR(As usar)	11.05	cm ²
Acero Elegido para Diseño		
Diametro de Acero(in)	5/8	
Numero de Varillas	7	
Espaciamiento(cm)	20	

Se uniformiza el momento máximo de ambas direcciones X-X e Y-Y, sin embargo, al ser muy pequeño, se usará acero mínimo.

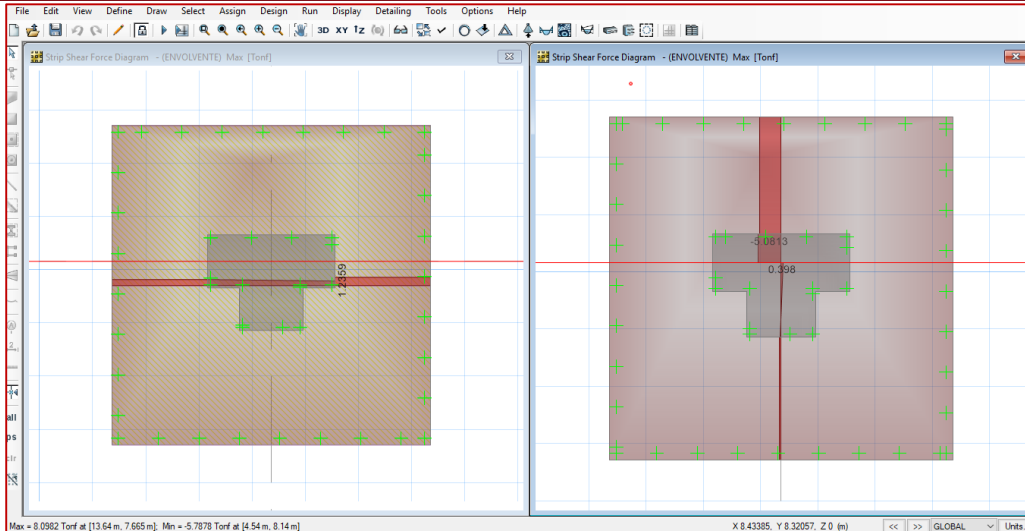


Ilustración 200: Diagrama de Fuerzas Cortantes en las direcciones: X-X(Izquierda) e Y-Y(Derecha) de la Zapata Aislada Ubicada en la Intersección de los Ejes "A" y "3" del Módulo: Aulas

Ancho de la Zapata(Bw)	150	cm
Peralte de la Zapata(h)	50	cm
Recubrimiento(re)	7.5	cm
Diametro de Acero de Parrilla(Tentativo)	1.59	cm
Cortante Ultimo(Vu)	5.08	Tonf
Resistencia a la Fluencia del Acero(F _y)	4200	kg/cm ²
Resistencia a la Compresión del Concreto(f _c)	210	kg/cm ²
Factor de Reducción para Cortante (ø)	0.85	
Peralte Efectivo de Zapara(d)	40.91	cm
Resistencia por Corte del Concreto(V _c)	47.13	Tonf
¿Necesita la Resistencia al Corte del Acero?	No	

Se uniformiza el Cortante máximo de ambas direcciones X-X e Y-Y, sin embargo, el concreto absorbe las cargas por cortante.

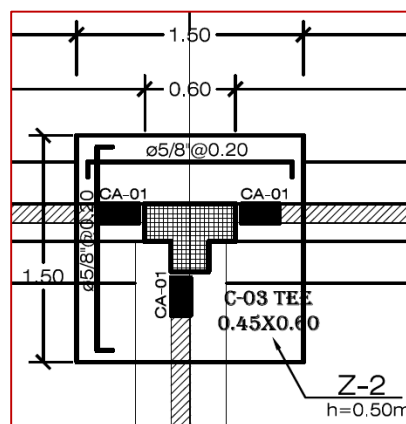


Ilustración 201: Disposición de Acero de la Zapata Aislada Ubicada en la Intersección de los Ejes "A" y "3" del Módulo: Aulas

Diseño por Flexión y Cortante-Vigas de Cimentación:

Para el diseño debido a flexión y Cortante necesitamos los momentos flectores máximos y Cortantes Máximas obtenidos del análisis en el software SAFE 12.3.1, a continuación, se muestran los resultados obtenidos:

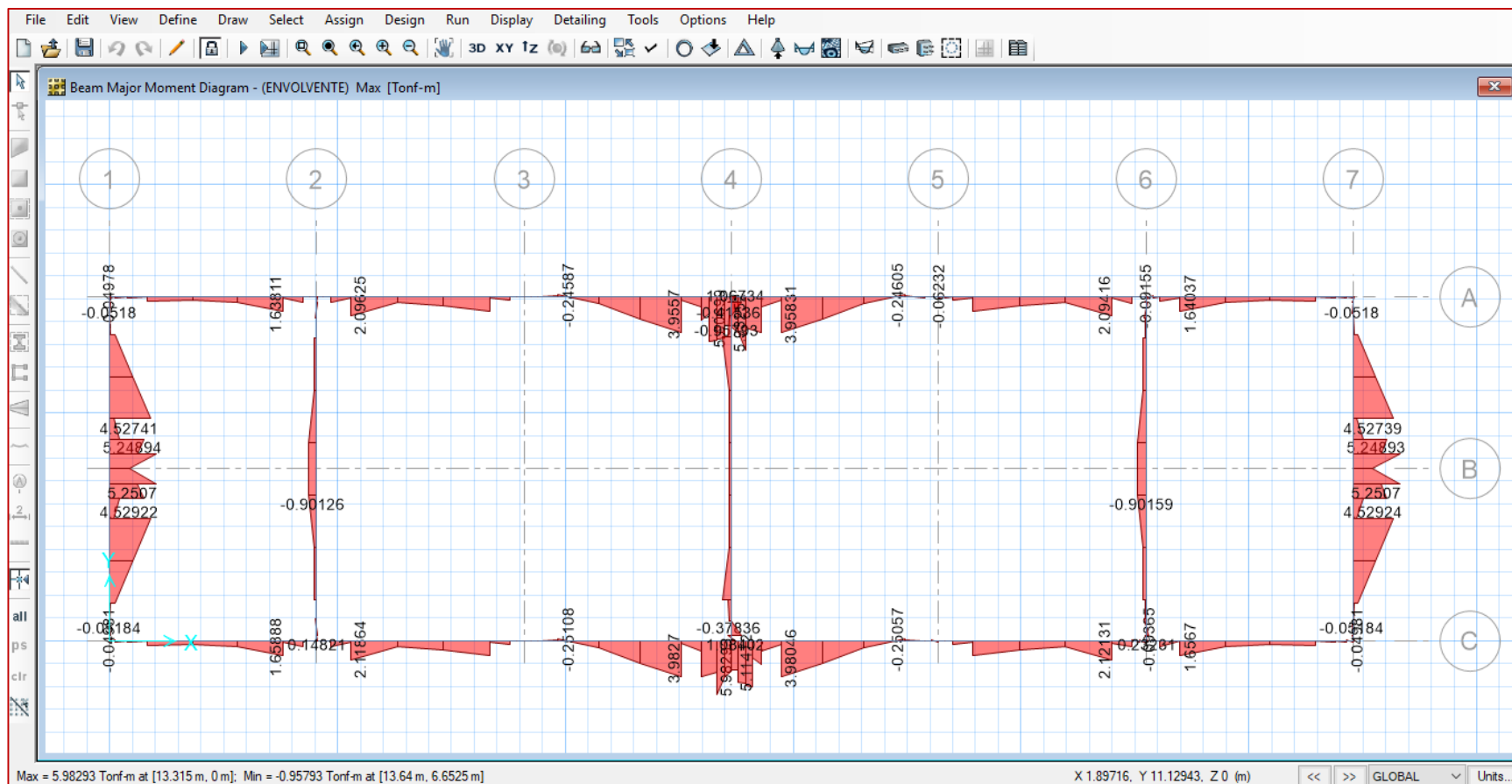


Ilustración 202: Diagramas de Momentos Flectores de las Vigas de Cimentación en el software SAFE 12.3.1

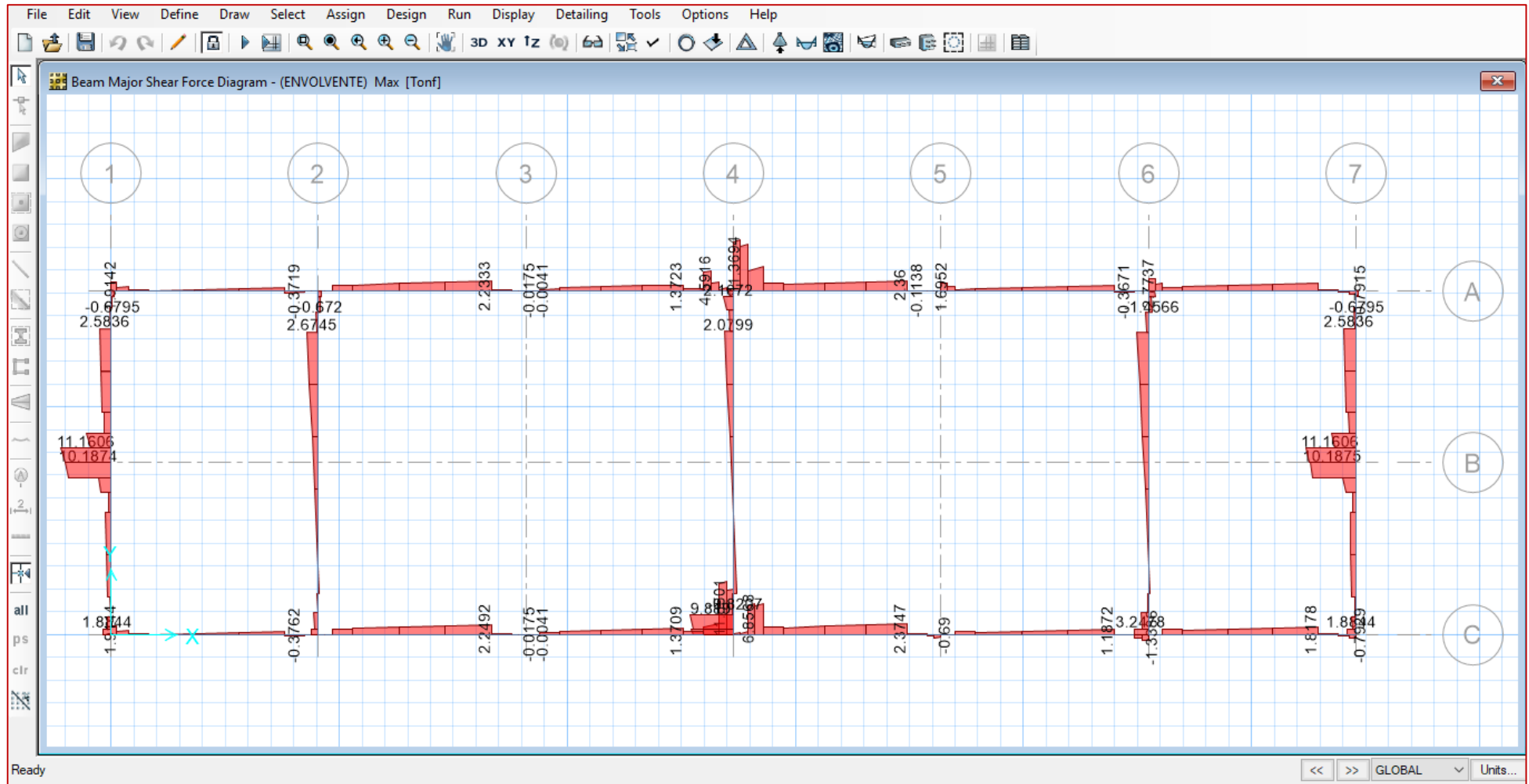


Ilustración 203: Diagramas de Fuerzas Cortantes de las Vigas de Cimentación en el software SAFE 12.3.1

A modo de ejemplo se diseñará por flexión y cortante la viga de cimentación de dimensiones 0.25 m x 0.40 m, ubicada en el eje "1" del Tramo "A-C" del módulo en análisis: Aulas.

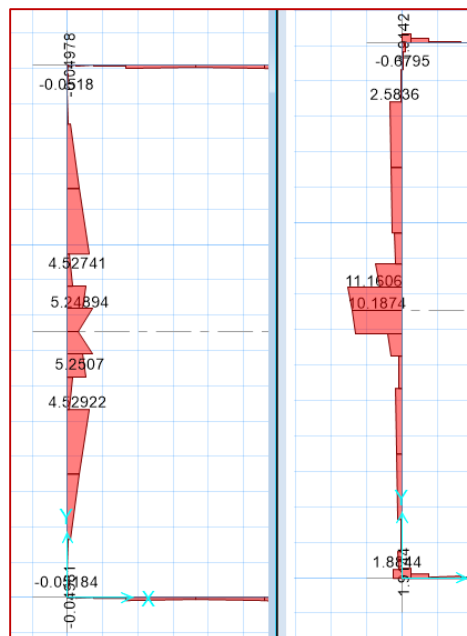


Ilustración 204: Diagrama de Momento Flector(Izquierda) y Fuerza Cortante(Derecha) de la Viga de Cimentación Ubicada en el Eje "1", Tramo "A" y "C" del Módulo: Aulas

Base de la Viga de Cimentacion(Bw)	25	cm
Peralte de la Viga de Cimentacion(h)	40	cm
Recubrimiento(re)	5	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Momento Ultimo(Mu)	5.25	Tonf.m
Resistencia a la Fluencia del Acero(F _y)	4200	kg/cm ²
Resistencia a la Compresion del Concreto(f _c)	210	kg/cm ²
Coficiente de Reduccion para Flexión(ϕ)	0.9	
d	33.1	cm
d ²	1095.61	cm ²
Ku	19.17	
Acero Calculado(As)	4.48	cm ²
Acero Minimo(As min)	2.76	cm ²
	2.28	cm ²
	2.76	cm ²
Cuantia Minima(ρ min)	0.33%	
Cuantia Calculada(ρ calc.)	0.54%	
ACERO A USAR(As usar)	4.48	cm ²
CUANTIA A USAR(ρ usar)	0.54%	

El acero calculado es mayor que el acero mínimo, por lo tanto, se usara este último.

Diseño por Cortante:

Base de la Viga de Cimentacion(Bw)	25	cm
Peralte de la Viga de Cimentacion(h)	40	cm
Recubrimiento(re)	5	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Cortante Ultimo(Vu)	11.16	Tonf
Resistencia a la Fluencia del Acero(F`y)	4200	kg/cm2
Resistencia a la Compresion del Concreto(f c)	210	kg/cm2
Factor de Reducción para Cortante (ϕ)	0.85	
d	33.1	cm
Resistencia por Corte del Concreto(Vc)	6.36	Tonf
¿Necesita la Resistencia al Corte del Acero?	Si	
Resistencia al Corte del acero transversal(Vs)	6.77	Tonf
Valor Máximo del Aporte del Acero(Vs máx)	25.18	Tonf
Refuerzo Transversal Requerido por Corte(Av/S)	0.0487	cm2/cm

Diseño por Cortante para Vigas Sismorresistentes:

Base de la Viga de Cimentacion(Bw)	25	cm
Peralte de la Viga de Cimentacion(h)	40	cm
Luz Libre de Viga de Cimentacion(L)	2.75	m
Recubrimiento(re)	5	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Resistencia a la Fluencia del Acero(F`y)	4200	kg/cm2
Resistencia a la Compresion del Concreto(f c)	210	kg/cm2
Momento Nominal a la Izquierda de la Viga(Mn(izq.))	0.05	Tonf.m
Momento Nominal a la Derecha de la Viga(Mn(der.))	5.25	Tonf.m
Cortante por Carga Permanente(Vu(isostatico))	11.16	Tonf
Cortante Calculada(Vn)	13.09	Tonf
Factor de Reducción para Cortante (ϕ)	0.85	
d	33.1	cm
Resistencia por Corte del Concreto(Vc)	6.36	Tonf
¿Necesita la Resistencia al Corte del Acero?	Si	
Resistencia al Corte del acero transversal(Vs)	9.04	Tonf
Refuerzo Transversal Requerido por Corte(Av/S)	0.0650	cm2/cm

ACERO TRANSVERSAL REQUERIDO TOTAL(Av/S)	0.0650	cm2/cm
--	---------------	---------------

Acero Elegido para Diseño	
Diametro de Acero(in)	3/8
Separacion Calculada (cm)	10.92
Separacion Asumida (cm)	10

Diseño por Cortante Según la Norma E-0.60:

Base de la V.C(Bw)	0.25	m
Peralte de la V.C(h)	0.20	m
Recubrimiento(re)	5	cm
Diametro del Estribo	0.95	cm
Diametro del Acero Long.	1.59	cm
d	0.331	m
Z confinamiento	0.80	m
s1(m)	s2(m)	s3(m)
0.05	0.08	0.20
	0.16	
	0.23	
	0.30	

Finalmente, tras los cálculos realizados anteriormente, se logra verificar que la viga necesita acero de refuerzo transversal, pues las cortantes no las asume completamente el concreto, sin embargo de acuerdo a la norma (E.060 Concreto Armado, 2009) se le asignara acero de refuerzo transversal más conservador, esto es:

1 @ 0.05 m, 7 @ 0.10 m, Resto @ 0.20 m C/Extremo

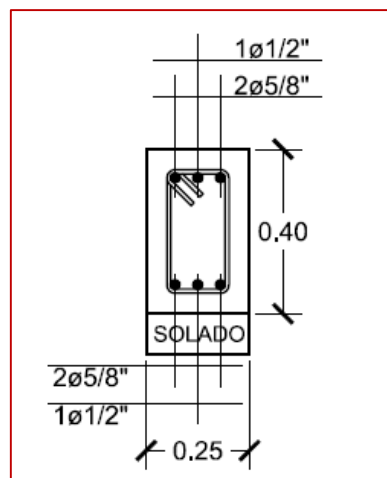


Ilustración 205: Disposición de Acero Longitudinal de la Viga de Cimentación Ubicada en el Eje "1", Tramo "A" y "C" del Módulo: Aulas

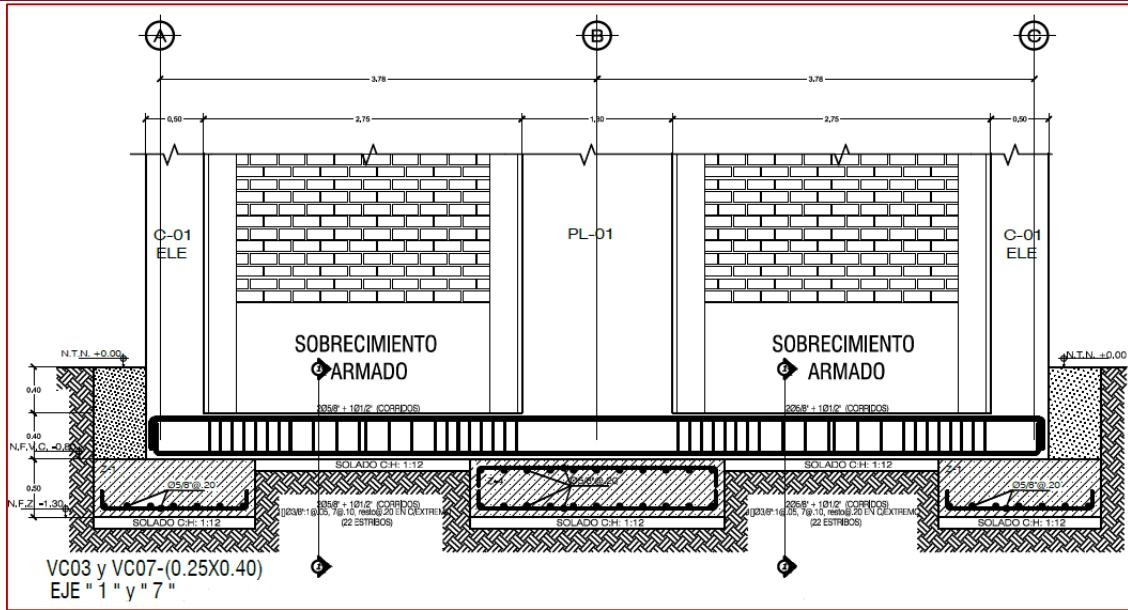


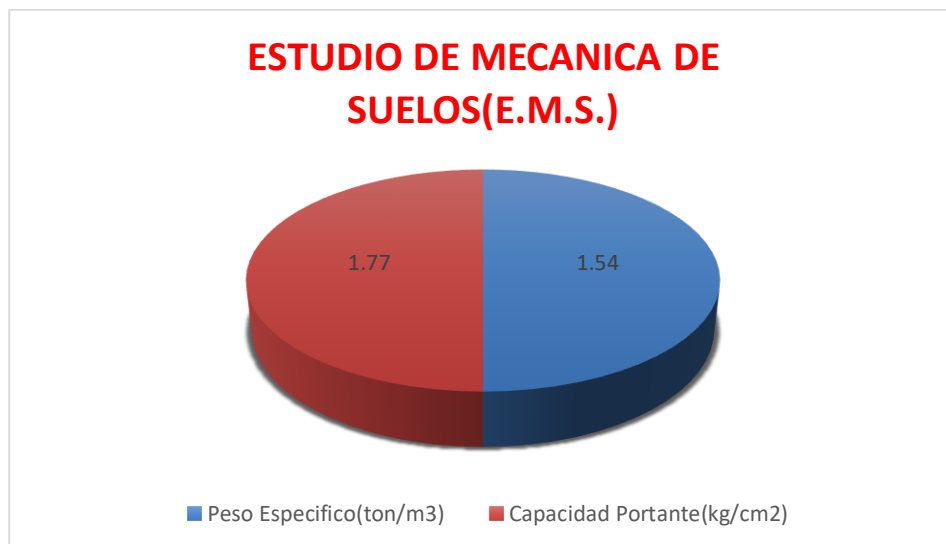
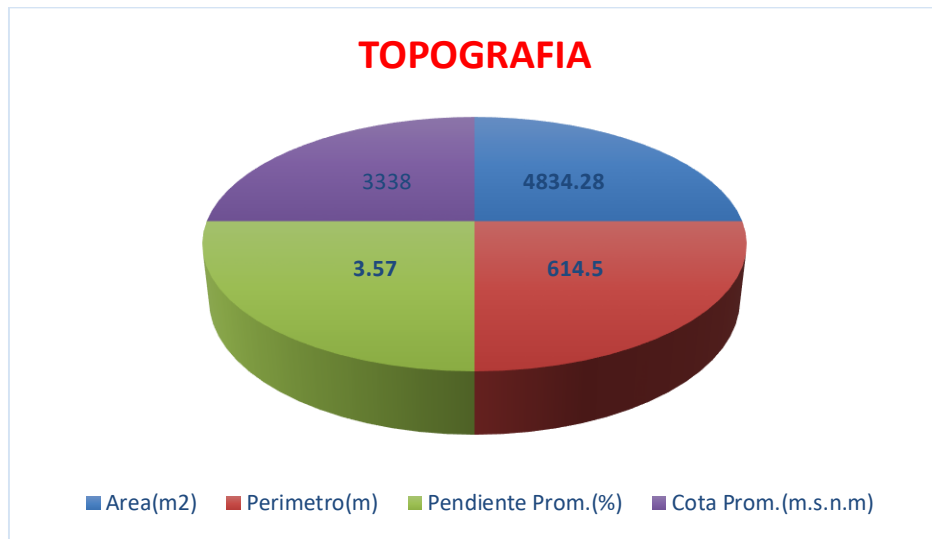
Ilustración 206: Disposición Final de la Viga de Cementación Ubicada en el Eje "1", Tramo "A" y "C" del Módulo: Aulas

El detalle del diseño final de los elementos estructurales se muestra en los correspondientes planos ubicados en el ANEXO N° 04.

A continuación, se muestra el resumen de los resultados obtenidos en la presente tesis.

Diseño Estructural Mediante el Análisis Estático No Lineal (Pushover)	ESTUDIOS PRELIMINARES	TOPOGRAFIA	PLANIMETRIA		Area(m2)	4834.28
			ALTIMETRIA	Perimetro(m)	614.5	
		Pendiente Prom.(%)		3.57		
		Cota Prom.(m.s.n.m)	3338			
		ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS(E.M.S.)	Peso Especifico(ton/m3)	1.54		
	Capacidad Portante(kg/cm2)	1.77				
	ANALISIS LINEAL	SISTEMA ESTRUCTURAL	DIRECCION X-X	Dual		
			DIRECCION Y-Y	Dual		
		IRREGULARIDADES	En Planta	No Presenta		
			En Altura	No Presenta		
		Peso Sismico de la Edificacion(kg)		139410		
		Distribucion de la Fuerza Sismica en Altura(Kg)	DIRECCION X-X	30060.28		
			DIRECCION Y-Y	30060.28		
	Desplazamientos Laterales(Derivas)	DIRECCION X-X	0.004267			
		DIRECCION Y-Y	0.003363			
ANALISIS ESTATICO NO LINEAL-PUSHOVER	PATRON DE CARGA LATERAL(Tonf)	DIRECCION X-X	30.06			
		DIRECCION Y-Y	30.06			
	Longitud de Rotula Plastica	Vigas	V(0.25x0.50)	Inicio	0.1013	
				Final	0.8987	
		V(0.30x0.65)	Inicio	0.0597		
Final			0.9403			
Columnas	Todas	Inicio	0.058			
		Final	0.7536			
Desplazamiento Inicial de Cedencia(m)	DIRECCION X-X	0.06729				
	DIRECCION Y-Y	0.056986				

ESTUDIOS PRELIMINARES



ANALISIS LINEAL



IRREGULARIDADES



DISTRIBUCION DE FUERZA SISMICA EN ALTURA(KG)



DESPLAZAMIENTOS LATERALES(DERIVAS)

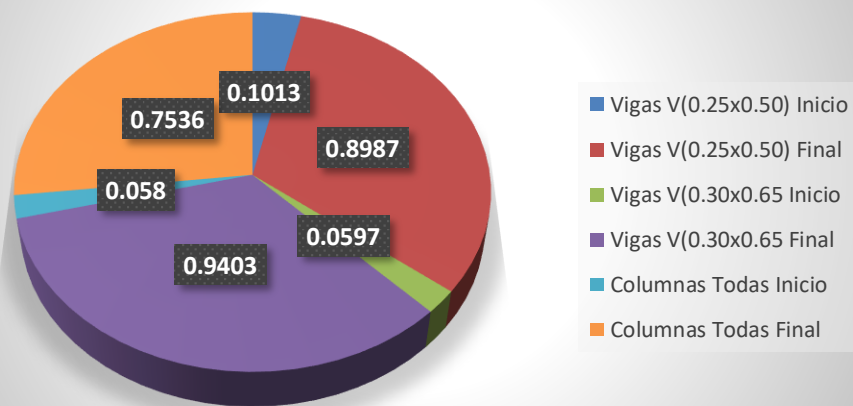


ANALISIS ESTATICO NO LINEAL-PUSHOVER

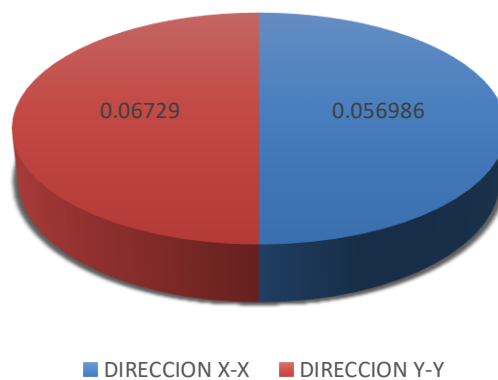
PATRON DE CARGA LATERAL(Tonf)



LONGITUD DE ROTULA PLASTICA



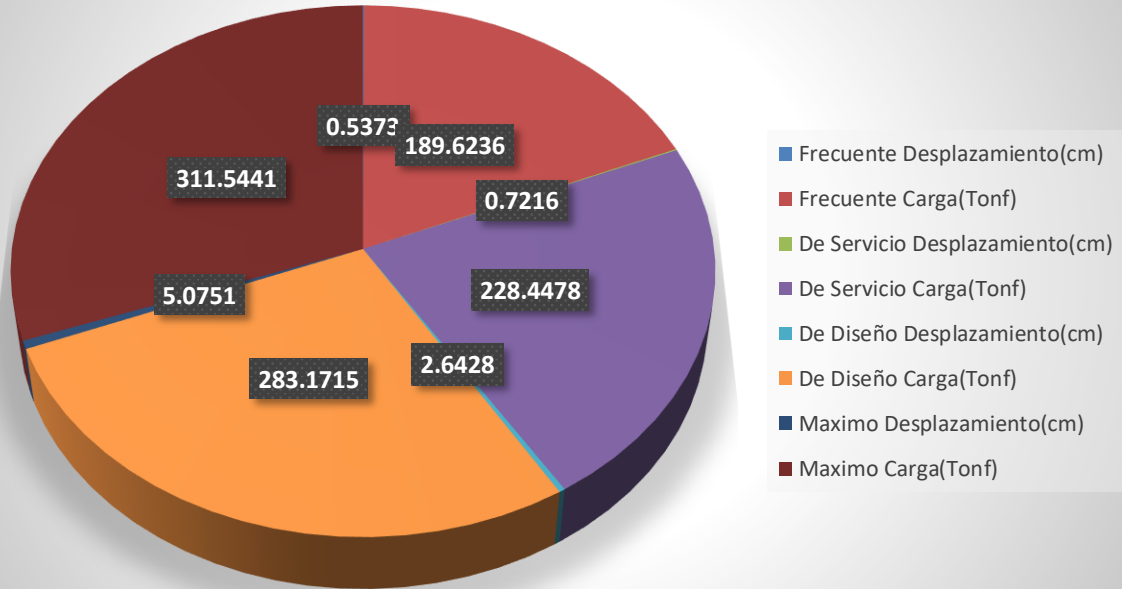
DESPLAZAMIENTO INICIAL DE CEDENCIA(m)



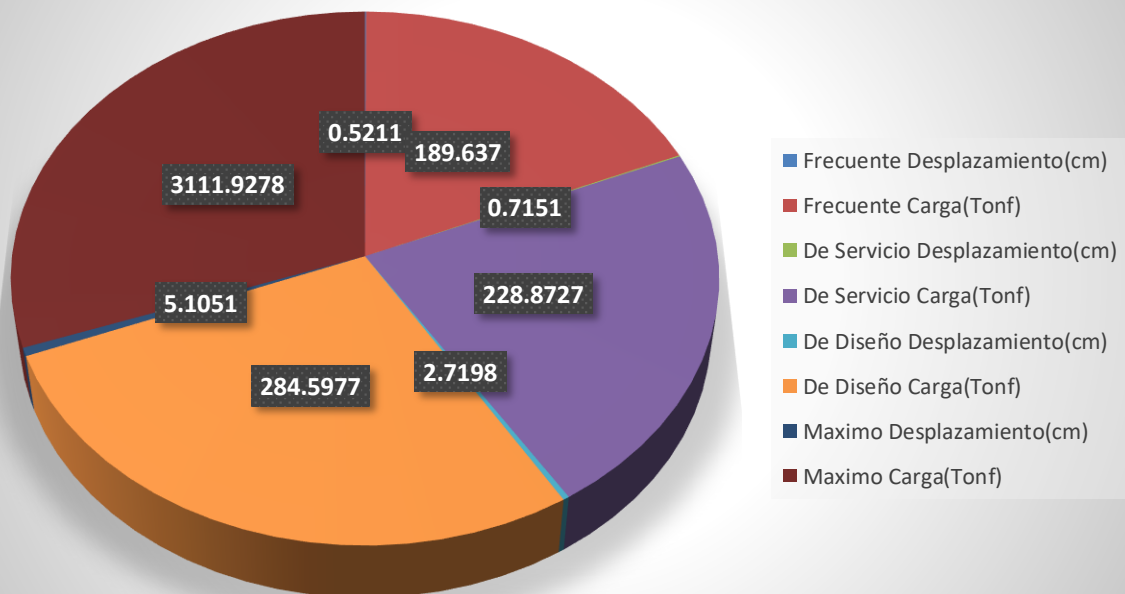
EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO	PUNTO DE DESEMPEÑO	Según la Norma FEMA 440	DIRECCION X-X	Nivel de Sismo	Frecuente	Desplazamiento(cm)	0.5373
						Carga(Tonf)	189.6236
					De Servicio	Desplazamiento(cm)	0.7216
					Carga(Tonf)	228.4478	
			De Diseño		Desplazamiento(cm)	2.6428	
					Carga(Tonf)	283.1715	
		Maximo	Desplazamiento(cm)	5.0751			
			Carga(Tonf)	311.5441			
		Frecuente	Desplazamiento(cm)	0.5211			
			Carga(Tonf)	189.637			
		De Servicio	Desplazamiento(cm)	0.7151			
			Carga(Tonf)	228.8727			
	De Diseño	Desplazamiento(cm)	2.7198				
		Carga(Tonf)	284.5977				
	Maximo	Desplazamiento(cm)	5.1051				
		Carga(Tonf)	311.9278				
	Según la Norma ASCE 41-13	DIRECCION X-X	Nivel de Sismo	Frecuente	Desplazamiento(cm)	0.4511	
					Carga(Tonf)	162.0221	
				De Servicio	Desplazamiento(cm)	0.6426	
					Carga(Tonf)	211.8031	
				De Diseño	Desplazamiento(cm)	1.5712	
					Carga(Tonf)	268.7318	
		Maximo	Desplazamiento(cm)	2.278			
			Carga(Tonf)	278.5502			
DIRECCION Y-Y		Nivel de Sismo	Frecuente	Desplazamiento(cm)	0.4375		
				Carga(Tonf)	162.6901		
			De Servicio	Desplazamiento(cm)	0.6298		
				Carga(Tonf)	211.6214		
	De Diseño		Desplazamiento(cm)	1.5024			
			Carga(Tonf)	268.5488			
Maximo	Desplazamiento(cm)	2.1751					
	Carga(Tonf)	277.8442					
DESEMPEÑO SISMICO	NIVEL DE SISMO		FRECUENTE	OPERACIONAL			
			DE SERVICIO	OPERACIONAL			
			DE DISEÑO	RESGUARDO DE VIDA			
			MAXIMO	CERCA AL COLAPSO			

PUNTO DE DESEMPEÑO

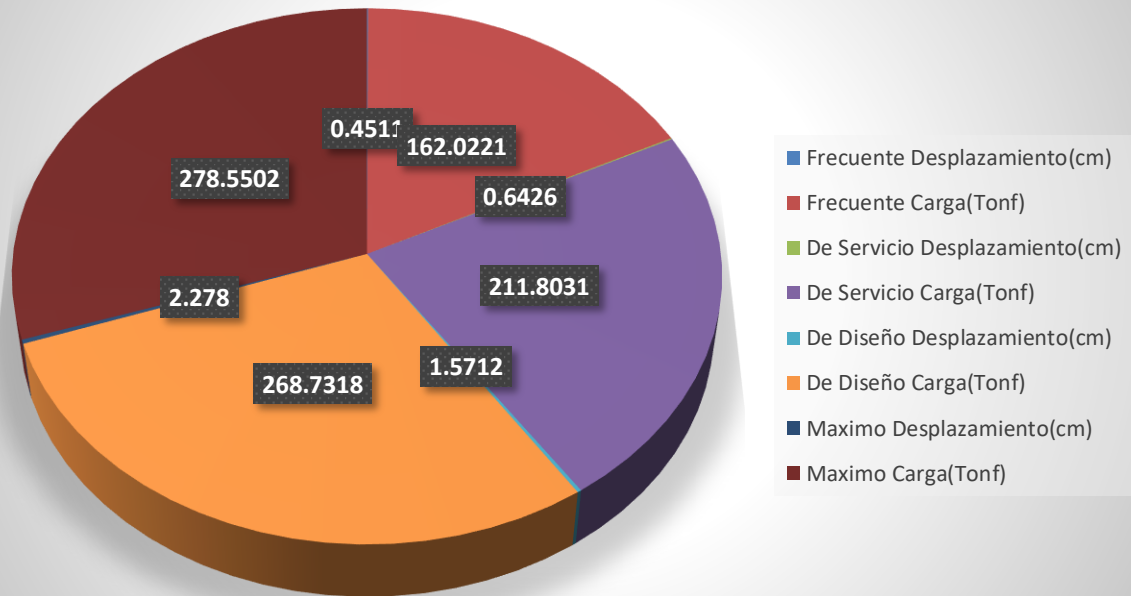
SEGUN NORMA FEMA 440-DIRECCION X-X



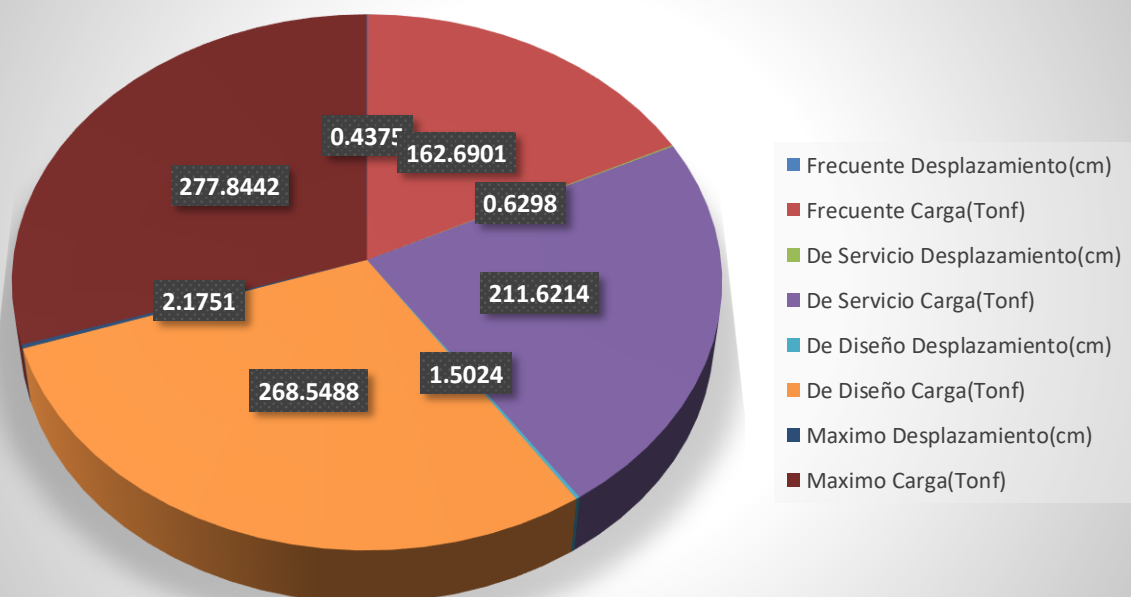
SEGUN NORMA FEMA 440-DIRECCION Y-Y



SEGUN NORMA ASCE 41-13: DIRECCION X-X



SEGUN NORMA ASCE 41-13: DIRECCION Y-Y



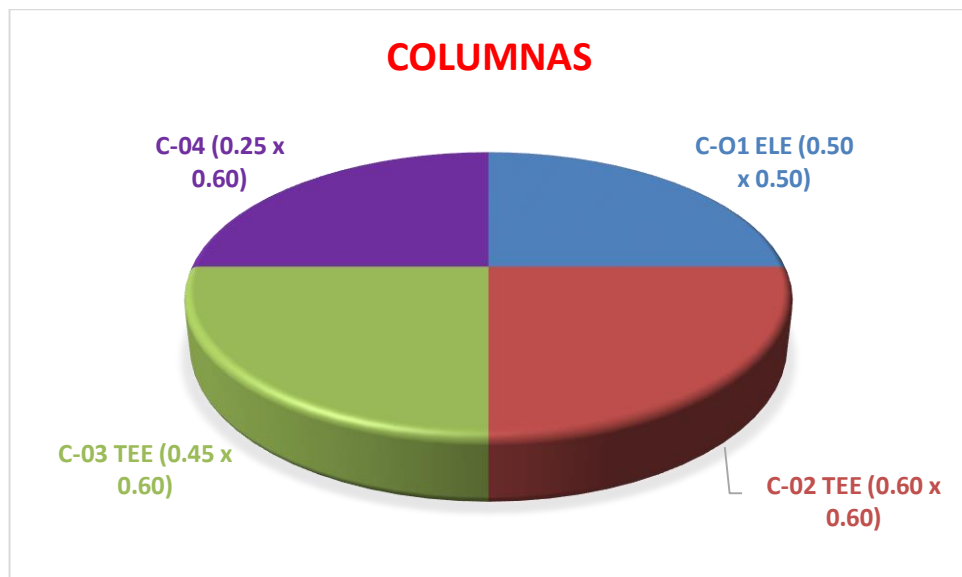
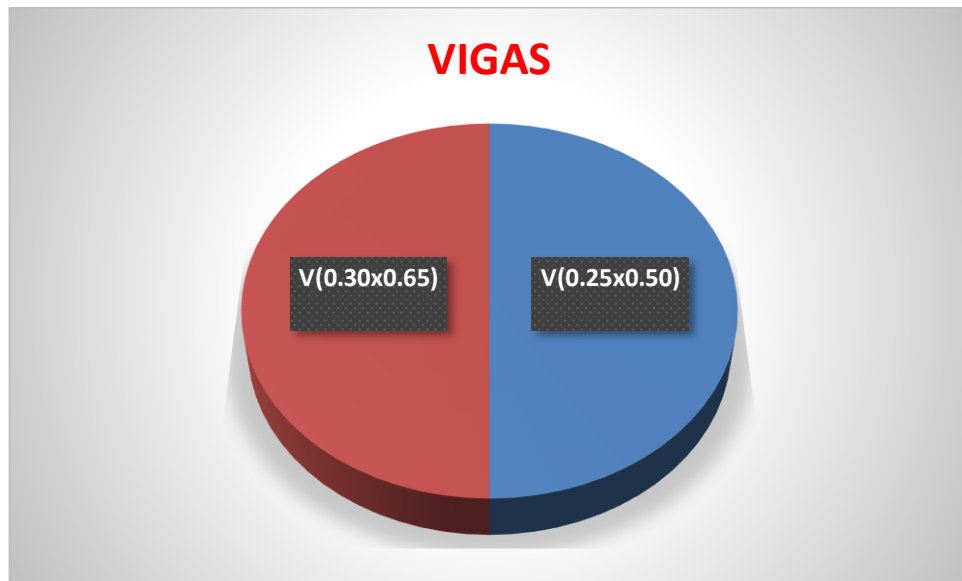
DESEMPEÑO SISMICO

SEGUN EL NIVEL DE SISMO

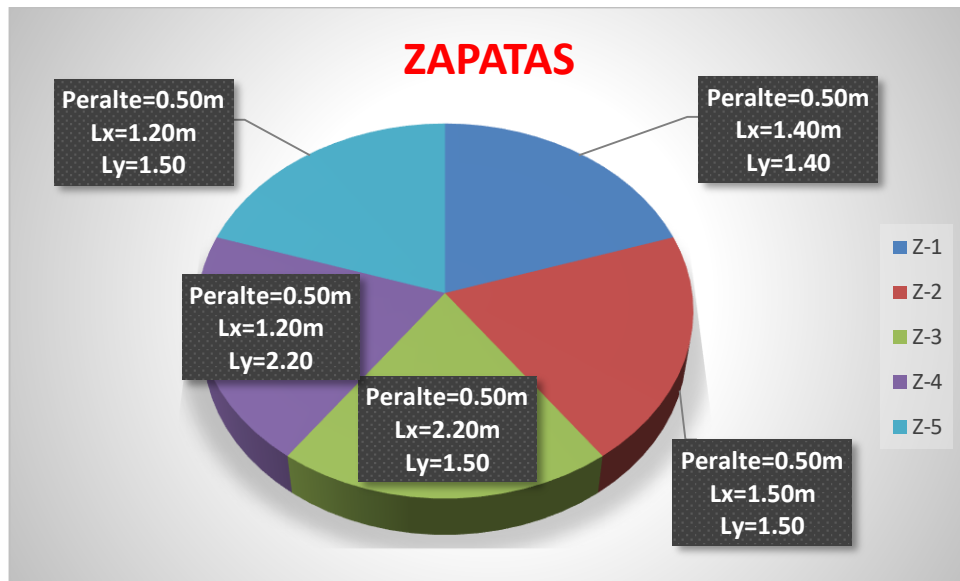


DISEÑO ESTRUCTURAL FINAL	SUPER-ESTRUCTURA	VIGAS		V(0.25x0.50)		
				V(0.30x0.65)		
		COLUMNAS		C-O1 ELE (0.50 x 0.50)		
				C-O2 TEE (0.60 x 0.60)		
				C-O3 TEE (0.45 x 0.60)		
				C-O4 (0.25 x 0.60)		
		PLACAS		PL-01 (1.30 x 0.559)		
				PL-02 (1.30 x 0.25)		
		LOSA ALIGERADA(E=0.25 m)				
		SUB-ESTRUCTURA	ZAPATAS	Z-1	Peralte(m)	0.50
	Lx(m)				1.40	
	Ly(m)				1.40	
	Z-2			Peralte(m)	0.50	
				Lx(m)	1.50	
				Ly(m)	1.50	
	Z-3			Peralte(m)	0.50	
				Lx(m)	2.20	
				Ly(m)	1.50	
	Z-4			Peralte(m)	0.50	
				Lx(m)	1.20	
Ly(m)				2.20		
Z-5	Peralte(m)			0.50		
	Lx(m)			1.20		
	Ly(m)	1.50				
VIGAS DE CIMENTACION		VC(0.25x0.40)				
		VC(0.30x0.65)				

SUPER-ESTRUCTURA



SUB-ESTRUCTURA



IV. DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos al haber realizado el Análisis Estático No Lineal "Pushover", han demostrado lo importante que es su aplicación, de tal forma que nos permitió desarrollar un diseño estructural más óptimo para la Institución Educativa Virgen de la Natividad con un nivel de desempeño aceptable para las diferentes demandas sísmicas (frecuente, servicio, diseño y máximo).

El desarrollo de este método de análisis no lineal considera como base lo dispuesto en la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) a, así como también estudios preliminares como: Topografía, en el que se obtuvo un terreno relativamente plano con pendiente promedio de 5%; el Estudio de Mecánica de Suelos(E.M.S), que arrojó un suelo tipo: Arena Limosa de Baja Plasticidad(SM) y con una capacidad portante que permite tener una buena resistencia ante las cargas provenientes de la super-estructura.

El sistema estructural adoptado (Dual) para ambas direcciones de análisis (X-X e Y-Y), nos brinda una mayor rigidez lateral y nos permite cumplir las diferentes restricciones del análisis lineal y no lineal según las normativas (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018) , (FEMA 440, 2005) y (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999).

El análisis lineal y no lineal se realizó en el software Etabs, el cual nos permitió modelar la estructura de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018), y posteriormente simular cuatro niveles de sismo (frecuente, de servicio, de diseño y máximo) que al aplicarle a la estructura permitió verificar su desempeño sísmico, el cual es aceptable dentro de los parámetros establecidos en las normas (FEMA 440, 2005) y (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999), por lo que nos permitió poder realizar el diseño definitivo de los elementos estructurales de la Super-Estructura y de la Sub-Estructura.

V. CONCLUSIONES

- Se logró realizar el diseño estructural basado en desempeño sísmico mediante el Análisis Estático No lineal "Pushover" de la Institución Educativa Virgen de la Natividad, consiguiendo definir las medidas de los elementos estructurales: Columnas, Placas, Vigas, Losas Aligeradas, Zapatas y Vigas de Cimentación plasmándolas en los planos correspondientes.
- Se realizó el trabajo previo de levantamiento topográfico, reflejando los resultados en los planos topográficos con la información de la planimetría (área=4834.28 m², perímetro=614.5 m) y altimetría (pendiente promedio=3.57%, cota promedio=3338 m.s.n.m.) de la Institución Educativa Virgen de la Natividad. Así mismo se elaboró el estudio de mecánica de suelos, definiendo las características y propiedades del terreno: tipo de suelo: Arena Limosa de Baja Plasticidad(SM), capacidad portante=1.77 kg/cm², desplante de zapatas=1.30m.
- Se realizó la estructuración del módulo: aulas en base a la arquitectura definida, considerando para este caso un sistema estructural del tipo Dual para las direcciones de análisis (X-X e Y-Y), lo que nos permitió conseguir un comportamiento adecuado para las exigencias de cada tipo de análisis: lineal y no lineal.
- Se elaboró el predimensionamiento de los elementos estructurales: Columnas, Placas, Vigas, Losas Aligeradas, Zapatas y Vigas de Cimentación, considerando que es un proceso cíclico y que se fue ajustando durante el proceso de análisis: lineal y no lineal.
- Se efectuó el análisis sísmico de la estructura del módulo: aulas, consiguiendo desplazamientos permisibles en ambas direcciones de análisis X-X e Y-Y menores a las exigidas por la norma (E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

- Se determinó los niveles de desempeño sísmico de la estructura del módulo: aulas con sistema Dual, mediante el análisis estático no lineal-Pushover afectada por: sismo frecuente (con 50% de probabilidad de ocurrencia en 30 años y un periodo de retorno de 43 años), sismo Ocasional (con 50% de probabilidad de ocurrencia en 50 años y un periodo de retorno de 72 años), sismo Raro (con 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años y un periodo de retorno de 475 años), sismo Muy Raro (con 10% de probabilidad de ocurrencia en 100 años y un periodo de retorno de 970 años), como resultado se obtuvo niveles de desempeño: Operacional, Operacional, Resguardo de Vida y Cerca al Colapso respectivamente, los cuales cumplen con la propuesta de los códigos: (FEMA 440, 2005) y (Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC, 1999), lo que significa que la estructura salvaguarda la vida humana.
- Se realizó el diseño definitivo de los elementos estructurales componentes de la super-estructura (columnas, vigas, placas, losas aligeradas) y de la sub-estructura (zapatas, vigas de cimentación), de acuerdo a los lineamientos de la norma (E.060 Concreto Armado, 2009)

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda que para edificaciones nuevas de uso esencial como instituciones educativas se debe efectuar un diseño estructural basado en desempeño sísmico por medio del análisis estático no lineal con el fin de evaluar su comportamiento ante diferentes niveles de sismo.
- Se recomienda considerar el análisis estático no lineal-Pushover cuando los modos de vibración de la estructura sean traslacionales y además no significativos, caso contrario se debe adicionar un análisis dinámico no lineal.
- Se recomienda hacer un estudio de peligro sísmico en la región la libertad, con el fin de obtener los niveles de demanda sísmica más a detalle propio de nuestra realidad.
- Se recomienda hacer un estudio de la interacción de suelo-estructura, con el fin de conocer más a detalle su efecto en la respuesta estructural de la edificación, ya que para esta investigación se realizó un empotramiento perfecto en la base del módulo educativo.
- Se recomienda realizar una estructuración correcta tanto en planta como en altura, ya que esto es un pilar para el análisis lineal y no lineal.
- Se recomienda replicar el proceso de análisis para los demás módulos conformantes de la Institución Educativa Virgen de la Natividad y posteriormente la ejecución de este diseño, pues brindara a la población ambientes educativos seguros y acorde a la normatividad vigente.
- Se recomienda realizar el diseño estructural basado desempeño sísmico usando otro software, para luego comparar resultados, ya que para esta investigación se utilizó el software Etabs para el análisis lineal y no lineal de la super-estructura y el software Safe para el diseño de losas y la sub-estructura.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A.040 Educación, D.S. N° 011-2006-Vivienda (Reglamento Nacional de Edificaciones(RNE) 12 de Marzo de 2020).
- ACI 318-11. (2011). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural(ACI 318-11)*. Farmington Hills-Estados Unidos de America: American Concrete Institute.
- Aguiar Falconí, R. (2012). *Sistema de computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*. Quito- Ecuador: Centro de Investigación Científica Escuela Politécnica del Ejercito.
- American Society of Civil Engineers-ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia-Estados Unidos de America: American Society of Civil Engineers.
- Applied Technology Council-ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California-Estados Unidos de America: Applied Technology Council.
- APUNTES-Revista Digital de Arquitectura. (29 de Febrero de 2016). *APUNTES-Revista Digital de Arquitectura*. Obtenido de APUNTES-Revista Digital de Arquitectura: <http://apuntesdearquitecturadigital.blogspot.com/2016/02/criterios-para-estructuras-un-edificio.html>
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima-Peru: Capitulo de Ingenieria Civil-Concejo Departamental de Lima.
- Blanco Mira, A. (2016). *Estudio Metodológico mediante Elementos Finitos del Comportamiento de las Rótulas Plásticas en Elementos de Hormigón Armado*. Sevilla-España: Universidad de Sevilla.
- Bonilla, M. d. (2016). Infraestructura Escolar y su Impacto en el Rendimiento Académico. *Asociación de Investigación y Estudios Sociales*, 9.
- Briones Sánchez, P. S. (2018). Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado Utilizando los Software Etabs y Robot Structural Analysis, para un Edificio de Cinco Niveles (Cuatro Pisos y un Semisótano). *Universidad Peruana Unión*.
- Caicedo, V. A. (2012). Propuesta Estratégica de Proyecto de Infraestructura Educativa en Barbacoas Nariño. *Universidad Jorge Tadeo Lozano* , 22-23.
- CASIOPEA. (2012). *CASIOPEA*. Obtenido de CASIOPEA: <https://wiki.ead.pucv.cl/Archivo:Municheeet.png>
- Centro de Desarrollo de la Organización para la Cooperación y Desarrollo Economicos (OCDE). (2016). *Avanzando Hacia una Mejor Educación para Perú. Making Development Happen*.
- Computers & Structures.Inc(CSI). (27 de Marzo de 2019). *CSI KNOWLEDGE BASE*. Obtenido de CSI KNOWLEDGE BASE: <https://wiki.csiamerica.com/display/doc/CSI+Analysis+Reference+Manual>
- Criterios de Diseño para Locales Educativos de Primaria y Secundaria, Resolución Viceministerial N° 208-2019-MINEDU (Ministerio de Educación (MINEDU) 20 de Agosto de 2019).
- Delgado Contreras, Genaro. (2011). *Diseño de Estructuras Aporticadas de Concreto Armado*. Lima-Peru: EDICIVIL S.R.L.
- E.020 Cargas (Reglamento Nacional de Edificaciones 23 de Mayo de 2006).
- E.030 Diseño Sismorresistente, Resolución Ministerial N. 355-2018-Vivienda (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 22 de Octubre de 2018).
- E.060 Concreto Armado, Resolución Ministerial N. 011-2006-Vivienda (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento Julio de 2009).
- EL PAIS. (27 de Agosto de 2016). *elpais.com*. Obtenido de elpais.com: https://elpais.com/elpais/2016/08/26/ciencia/1472225923_727879.html
- Esteba Apaza, A. E. (2017). Análisis Estático y Dinámico No Lineal en el Desempeño de

- un Edificio de Concreto Armado Diseñado Bajo la Norma e-030 en Puno. *Universidad Nacional del Altiplano*.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C.-Estados Unidos de América: American Society of Civil Engineers-ASCE.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D.C.-Estados Unidos de America: Applied Technology Council (ATC-55 Project).
- Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. (Marzo de 2020). *FUNVISIS-Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas*. Obtenido de FUNVISIS-Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas: <http://www.funvisis.gob.ve/old/amenaza.php#:~:text=La%20Amenaza%20S%C3%ADmica%20es%20un,durante%20un%20per%C3%ADodo%20de%20tiempo>.
- Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Funvisis. (2002). La Investigación Sismológica en Venezuela. *Ministerio de Ciencia y Tecnología*, 45.
- Fustamante Ibazeta, E. B. (2018). Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño Aplicando la Norma E.030 – 2018 para el Diseño de una Edificación Multifamiliar de 12 Niveles con 3 Sótanos Ubicada en la Ciudad de Lima, Distrito de Miraflores. *Universidad de San Martín de Porres*.
- goldengate.org. (29 de junio de 2014). *Sistemas Estructurales I*. Obtenido de Golden Gate Bridge-Highway & Transportation District: <https://www.goldengate.org/contemporary-photos/>
- Google Maps. (22 de 05 de 2020). *Google Maps*. Obtenido de Google Maps: <https://www.google.com/maps/place/Colegio+Nacional+Mixto+Virgen+De+La+Natividad/@-8.1147605,-78.6100132,776m/data=!3m2!1e3!4b1!4m5!3m4!1s0x91ada65270cff509:0xae25ecfee1c03c98!8m2!3d-8.1147658!4d-78.6078245>
- Guillermo Botas y Espinosa. (24 de Octubre de 2013). *Academia de Ingeniería México*. Obtenido de Academia de Ingeniería México: http://www.ai.org.mx/ai/images/sitio/201310/ingresos/gbe/dise_o_por_desempe_o_trabajo_final.pdf
- H.Barbat, A. (2015). Evaluación Probabilística del Riesgo Sísmico de Estructuras con Base en la Degradación de Rigidez. *Elsevier-Revista Internacional de Métodos Numéricos para Calculo y Diseño en Ingeniería*.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima-Peru: Pontificia Universidad Católica del Peru.
- Herráiz Sarachaga, M. (1997). *Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros*. Lima-Perú: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
- Hibbeler Russell, C. (2012). *Análisis Estructural 8va Edición*. México: Pearson Education.
- Hognestad, E. (1951). *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Illinois.
- Illacanchi Guerra, L. J. (2019). Estudio de la Relación Entre el Valor Normativo y el Valor Efectivo del Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica "R" para Sistemas con Predominancia de Muros de corte, Utilizando Procedimientos de Análisis Estáticos No Lineales. *Pontificia Universidad Católica del Perú*.
- Instituto Belisario Domínguez. (2017). El Sistema Escolar Ante los Sismos de Septiembre de 2017. *Temas Estratégicos N.-50*, 14.
- Instituto Geográfico Nacional-España. (2014). Sismología. *Centro Nacional de Información Geográfica*.
- Loa Canales, G. J. (2017). Evaluación del Desempeño Sísmico de Tres Opciones de Reforzamiento incremental en Edificaciones Educativas Típicas Construidas antes de 1997. *Pontificia Universidad Católica del Perú*.
- Mander, J. B. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*.

- Medina Figueroa, R. (2018). Determinación del Nivel de Desempeño de un Edificio Habitacional Estructurado en Base a Muros de Hormigón Armado y Diseñado Según Normativa Chilena. *SciELO Chile-Universidad Católica del Norte-Antofagasta, Chile*.
- Norma tecnica E.050 Suelos y Cimentaciones, Resolución Ministerial N. 0400-2018-Vivienda (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 03 de Diciembre de 2018).
- Organizacion de las Naciones Unidas. (2019). Migración, Desplazamiento y Educación. *Resumen del Informe de Seguimiento de la Educación en el Mundo*, 36.
- Ottazzi Pasino, G. F. (2011). *Concreto Armado I*. Lima-Peru: Pontificia Universidad Católica del Peru-PUCP.
- Park, R. P. (1982). *Ductility of Square Confined Concrete*.
- Pinto Vega, F. (2010). *Cimentaciones*. Merida-Venezuela: Universidad de los Andes.
- Pontificia Universidad Católica del Perú. (Enero de 2009). *blog PUCP*. Obtenido de blog PUCP: <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2007/12/NuevaNormaE060.pdf>
- R.Park, & T.Paulay. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. Christchurch-Nueva Zelanda: Universidad de Canterbury.
- Real Academia Española-RAE. (06 de Junio de 2020). *Real Academia Española*. Obtenido de Real Academia Española: <https://www.rae.es/drae2001/an%C3%A1lisis>
- Rodriguez M., D. (2008). Adecuacion y Reduccion del Riesgo Sismico de una Escuela Tipo Modulo Base. *Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas*.
- Rodríguez Álvarez, C. (2016). Edificios de Concreto Reforzado con Piso Suave en Planta Baja. *Boletín Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo*.
- Rodríguez, J. I. (2013). *On the Probable Moment Strength of Reinforced Concrete Columns*. Michigan-Estados Unidos de America: Diario Estructural American Concrete Institute(ACI).
- Sanchez Badillo, A. (2008). Diseño por Desempeño de Estructuras Dúctiles de Concreto Reforzado Ubicadas en la Zona del Lago del Distrito Federal . *SciELO-Revista de Ingeniería Sismica*.
- Seismology Committee Structural Engineers Association of California-SEAOC. (1999). *SEAOC Blue Book : Seismic Design Recommendations*. California-Estados Unidos de America: Structural Engineers Association of california.
- Silvera Lima, M. (2004). *Manual de Campo de Topografía*. Lima-Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú-PUCP.
- Sistema Nacional de Evaluación, Acreditación y Certificación de Calidad Educativa (SINEACE). (2015). El Desafío de Construir Calidad en las Escuelas Rurales del Perú: Experiencia en Julcan-La Libertad. *Serie: Estudios y Experiencias*.
- structurae.net. (2008). *structurae.net*. Obtenido de structurae.net: <https://structurae.net/en/structures/hell-gate-bridge>
- Taboada García, J. A. (2009). Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras. *Pontificia Universidad Católica del Perú*.
- Tavera Huarache, H. (2014). *Evaluación del Peligro Asociado a los Sismos y Efectos Secundarios en Perú*. Lima-Perú: Biblioteca Nacional del Peru.
- Torres, J. A. (2013). *Análisis y Gestión del Riesgo Sísmico de Edificios y Sistemas Esenciales*. España.
- Vega Fernández, G. (2019). Evaluación del Desempeño Sísmico Mediante el Análisis Estático No Lineal, Vivienda-Comercio Miura Grill, Chiclayo. *Ingeniería: Ciencia, Tecnología e Innovación-Universidad Señor de Sipán*.
- Villanueva León, M. D. (2018). Desempeño Sismico del Edificio Dual de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNASAM, Huaraz - 2014. *Universidad Nacional Santiago Antunez de Mayolo*.

ANEXOS

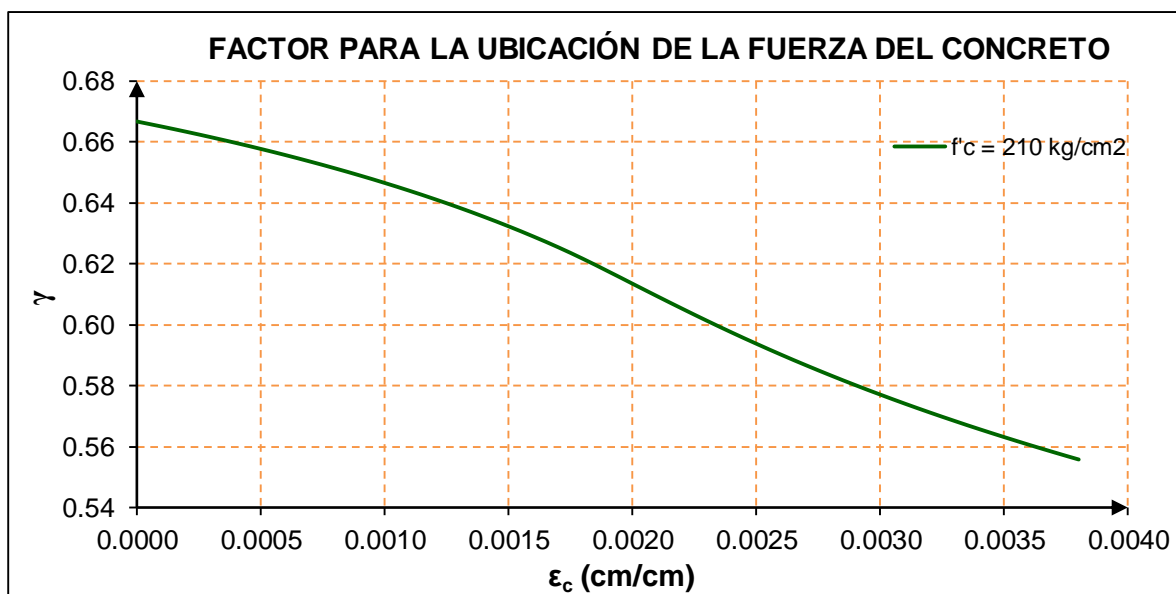
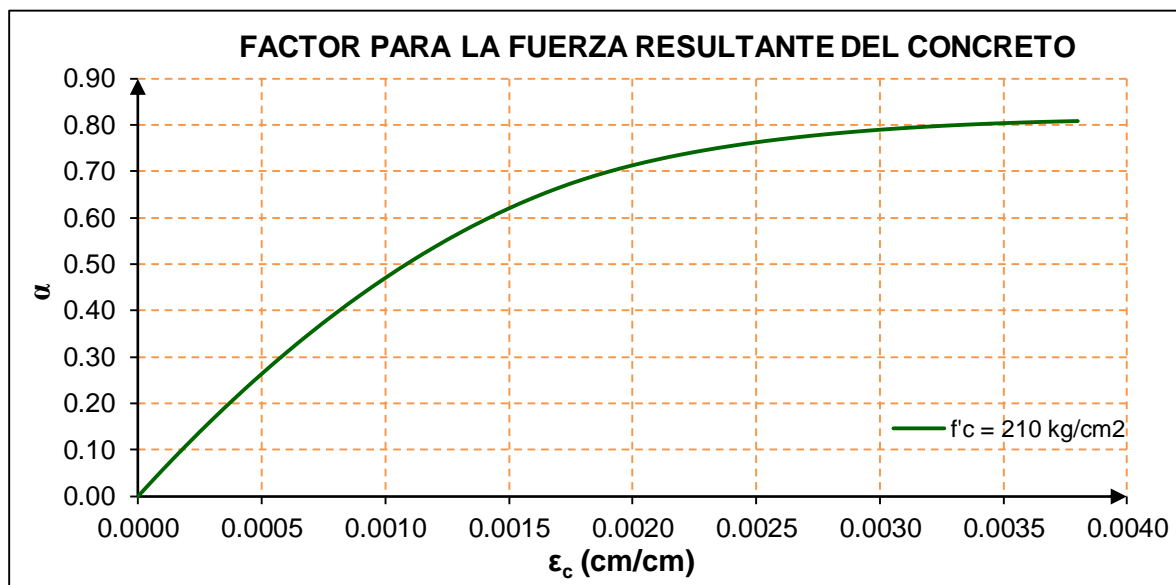
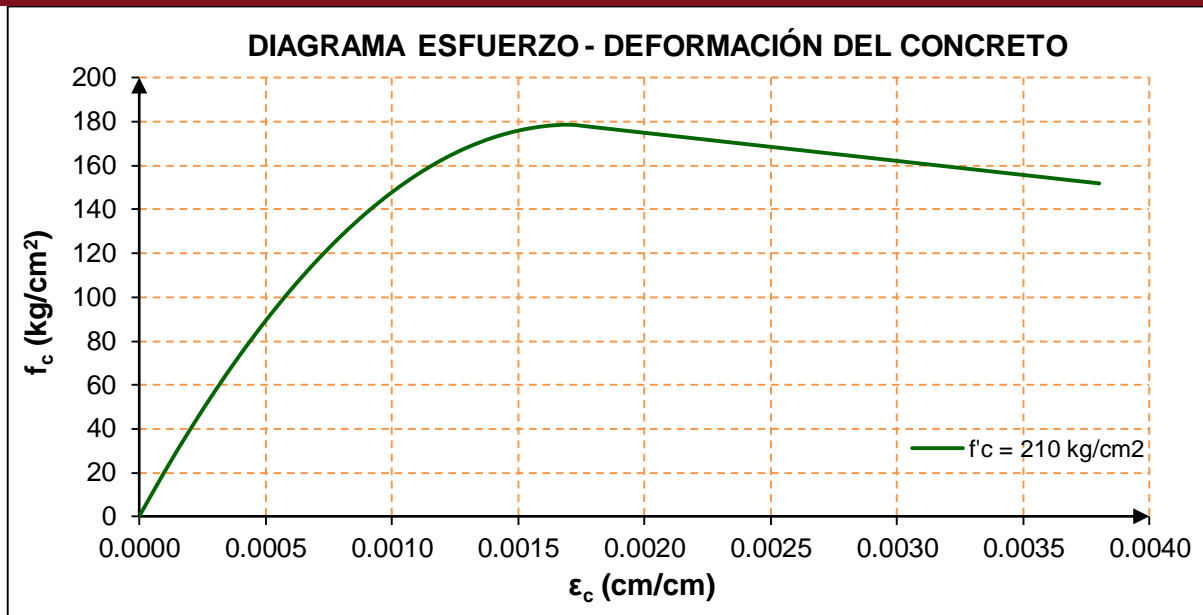
ANEXO N° 01: GUÍAS DE OBSERVACIÓN

- COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MATERIALES:

A) CONCRETO:


✓ CONCRETO NO CONFINADO-MODELO DE HOGNESTAD:

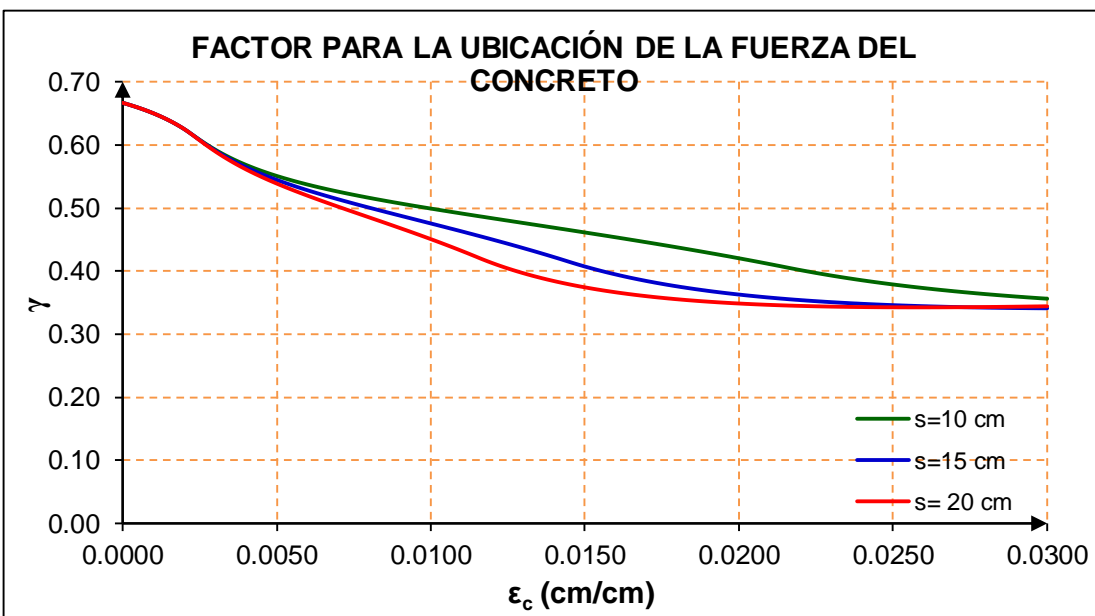
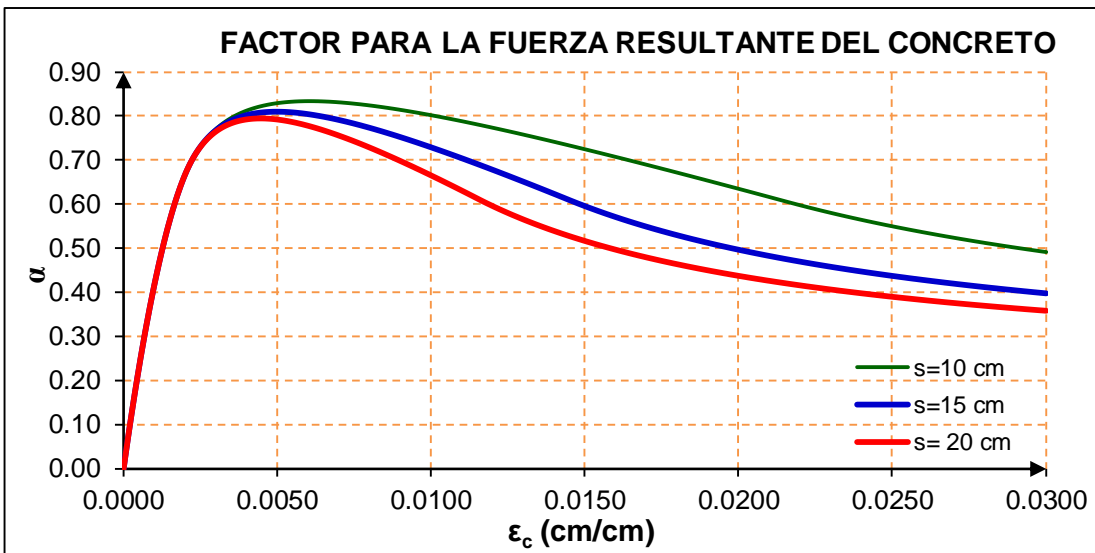
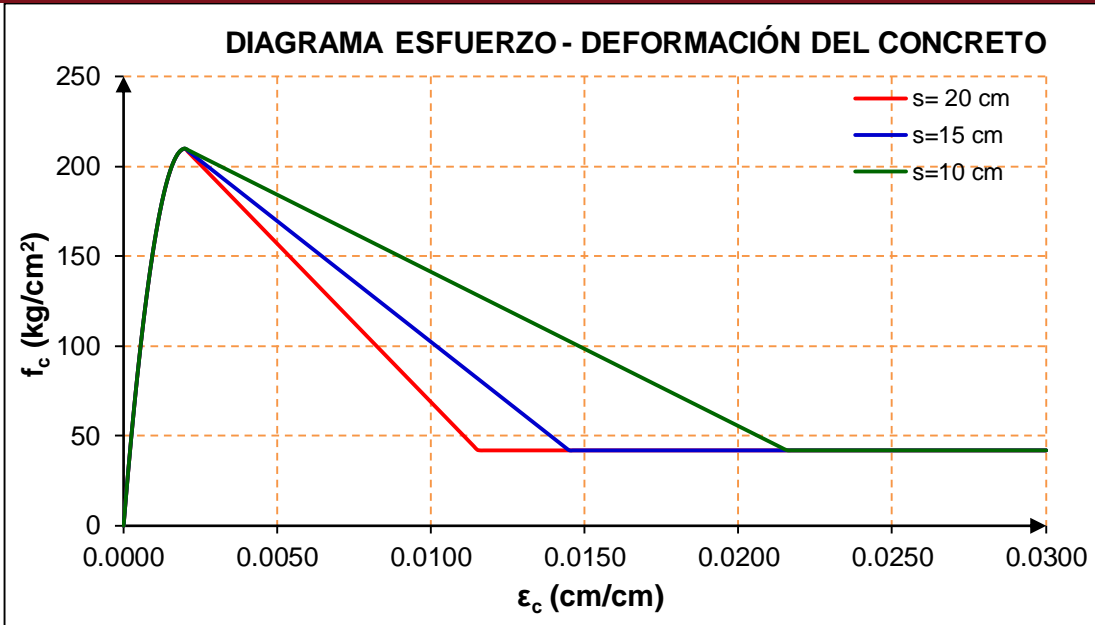
UPRIT		UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO	
		FACULTAD DE INGENIERIA	
		ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020			
TESISTAS:	Bach. Vásquez Mendocilla Ricardo Abel		ASESOR: Mg. Ing. Durand Bazán Enrique Manuel
	Bach. Casamayor Ríos Maribi Lorena		
f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm ²)	210		
f^*_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm ²)	178.5		
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	208663		
ϵ_{cc} : Deformación del concreto no confinado	0.0017		
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0038		
ϵ_c	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$		
	$f_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	α	γ
0.0000	0.00	0.0000	0.6667
0.0001	20.26	0.0573	0.6650
0.0002	39.29	0.1123	0.6633
0.0003	57.11	0.1651	0.6615
0.0004	73.71	0.2156	0.6596
0.0005	89.09	0.2638	0.6577
0.0006	103.24	0.3097	0.6556
0.0007	116.18	0.3533	0.6535
0.0008	127.90	0.3947	0.6513
0.0009	138.40	0.4338	0.6489
0.0010	147.68	0.4706	0.6465
0.0011	155.74	0.5051	0.6439
0.0012	162.58	0.5374	0.6412
0.0013	168.20	0.5674	0.6384
0.0014	172.61	0.5951	0.6354
0.0015	175.79	0.6205	0.6323
0.0016	177.75	0.6437	0.6289
0.0017	178.49	0.6645	0.6254
0.0018	177.36	0.6830	0.6216
0.0019	176.08	0.6992	0.6176
0.0020	174.79	0.7134	0.6134
0.0021	173.51	0.7258	0.6093
0.0022	172.23	0.7369	0.6052
0.0023	170.95	0.7466	0.6013
0.0024	169.67	0.7553	0.5974
0.0025	168.39	0.7629	0.5937
0.0026	167.10	0.7697	0.5901
0.0027	165.82	0.7758	0.5867
0.0028	164.54	0.7811	0.5833
0.0029	163.26	0.7858	0.5801
0.0030	161.98	0.7900	0.5770
0.0031	160.70	0.7937	0.5740
0.0032	159.41	0.7969	0.5712
0.0033	158.13	0.7997	0.5684
0.0034	156.85	0.8021	0.5657
0.0035	155.57	0.8042	0.5631
0.0036	154.29	0.8060	0.5606
0.0037	153.01	0.8075	0.5581
0.0038	151.73	0.8087	0.5558




✓ CONCRETO CONFINADO

▪ MODELO DE KENT Y PARK:

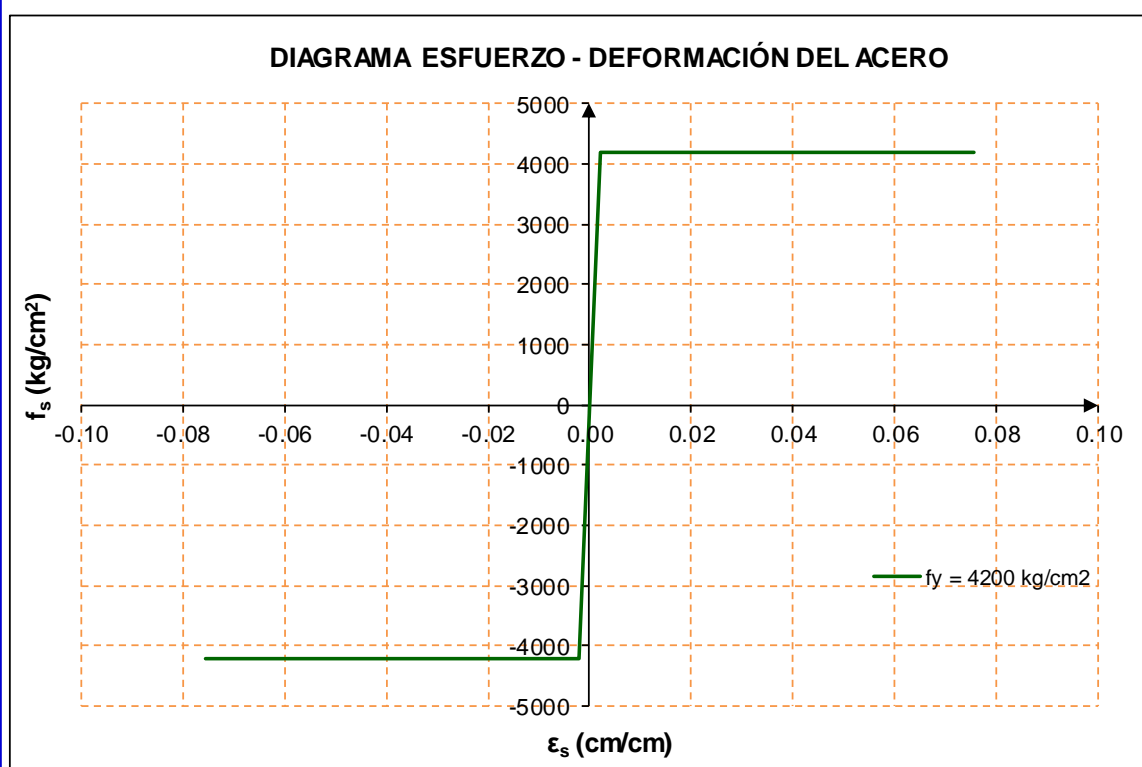
 UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL																																																																																																																																																																																												
TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020																																																																																																																																																																																												
TESISTAS:		Bach. Vásquez Mendocilla Ricardo Abel			ASESOR:		Mg. Ing. Durand Bazán Enrique Manuel																																																																																																																																																																																					
		Bach. Casamayor Ríos Maribi Lorena																																																																																																																																																																																										
1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES																																																																																																																																																																																												
f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm ²)		210	210	210																																																																																																																																																																																								
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm ²)		210	210	210																																																																																																																																																																																								
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)		223153	223153	223153																																																																																																																																																																																								
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado		0.002	0.002	0.002																																																																																																																																																																																								
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$		0.022	0.014	0.012																																																																																																																																																																																								
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado		0.030	0.030	0.030																																																																																																																																																																																								
2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES																																																																																																																																																																																												
b: Base de la sección (cm)		30	30	30																																																																																																																																																																																								
h: Peralte de la sección (cm)		65	65	65																																																																																																																																																																																								
re: Recubrimiento (cm)		4	4	4																																																																																																																																																																																								
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)		0.9525	0.9525	0.9525																																																																																																																																																																																								
A_{sh} : Área de acero del estribo (cm ²)		0.71	0.71	0.71																																																																																																																																																																																								
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)		10	15	20																																																																																																																																																																																								
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)		21.05	21.05	21.05																																																																																																																																																																																								
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)		56.05	56.05	56.05																																																																																																																																																																																								
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)		22.00	22.00	22.00																																																																																																																																																																																								
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)		57.00	57.00	57.00																																																																																																																																																																																								
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo		0.0087	0.0058	0.0044																																																																																																																																																																																								
Z: Pendiente de la rama descendente		40.89	64.08	84.03																																																																																																																																																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ϵ_c</th> <th colspan="3">s=10 cm</th> <th colspan="3">s=15 cm</th> <th colspan="3">s= 20 cm</th> </tr> <tr> <th>f_c (kg/cm²)</th> <th>α</th> <th>γ</th> <th>f_c (kg/cm²)</th> <th>α</th> <th>γ</th> <th>f_c (kg/cm²)</th> <th>α</th> <th>γ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.0000</td><td>0.00</td><td>0.0000</td><td>0.6667</td><td>0.00</td><td>0.0000</td><td>0.6667</td><td>0.00</td><td>0.0000</td><td>0.6667</td></tr> <tr><td>0.0001</td><td>20.48</td><td>0.0492</td><td>0.6653</td><td>20.48</td><td>0.0492</td><td>0.6653</td><td>20.48</td><td>0.0492</td><td>0.6653</td></tr> <tr><td>0.0002</td><td>39.90</td><td>0.0967</td><td>0.6638</td><td>39.90</td><td>0.0967</td><td>0.6638</td><td>39.90</td><td>0.0967</td><td>0.6638</td></tr> <tr><td>0.0003</td><td>58.28</td><td>0.1425</td><td>0.6623</td><td>58.28</td><td>0.1425</td><td>0.6623</td><td>58.28</td><td>0.1425</td><td>0.6623</td></tr> <tr><td>0.0004</td><td>75.60</td><td>0.1867</td><td>0.6607</td><td>75.60</td><td>0.1867</td><td>0.6607</td><td>75.60</td><td>0.1867</td><td>0.6607</td></tr> <tr><td>0.0005</td><td>91.88</td><td>0.2292</td><td>0.6591</td><td>91.88</td><td>0.2292</td><td>0.6591</td><td>91.88</td><td>0.2292</td><td>0.6591</td></tr> <tr><td>0.0006</td><td>107.10</td><td>0.2700</td><td>0.6574</td><td>107.10</td><td>0.2700</td><td>0.6574</td><td>107.10</td><td>0.2700</td><td>0.6574</td></tr> <tr><td>0.0007</td><td>121.28</td><td>0.3092</td><td>0.6557</td><td>121.28</td><td>0.3092</td><td>0.6557</td><td>121.28</td><td>0.3092</td><td>0.6557</td></tr> <tr><td>0.0008</td><td>134.40</td><td>0.3467</td><td>0.6538</td><td>134.40</td><td>0.3467</td><td>0.6538</td><td>134.40</td><td>0.3467</td><td>0.6538</td></tr> <tr><td>0.0009</td><td>146.48</td><td>0.3825</td><td>0.6520</td><td>146.48</td><td>0.3825</td><td>0.6520</td><td>146.48</td><td>0.3825</td><td>0.6520</td></tr> <tr><td>0.0010</td><td>157.50</td><td>0.4167</td><td>0.6500</td><td>157.50</td><td>0.4167</td><td>0.6500</td><td>157.50</td><td>0.4167</td><td>0.6500</td></tr> <tr><td>0.0011</td><td>167.48</td><td>0.4492</td><td>0.6480</td><td>167.48</td><td>0.4492</td><td>0.6480</td><td>167.48</td><td>0.4492</td><td>0.6480</td></tr> <tr><td>0.0012</td><td>176.40</td><td>0.4800</td><td>0.6458</td><td>176.40</td><td>0.4800</td><td>0.6458</td><td>176.40</td><td>0.4800</td><td>0.6458</td></tr> <tr><td>0.0013</td><td>184.28</td><td>0.5092</td><td>0.6436</td><td>184.28</td><td>0.5092</td><td>0.6436</td><td>184.28</td><td>0.5092</td><td>0.6436</td></tr> <tr><td>0.0014</td><td>191.10</td><td>0.5367</td><td>0.6413</td><td>191.10</td><td>0.5367</td><td>0.6413</td><td>191.10</td><td>0.5367</td><td>0.6413</td></tr> <tr><td>0.0015</td><td>196.88</td><td>0.5625</td><td>0.6389</td><td>196.88</td><td>0.5625</td><td>0.6389</td><td>196.88</td><td>0.5625</td><td>0.6389</td></tr> </tbody> </table>										ϵ_c	s=10 cm			s=15 cm			s= 20 cm			f_c (kg/cm ²)	α	γ	f_c (kg/cm ²)	α	γ	f_c (kg/cm ²)	α	γ	0.0000	0.00	0.0000	0.6667	0.00	0.0000	0.6667	0.00	0.0000	0.6667	0.0001	20.48	0.0492	0.6653	20.48	0.0492	0.6653	20.48	0.0492	0.6653	0.0002	39.90	0.0967	0.6638	39.90	0.0967	0.6638	39.90	0.0967	0.6638	0.0003	58.28	0.1425	0.6623	58.28	0.1425	0.6623	58.28	0.1425	0.6623	0.0004	75.60	0.1867	0.6607	75.60	0.1867	0.6607	75.60	0.1867	0.6607	0.0005	91.88	0.2292	0.6591	91.88	0.2292	0.6591	91.88	0.2292	0.6591	0.0006	107.10	0.2700	0.6574	107.10	0.2700	0.6574	107.10	0.2700	0.6574	0.0007	121.28	0.3092	0.6557	121.28	0.3092	0.6557	121.28	0.3092	0.6557	0.0008	134.40	0.3467	0.6538	134.40	0.3467	0.6538	134.40	0.3467	0.6538	0.0009	146.48	0.3825	0.6520	146.48	0.3825	0.6520	146.48	0.3825	0.6520	0.0010	157.50	0.4167	0.6500	157.50	0.4167	0.6500	157.50	0.4167	0.6500	0.0011	167.48	0.4492	0.6480	167.48	0.4492	0.6480	167.48	0.4492	0.6480	0.0012	176.40	0.4800	0.6458	176.40	0.4800	0.6458	176.40	0.4800	0.6458	0.0013	184.28	0.5092	0.6436	184.28	0.5092	0.6436	184.28	0.5092	0.6436	0.0014	191.10	0.5367	0.6413	191.10	0.5367	0.6413	191.10	0.5367	0.6413	0.0015	196.88	0.5625	0.6389	196.88	0.5625	0.6389	196.88	0.5625	0.6389
ϵ_c	s=10 cm			s=15 cm			s= 20 cm																																																																																																																																																																																					
	f_c (kg/cm ²)	α	γ	f_c (kg/cm ²)	α	γ	f_c (kg/cm ²)	α	γ																																																																																																																																																																																			
0.0000	0.00	0.0000	0.6667	0.00	0.0000	0.6667	0.00	0.0000	0.6667																																																																																																																																																																																			
0.0001	20.48	0.0492	0.6653	20.48	0.0492	0.6653	20.48	0.0492	0.6653																																																																																																																																																																																			
0.0002	39.90	0.0967	0.6638	39.90	0.0967	0.6638	39.90	0.0967	0.6638																																																																																																																																																																																			
0.0003	58.28	0.1425	0.6623	58.28	0.1425	0.6623	58.28	0.1425	0.6623																																																																																																																																																																																			
0.0004	75.60	0.1867	0.6607	75.60	0.1867	0.6607	75.60	0.1867	0.6607																																																																																																																																																																																			
0.0005	91.88	0.2292	0.6591	91.88	0.2292	0.6591	91.88	0.2292	0.6591																																																																																																																																																																																			
0.0006	107.10	0.2700	0.6574	107.10	0.2700	0.6574	107.10	0.2700	0.6574																																																																																																																																																																																			
0.0007	121.28	0.3092	0.6557	121.28	0.3092	0.6557	121.28	0.3092	0.6557																																																																																																																																																																																			
0.0008	134.40	0.3467	0.6538	134.40	0.3467	0.6538	134.40	0.3467	0.6538																																																																																																																																																																																			
0.0009	146.48	0.3825	0.6520	146.48	0.3825	0.6520	146.48	0.3825	0.6520																																																																																																																																																																																			
0.0010	157.50	0.4167	0.6500	157.50	0.4167	0.6500	157.50	0.4167	0.6500																																																																																																																																																																																			
0.0011	167.48	0.4492	0.6480	167.48	0.4492	0.6480	167.48	0.4492	0.6480																																																																																																																																																																																			
0.0012	176.40	0.4800	0.6458	176.40	0.4800	0.6458	176.40	0.4800	0.6458																																																																																																																																																																																			
0.0013	184.28	0.5092	0.6436	184.28	0.5092	0.6436	184.28	0.5092	0.6436																																																																																																																																																																																			
0.0014	191.10	0.5367	0.6413	191.10	0.5367	0.6413	191.10	0.5367	0.6413																																																																																																																																																																																			
0.0015	196.88	0.5625	0.6389	196.88	0.5625	0.6389	196.88	0.5625	0.6389																																																																																																																																																																																			



B) ACERO DE REFUERZO-MODELO ELASTOPLÁSTICO PERFECTO:

		UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL			
TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020					
TESISTAS:	Bach. Vásquez Mendocilla Ricardo Abel		ASESOR:	Mg. Ing. Durand Bazán Enrique Manuel	
	Bach. Casamayor Ríos Maribi Lorena				
f _y : Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm ²)		4200	4200	4200	
E _s : Módulo de elasticidad del acero (kg/cm ²)		2000000	2000000	2000000	
ε _y : Deformación de fluencia del acero de refuerzo		0.0021	0.0021	0.0021	
ε _{su} : Deformación máxima del acero de refuerzo		0.0756	0.0756	0.0756	

ε _s	f _y = 4200 kg/cm ²	
	f _s (kg/cm ²)	
-0.0756	-4200	
-0.0756	-4200	
-0.0756	-4200	
-0.0021	-4200	
-0.0021	-4200	
-0.0021	-4200	
0.0000	0	
0.0021	4200	
0.0021	4200	
0.0021	4200	
0.0021	4200	
0.0756	4200	
0.0756	4200	
0.0756	4200	



ANEXO N° 02: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (E.M.S.)



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

INFORME TECNICO

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

PROYECTO:

**“MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS
SERVICIOS DE EDUCACIÓN PRIMARIA EN LA I.E. N°
80270 VIRGEN DE LA NATIVIDAD EN LA LOCALIDAD
DE CARABAMBA DEL DISTRITO DE CARABAMBA -
PROVINCIA DE JULCAN - DEPARTAMENTO DE LA
LIBERTAD”**

SOLICITANTE:

ING. KLAUSS HAMMER ZEGARRA IPARRAGUIRRE

UBICACIÓN:

LOCALIDAD : CARABAMBA
DISTRITO : CARABAMBA
PROVINCIA : JULCAN
REGIÓN : LA LIBERTAD

NOVIEMBRE 2019

INGEOGAMA.SAC

Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int .210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingegama.sac@gmail.com



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

INDICE

- 1.0 GENERALIDADES
- 1.1 ANTECEDENTES
- 1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO
- 1.3 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO
- 1.4 ZONA DE ESTUDIO
- 1.5 ASPECTOS METEOROLOGICOS
- 1.6 MORFOLOGIA DEPARTAMENTAL
- 1.7 HIDROGRAFIA DEPARTAMENTAL
- 1.8 SISMICIDAD
- 2.0 CARACTERISTICAS DEL PROYECTO
- 3.0 NORMATIVIDAD
- 4.0 INVESTIGACIONES DE CAMPO
- 4.1 TRABAJOS DE CAMPO
- 4.2 MUESTREO Y REGISTROS DE EXPLORACIÓN
- 5.0 ENSAYOS DE LABORATORIO
- 6.0 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS
- 7.0 ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE
- 8.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION
- 9.0 ASENTAMIENTOS
- 10.0 PROBLEMAS ESPECIALES DEL SUELO DE FUNDACIÓN
- 11.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- ANEXOS
- PERFIL ESTRATIGRAFICO
- ENSAYOS DE LABORATORIO
- PANEL FOTOGRAFICO
- UBICACIÓN DE LAS CALICATAS


INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145608



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

PROYECTO: MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SERVICIOS DE EDUCACIÓN PRIMARIA EN LA I.E. N° 80270 VIRGEN DE LA NATIVIDAD EN LA LOCALIDAD DE CARABAMBA DEL DISTRITO DE CARABAMBA - PROVINCIA DE JULCAN - DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD

I. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes.

Por encargo del Consultor del proyecto se realizó el Estudio de Mecánica de Suelos, para el proyecto **"MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SERVICIOS DE EDUCACIÓN PRIMARIA EN LA I.E. N° 80270 VIRGEN DE LA NATIVIDAD EN LA LOCALIDAD DE CARABAMBA DEL DISTRITO DE CARABAMBA - PROVINCIA DE JULCAN - DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD"**

1.2 Objetivo.

El presente trabajo tiene por objetivo realizar el **"MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SERVICIOS DE EDUCACIÓN PRIMARIA EN LA I.E. N° 80270 VIRGEN DE LA NATIVIDAD EN LA LOCALIDAD DE CARABAMBA DEL DISTRITO DE CARABAMBA - PROVINCIA DE JULCAN - DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD"**. Esta evaluación se realizará por medio de trabajos, campo, de laboratorio y gabinete, que incluyen la excavación de 3 calicatas o pozos a cielo abierto y ensayos estándar de laboratorio a fin caracterizar el suelo, obtener sus propiedades de agresividad química y realizar las labores de gabinete en base a los cuales se define los perfiles estratigráficos y las recomendaciones generales para la cimentación de las estructuras proyectadas.

Para el caso de las excavaciones en la cimentación para la Infraestructura Educativa, estos resultados permitirán definir las actividades del proceso constructivo dependiendo del tipo de suelo encontrado, (Arena limosa de baja plasticidad), presencia de nivel


INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int .210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeogama.sac@gmail.com



INGEOGAMA S.A.C.

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

freático o filtraciones, para estimar los costos unitarios asociados al presupuesto de la obra en la partida de excavaciones.

Para el caso de las cimentaciones, como son: el Ambiente Pedagógico, etc. se determinarán los parámetros de resistencia del suelo para el cálculo de la capacidad admisible del terreno para absorber las diferentes sollicitaciones de carga.

El proceso seguido para los fines propuestos, fue el siguiente:

- ✓ Ensayos de laboratorio.
- ✓ Determinación de la resistencia de los suelos.
- ✓ Conclusiones y recomendaciones

1.3 Ubicación de la Zona de Estudio.

Geográficamente la zona en estudio se encuentra comprendida en la Localidad de Carabamba, Distrito de Carabamba, Provincia de Julcan, Departamento de La Libertad.

UBICACIÓN A NIVEL DEPARTAMENTAL



Fuente: Google Maps.

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeogama.sac@gmail.com



INGEOGAMA SAC

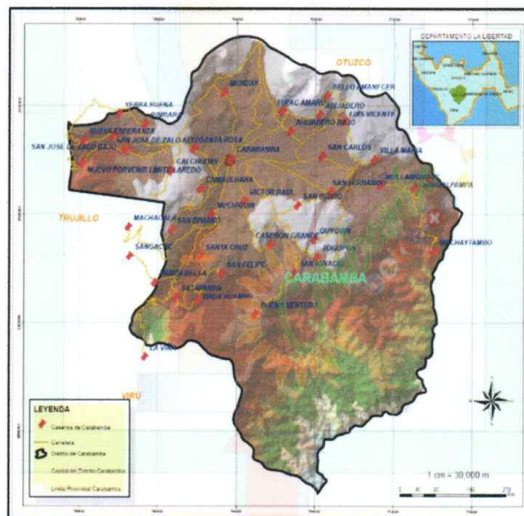
INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

UBICACIÓN A NIVEL PROVINCIAL



Fuente: Google Maps

UBICACIÓN A NIVEL DISTRITAL



Fuente: Google Maps

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeoagama.sac@gmail.com



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

UBICACIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO



Fuente: Google Maps

1.4 Zona de Estudio.

La zona en estudio se encuentra comprendida en la Localidad de Carabamba, Distrito de Carabamba, Provincia de Julcan, Departamento de La Libertad.

1.5 Aspectos Meteorológicos.

En Carabamba, los veranos son cortos, fríos y nublados y los inviernos son largos, muy frío, secos y parcialmente nublados. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de -2°C a 8°C y rara vez baja a menos de -4°C o sube a más de 11°C .

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

1.6 Morfología Departamental.

El suelo de La Libertad contiene las siguientes clases de suelo: la zona litoral, la llanura costera, las elevaciones andinas y la selva alta. En la zona litoral, de más de 200 kilómetros, se ubican los puertos, siendo los más importantes: Cherrepe, Barco Perdido, Urricape, Prieta y Guañape. Destacan, asimismo, las playas, sobre todo Huanchaco y Chicama. El 80% del departamento está constituido por las elevaciones andinas. Otuzco, Santiago de Chuco y Sánchez Carrión son las provincias que pertenecen a esta zona. Por último, la Selva Alta que abarca la parte norte de la provincia de Pataz y el íntegro de la provincia de Bolívar.

1.7 Hidrografía Departamental

Las fuentes de aguas superficiales y subterráneas de La Libertad, forman parte de las cuencas del Pacífico y del Amazonas. El aprovechamiento de estas aguas es más intenso y racional en la vertiente occidental, debido a la existencia de los valles costeros, de un tipo de agricultura de exportación que es completamente diferente a la del consumo, que impera a partir de los 1,500 metros de altitud en el resto del territorio liberteño. La Libertad está drenada y regada por ríos de régimen pluvial, excepción hecha del Marañón cuyo régimen es nivopluvial.

Durante el verano los ríos tienen abundante agua, los costeros se diferencian de los andinos en que son torrentosos y de fuerte pendiente. La vertiente occidental está drenada por cinco ríos : Jequetepeque, Chicama, Moche, Virú y Chao. Geográficamente todos son importantes, pero desde el punto de vista de la extensión de sus valles y del aprovechamiento que los hombres hacen de ellos, el río Jequetepeque, Chicama y Moche son los más importantes. Y es que en los valles que han formado estos ríos se hallan las principales plantaciones de arroz y caña de azúcar del país, las ciudades con mayor población urbana del departamento, así como la mayor concentración de

INGEOGAMA.SAC

Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeogama.sac@gmail.com



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

industrias, fuentes de trabajo y actividad comercial. Los ríos Virú y Chao están aprovechados para la agricultura de consumo, pero sólo en el de Virú existe un " dique " a 3,400 m. de altitud, que represa las aguas del río Carabamba.

1.8 Sismicidad.

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030) y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, presentado por Alva Hurtado (1984), el cual se basó en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes; se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la Zona de alta sismicidad (**Zona 3**), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII y IX en la escala Mercalli Modificada.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones E-030-Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores: Modificada por DECRETO SUPREMO N° 003-2016-VIVIENDA (24 de enero del 2016).

(a) Factor de Zona

$Z = 0.35$ (*)

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

(b) Condiciones Geotécnicas

El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo S₂, que corresponde a un suelo intermedio.

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 143609



INGEOGAMA SAC

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

Tabla N° 2
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

(c) Factor de Amplificación del Suelo

S = 1.15

Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"

ZONA \ SUELO	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

(d) Periodo de Vibración del Suelo

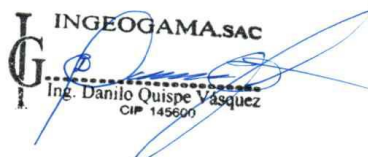
T_p = 0.6 seg / T_L = 2.0 seg

Tabla N° 4
PERÍODOS "T_p" Y "T_L"

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

(e) Factor de Amplificación Sísmica

(C)


INGEOGAMA.SAC
 Ing. Danilo Quispe Vásquez
 CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeoagama.sac@gmail.com



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

Se calculará en base a la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

Para T = Periodo de Vibración de la Estructura = H/Ct

(f) Categoría de la Obra Civil A

Tabla N° 5
CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones esenciales	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como INSTITUCIONES EDUCATIVAS , institutos superiores tecnológicos y universidades.	1.50

(g) Factor de Uso U = 1.50

(h) La Fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente: Para:

V = CORTANTE BASAL

Z= FACTOR DE ZONA

U= FACTOR DE USO

S= FACTOR DE AMPLIFICACION DEL SUELO

C= FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA

R =COEFICIENTE DE REDUCCION

P= PESO DE LA ESTRUCTURA

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

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

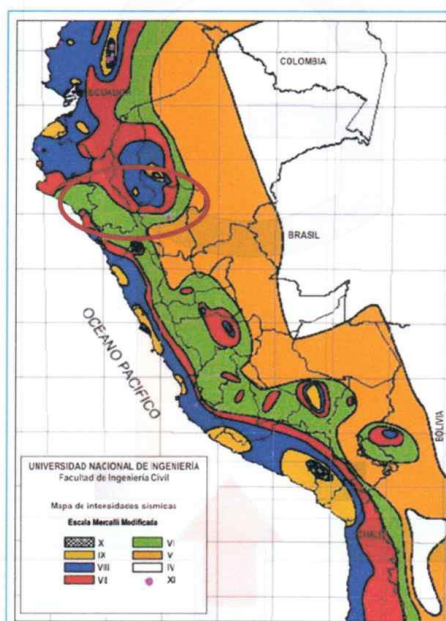
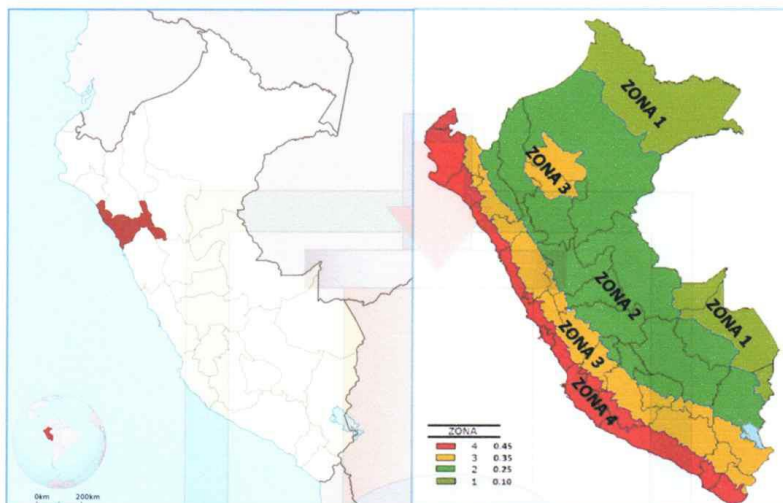




INGEOGAMA SAC

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

PERÚ. LOCALIZACIÓN DE ZONAS SISMICAS



Mapa de intensidades sísmicas a nivel nacional (Fuente: CISMID-FIC-UNI)

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 1455276

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N° 14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeoama.sac@gmail.com



INGEOGAMA

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

2.0.- CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA, estará diseñada para cumplir el objetivo central de dotar suficientes espacios, adecuados y confortables; este proyecto consistirá en el mejoramiento de ambientes para el área de pedagogía. La propuesta técnica contempla una Infraestructura de DOS PISOS. Estará estructurado en base a un Sistema Aporticado con cimentación rectangular, cuadrada y corrida con vigas de cimentación, y/o según el criterio del proyectista.

En cumplimiento arquitectónico del estudio de perfil aprobado código único de inversiones N° 2452415 se proyectaron las siguientes áreas de trabajo:

- Guardianía, Tópico, Sala de usos múltiples (escenario, vestidores), Comedor, Cocina, Sala de profesores, Dirección, Biblioteca, Área de estudio, SS.HH. varones, SS.HH damas, SS.HH discapacitados, SS.HH profesores, 15 aulas, Sala de computo, losa deportiva, tribunas, veredas, patio y cerco perimétrico. - Además contempla la construcción de una Cisterna de 10 m3 y Tanque Elevado de 7.6 m3.

El proyecto integral concibe lo siguiente:

Módulo 1.

- Construcción de 01 Guardianía de 28.00 m2 + SS. HH de 3.33 m2
- Construcción de 01 Tópico de 23.21.00 m2 + SS. HH de 3.33 m2
- Construcción de 01 Área de Estudio de 99.27 m2
- Construcción de 01 Biblioteca de 33.07 m2

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int .210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingegama.sac@gmail.com



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

- Construcción de 01 Sala de Profesores de 29.65 m² + SS. HH de 2.45 m²
- Construcción de 01 Dirección de 26.50 m² + SS. HH de 2.45 m²

Módulo 2.

- Construcción de 01 Vestuario de 23.34 m²
- Construcción de 01 Sala de Usos Múltiples + Escenario de 201.62 m².

Módulo 3.

- Construcción de 01 Cocina de 23.92 m² + Almacén de 8.65 m²
- Construcción de 01 Comedor de 259.10 m²

Módulo 4.

- Construcción de 01 SS.HH. Damas de 26.02 m².
- Construcción de 01 SS.HH. Hombres de 26.02 m²
- Construcción de 01 SS.HH. Profesoras de 5.37 m²
- Construcción de 01 SS.HH. Profesores de 7.08 m²
- Construcción de 01 SS.HH. Discapacitados de 5.68 m²
- Construcción de 01 SS.HH. Profesores de 5.37 m²
- Construcción de 01 Sala de Cómputo de 72.64 m²

Módulo 5.

- Construcción de 06 Aulas de 51.20 m²

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

Módulo 6.

- Construcción de 03 Aulas de 51.20 m²
- Construcción de 01 SS.HH. Damas de 26.02 m².
- Construcción de 01 SS.HH. Hombres de 26.02 m²

Módulo 7.


- Construcción de 03 Aulas de 51.20 m²

Otros.

- Construcción de Patio de formación
- Construcción de veredas de circulación.
- Construcción de 241.50 mL de Cerco perimétrico con Ladrillo Cara vista + Cobertura de teja Andina.
- Construcción de Losa Deportiva + 02 Tribunas Con Cobertura Metálica

Equipamiento y Adquisición de Mobiliario y Material Educativo en Cada Ambiente Educativo, Administrativo y Complementario

La Construcción adecuada de la infraestructura pedagógica y complementaria, las estructuras del proyecto corresponden, a un sistema dual y muros estructurales, con una cimentación de Zapatas Corridas, Columnas, Vigas y Losa Aligerada de concreto armado $f'c$: 210 Kg/cm².

INGEOGAMA.SAC

Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145800



INGEOGAMA SAC

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

3.0.- NORMATIVIDAD

Los trabajos de investigación se han realizado según Norma Peruana RNE E.050, la cual se basa en la aplicación de la Mecánica de Suelos que indica ensayos fundamentales y necesarios para predecir el comportamiento de un suelo bajo la acción de sistemas de carga y que, con la ayuda del análisis matemático, ensayos de laboratorio, ensayos de campo y de datos experimentales recogidos en obras anteriores, permite proyectar y ejecutar trabajos de fundaciones de toda índole.

Clasificación de las edificaciones y justificación de la cantidad de exploraciones:

De acuerdo al cuadro N° 2.1.2. de la norma E-050, del RNE, se tiene una clasificación de las edificaciones:

TABLA. N° 2.1.2

TIPO DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS* (m)	N° DE PISOS (Incluidos sótanos)			
		<= 3	4 a 8	9 a 12	>12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERIA	< 12	B	B*	-	-
TANQUE ELEVADOS Y SIMILARES	< 10	B	A	A	A
BASE DE MAQUINAS Y Y SIMILARES	Cualquiera	A	-	-	-
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	> 10	B	A	A	A

* Cuando la distancia sobrepasa a la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.
* De 4 a 5 pisos.

De acuerdo al cuadro N° 2.3.2. de la norma E-050, del RNE, se definen las cantidades de exploraciones que se deberán investigar en campo, para una edificación del Tipo "C".

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145670



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

TABLA N° 2.3.2
NUMERO DE PUNTOS A INVESTIGAR

Tipo de edificación	Número de puntos a investigar (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 Cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones	3 por cada Ha. de terreno habilitado

El terreno consta de un área de 4793.98 m² aproximadamente por lo que se coordinó con el solicitante realizar 3 puntos de investigación (03 calicatas) hasta la profundidad de 3.00 metros. Estos puntos de investigación se determinaron en coordinación con el área solicitante.

Profundidad P número de N puntos de investigación

Aplicando la N.T. E.050, la profundidad "p" se determina de la siguiente manera:

$$p = D_f + z$$

Dónde:

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación

$Z = 1.5 B$

B = Ancho de la cimentación

Tomando $D_f = 1.30 \text{ m}$ (promedio), $B = 1.50 \text{ m}$ (promedio)

Reemplazando, se obtiene $p = 3.55 \text{ m}$. Asimismo la N.T. E.050 indica que $p \geq 3.00 \text{ m}$.

Distribución de los puntos de investigación

INGEOGAMA.SAC

 Ing. Danilo Quispe Vásquez
 CIP 145600



INGEOGAMA S.A.C.

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

Los puntos de investigación (Calicatas a cielo abierto) han sido distribuidos de tal manera de investigar las características del suelo de fundación del terreno (Ver Plano de Ubicación de Calicatas).

Presencia del nivel freático

No se encontró a la profundidad estudiada de -3.00 metros del nivel del terreno natural.

Sondajes realizados

Se realizó 03 sondajes de exploración subterránea (03 Calicatas), distribuidos en el terreno de acuerdo al proyecto de arquitectura. Las cotas del terreno están referenciadas a cotas relativas que coinciden con el nivel del terreno (100.00).

Sondaje	Tipo de Sondaje	Profundidad(m)	Muestras extraídas	Prof. del NAF	Cota
C-1	Calicata	3.00	1	NP	0.00
C-2	Calicata	3.00	1	NP	0.00
C-3	Calicata	3.00	1	NP	0.00

4. INVESTIGACIONES DE CAMPO

4.1 Trabajos de Campo

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico del área de estudio, se ejecutarán 3 calicatas a cielo abierto, asignándole C-1 hasta el C-3, los cuales fueron ubicados convenientemente en todas las zonas de estudio que comprende el proyecto.


INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600



INGEOGAMA SAC

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

SONDAJE	TIPO DE SONDAJE	PROFUNDIDAD (m)	Muestras Extraídas	Cota
C-1	Calicata	3.00	1	0.00
C-2	Calicata	3.00	1	0.00
C-3	Calicata	3.00	1	0.00

4.2 Muestreo y Registros de exploración

Se realizó una clasificación de campo de forma manual y visual de cada uno de los estratos registrados en cada calicata, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, compacidad, consistencia etc., tal como se puede observar en los registros estratigráficos y fotos que se adjuntan en los anexos respectivamente.

5.0 ENSAYOS DE LABORATORIO.

Con los resultados obtenidos en laboratorio se pudo formar el perfil estratigráfico del suelo y las características geotécnicas del suelo de fundación. Los suelos fueron clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "SUCS", que es el más descriptivo basado en el reconocimiento del tipo y predominio de sus componentes, como el diámetro de las partículas, gradación y plasticidad.

Con las muestras extraídas de las calicatas en el trabajo de campo, se obtuvieron en el Laboratorio los parámetros que nos permite deducir las condiciones de cimentación bajo las especificaciones normadas en el REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA E-050, tales como:

INGEOGAMA.SAC

Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 149500



INGEOGAMA^{S.A.C.}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

ANÁLISIS GRANULOMETRICO

ASTM - D422

Consistiendo este ensayo en pasar una muestra de suelo seco a través de una serie de mallas de dimensiones estandarizadas a fin de determinar las proporciones relativas de los diversos tamaños de las partículas.

LÍMITES ATTERBERG

ASTM - D4318

Límite Líquido : ASTM-D-423

Límite Plástico : ASTM-D-424

Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad en las características de plasticidad de un suelo cohesivo. Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa la malla N° 40.

La obtención de los límites líquido y plástico de una muestra de suelo permite determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad.

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM - D2216

Que es un ensayo rutinario de Laboratorio para determinar la cantidad dada de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE SUELOS

(SUCS) ASTM - D2487

SUCS-AASHTO:

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, fue desarrollado por el Dr. Arturo Casagrande, utiliza la textura para dar términos descriptivos tales como:

Sistema Unificado de Clasificación de suelos, utiliza como identificación los siguientes símbolos.

INGEOGAMA.SAC

Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145604

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeogama.sac@gmail.com



INGEOGAMA S.A.C.

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

<i>Símbolo</i>	<i>G</i>	<i>S</i>	<i>M</i>	<i>C</i>	<i>O</i>	<i>Pt</i>	<i>H</i>	<i>L</i>	<i>W</i>	<i>P</i>
<i>Descripción</i>	<i>Grava</i>	<i>Arena</i>	<i>Limo</i>	<i>Arcilla</i>	<i>Limos o arcillas orgánicas</i>	<i>Turba y suelos altamente orgánicos</i>	<i>Alta plasticidad</i>	<i>Baja plasticidad</i>	<i>Bien graduado</i>	<i>Mal graduado</i>

El departamento de Caminos Públicos de USA (Bureau of Public Roads) introdujo uno de los primeros sistemas de clasificación, para evaluar los suelos sobre los cuales se construían las carreteras posteriormente en 1945 fue modificado y desde entonces se le conoce como sistema AASHTO.

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en grupos, basado en las determinaciones de laboratorio de granulometría, límite líquido e índice de plasticidad. La evaluación en cada grupo se hace mediante un "índice de grupo".

MUESTREO CON TUBOS DE PAREDES DELGADAS ASTM – D1587

Establece el método de obtención de muestras relativamente no disturbadas de suelos para ensayos, en el cual se emplea un tubo metálico de pared - delgada.

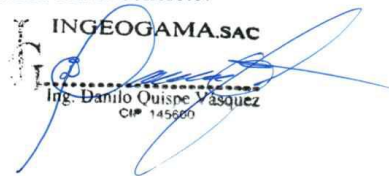
CORTE DIRECTO – ASTM D – 3080

Tiene por objeto establecer el procedimiento de ensayo para determinar la resistencia al corte de una muestra de suelo consolidada y drenada, por el método de corte directo.

ANALISIS QUIMICO – NPT 339.171

La agresión que ocasiona el suelo bajo el cual se cimienta la estructura, está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos y cloruros principalmente). Sin embargo, la acción química del suelo sobre el concreto sólo ocurre a través del agua subterránea que reacciona con el concreto.

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145680





INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

Se seleccionaron muestras alteradas representativas del suelo que debidamente identificadas se remitieron al laboratorio para los ensayos correspondientes para la identificación y clasificación de suelos, cuyos resultados de laboratorio se presenta en el Anexo.

Superficialmente la zona donde se están proyectando los ambientes de la Infraestructura Educativa se encuentra cubierta por un material de arena fina mal graduada de 4.00 metros de espesor. El material de apoyo para las nuevas estructuras será Arena fina mal graduada sin plasticidad de baja compacidad. Geológicamente la zona estudiada no presenta fallas importantes que pongan en peligro la seguridad estructural en los niveles de trabajo.

De las calicatas realizadas en el terreno, podemos deducir la siguiente interpretación:

CALICATA C -1:

ESTRATO E-1 / profundidad 0.00 – 0.80 m Estrato de suelo que corresponde a una:

Tierra inorgánica de color marrón claro.

ESTRATO E-2 / profundidad 0.00 – 3.00 m Estrato de suelo que corresponde a una:

Arena limosa de baja plasticidad, material que pasa el 13.82% en la malla N° 200. Estrato de color marrón claro. Su clasificación en el sistema "SUCS" (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), indica que es un suelo "SM", Clasificado en el sistema "AASHTO", como un suelo "A-1-a(0)", con una humedad natural de 4.14%, índice plástico 2.81%. Sus componentes son: grava 37.20%, arena 48.98% y finos 13.82%. **En una muestra inalterada, el suelo tiene un peso volumétrico seco de 1.540gr/cc.** Nivel Freático: No se ubicó hasta la profundidad estudiada.

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 143600





INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

CALICATA C -2:

ESTRATO E-1 / profundidad 0.00 – 0.80 m Estrato de suelo que corresponde a una:

Tierra inorgánica de color marrón claro.

ESTRATO E-2 / profundidad 0.00 – 3.00 m Estrato de suelo que corresponde a una:

Arena limosa de baja plasticidad con piedras tipo granito meteorizado, material que pasa el 13.77% en la malla N° 200. Estrato de color marrón claro. Su clasificación en el sistema "SUCS" (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), indica que es un suelo "SM", Clasificado en el sistema "AASHTO", como un suelo "A-1-a(0)", con una humedad natural de 4.22%, índice plástico 2.70%. Sus componentes son: grava 37.20%, arena 49.03% y finos 13.77%. **En una muestra inalterada, el suelo tiene un peso volumétrico seco de 1.536gr/cc.** Nivel Freático: No se ubicó hasta la profundidad estudiada.

CALICATA C -3:

ESTRATO E-1 / profundidad 0.00 – 0.80 m Estrato de suelo que corresponde a una:

Tierra inorgánica de color marrón claro.

ESTRATO E-2 / profundidad 0.00 – 3.00 m Estrato de suelo que corresponde a una:

Arena limosa de baja plasticidad con piedras tipo granito meteorizado, material que pasa el 13.87% en la malla N° 200. Estrato de color marrón claro. Su clasificación en el sistema "SUCS" (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), indica que es un suelo "SM", Clasificado en el sistema "AASHTO", como un suelo "A-1-a(0)", con una humedad natural de 4.21%, índice plástico 2.77%. Sus componentes son: grava 37.38%, arena 48.75% y finos 13.87%. **En una muestra inalterada, el suelo tiene un peso volumétrico seco de 1.547gr/cc.** Nivel Freático: No se ubicó hasta la profundidad estudiada.

INGEOGAMA.SAC

Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeoagama.sac@gmail.com



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

6.0.-CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

De acuerdo al perfil estratigráfico de la zona, el terreno en estudio presenta un perfil importante de estudio, que se desarrolla a partir de -0.00 metros desde la superficie del terreno que tiene forma rectangular, cuyas características físicas, mecánicas, químicas, hidráulicas y dinámicas son las siguientes:

SUELO DE APOYO ESTUDIADO:

C-1: Ambiente Pedagógico.- SUCS (SM) - (Arena limosa de baja plasticidad)

C-2: Ambiente Pedagógico.- SUCS (SM) - (Arena limosa de baja plasticidad)

C-3: Ambiente Pedagógico.- SUCS (SM) - (Arena limosa de baja plasticidad)

Parámetros Físicos, Mecánicos, Químicos é Hidráulicos:

Densidad Unitaria Baja = 1.536 gr. / cm³

Contenido de Sales = MODERADO

7.0.-ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE

PRIMERO: En las cimentaciones sobre Arena limosa de baja plasticidad, se debe tener en cuenta que estas varían en menor medida a las blandas normalmente consolidadas y las duras preconsolidadas. Las arenas preconsolidadas tienen en menor escala los defectos estructurales secundarios, como grietas y planos de resbalamiento, que influyen en su resistencia y compresibilidad.

SEGUNDO: Cuando se aplica carga por primera vez a las zapatas en arcilla saturada, se produce un aumento en la presión de poro; si la permeabilidad de la arcilla es cuando menos regular, este aumento no se disipa rápidamente. Por lo tanto, cuando menos durante un corto tiempo después de la carga, prevalecen condiciones de resistencia no drenada. Como resistencia puede tomarse la no drenada o la mitad de la resistencia a la compresión simple.


INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingegogama.sac@gmail.com



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

Para nuestro caso aplicaremos la primera situación, ya que tenemos el caso de arenas, donde aplicaremos los valores de acuerdo a la bibliografía del (Dr. Alva Hurtado).

La fórmula que utilizaremos para el cálculo de la capacidad admisible, será la otorgada por Terzaghi, para cimientos corridos y cuadrados:

8.0.-ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante del suelo de fundación, se ha determinado considerando un factor de seguridad para la falla por corte, luego se ha verificado que los asentamientos diferenciales producidos por esta presión no sean mayores que los admisibles.

CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE

Para el caso general de cimentaciones superficiales de importancia media y cuyo fallo no implique consecuencias especiales, se está adoptando para un tipo de situación persistente o transitoria de largo plazo, un coeficiente de seguridad global frente al hundimiento, $F. S. > 3.0$, para el caso de cimentaciones en Arena limosa de baja plasticidad (SM), considerando en nuestro caso particular un valor 3.0

La capacidad de carga admisible (q_{adm}), del terreno de cimentación, se ha calculado empleando la Teoría de Terzaghi (1943), quien sugirió que para una cimentación corrida (es decir cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse como una falla general por corte. Para realizar los cálculos, se considera entonces, los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ .

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

En 1975, las investigaciones de Vesic aportaron con los factores de forma., y la fórmula que se está utilizando, incluye los **factores de forma Sc, Sq, Sy**. Por tanto, la ecuación de cálculo para hallar **la capacidad de carga última (qu)**, es la siguiente:

$$qu = c Nc Sc + q Nq Sq + \frac{\gamma B}{2} N\gamma S\gamma$$

Dónde:

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$Nc = \cot \phi (Nq - 1)$$

$$Nq = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi \right)$$

$$N\gamma = 2 (1 + Nq) \tan \phi \tan \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{5} \phi \right)$$

FACTORES DE FORMA (Vesic)

$$Sc = 1 + \frac{B Nq}{L Nc}$$

$$Sq = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

CALICATA C-2/E-2:

Teniendo:

Peso unitario suelo encima NNF

$$\gamma = 1.536 \text{ Ton/m}^3$$

Peso unitario suelo debajo NNF

$$\gamma' = 1.536 \text{ Ton/m}^3$$

Profundidad desplante cimentación corrido

$$Df = 1.30 \text{ m}$$

Profundidad desplante cimentación cuadrado

$$Df = 1.30 \text{ m}$$

Profundidad desplante cimentación rectangular

$$Df = 1.30 \text{ m}$$

Factor de Seguridad

$$F.S. = 3.00$$

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vasquez
CIP 145600



INGEOGAMA S.A.C.

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

Habiéndose obtenido la capacidad de carga última (q_u), y definido el factor de seguridad ($F.S.$) se tiene como consecuencia, el resultado de la **CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE** (q_{adm}) del suelo.

Entonces la ecuación es:

$$q_{adm} = q_u / F.S.$$

Reemplazando los datos correspondientes a las condiciones de cimentación, a los resultados de laboratorio y considerando falla general por corte; se tiene como resultado, la **capacidad de carga admisible**, indicada en el siguiente cuadro:

CALICATA C-2/E-2:

TIPO DE CIMENTACIÓN	Peso Unitario (ton/m ³)	Angulo de fricción	Cohesión (kg/cm ²)	B (m)	L (m)	Df (m)	Q admisible (kg/cm ²)
Cimiento Corrido	1.536	27°	0.010	0.60	1.30	1.18
Cimiento Cuadrada	1.536	27°	0.010	1.50	1.50	1.30	1.78
Cimiento Rectangular	1.536	27°	0.010	1.50	1.60	1.30	1.77

9.0.-ASENTAMIENTOS

En suelos granulares permeables y suelos finos, los asentamientos son básicamente instantáneos o inmediatos y estos pueden calcularse a partir del Método Elástico, según la ecuación siguiente:

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145608





INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

ASENTAMIENTO INICIAL (S)

Teoría Elástica

$$S = C_s q B \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right)$$

Dónde:

Asentamiento inmediato en cm

(S)

Relación de Poisson

(ν)

Módulo de elasticidad del suelo

(E_s)

Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada

(C_s)

Presión vertical cimentación circular (cuadrada)

(q)

Ancho de cimentación

(B)

Para el análisis de asentamientos, se considera una presión vertical transmitida igual a la capacidad de carga admisible. Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron adoptadas a partir de tablas e investigaciones publicadas, de acuerdo al tipo de suelo donde irá desplantada la cimentación.

CALICATA C-2/E-2:

Dónde:

Asentamiento inmediato en cm

(S)

Relación de Poisson

$\nu = 0.30$

Módulo de elasticidad del suelo

$E_s = 550.00 \text{ Kg/cm}^2$

Factor de forma y rigidez cimentación corrida

$C_s = 112.00 \text{ cm/m}$

Factor de forma y rigidez cimentación rectangular

$C_s = 153.00 \text{ cm/m}$

Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada

$C_s = 254.00 \text{ cm/m}$

Con estos datos, los resultados son los siguientes:


INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145608



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

ASENTAMIENTO INICIAL – CALICATA C-2 / E-2

TIPO CIMENTACION	B (m)	L (m)	Df (m)	Asentamiento Inicial (cm)
Cimiento Corrido	0.60	1.30	0.30
Cimiento Cuadrada	1.50	1.50	1.30	0.50
Cimiento Rectangular	1.50	1.60	1.30	0.67

10.-PROBLEMAS ESPECIALES DEL SUELO DE FUNDACIÓN

Agresividad de los suelos de fundación

La agresión que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos y cloruros principalmente). En la zona estudiada se encontró lo siguiente ocasiona el suelo bajo el cual la estructura, está en función de la presencia de elementos químicos que:

Muestra	Sulfatos (SO ₄) (ppm)	Cloruros (Cl) (ppm)	Sales Solubles Totales (ppm)	Exposición del Concreto	Tipo de cemento
C-2,E-2	930	660	590	MODERADO	MS

En base a los valores máximos permitidos se puede comprobar que el suelo de apoyo presenta un ataque químico del suelo del tipo: **MODERADO**.

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600



INGEOGAMA

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

Tabla N°03 Tabla de valores máximos de agentes que atacan a los materiales constructivos

Presencia en el suelo	ppm	Grado de alteración	Observaciones
Sulfatos (SO ₄)	0 – 150	Leve	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
	150 – 1500	Moderado	
	1500 – 10000	Severo	
	>10000	Muy severo	
Cloruros (Cl)	>6,000	Perjudicial	Corrosión en armaduras
Sales Solubles Totales	>15,000	Perjudicial	Perd. de resist. mecánica (lixiviación)

Por lo tanto, se recomienda el uso del **CEMENTO ADICIONADO TIPO MS**, en las obras de cimentación, recomendándose además tener en cuenta lo indicado el capítulo 5.0 de las Normas E.060 (concreto en obra), respecto al mezclado, transporte, colocación, consolidación, protección y curado del concreto.

Suelos Expansivos

En aplicación de la metodología establecida en la N.T. E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.), los suelos expansivos se presentan en suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta (Límite Líquido ≥ 50).

Se sabe que el área del proyecto presenta suelo de tipo: **Arena limosa de baja plasticidad**, los cuales **NO PRESENTAN** problemas de expansión de suelos.

Suelos Colapsables

En aplicación de la metodología establecida en la N.T. E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.), la relación entre los Suelos Colapsables y No Colapsables y los parámetros de Límite Líquido y Densidad Natural Seca se muestran en un gráfico mostrado en la Norma E.050. Pero en nuestro caso al ser un suelo grueso no presenta límites de consistencia y esta no posee cohesión entre sus partículas, por lo tanto, el suelo es **NO COLAPSABLE**.

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600





INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

11.0.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El área donde se ejecutará las construcciones proyectadas comprende la Localidad de Carabamba, Distrito de Carabamba, Provincia de Julcan, Departamento de La Libertad.

De acuerdo a la exploración realizada, pruebas de campo, ensayos de laboratorio y al análisis efectuado, se concluye con lo siguiente:

- ✓ De acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones E-030-Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores: Modificada por DECRETO SUPREMO N° 003-2016-VIVIENDA (24 de enero del 2016).

(a) Factor de Zona $Z = 0.35$ (*)

(b) Condiciones Geotécnicas

El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo S_2 , que corresponde a un intermedio.

(c) Periodo de Vibración del Suelo $T_p = 0.60\text{seg}$

(d) Periodo de Vibración del Suelo $T_L = 2.00\text{seg}$

(e) Factor de Amplificación del Suelo $S = 1.15$

(f) Factor de Amplificación Sísmica (C)

(g) Categoría de la Edificación A

(h) Factor de Uso $U = 1.50$

- ✓ Para la zona de estudio se puede notar los siguientes Parámetros del suelo de cimentación:

Cohesión 0.010 kg/cm^2

Ángulo de fricción interna 27°

Contenido de Sales MODERADO

Coficiente de Balasto 7.30 kg/cm^3

Módulo de Elasticidad del suelo (E) = 550.00 Kg/cm^2

Relación de Poissón (U) = 0.30

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145609



INGEOGAMA S.C.


INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

- ✓ El terreno presenta una Arena limosa de baja plasticidad, donde se proyectaran las estructuras para dicho proyecto. Su peso unitario volumétrico de este material es de 1.540 kg/m³.
- ✓ Para la elaboración del presente informe se contó con los servicios del Laboratorio de Mecánica de Suelos INGEOGAMA SAC. Las muestras y la información fueron alcanzadas por el solicitante.
- ✓ El suelo característico de la zona del proyecto es de un material Arena limosa de baja plasticidad (SM). En la zona donde será proyectado las Aulas Pedagógicas.
- ✓ En base a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfiles y registros estratigráficos y características de las estructuras, de los **Ambientes Pedagógicos**; se **cimentará en** Arena limosa de baja plasticidad (SM). La presión admisible recomendada para la Estructura es a una profundidad de cimentación mínima de:

TIPO DE CIMENTACIÓN	Peso Unitario (ton/m ³)	Angulo de fricción	Cohesión (kg/cm ²)	B (m)	L (m)	Df (m)	Q admisible (kg/cm ²)	Asentamiento Inicial (cm)
Cimiento Corrido	1.536	27°	0.010	0.60	1.30	1.18	0.30
Cimiento Cuadrada	1.536	27°	0.010	1.50	1.50	1.30	1.78	0.50
Cimiento Rectangular	1.536	27°	0.010	1.50	1.60	1.30	1.77	0.67

- ✓ Se recomienda conectar la subestructura por medio de vigas de cimentación y/o utilizar losas de cimentación, con la finalidad de contrarrestar los asentamientos diferenciales inesperados y absorber cualquier esfuerzo de torsión debido a la colocación de zapatas excéntricas.

INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600



Jr. Francisco Pizarro N° 551 – Int. 210 Centro – Trujillo / Res. N°14349-2016/DSD- INDECOPI
Teléfono Móvil: 975790008 – Correo: ingeoagama.sac@gmail.com



INGEOGAMA^{SAC}

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

- ✓ Se observa que el suelo de fundación se encuentra con **MODERADO** de presencia de sales solubles totales, por lo que se recomienda usar **CEMENTO ADICIONADO TIPO MS**. Por lo tanto se recomienda usar un concreto de $f'c=280\text{kg/cm}^2$ para estructuras donde este en contacto con el suelo de fundación y concreto de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ para otras estructuras que no estén en contacto con el suelo, el cemento a usar será de **Tipo MS**. Para que se evite problemas de ataque de sales y sulfatos.
- ✓ El presente estudio solo es válido para la zona donde se construirá el proyecto.

Trujillo, Noviembre del 2019.


INGEOGAMA.SAC
Ing. Danilo Quispe Vásquez
CIP 145600

ANEXO N° 03: ANALISIS LINEAL

ESPECTROS DE SISMOS HORIZONTALES Y VERTICALES SEGUN LA NORMA E.030 - 2018

01 Zonificación , Según E030 2018 (Art. 10) Factor de zona (Z)

Departamento:
 Provincia:
 Distrito:
 Zona sísmica:

Z =

02 Parametros de sitio, Según E030 2018 (Art. 13) Factor de suelo (S)

Perfil de Suelo Tipo:

Suelos Intermedios: Suelos medianamente rígidos, arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, suelo cohesivo compacto.

Tipo = Suelo Intermedio $V_s = 180 \text{ m/s a } 500 \text{ m/s}$
 $S = 1.15$ $N_{60} = 15 \text{ a } 50$
 $T_p = 0.60$ $S_u = 50 \text{ kPa a } 100 \text{ kPa}$
 $T_c = 2.00$

03 Categoría del Edificio, Según E030 2018 (Art. 15) Factor de uso (U)

Categoría del Edificio:
 Tipo de Edificación:

U =



04 Sistema Estructural y Restricción de Irregularidad, Según E030 2018 (Art. 17 y Art.21)

Sistema Estructural:
 Estructuras de Acero: SCBF Y EBF
 Estructuras de CA: SISTEMA DUAL, MUROS ESTRUC.
 Albañilería Confinada o Armada

Restricciones de Irregularidad:
 No se Permiten Irregularidades

* Para Edificaciones con Cobertura Liviana se Podrá Usar Cualquier Sistema Estructural.
 ** PARA PEQUEÑAS CONSTRUCCIONES RURALES, COMO ESCUALES Y POSTAS MÉDICAS SE PUEDE USAR MATERIALES TRADICIONALES

05 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E030 2018 (Art. 18) Factor de Reducción (Ro)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN X
 Material:
 Sistema Estructural:
 $R_{0x} = 7$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN Y
 Material:
 Sistema Estructural:
 $R_{0y} = 7$

* ESTOS COEFICIENTES SE APLICAN UNICAMENTE A ESTRUCTURAS EN LAS QUE LOS ELEMENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES PERMITAN LA DISIPACION DE ENERGÍA MANTENIENDO LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA, NO APLICA A ESTRUCTURAS TIPO PÉNDULO INVERTIDO.

06 Factores de Irregularidad (Ip, Ia) , Según E030 2018 (Art. 20)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN X
 Irregularidad en Altura, Ia:

 $Ia_x = 1.00$

Irregularidad en Planta, Ip:

 $Ip_x = 1.00$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN Y
 Irregularidad en Altura, Ia:

 $Ia_y = 1.00$

Irregularidad en Planta, Ip:

 $Ip_y = 1.00$

07 Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas , Según E030 2018 (Art. 22)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN X
 $R_x = R_{QX} \times I_{a_x} \times I_{p_x} = 7$

08 Periodo Fundamental de Vibración , Según E030 2018 (Art. 28 ítem 28.4)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN X
 Elementos Resistentes en la Dirección Considerada:

Edificios de Concreto Armado DUALES

Coeficiente Para Estimar el Periodo Fundamental:

$C_{Tx} = 60$

Altura Total de la Edificación:

$h_{tx} = 3.45$ m

Periodo Fundamental de Vibración: Opción 1

$T_x = 0.058$ Seg

Periodo Fundamental de Vibración (obtenido con las masas participativas de la edificación): Opción 2

$T_x = 0.111$ Seg

Periodo Fundamental de Vibración: Opción 2

$T_x = 0.111$ Seg

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN Y

$R_y = R_{QY} \times I_{a_y} \times I_{p_y} = 7$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN Y

Elementos Resistentes en la Dirección Considerada:

Edificios de Concreto Armado DUALES

Coeficiente Para Estimar el Periodo Fundamental:

$C_{Ty} = 60$

Altura Total de la Edificación:

$h_{ty} = 3.45$ m

Periodo Fundamental de Vibración: Opción 1

$T_y = 0.058$ seg

Periodo Fundamental de Vibración (obtenido con las masas participativas de la edificación): Opción 2

$T_y = 0.097$ Seg

Periodo Fundamental de Vibración: Opción 2

$T_y = 0.097$ Seg

09 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura , Según E030 2018 (Art. 28 ítem 28.3)

Exponente k Relacionado con el Periodo Fundamental T:

$k_x = 1.0000$

Copiar los Valores de "kx" y "ky", y pegarlos en la generación de patrones de la carga sísmica estática para ambas direcciones de análisis "X" y "Y", en los programas de cálculo estructural como Etabs y Sap2000. El valor k será ingresado en la casilla "Building Height Exp. k" de la ventana "Seismic Load Pattern - User Defined", ambos ubicados dentro de la ventana "Define Load Patterns"

Las Fuerzas Sísmicas Horizontales en Cualquier Nivel:

$F_i = a_i * V$

Exponente k Relacionado con el Periodo Fundamental T:

$k_y = 1.0000$

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

10 Fuerza Cortante en la Base , Según E030 2018 (Art. 28 ítem 28.2)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN X

Fuerza Cortante en la Base:

$V_x = \frac{Z * U * C_x * S}{R_x} * P$

Factor de Amplificación Sísmica C:

$T_p = 0.60$ Seg

$T_L = 2.00$ Seg

$T_x = 0.058$ Seg

$C_x = 2.50$

El Valor de C/Rx no Deberá Considerarse Menor que:

$C_x/R_x = 0.357 \geq 0.11$

Coeficiente de Cortante Basal:

$Z = 0.35$

$U = 1.5$

$C_x/R_x = 0.357$

$S = 1.15$

$C_{bx} = 0.21563$

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN Y

Fuerza Cortante en la Base:

$V_y = \frac{Z * U * C_y * S}{R_y} * P$

Factor de Amplificación Sísmica C:

$T_p = 0.60$ Seg

$T_L = 2.00$ Seg

$T_y = 0.058$ Seg

$C_y = 2.50$

El Valor de C/Ry no Deberá Considerarse Menor que:

$C_y/R_y = 0.357143 \geq 0.11$

Coeficiente de Cortante Basal:

$Z = 0.35$

$U = 1.5$

$C_y/R_y = 0.357$

$S = 1.15$

$C_{by} = 0.21563$

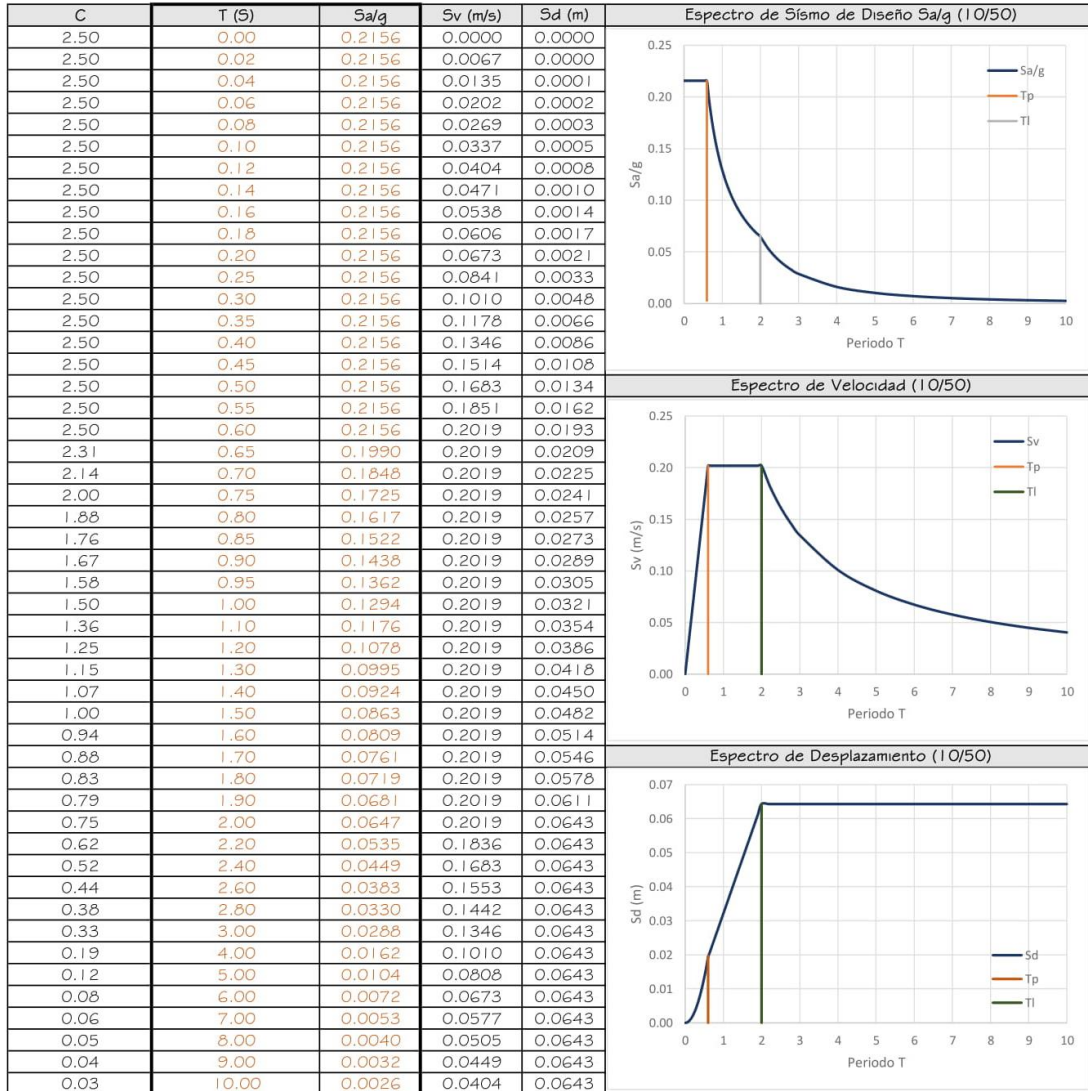
1.1 Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño (Sa/g)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN X

Z =	0.35
U =	1.5
S =	1.15
T _P =	0.60
T _L =	2.00
R _X =	7

$$S_{a_x} = \frac{Z \times U \times C_x \times S}{R_x} \times g$$

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



1.2 Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño (Sa/g)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCIÓN Y

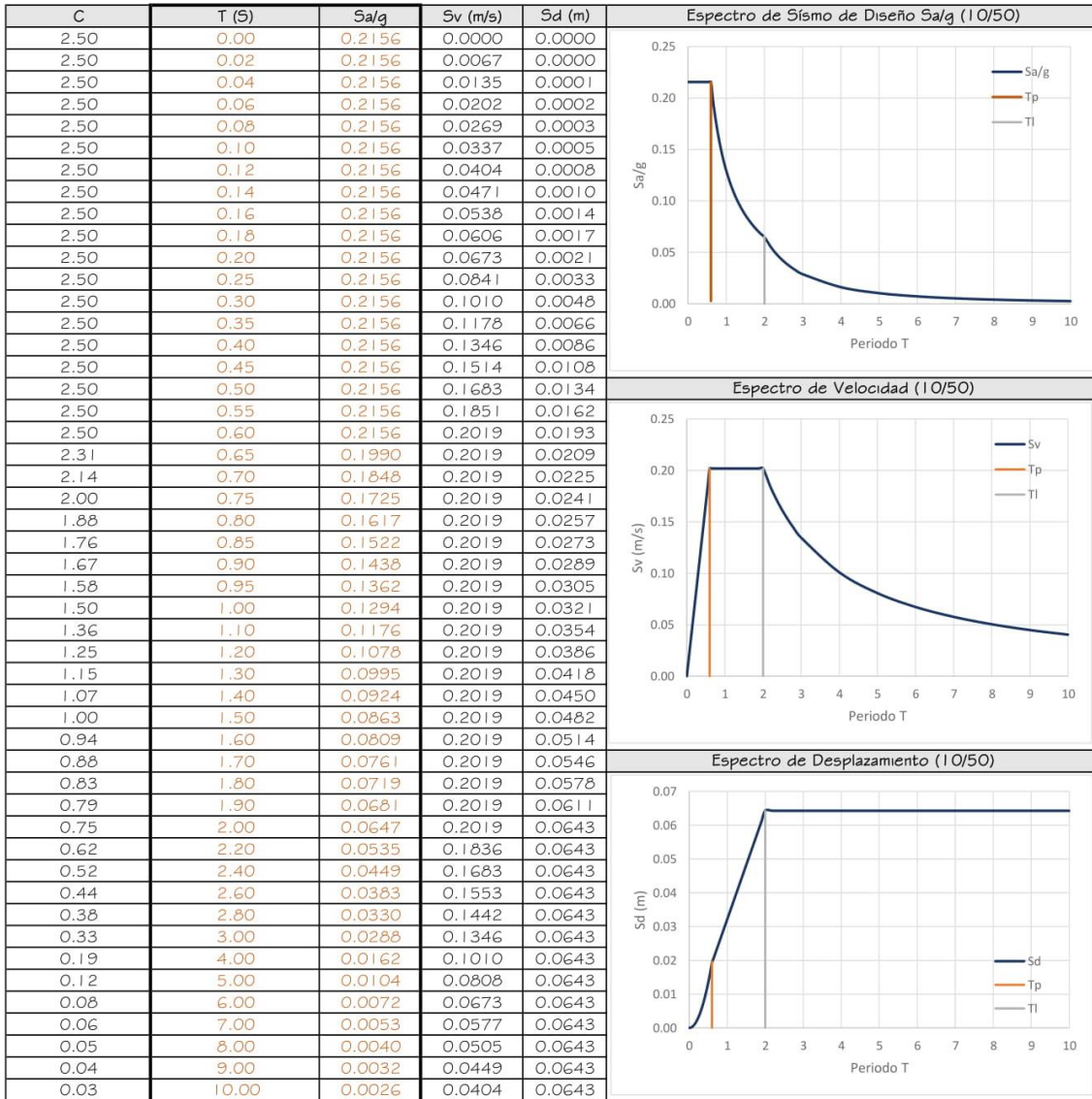
Z =	0.35
U =	1.5
S =	1.15
T _p =	0.6
T _L =	2
R _y =	7

$$Sa_y = \frac{Z \times U \times C_y \times S}{R_y} \times g$$

$T < T_p \quad C = 2.5$

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

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



ANÁLISIS ESTÁTICO DE EDIFICACIONES E030-2018

Condiciones:

- 1 Todas las estructuras regulares e irregulares ubicadas en la zona sísmica 1 menores de 30m.
- 2 Todas las estructuras regulares menores de 30 m de altura.
- 3 Las estructuras de muros portantes de concreto aramado o albañilería armado o confinada menores de 15 m de altura(regulares o irregulares).

Datos generales:		
Altura total del edificio	3.45	m
Zona sísmica	Z	0.35
Categoría de edificación	U	1.5
Perfil del suelo	S	1.15
Factor de amplificación sísmica	Cx	2.5
	Cy	2.5
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	Rx	7
	Ry	7

Periodos $T_p = 0.6$
 Periodos $T_L = 2$
 Periodo $T_x = 0.0575$
 Periodo $T_y = 0.0575$
 $C_x = 2.5$
 $C_y = 2.5$

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

$C_x/R = 0.3571$ CUMPLE

T: Periodo fundamental de la estructura
 $T = \frac{h_n}{C_T}$ h_n : Altura total del edificio
 CT: Coeficiente para estimar el periodo fundamental
 $C_{Tx} = 60$ $C_{Ty} = 60$
 $T < T_p$ $C = 2.5$
 $T_p < T < T_L$ $C = 2.5 * (\frac{T_p}{T})$
 $T > T_L$ $C = 2.5 * (\frac{T_p * T_L}{T^2})$

$C_y/R = 0.3571$ CUMPLE

P = 139410 KG P: Peso sísmico total de la edificación

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

$V_x = 30060.28125$ KG

V: Fuerza cortante en la base
 $V_y = 30060.28125$ KG

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

$$F_i = a_i * V$$

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

$T \leq 0.5$ segundos $k = 1$
 $T > 0.5$ segundos $k = (0.75 + 0.5 * T) \leq 2$

$k_x = 1$ $k_y = 1$

F_i : Fuerza sísmica horizontal en el nivel "i".
 n: Número de pisos
 k: exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración.
 h_i : Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno.
 h_{ei} : Altura de entre piso
 P_i : Peso del nivel "i"

Nota: La distribución de la fuerza sísmica en altura solo se da cuando existen más de dos niveles, en el caso de que exista solo un nivel la fuerza cortante en la base es igual a la fuerza sísmica.

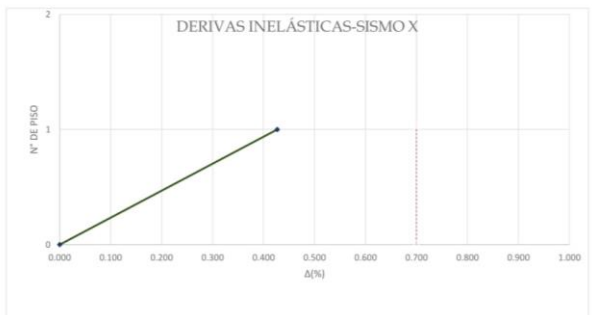
NIVEL	$h_{ei}(m)$	h_i	$P_i(kg)$	$P_i * (h_i)^k$	α	$F_{ix}(kg)$	$Q_x(kg)$	$P_i * (h_i)^k$	α	$F_{iy}(kg)$	$Q_y(kg)$
1	3.45	3.45	14216	49045.2	1	30060.28125	30060.28125	49045.2	1	30060.28125	30060.28125
				49045.2	1	30060.28125		49045.2	1	30060.28125	

DESPLAZAMIENTO LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES

SISMO EN LA DIRECCIÓN X-X
 MATERIAL PREDOMINANTE: CONCRETO ARMADO
 REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA: REGULAR

$$\Delta_{elas-i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_{ei}}$$

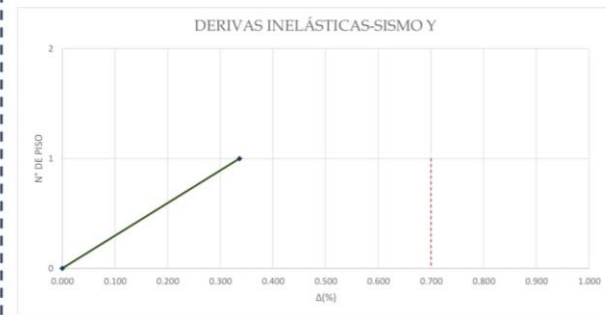
NIVEL	h_i	Despla. (mm)	Deriva Δ elástica	Deriva Δ inelástica	Deriva Δ (%)	Deriva Δ (%) limite	Condición
1	3.45	2.804	0.0008128	0.00426696	0.426696	0.7	CUMPLE
0	0	0			0	0.7	CUMPLE



SISMO EN LA DIRECCIÓN Y-Y
 MATERIAL PREDOMINANTE: CONCRETO ARMADO
 REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA: REGULAR

$$\Delta_{elas-i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_{ei}}$$

NIVEL	h_i	Despla. (mm)	Deriva Δ elástica	Deriva Δ inelástica	Deriva Δ (%)	Deriva Δ (%) limite	Condición
1	3.45	2.21	0.00064058	0.00336304	0.33630435	0.7	CUMPLE
0	0	0			0	0.7	CUMPLE



VERIFICACIÓN SISTEMA ESTRUCTURAL

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X-X								
V BASAL	MURO 1	MURO 2	MURO 3	MURO 4	MURO 5	MURO 6	MURO 7	MURO 8
157.8673	40.8698	40.9225						
MURO 8	MURO 9	MURO 10	MURO 11	MURO 12	MURO 13	MURO 14	V MUROS	%
							81.7923	51.81%

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y-Y								
V BASAL	MURO 1	MURO 2	MURO 3	MURO 4	MURO 5	MURO 6	MURO 7	MURO 8
157.8677	35.2954	35.2954						
MURO 8	MURO 9	MURO 10	MURO 11	MURO 12	MURO 13	MURO 14	V MUROS	%
							70.5908	44.72%

SISTEMA ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO

ANÁLISIS X-X

CORTANTE	%
Vcolumnas	48.19%
Vmuros	51.81%
TOTAL	100%

SISTEMA ESTRUCTURAL: DUAL

ANÁLISIS Y-Y

CORTANTE	%
Vcolumnas	55.28%
Vmuros	44.72%
TOTAL	100%

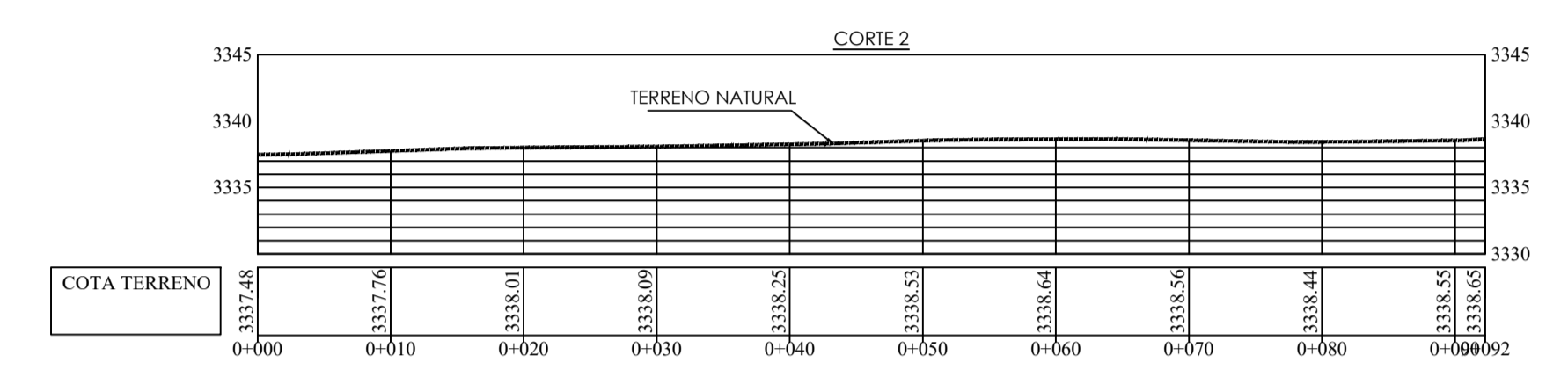
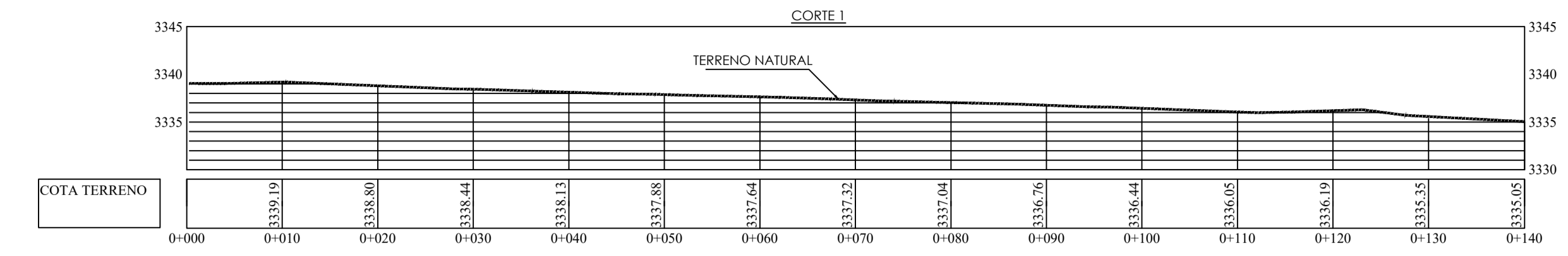
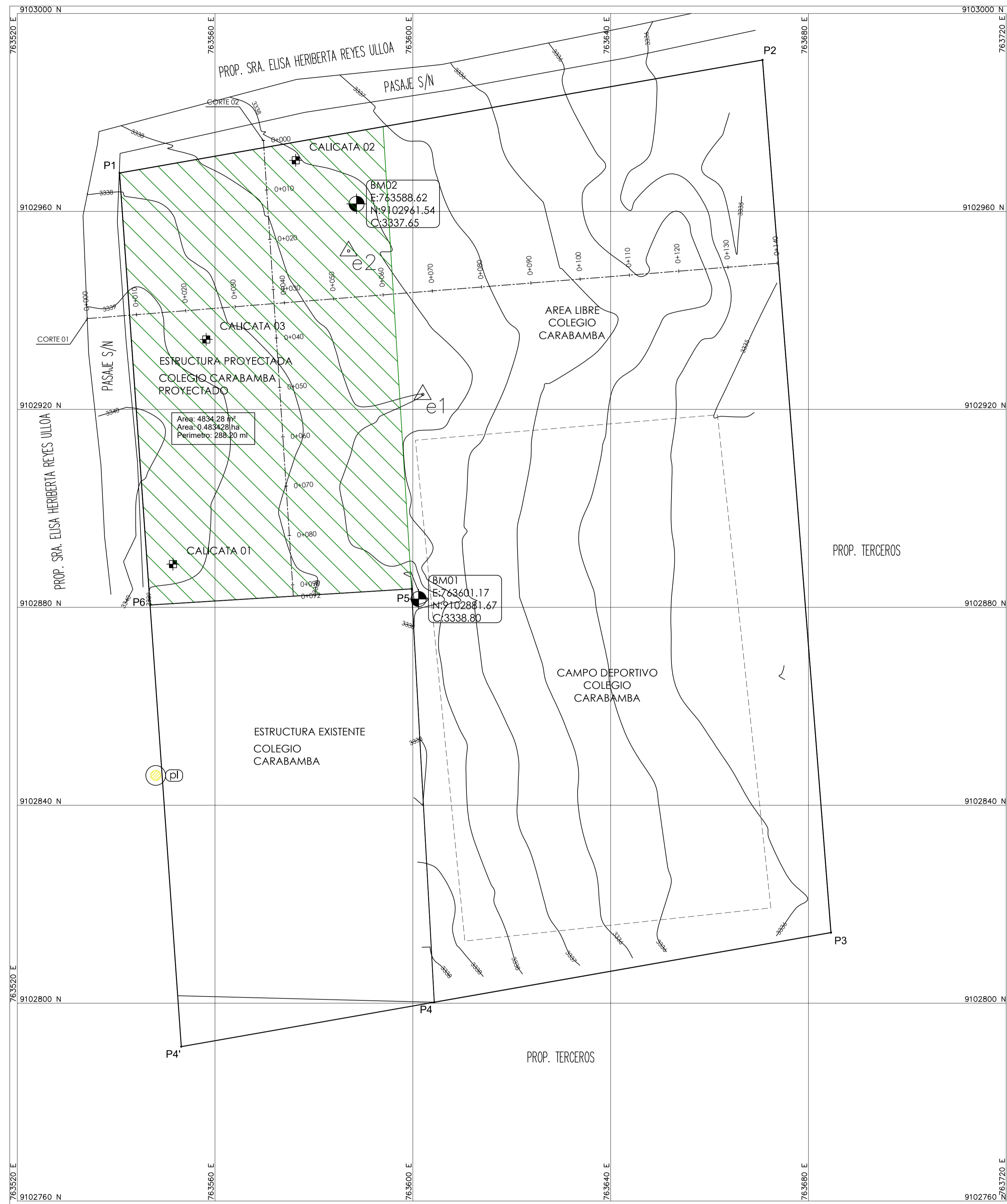
SISTEMA ESTRUCTURAL: DUAL

ESCALAMIENTO DE FUERZAS

REGULARIDAD DEL SISTEMA REGULAR
 SISMO X-X
 V. ESTÁTICO = 30.0605
 V. DINÁMICO = 157.8673
 *CORTANTE MÍNIMA 80% DEL CORTANTE ESTÁTICO
 CORTANTE MÍNIMA = 24.0484 CUMPLE
 NO ES NECESARIO ESCALAR LAS FUERZAS
 FACTOR DE ESCALA = 1.000000

REGULARIDAD DEL SISTEMA REGULAR
 SISMO Y-Y
 V. ESTÁTICO = 30.0605
 V. DINÁMICO = 157.8677
 *CORTANTE MÍNIMA = 80% DEL CORTANTE ESTÁTICO
 CORTANTE MÍNIMA = 24.0484 CUMPLE
 NO ES NECESARIO ESCALAR LAS FUERZAS
 FACTOR DE ESCALA = 1.000000

ANEXO N° 04: PLANOS



LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	ESTRUCTURA EXIST.
	ESTRUCTURA PROYECTADA
	CALICATA
	PERIMETRO
	CAMPO DEPORTIVO
	CARRETERA
	CURVAS DE NIVEL
	PUNTOS FIJOS BM'S ESTACIONES
	CORTE TRANSVERSAL

CUADRO DE POLIGONAL DE LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO					
VERTICE	LADO	DIST.	ANGULO	ESTE	NORTE
P1	P1 - P2	132.00	95°55'11"	763540.700	9102967.770
P2	P2 - P3	176.89	84°31'47"	763670.710	9102990.600
P3	P3 - P4	81.45	95°27'27"	763684.556	9102814.251
P4	P4 - P5	83.67	83°11'50"	763604.332	9102800.182
P5	P5 - P6	52.98	89°37'13"	763599.744	9102883.721
P6	P6 - P1	87.52	90°30'59"	763546.866	9102880.465

Area: 18836.35 m²
 Area: 1.8836 ha
 Perimetro: 614.50 ml

CUADRO DE POLIGONAL DE TERRENO SANEAMIENTO FISICO LEGAL					
VERTICE	LADO	DIST.	ANGULO	ESTE	NORTE
P1	P1 - P2	132.00	95°55'11"	763540.700	9102967.770
P2	P2 - P3	176.89	84°31'47"	763670.710	9102990.600
P3	P3 - P4'	133.39	95°27'27"	763684.556	9102814.251
P4'	P4' - P1	177.00	84°5'35"	763553.170	9102791.210

Area: 23364.00 m²
 Area: 2.3364 ha
 Perimetro: 619.28 ml

CUADRO DE BM'S UTM WGS84				
DESCRIPCION	COTA msnm	NORTE	ESTE	N° DE BM'S
ROCA FIJA	3338.80	9102881.67	763601.17	BM01
VEREDA	3337.65	9102961.54	763588.62	BM02

CUADRO DECALICAS				
DESCRIPCION	COTA msnm	NORTE	ESTE	N° DE BM'S
CALICATA 01	3339.60	9102888.52	763551.68	C-1
CALICATA 02	3337.52	9102970.35	763576.27	C-2
CALICATA 03	3339.10	9102934.13	763558.22	C-3

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO



UPRIT

TITULO:
"DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"

TESIS:
RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA
MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

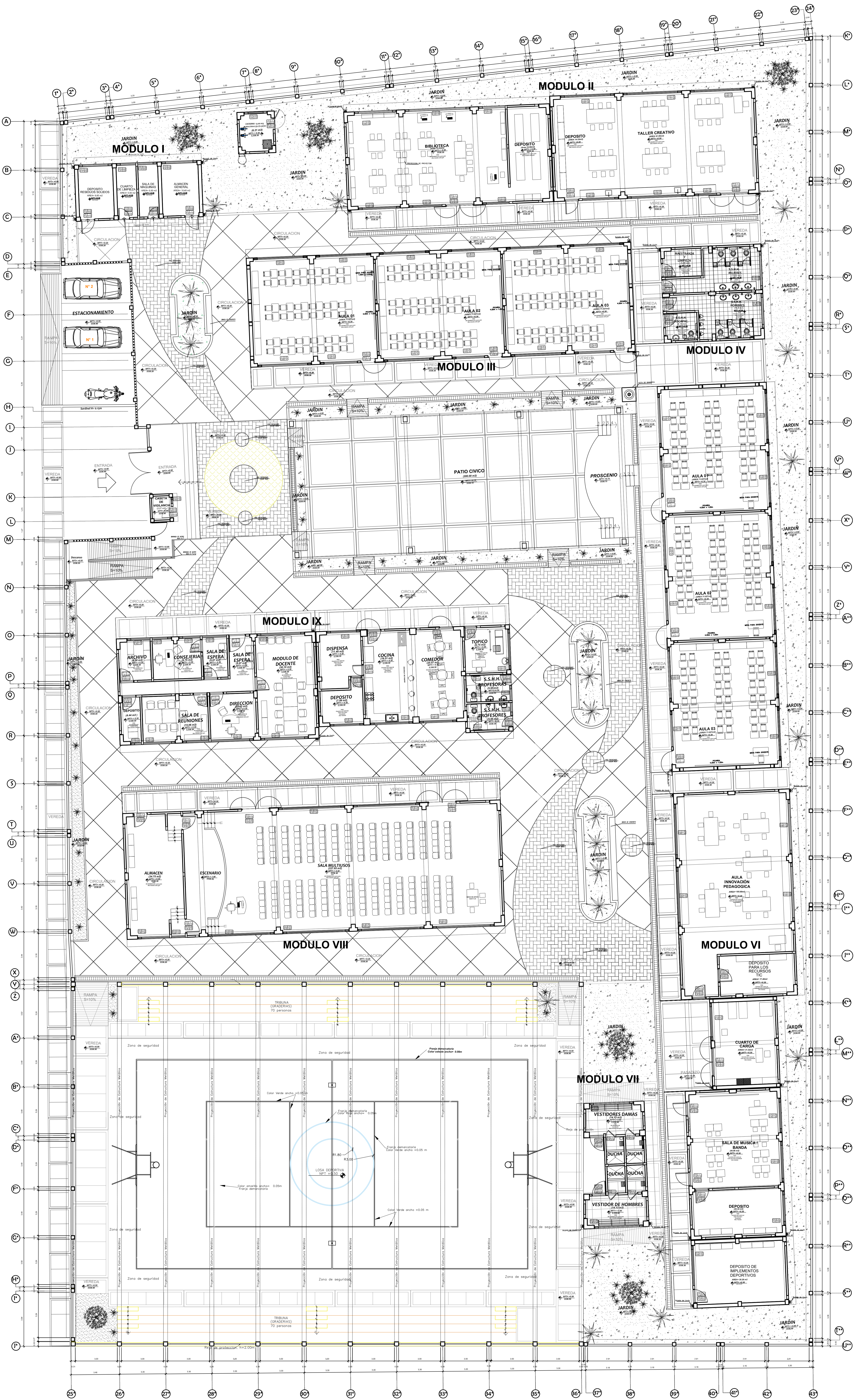
ASESOR:
MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

PLANO:
TOPOGRAFÍA

Asignatura: Ingeniería Estructural
Especialidad: Ingeniería Civil

T-01

ESTRUCTURAS	INDICADA	JUNIO 2020
-------------	----------	------------



CUADRO DE AREAS	
AREA DEL TERRENO SEGUN TOPOGRAFIA:	18836.35 m ²
LONGITUD DEL PERIMETRO SEGUN TOPOGRAFIA:	614.50 m
AREA A CONSTRUIR:	3,427.55 m ²

PROGRAMACION		
MODULOS OBRA NUEVA:		
MOD.	NIVELES	
MODULO I	PRIMER NIVEL: DEPOSITO RESIDUOS SOLIDOS GRUPO ELECTR. SALA DE MAQUINA ALMACEN GENERAL CUARTO DE LIMPIEZA DEPOSITO DE HERRAMIENTAS	
	MODULO II	PRIMER NIVEL: TALLER CREATIVO DEPOSITO
	MODULO III	PRIMER NIVEL: BIBLIOTECA DEPOSITO
	MODULO IV	PRIMER NIVEL: AULA 1º GRADO AULA 2º GRADO AULA 3º GRADO
	MODULO V	PRIMER NIVEL: SS.HH MUJERES SS.HH HOMBRES SS.HH DISCAPACITADOS MUJERES SS.HH DISCAPACITADOS HOMBRES
MODULO VI	PRIMER NIVEL: AULA 4º GRADO AULA 5º GRADO AULA 6º GRADO	
MODULO VII	PRIMER NIVEL: AULA INNOVACION PEDAGOGICA DEPOSITO PARA LOS RECURSOS TIC CUARTO DE CARGA	
MODULO VIII	PRIMER NIVEL: SALA DE MUSICA/BANDA DEPOSITO	
MODULO IX	PRIMER NIVEL: DEPOSITO DE IMPLEMENTOS DEPORTIVOS	
MODULO X	PRIMER NIVEL: VESTIDORES CABALLEROS VESTIDORES DAMAS	
MODULO XI	PRIMER NIVEL: Módulo docente SALA DE ESPERA DIRECCION CONCEJERIA AREA DE ESPERA SALA DE REUNION ARCHIVO DEPOSITO	
MODULO XII	PRIMER NIVEL: SS.HH PROFESORES SS.HH PROFESORAS	
MODULO XIII	PRIMER NIVEL: COCINA COMEDOR DISPENSA DEPOSITO TOPICO	
MODULO XIV	PRIMER NIVEL: SALA MULTIFUSOS VESTIDORES	

OBRAS EXISTENTES	
NIVEL SECUNDARIO EXISTENTE	

OBRAS EXTERIORES	
PORTADA DE INGRESO PRINCIPAL	
PORTADA DE INGRESO VEHICULAR	
CERCO PERIMETRICO CARAVISTA	
ESCALERA DE INGRESO	
RAMPA DE CEMENTO FROTADO Y BRUÑADO	
VEREDAS EXTERIORES	
PATIO	
CASITA DE VIGILANCIA	
QUIOSKO	
LOSA DEPORTIVA	
OSTERIA	

PLANTA GENERAL
Escala 1/100

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

TRUJILLO

"DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTADICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"

TRUJILLO

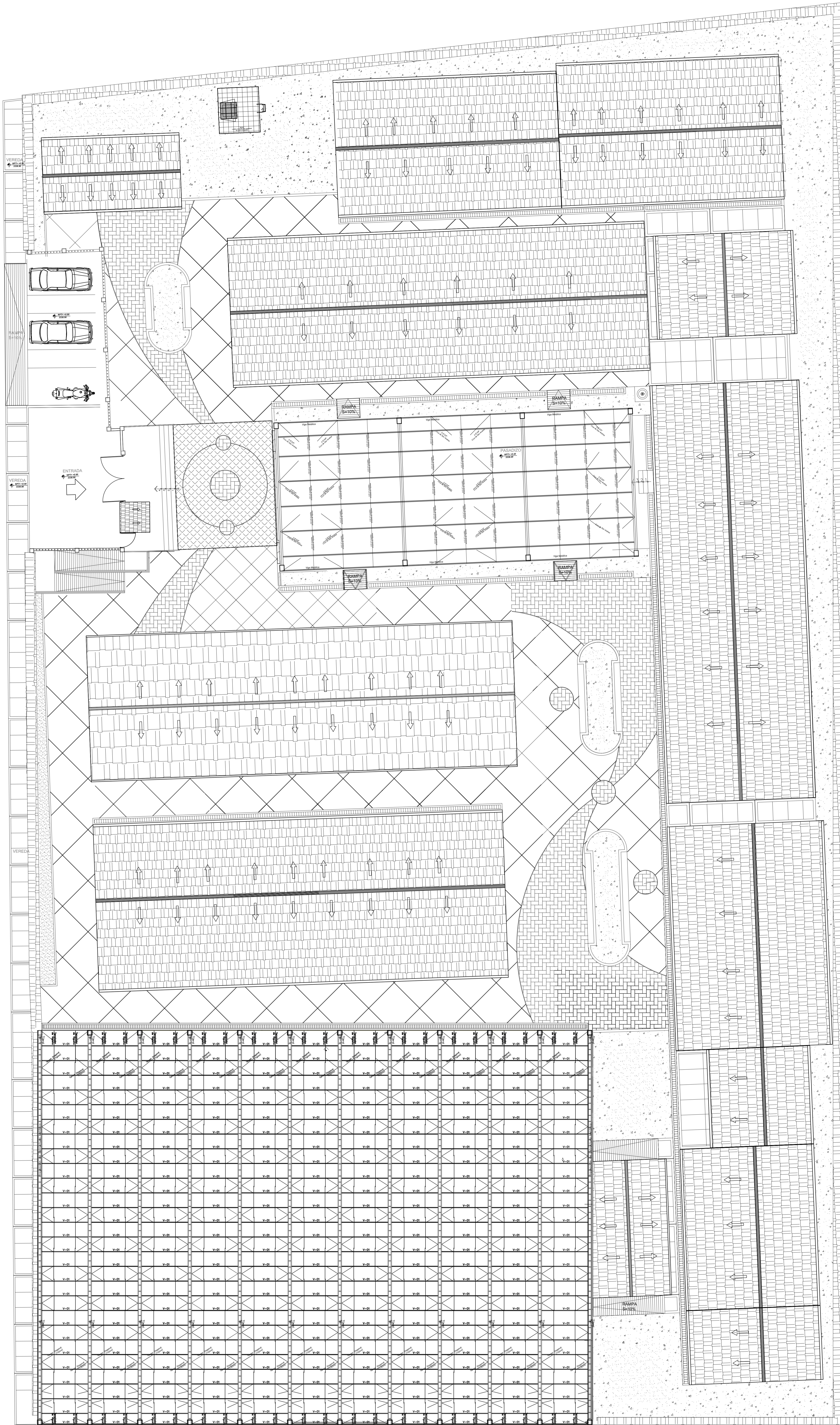
RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA
MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

ABSOR: MG. ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

PLANO: **PLANTA GENERAL**

Facultad : Ingeniería
Especialidad: **ARQUITECTURA**
Escala: **INDICADA**
Fecha: **JUNIO 2020**

AG-01



CUADRO DE AREAS	
AREA DEL TERRENO SEGUN TOPOGRAFIA:	18536,35 m ²
LONGITUD DEL PERIMETRO SEGUN TOPOGRAFIA:	614,50 ml
AREA A CONSTRUIR:	3.427,55 m ²

PROGRAMACION	
MODULOS OBRA NUEVA:	
MOD.	NIVELES
MODULO I	PRIMER NIVEL: DEPOSITO RESIDUOS SOLIDOS GRUPO ELECTR. SALA DE MAQUINA ALMACEN GENERAL CUARTO DE LIMPIEZA DEPOSITO DE HERRAMIENTAS
	PRIMER NIVEL: TALLER CREATIVO DEPOSITO
MODULO II	PRIMER NIVEL: BIBLIOTECA DEPOSITO
	PRIMER NIVEL: AULA 1° GRADO AULA 2° GRADO AULA 3° GRADO
MODULO III	PRIMER NIVEL: SS-HH HOMBRERES SS-HH MUJERES SS-HH DISCAPACITADOS MUJERES SS-HH DISCAPACITADOS HOMBRERES
	PRIMER NIVEL: AULA 4° GRADO AULA 5° GRADO AULA 6° GRADO
MODULO IV	PRIMER NIVEL: AULA INNOVACION PEDAGOGICA DEPOSITO PARA LOS RECURSOS TIC CUARTO DE CARGA
	PRIMER NIVEL: SALA DE MUSICA/BANDA DEPOSITO
MODULO V	PRIMER NIVEL: DEPOSITO DE IMPLEMENTOS DEPORTIVOS
	PRIMER NIVEL: VESTIDORES CABALLEROS VESTIDORES DAMAS
MODULO VI	PRIMER NIVEL: "MUNICIPIO SOBERANO" "SALA DE ESPERA" DIRECCION "CONCEJALERIA" "AREA DE ESPERA" "SALA DE REUNION" ARCHIVO DEPOSITO
	PRIMER NIVEL: SS-HH PROFESORES SS-HH PROFESORAS
MODULO VII	PRIMER NIVEL: COCINA COMEDOR DISPENSA DEPOSITO TOPICO
	PRIMER NIVEL: SALA MULTUSOS VESTIDORES

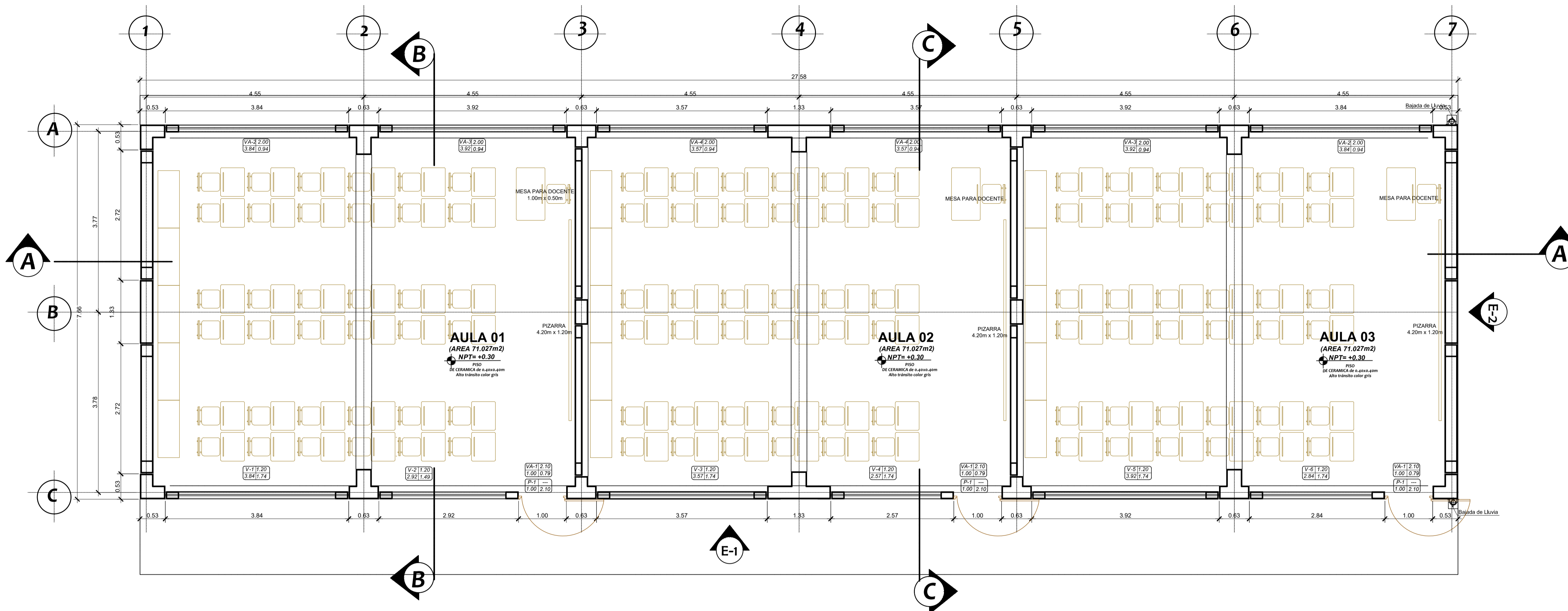
OBRAS EXISTENTES
NIVEL SECUNDARIO EXISTENTE.

OBRAS EXTERIORES
PORTADA DE INGRESO PRINCIPAL
PORTADA DE INGRESO VEHICULAR
CERCO PERIMETRICO CARAVISTA
ESCALERA DE INGRESO
RAMPAS DE CEMENTO FROTACHADO Y BRUÑADO
VEREDAS EXTERIORES
PATIO

DISTRIBUCION DE TECHOS
Escala: 1/100

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO	
TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"	
AUTOR: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS	
ASesor: MG. ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL	
PLANO: PLANTA GENERAL: DISTRIBUCION DE TECHOS	
Facultad: Ingeniería	Especialidad: ARQUITECTURA
Escuela Profesional: Ingeniería Civil	Estado: INDICADA JUNIO 2020

AG-02



PLANTA MODULO III- AULAS
Escala 1/50

CUADRO DE VENTANAS

NIVEL	TIPO	CANTIDAD	ALFEIZER	ANCHO	ALTURA	DESCRIPCIÓN
Ver Planta	V - 1	01	1.20	3.84	1.74	Ventana baja corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	V - 2	01	1.20	2.92	1.74	Ventana baja corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	V - 3	01	1.20	3.57	1.74	Ventana baja corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	V - 4	01	1.20	2.57	1.74	Ventana baja corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	V - 5	01	1.20	3.92	1.74	Ventana baja corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	V - 6	01	1.20	2.84	1.74	Ventana baja corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	VA - 1	03	2.10	1.00	0.79	Ventana alta corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	VA - 2	02	2.00	3.84	0.94	Ventana alta corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	VA - 3	02	2.00	3.92	0.94	Ventana alta corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor
Ver Planta	VA - 4	02	2.00	3.57	0.94	Ventana alta corredera de vidrio templado incoloro de 6mm. de espesor

T O T A L 15

CUADRO DE PUERTAS

NIVEL	TIPO	CANTIDAD	ANCHO	ALTURA	UBICACIÓN	TIPO / ACABADO
Ver Planta	P - 1	03	1.00	2.10	AULAS	Marco de cañón / machihembrada (madera cedro) acabado con barniz doble acción

T O T A L 03

ACABADOS	PISOS	CONTRA-ZOCALOS		MURO		TECHO		CUBIERTA	CARPINTERÍA	PINTURA	VIDRIO	CERRAJERÍA	SANITARIOS	GRIFERÍA
		Inter.	Exter.	Inter.	Exter.	Inter.	Exter.							
AMBIENTES	PORCELANATO													
	CERÁMICA DE 0.40 x 0.40 ALTO TRANSITO COLOR GRIS													
	CERÁMICA DE 0.40 x 0.10 color gris.													
	CEMENTO PULIDO . H. 0.20 m.													
	TARRAIEADO Y PINTADO													
	TARRAIEADO Y PINTADO													
	CIELO RASO SIN TARRAIEO													
	CIELO RASO TARRAIEADO Y PINTADO													
	PLANCHA DE TEJA ANDINA DE 1.14 x 0.72 M.													
	MARCO DE CAJON / MACHIHENBRADA ACABADO CON BARNIZ DOBLE ACCION													
	MARCO DE MADERA TORNILLO / PUERTA DE MADERA CONTRAPLACADA ACABADO AL DUCO CEDRO													
	VENTANA CON MARCO DE CAJON DE MADERA CEDRO													
	PINTURA SATINADA - CIELO RASO COLOR BLANCO DOS MANOS													
	PINTURA SATINADA MUROS EXTERIORES													
	PINTURA LÁTEX MUROS INTERIORES													
	VENTANA CON CRISTAL INCOLORO TEMPLADO DE 6MM. DE ESPESOR													
	PUERTA 2 HOJAS DE VIDRIO TEMPLADO													
	PERILLA TIPO BOLA													
	SOBREPONER 2 GOLPES													
	TIRADOR DE ACERO INOXIDABLE													
	OVALÍN SONNET COLOR BLANCO													
	INODORO TOP PIECE COLOR BLANCO													
	LAVATORIO MANANTIAL CON PEDIestal COLOR BLANCO													
	URINARIO BAMBÍ COLOR BLANCO													
	LAVADERO DE ACERO INOXIDABLE CON 1 POZA Y FRECADERO													
	VAINSA LLAVE DE URINARIO													
	LLAVE TIPO CUELLO DE CISNE DE BRONCE INQUELADO													
	LLAVE DE LAVATORIO PUNTA SAL - ITALGRIF													

NOTA:
 - LOS ACABADOS QUE NO SE INDICAN SERÁN VISTOS EN OBRA.
 - TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN SER VERIFICADAS EN OBRA.
 - TODAS LAS JUNTAS DE LOS CERÁMICOS SERÁN FRAGUADAS CON NOVACEL e= 4 MM.

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

TRUJILLO

"DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"

RESPONSABLE:
RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA
MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

ASISTENTE:
MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

PLANTA: MÓDULO III-AULAS

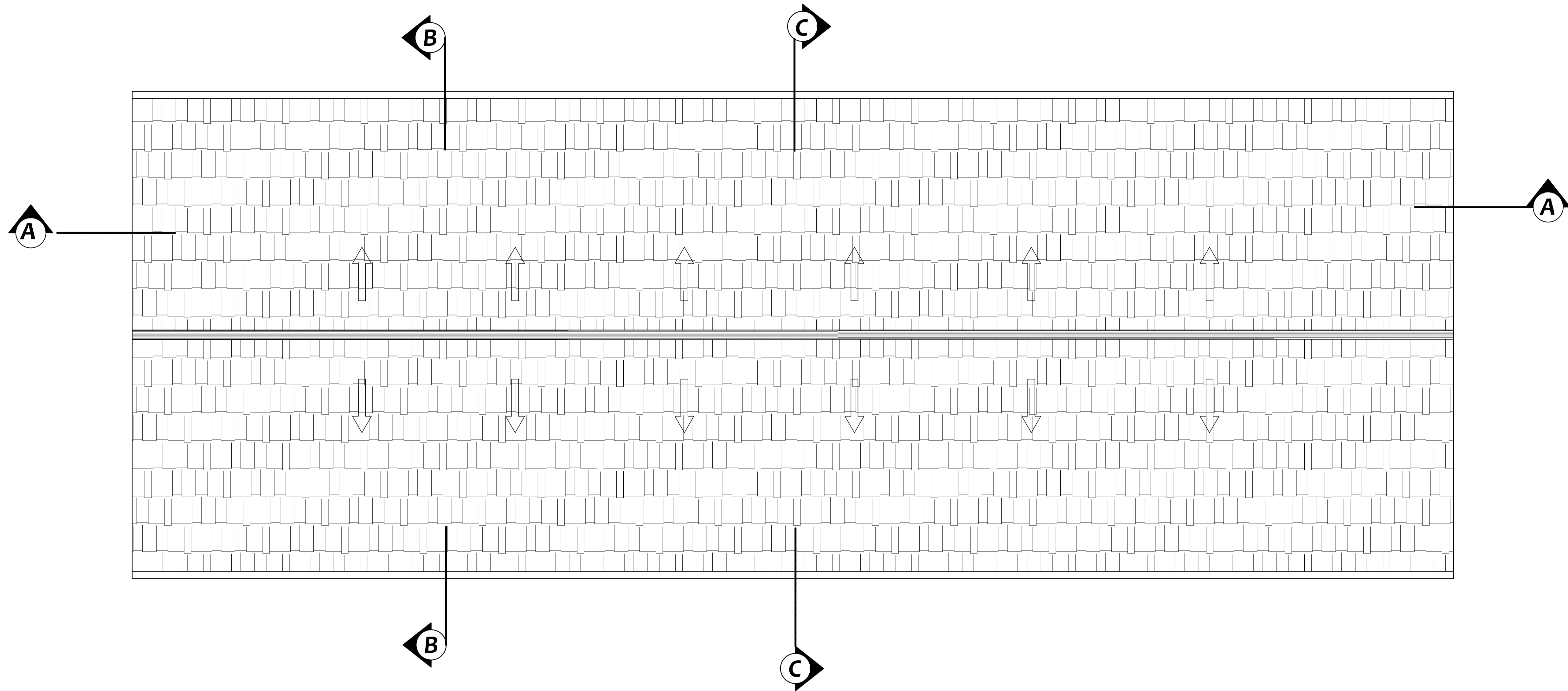
Facultad: Ingeniería
Escuela Profesional: Ingeniería Civil

Especialidad: ARQUITECTURA

Estate: INDICADA

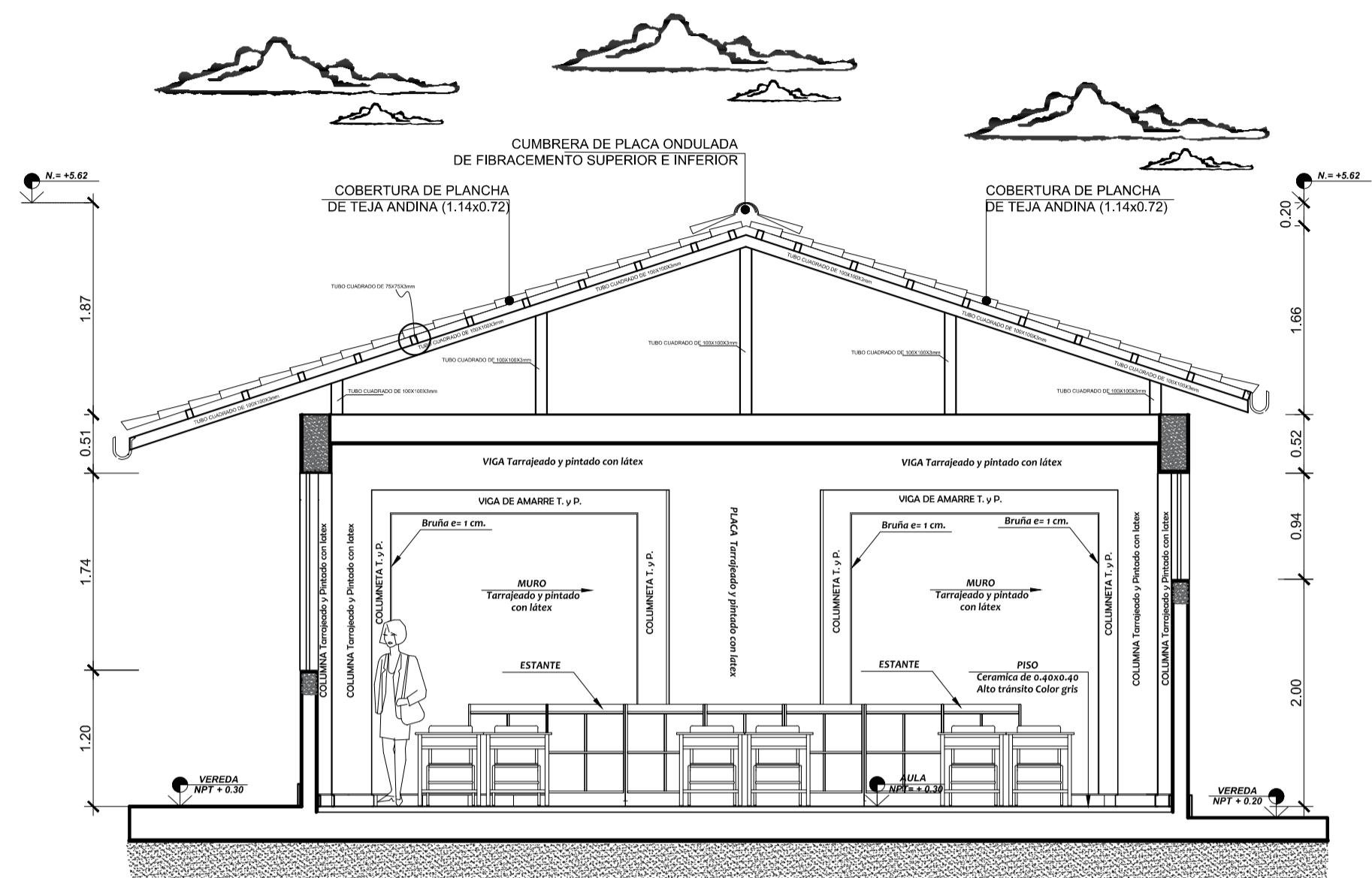
Fecha: JUNIO 2020

A-01

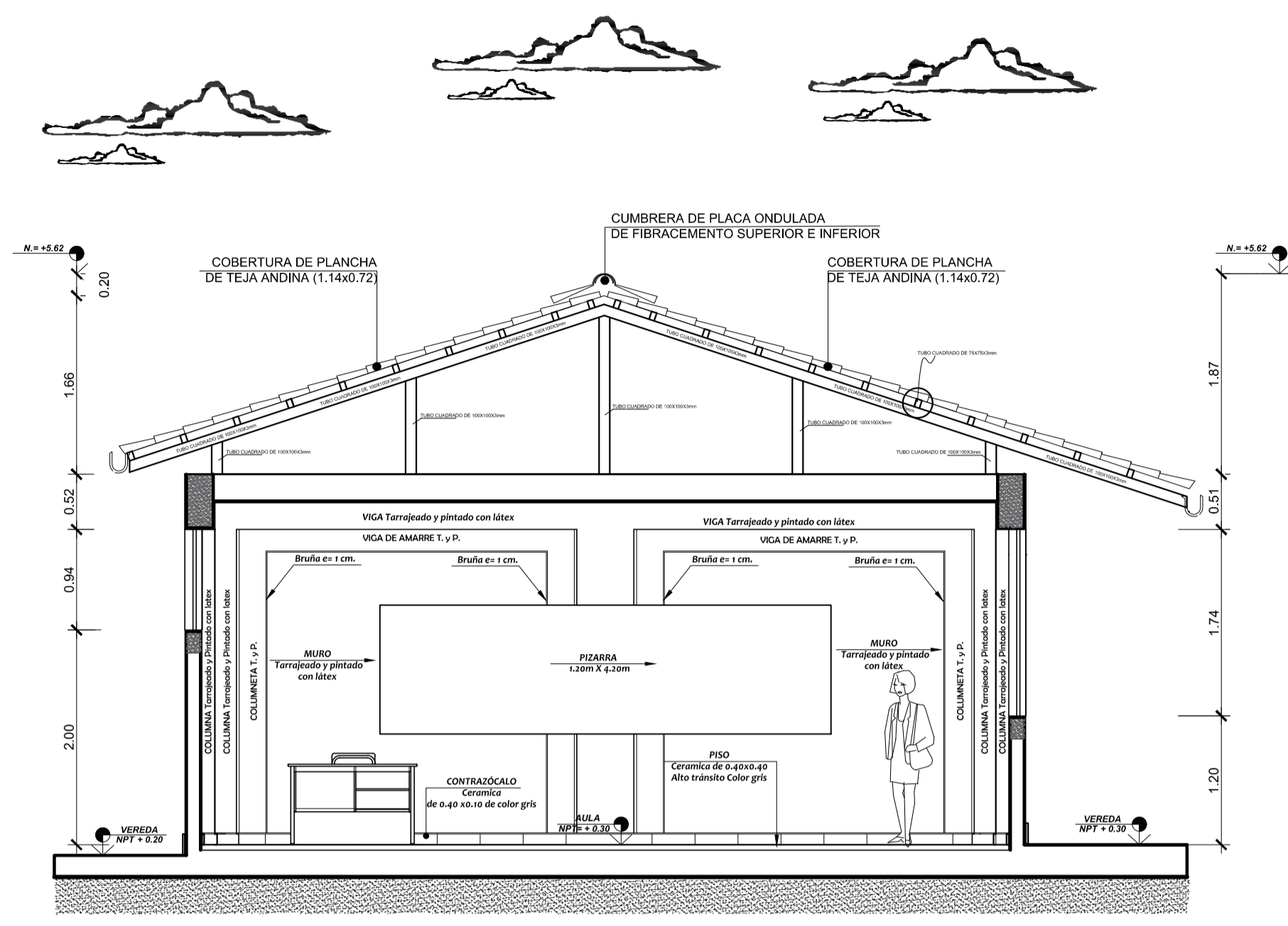



PLANO DISTRIBUCION -TECHOS
 Escala 1/50

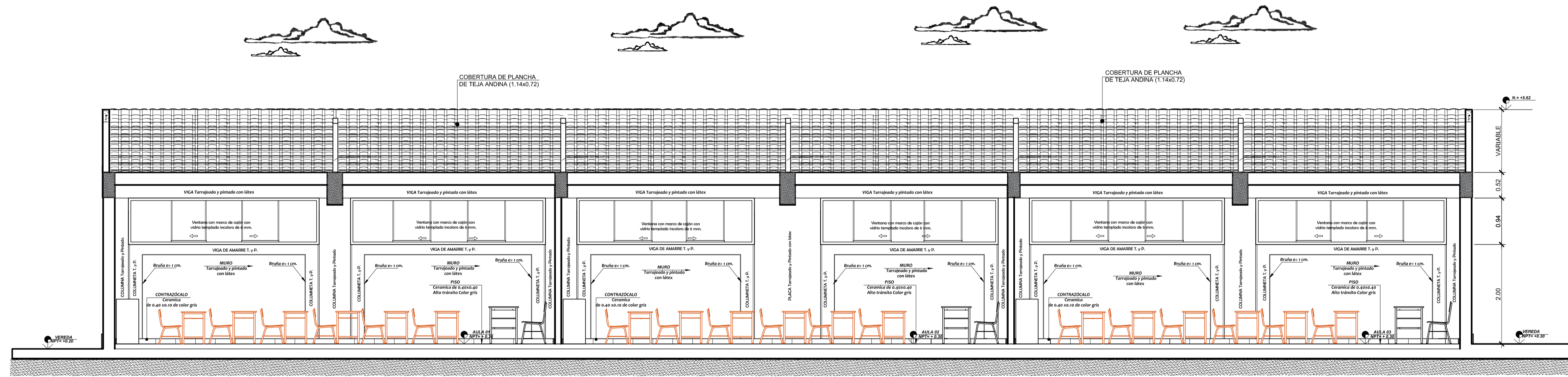
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO			
	<small>TÍTULO:</small> "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"		
	<small>TESISTAS:</small> RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS		
<small>AUXILIAR:</small> MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL			
<small>PLANO:</small> DISTRIBUCION - TECHOS: MÓDULO III-AULAS			
<small>Facultad:</small>	<small>Ingeniería:</small>	<small>Especialidad:</small>	<small>Fecha:</small>
	ARQUITECTURA	INDICADA	JUNIO 2020
			A-02



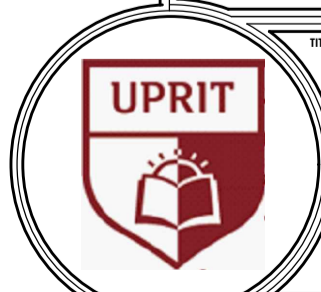
CORTE TRANSVERSAL B-B'
Escala 1/50

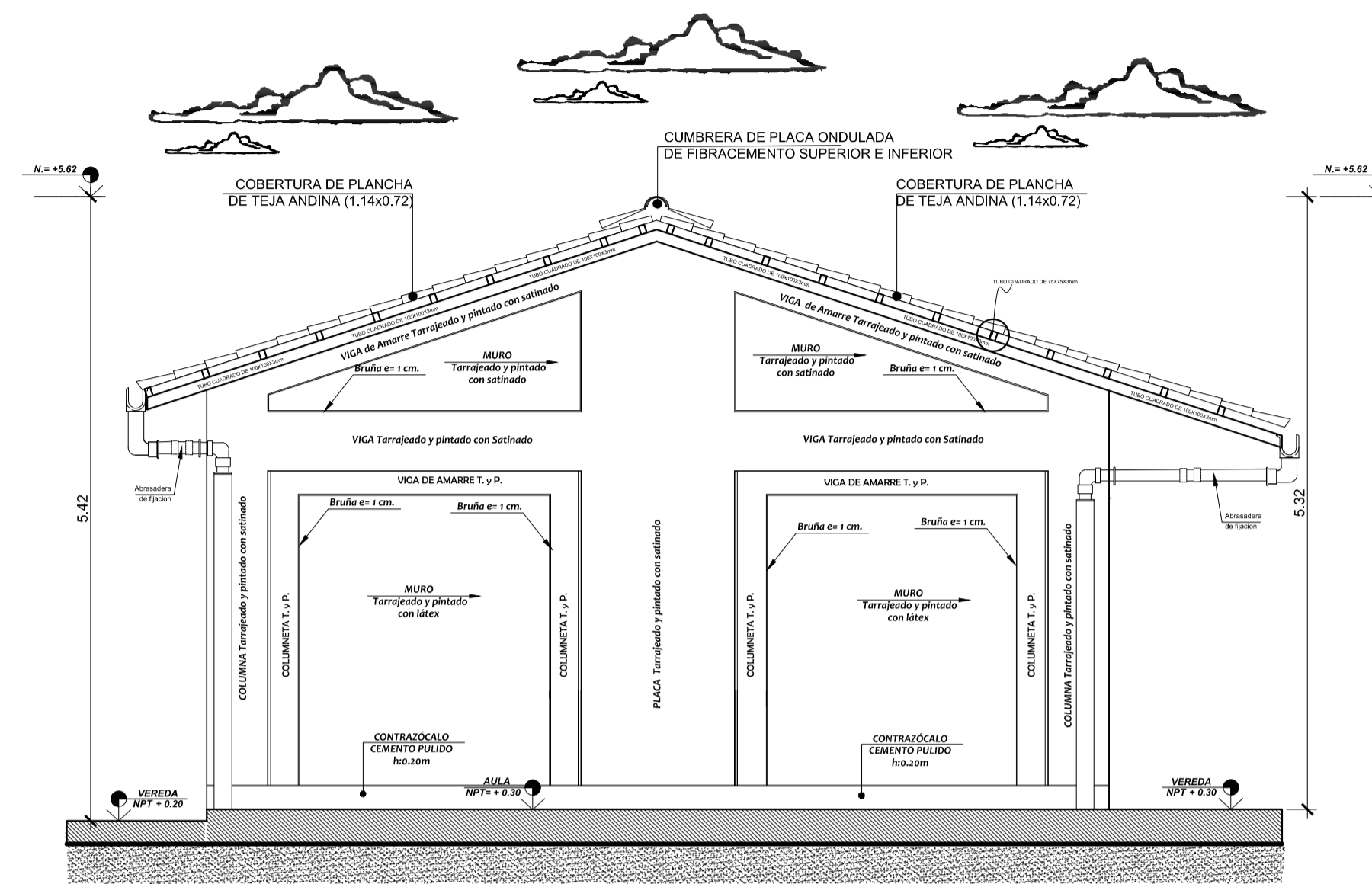


CORTE TRANSVERSAL C-C'
Escala 1/50

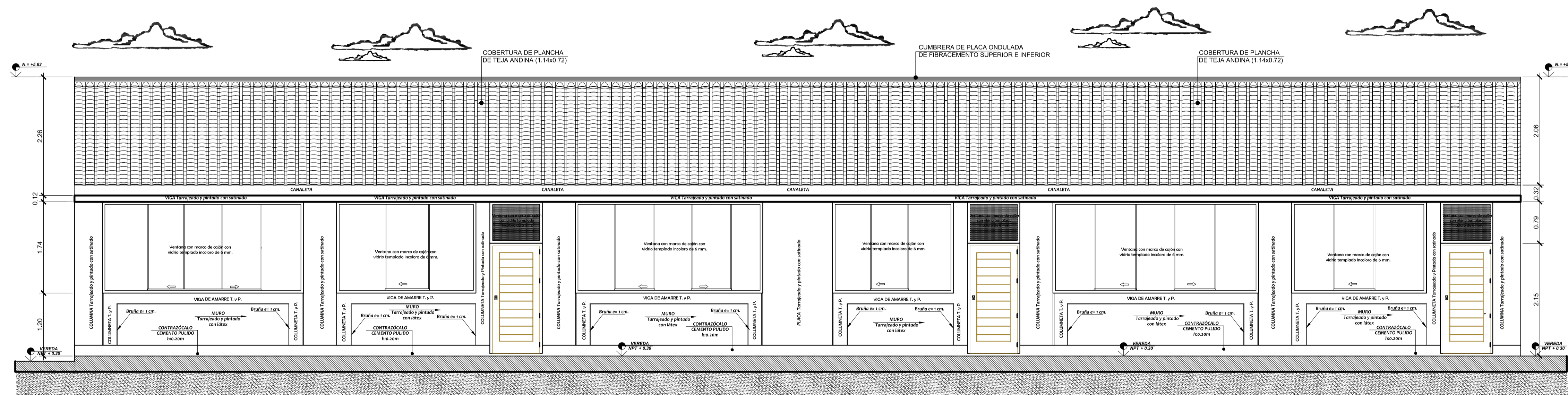


CORTE TRANSVERSAL A-A'
Escala 1/50

	UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO		A-03
	TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020" AUTOR: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA, MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS ASesor: MG. ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL		
PLANO: CORTES: MÓDULO III-AULAS		Facultad: INGENIERIA Especialidad: ARQUITECTURA Estado: INDICADA Fecha: JUNIO 2020	

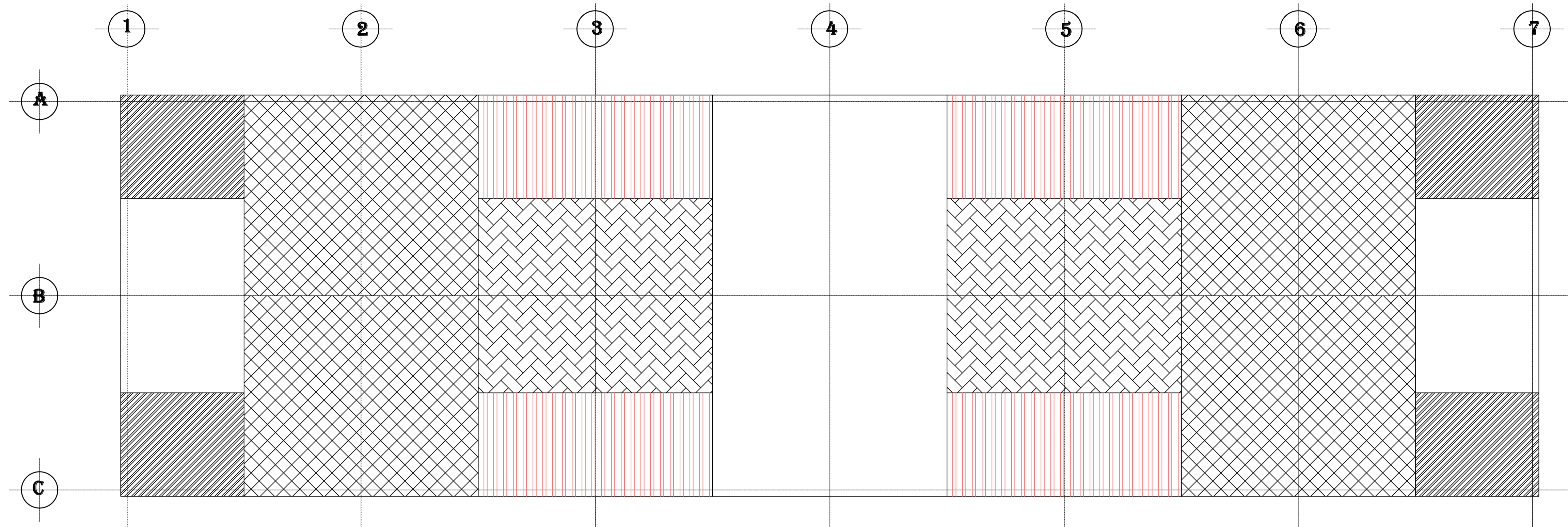


ELEVACION LATERAL E -2
Escala 1/50



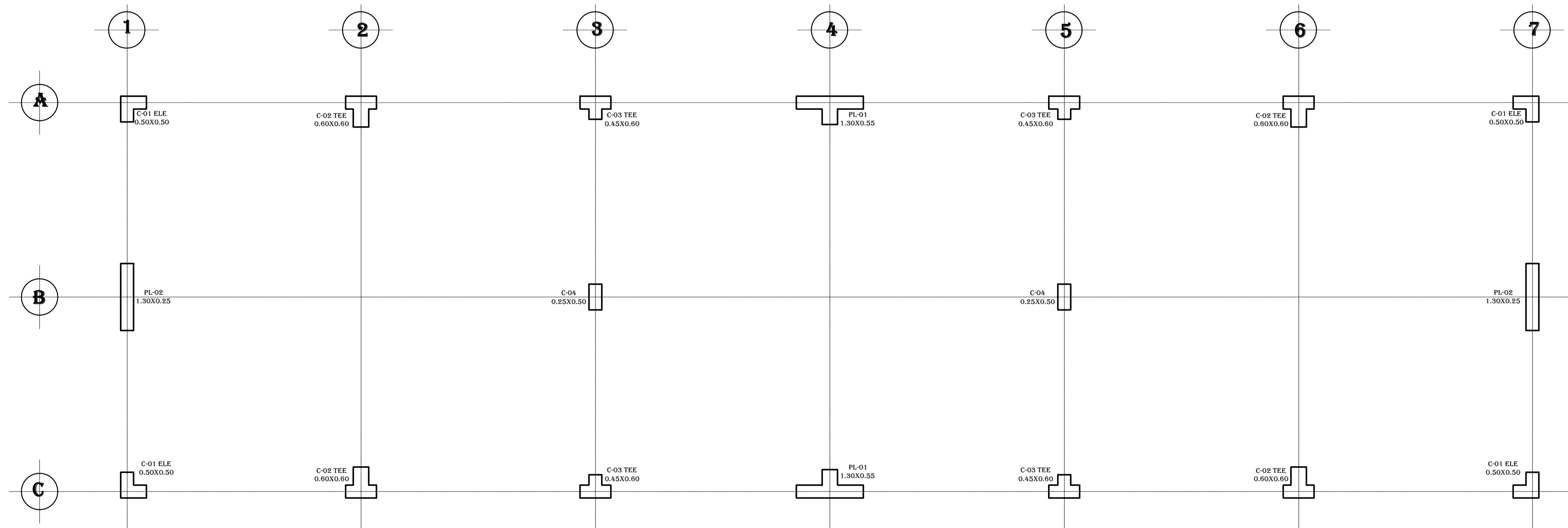
ELEVACION FRONTAL E -1
Escala 1/50

	UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO			A-04
	TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020" AUTOR: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS ASesor: MG. ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL			
PLANO: ELEVACIONES: MÓDULO III-AULAS		Representación: ARQUITECTURA Estado: INDICADA Fecha: JUNIO 2020		



CUADRO DE ÁREAS TRIBUTARIAS			
TIPO	N° DE ELEMENTOS	LEYENDA	ÁREA TRIBUTARIA(M2)
EXTERIOR	04		17.74
EXTERIOR	04		9.16
ESQUINERA	04		4.82
CENTRAL	02		17.19
CENTRAL	04		SERÁ PLACA

ÁREAS TRIBUTARIAS DE COLUMNAS MODULO III
 ESCALA 1/50



CUADRO DE COLUMNAS/PLACAS			
TIPO	N° DE ELEMENTOS	LEYENDA	DENOMINACIÓN
ESQUINERA	04		C-01 ELE 0.50x0.50
EXTERIOR	04		C-02 TEE 0.60x0.60
EXTERIOR	04		C-03 TEE 0.45x0.60
CENTRAL	02		C-04 0.25x0.50
EXTERIOR	02		PL-01 1.30x0.55
EXTERIOR	02		PL-02 1.30x0.25

COLUMNAS Y PLACAS PARA EL MODULO III
 ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO



TÍTULO:
"DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO
 MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA
 INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA -
 JULCAN, 2020"

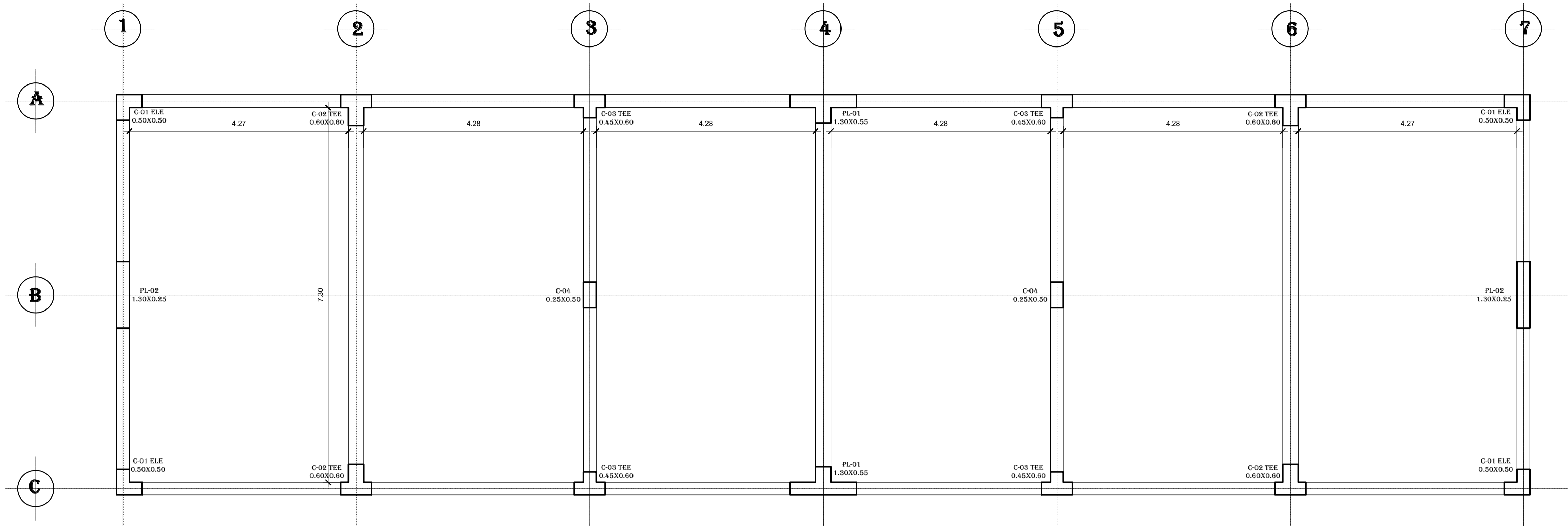
RESPONSABLE:
RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA
 MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

ASISTENTE:
MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

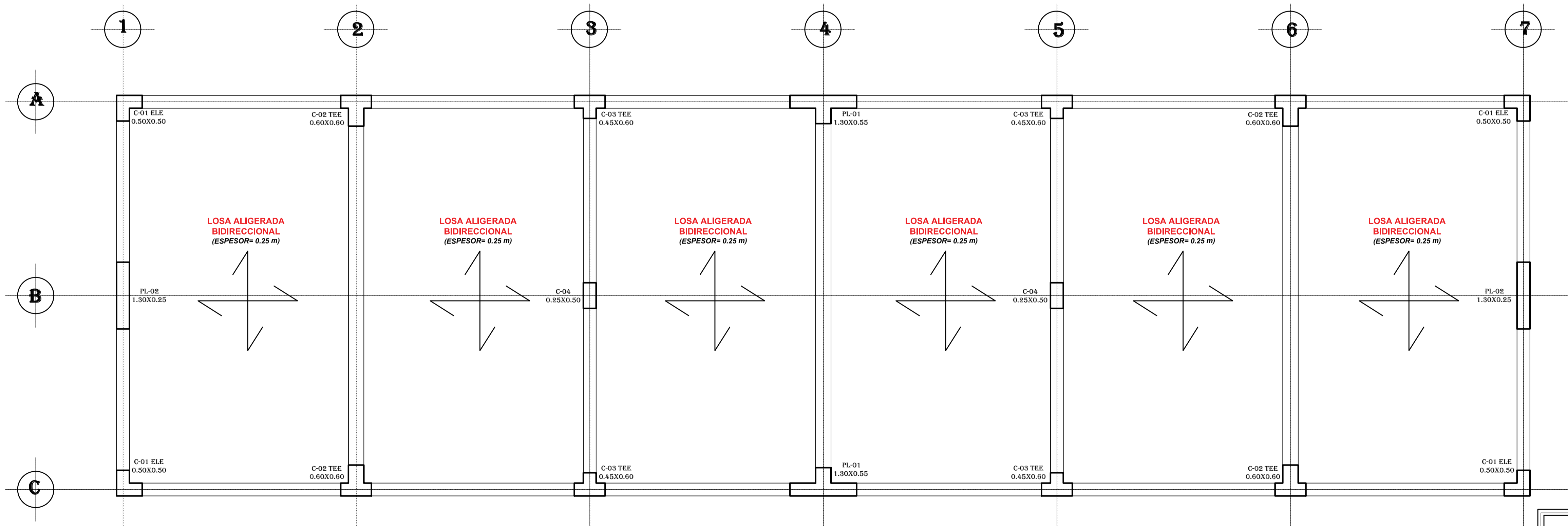
PLANO:
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS : MÓDULO-AULAS

Facultad: Ingeniería Especialidad: ESTRUCTURAS Escuela Profesional: Ingeniería Civil Curso: INDICADA Fecha: JUNIO 2020

PR-01



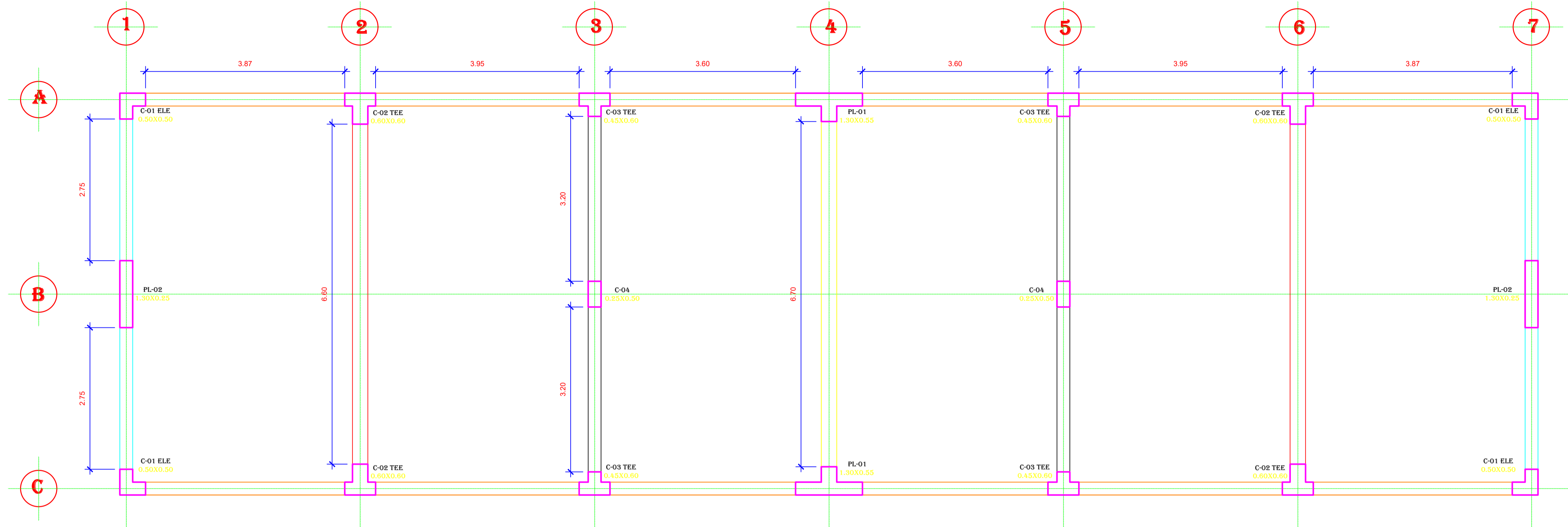
PAÑOS DE TECHO MODULO III
ESCALA 1/50



TIPO DE TECHO DE MODULO III
ESCALA 1/50

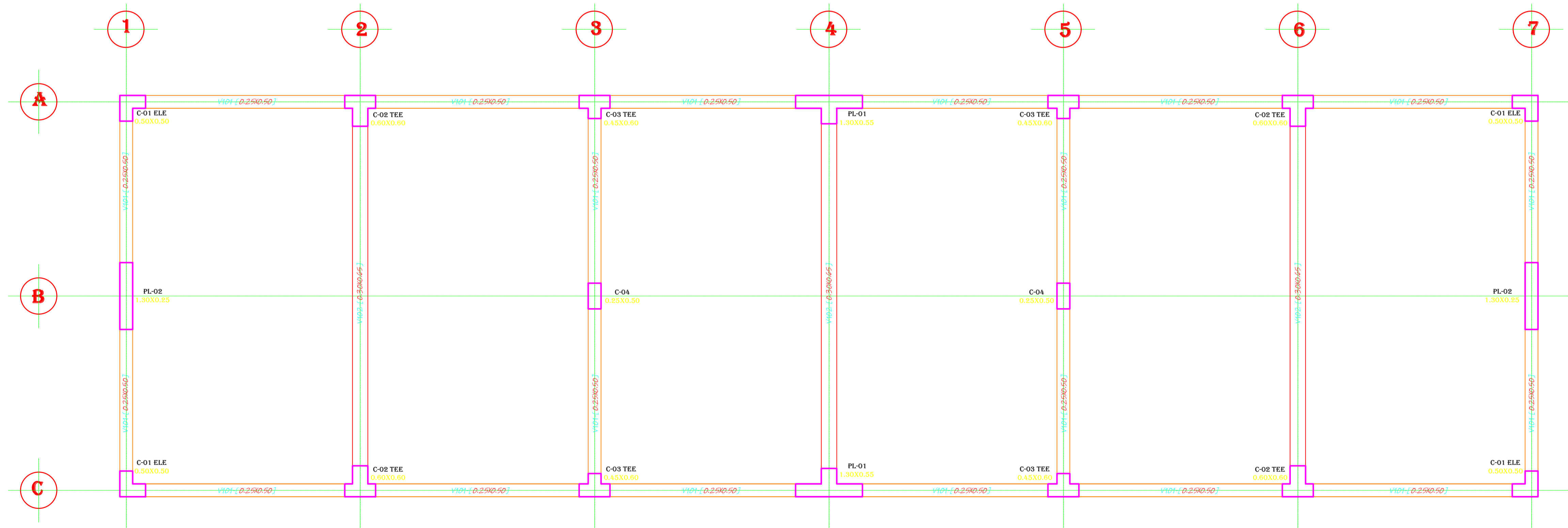
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO			
	TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"		
	AUTORES: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS		
ASISTENTE: MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL			
PROYECTO: PREDIMENSIONAMIENTO DE TECHO : MÓDULO-AULAS			
Facultad: Ingeniería	Departamento: ESTRUCTURAS	Curso: INDICADA	Fecha: JUNIO 2020

PR-02



DETALLES			
TIPO	LEYENDA	LUZ LIBRE(M)	
		UNITARIA	MÁXIMA
PRINCIPAL		3.95	3.95
		2.75	
		3.20	
PRINCIPAL		6.60	6.70
		6.70	

LUZ LIBRE DE VIGAS MODULO III
ESCALA 1/50

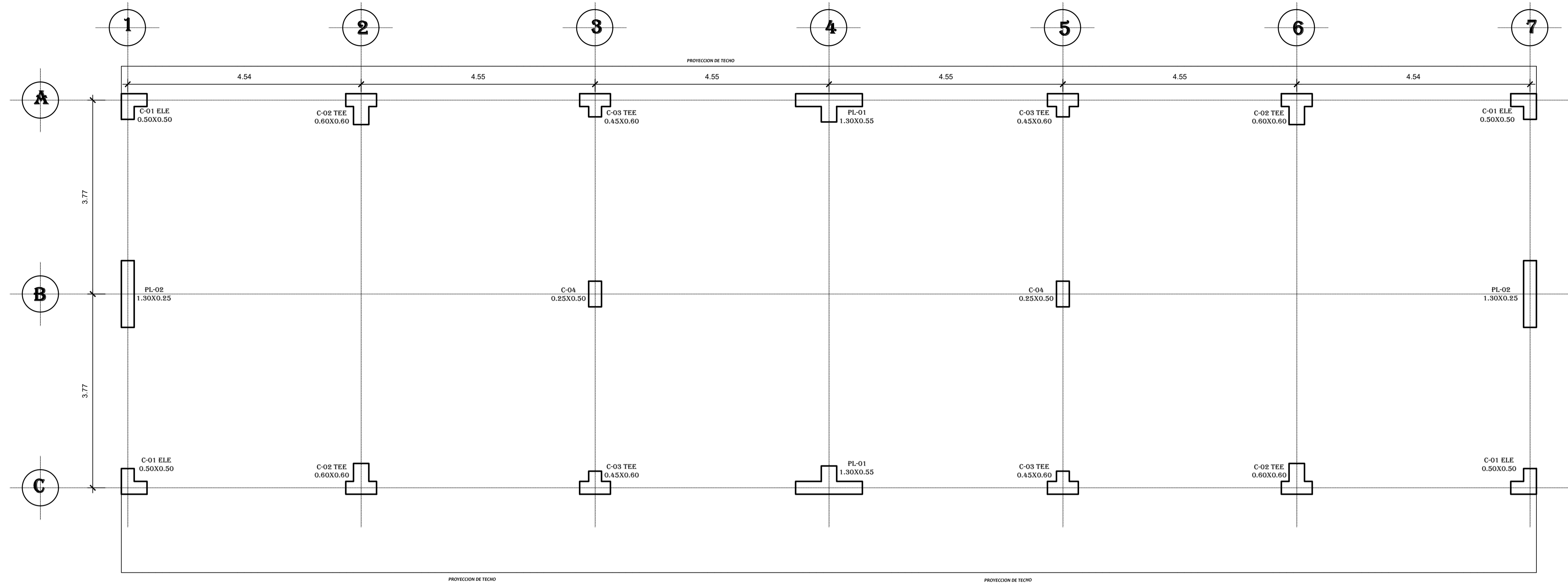


LEYENDA:

	V101 (0.25x0.50)
	V102 (0.30x0.65)
	PLACA O COLUMNA

DISPOSICIÓN DE VIGAS MODULO III
ESCALA 1/50

	UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO		<p>PR-03</p>
	<p>TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"</p>		
<p>TESIS: RICARDO ABEL VÁSQUEZ MENDOCILLA MARIBI LORENA CASAMAYOR RÍOS</p>		<p>ASesor: MG. ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL</p>	
<p>PLANO: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS : MÓDULO-AULAS</p>		<p>Especialidad: ESTRUCTURAS Escala: INDICADA JUNIO 2020</p>	



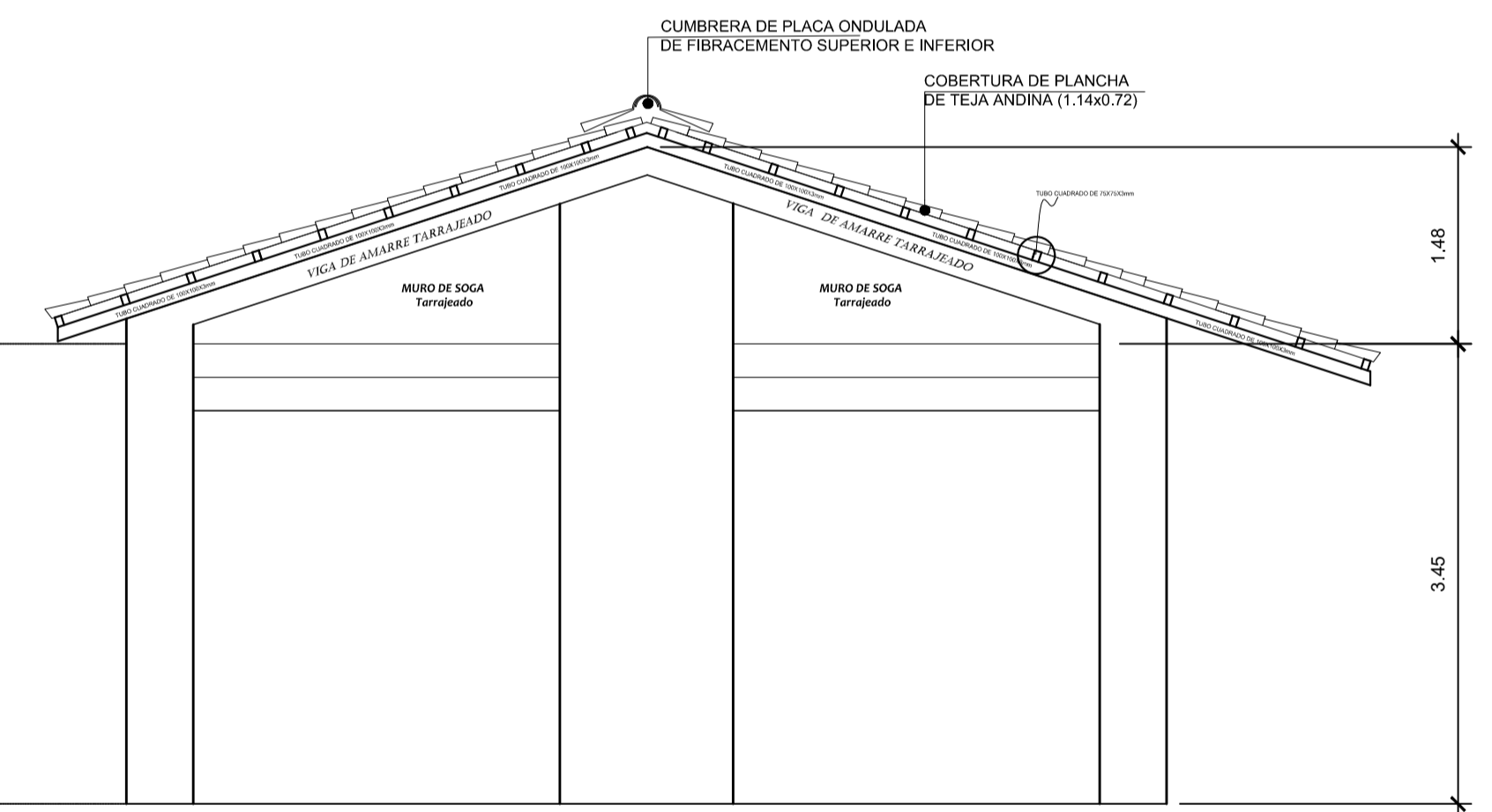
ESQUEMATIZACIÓN EN PLANTA MODULO III

ESCALA 1/50



BOSQUEJO DE CORTE REAL MODULO III

ESCALA 1/50



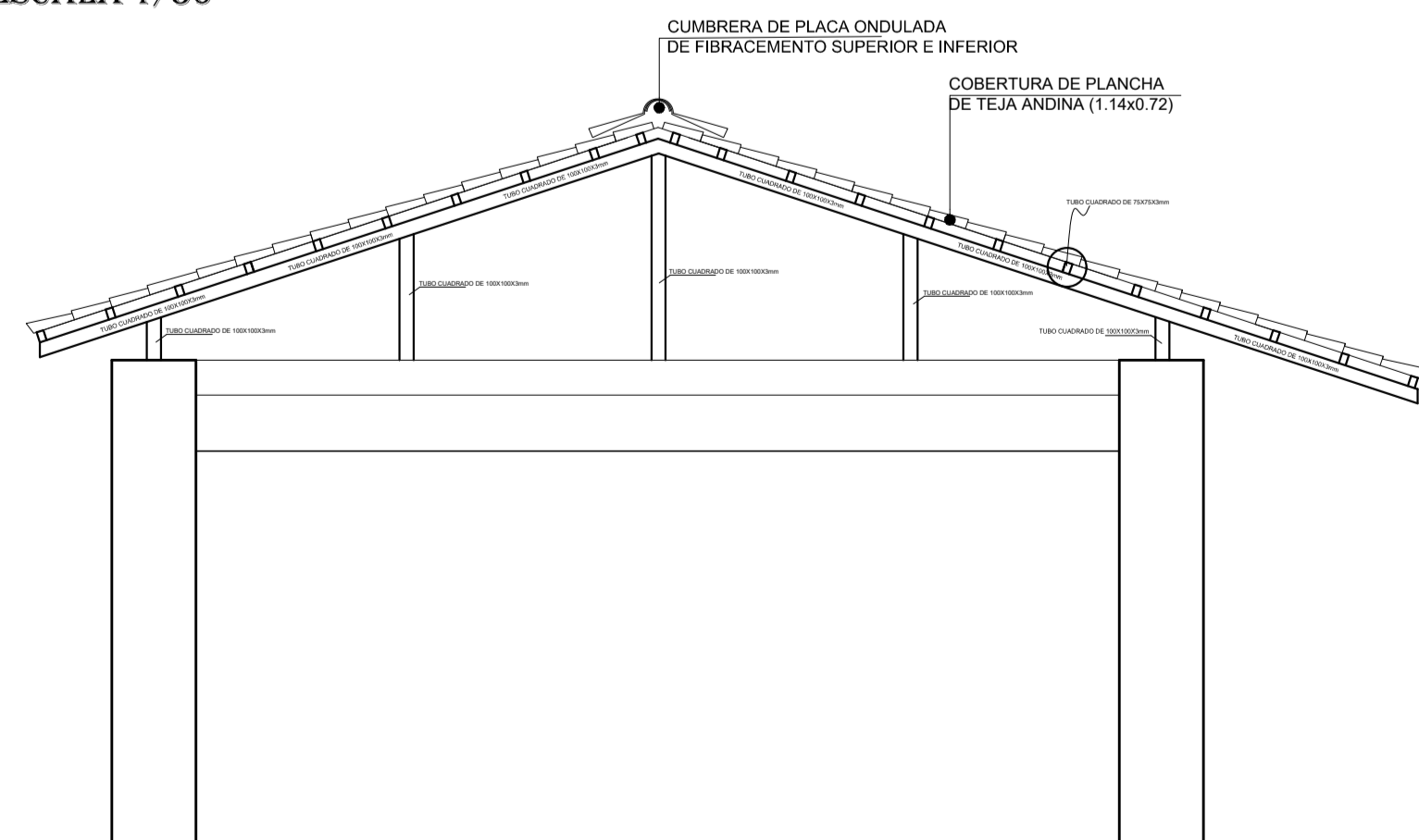
MODELO IDEALIZADO EJES 1 Y 7

ESCALA 1/50



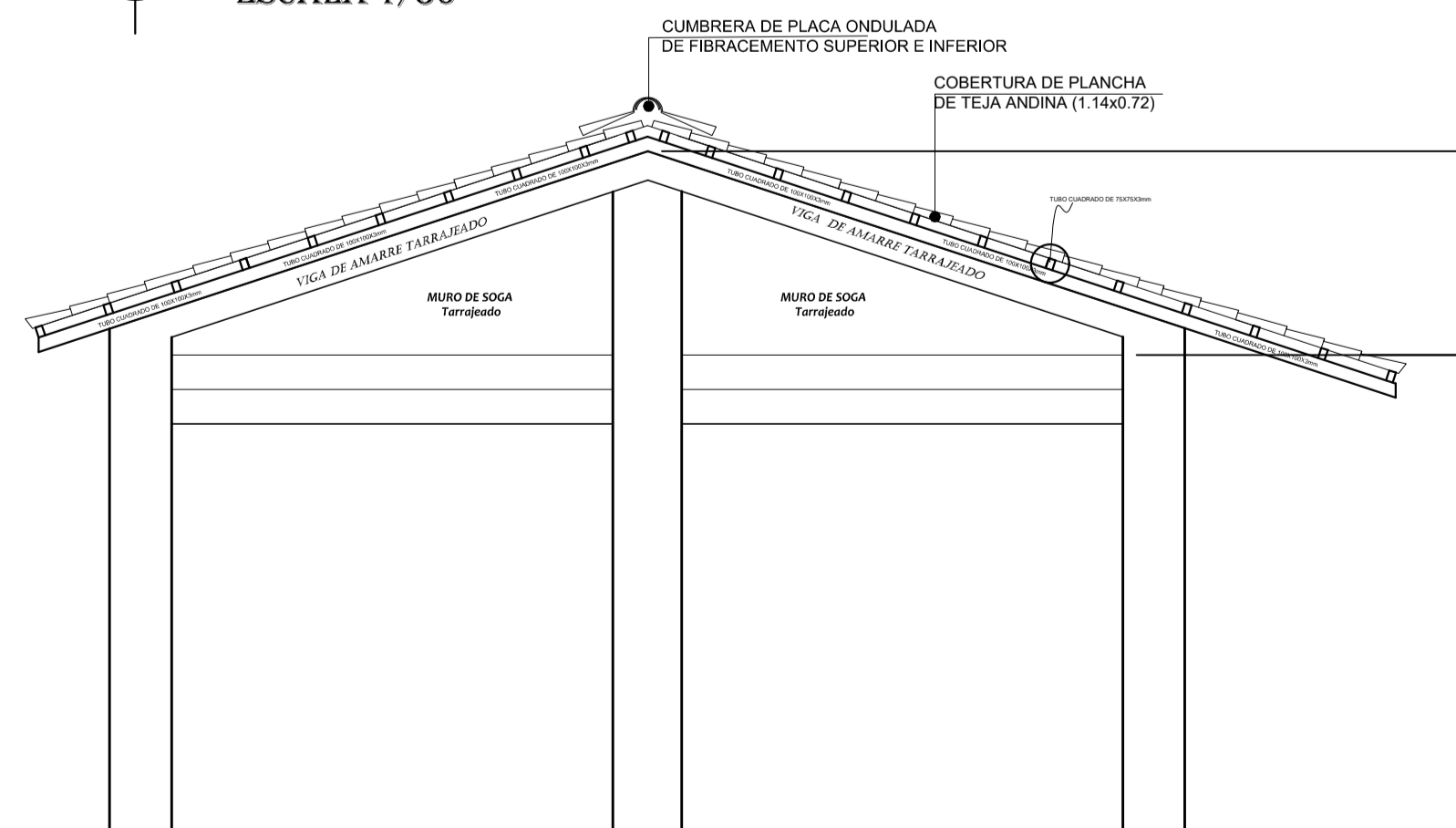
MODELO IDEALIZADO MODULO III

ESCALA 1/50



MODELO IDEALIZADO EJES 2, 4 Y 6

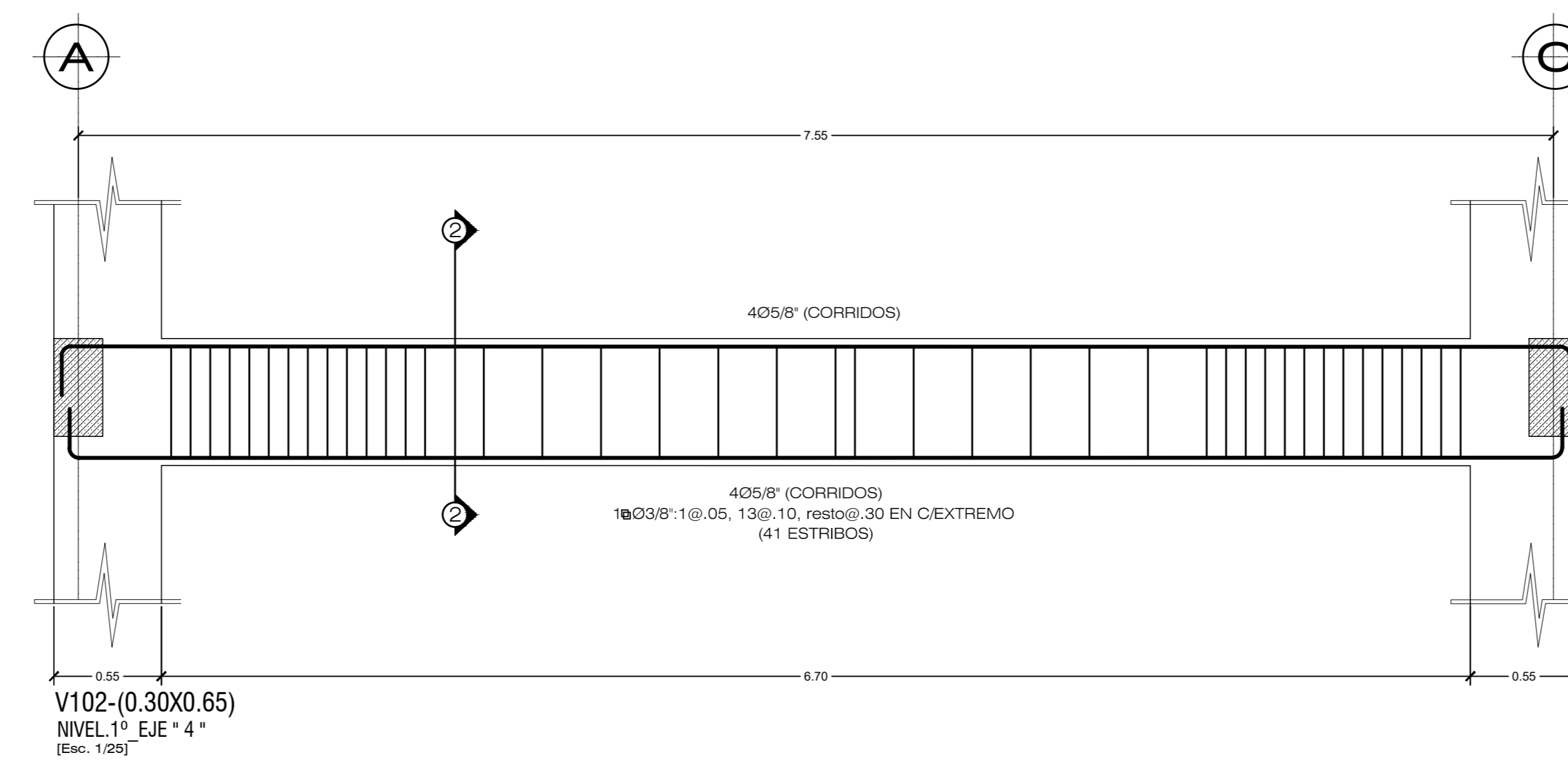
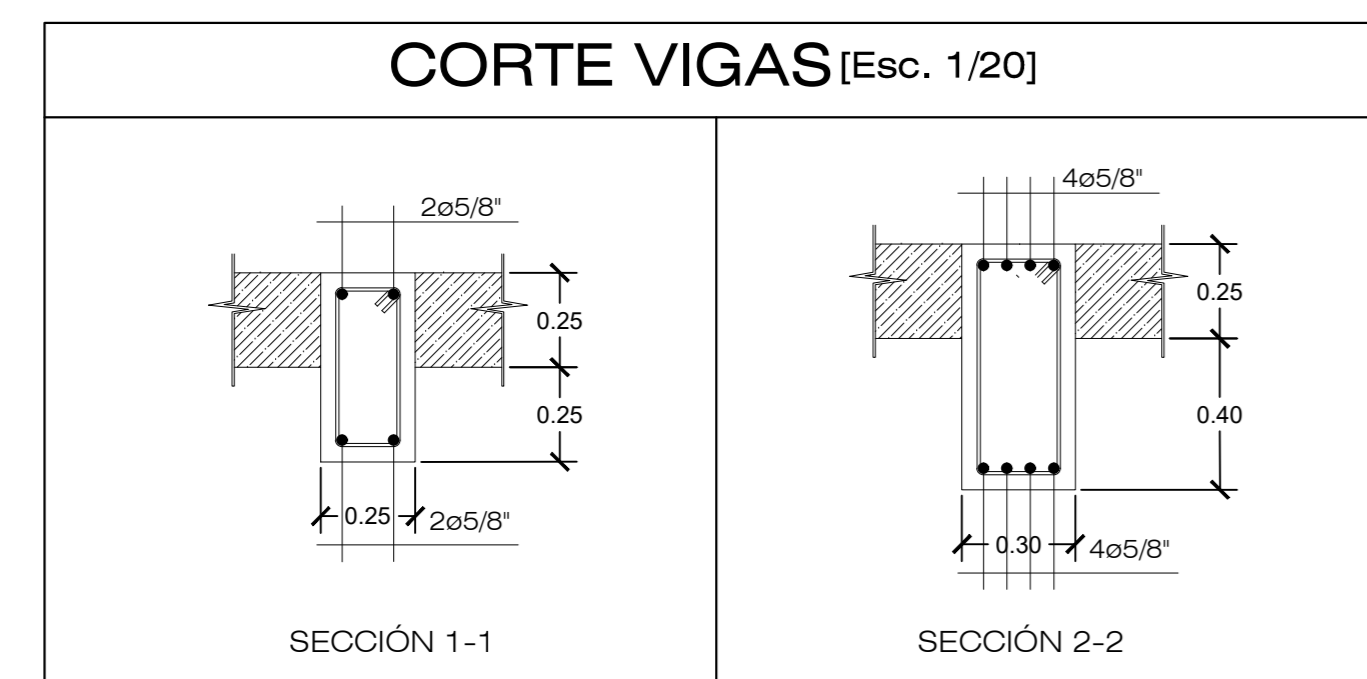
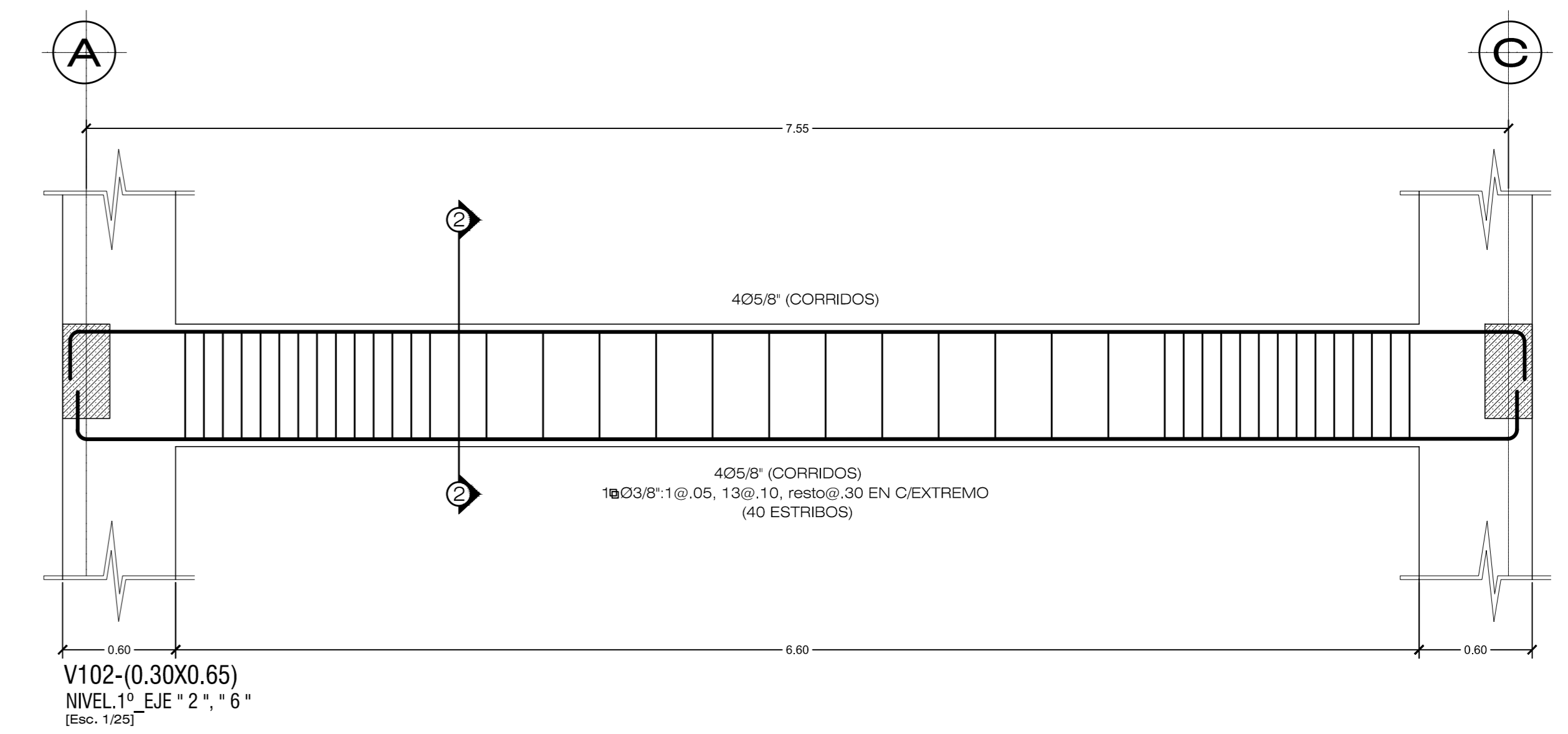
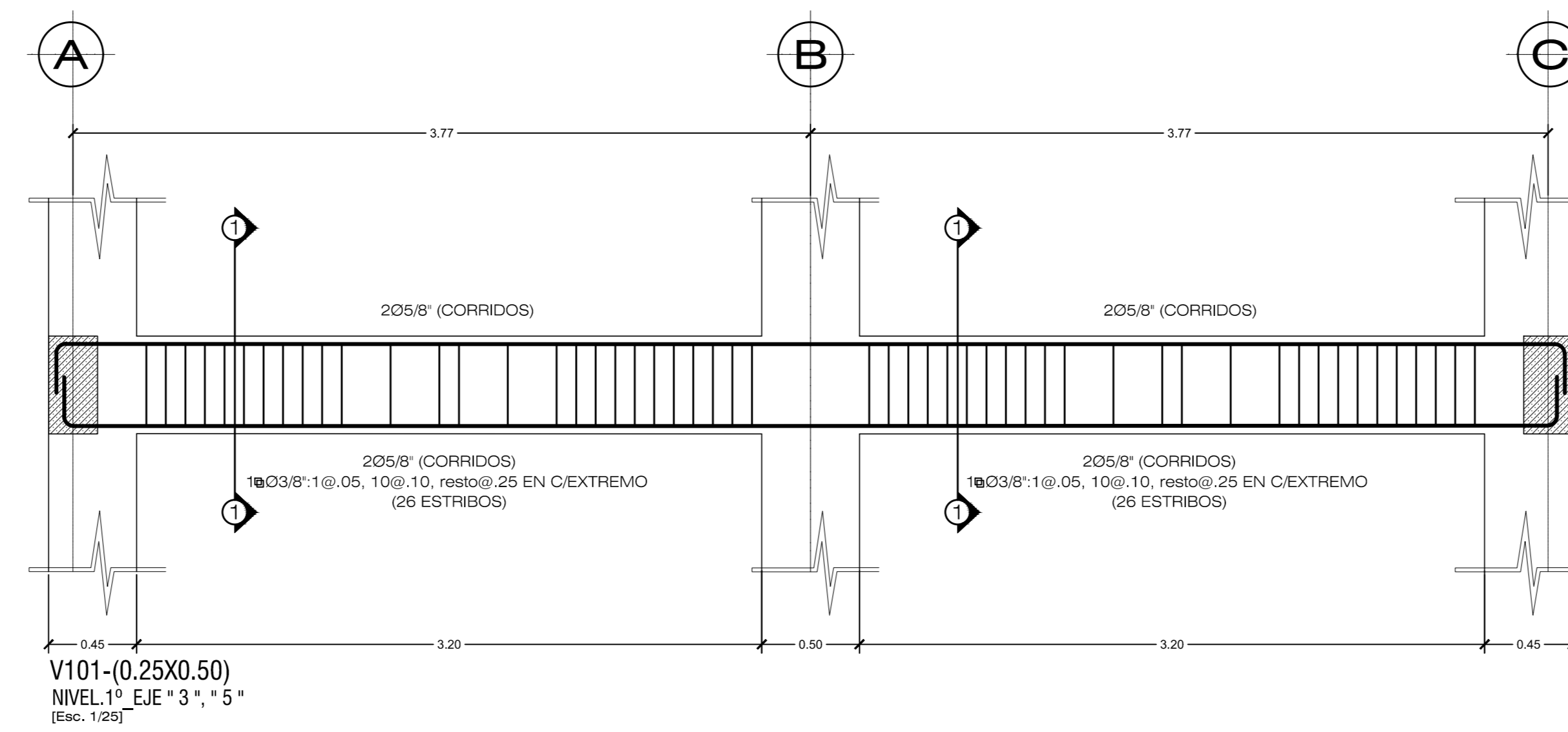
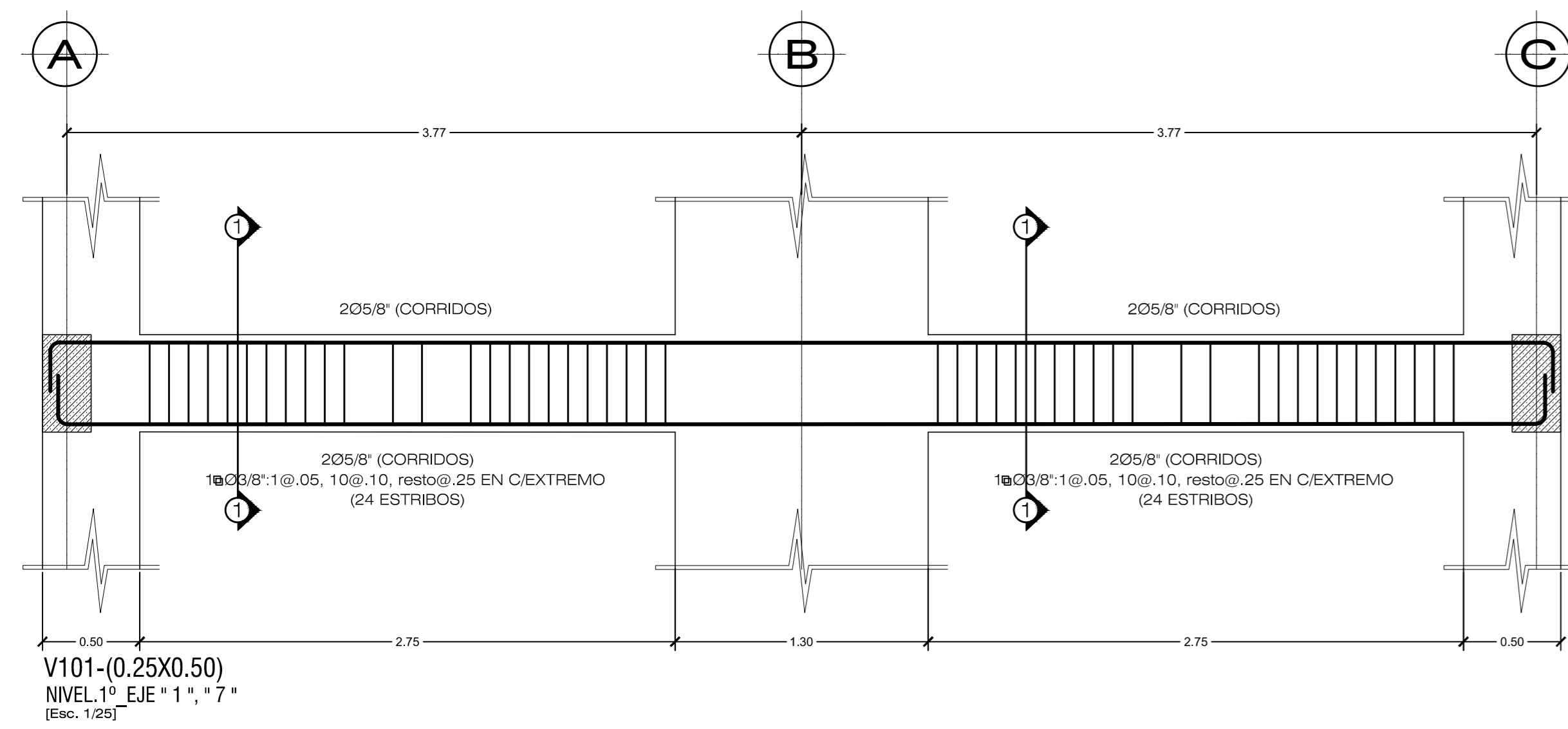
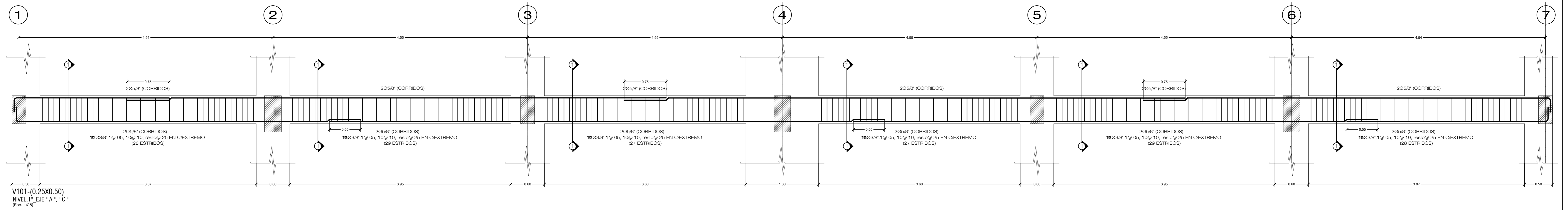
ESCALA 1/50



MODELO IDEALIZADO EJES 3 Y 5

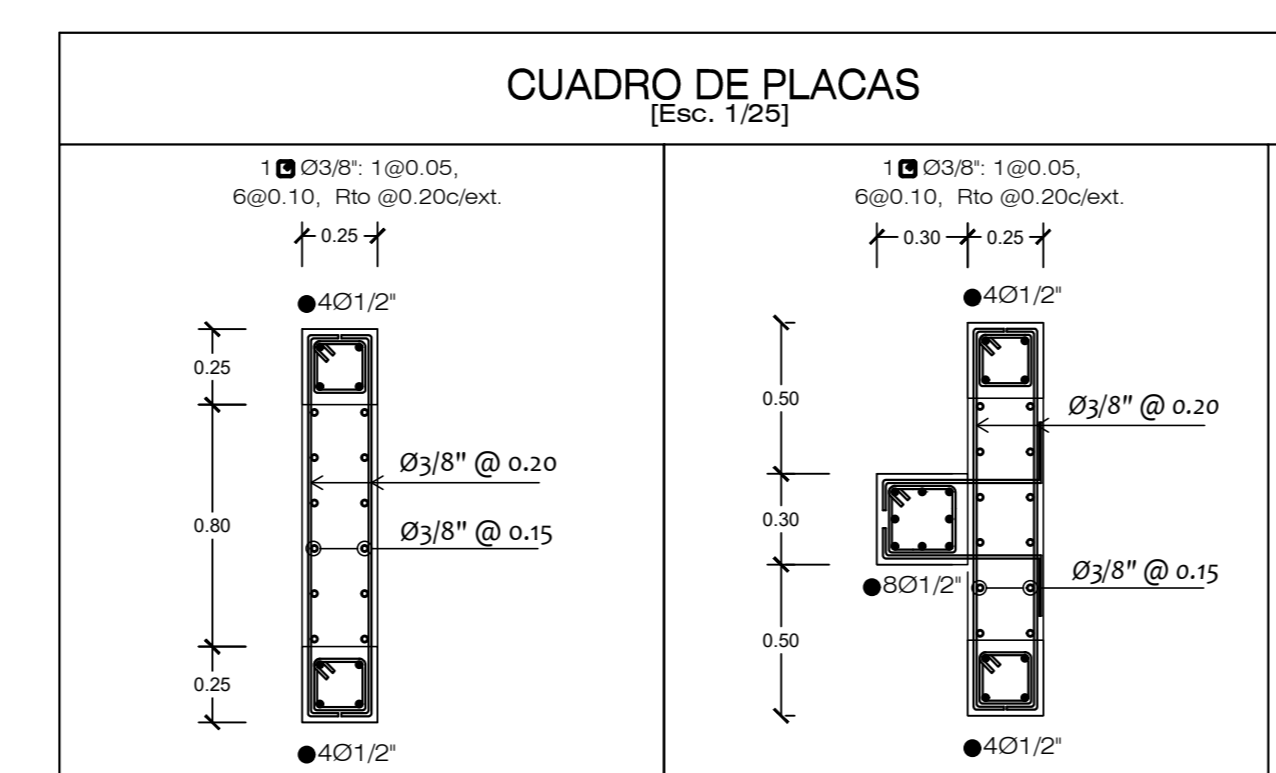
ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO			
	TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"		
	AUTOR: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS		
ASISTENTE: MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL			PR-04
PLANO: ESQUEMATIZACIÓN: MÓDULO-AULAS			
FACULTAD: Ingeniería Civil	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	ECHE: INDICADA	FECHA: JUNIO 2020



CUADRO DE COLUMNAS (Esc. 1/25)			
C-01 EJE 0.50X0.50	C-02 EJE 0.60X0.60	C-03 EJE 0.45X0.60	C-04 0.25X0.50
Q401/2" • 805#8"	Q401/2" • 1205#8"	Q201/2" • 1005#8"	• 805#8"
1#03#8-1@0.05, 6#0.10, Rto @0.20cext.	1#03#8-1@0.05, 6#0.10, Rto @0.20cext.	1#03#8-1@0.05, 6#0.10, Rto @0.20cext.	1#03#8-1@0.05, 6#0.10, Rto @0.20cext.

Fe = 210 Kg/cm²



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTADICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"

TESISTAS: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA
MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

ASESOR: MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

PLANO: DISEÑO PARA PUSHOVER : MÓDULO-AULAS

Facultad : Ingeniería
Escuela Profesional : Ingeniería Civil

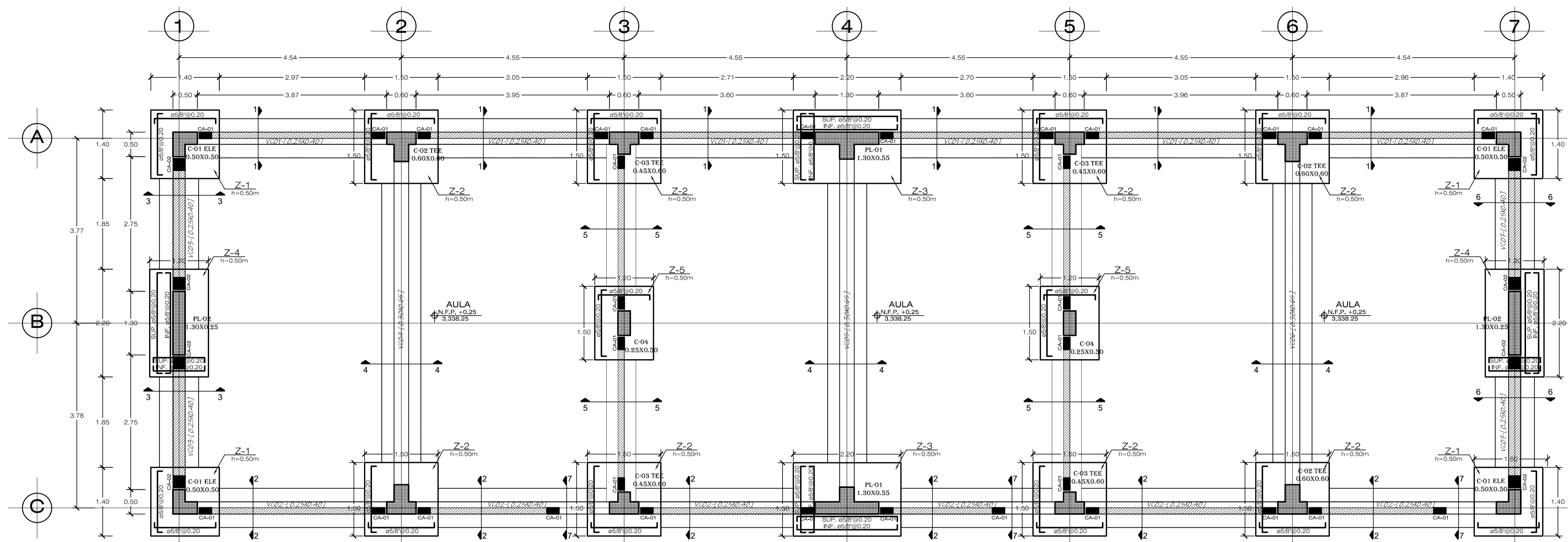
Especialidad: ESTRUCTURAS

Escola: INDICADA

JUNIO 2020

LÁMINA:

DP-01



CIMENTACIÓN MÓDULO: AULAS
 S/C=250 kg/m²
 [Esc. 1/50]

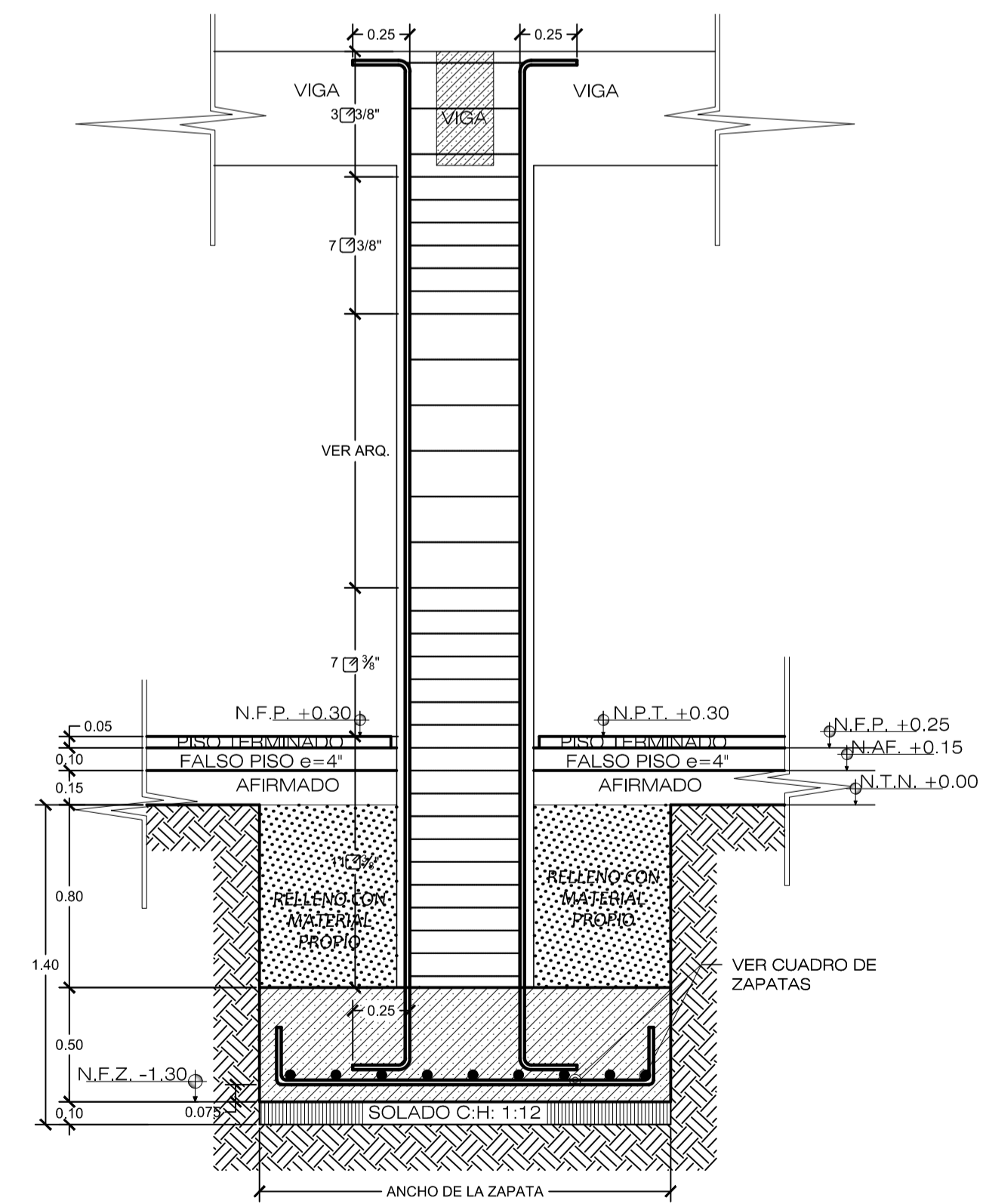
LEYENDA:
 TABIQUERÍA
 PLACA O COLUMNA

CODIGO	DIMENSIONES			N° DE ELEMENTOS	Acero Longitudinal en la Dirección X-X	Acero Longitudinal en la Dirección Y-Y
	LX (m)	LY (m)	H (m)			
Z-1	1.40	1.40	0.50	04		
Z-2	1.50	1.50	0.50	08		
Z-3	2.20	1.50	0.50	02		
Z-4	1.20	2.20	0.50	02		
Z-5	1.20	1.50	0.50	02		

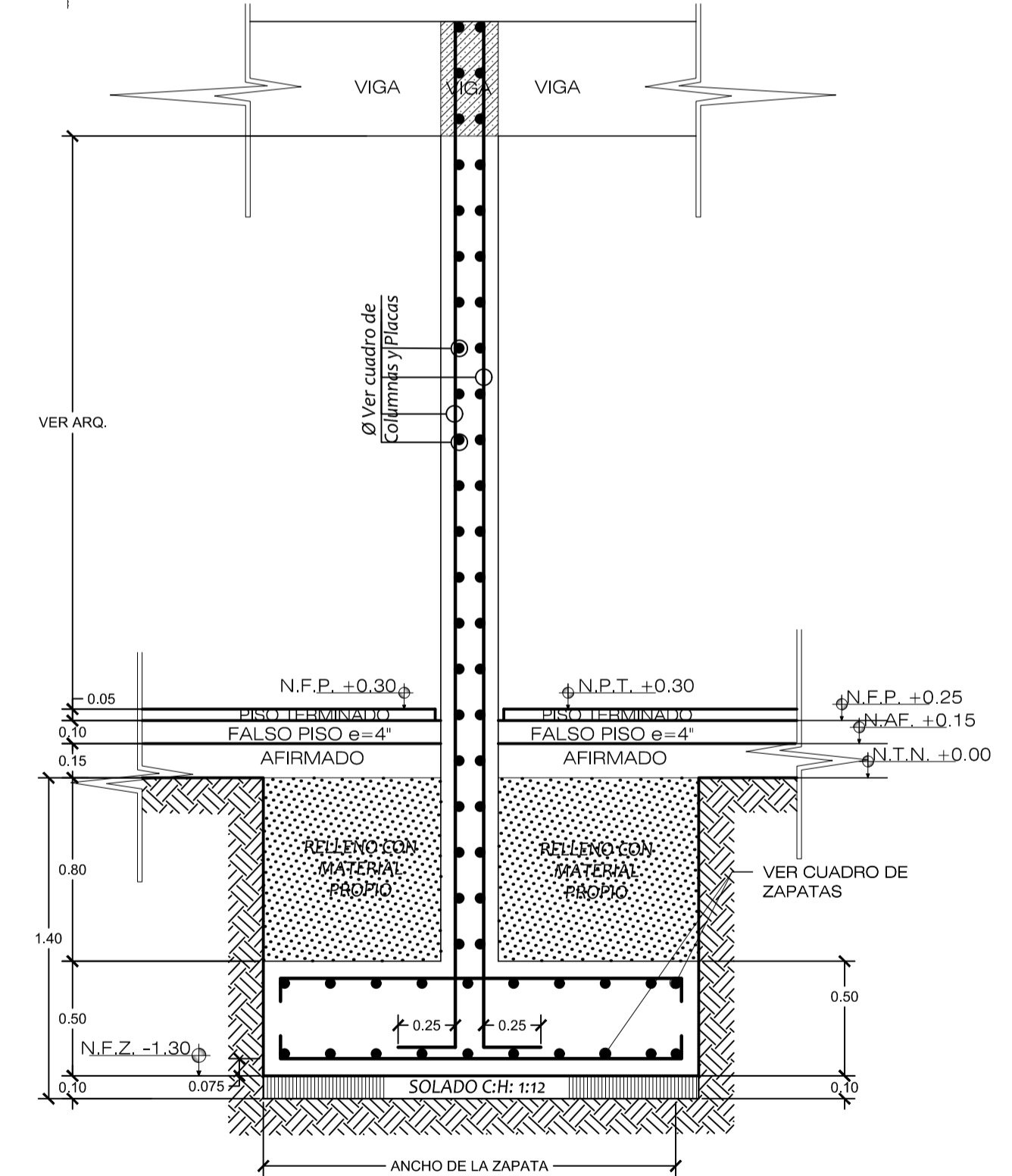
CODIGO	SECCIÓN	REFUERZO
C-01 ELE	0.50X0.50	1 Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rto @0.20c/ext.
C-02 TEE	0.60X0.60	1 Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rto @0.20c/ext.
C-03 TEE	0.45X0.60	1 Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rto @0.20c/ext.
C-04	0.25X0.50	1 Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rto @0.20c/ext.

CODIGO	SECCIÓN	REFUERZO
PL-01	1.30X0.55	1 Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, Rto @0.20c/ext.

CODIGO	SECCIÓN	REFUERZO
CA-01	0.13X0.25	1 Ø1/4" 1@0.05, 4@0.10, Rto @0.25c/ext.
CA-02	0.24X0.24	1 Ø1/4" 1@0.05, 4@0.10, Rto @0.25c/ext.



DETALLE REFUERZO COLUMNA
 [Esc. 1/25]



ESTRIBAJE TÍPICO PLACA
 [Esc. 1/25]

(I) ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CONCRETO ARMADO**
 - RESISTENCIA DEL CONCRETO**
 - Solados, Cimientos Corridos: $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - Cimentación, Vigas de Cimentación y Columnas: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - Losas y Vigas: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - Columnetas y Arriostre (Tabiques): $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO**
 - Varietas de Acero Corrugado: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - RECUBRIMIENTOS**
 - Zapatas: 7.5 cm
 - Vigas de Cimentación: 5.0 cm
 - Losas y Vigas Chatas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas (espesor > 15 cm): 4.0 cm
 - Vigas y Columnas (espesor ≤ 15 cm): 2.0 cm
 - Sobrecimiento: 3.0 cm
- CIMENTACIÓN**
 - Tipos de Cimentación: Zapatas conectadas, corridas, aisladas y cimientos armados.
 - Estratos de Apoyo: (SM) Arena Limosa de Baja Plasticidad
 - Profundidad: $h = 0.50 \text{ m}$
 - Cimientos Corridos: $q_{adm} = 1.08 \text{ kg/cm}^2$
 - Cimientos Cuadrados: $q_{adm} = 1.47 \text{ kg/cm}^2$
 - Profundidad de Desplante: $DF = -1.30 \text{ m}$
 - Asentamiento Tolerable: $s = 0.50 \text{ cm}$
 - Especialista: Ing. Danilo Quispe Vázquez
 - Tipo de Cemento: Tipo MS ó Similar

(II) PARÁMETROS SÍSMORRESISTENTES

Z	0.35	Factor de Zona	Julcan
U	1.50	Factor de Uso	Instituciones Educativas
C	2.50	Factor de Amplificación Sísmica	
S	1.15	Factor de Suelo	Suelo Intermedio
T _p	0.60	Periodo que define la plataforma del factor C	
T _l	2.00	Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.	
R _x	7.00	Sistema Dual	
R _y	7.00	Sistema Dual	

Desplazamiento Abs Primer Nivel X-X	0.2804 cm
Desplazamiento Abs Primer Nivel Y-Y	0.2210 cm

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

UPRIT

"DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"

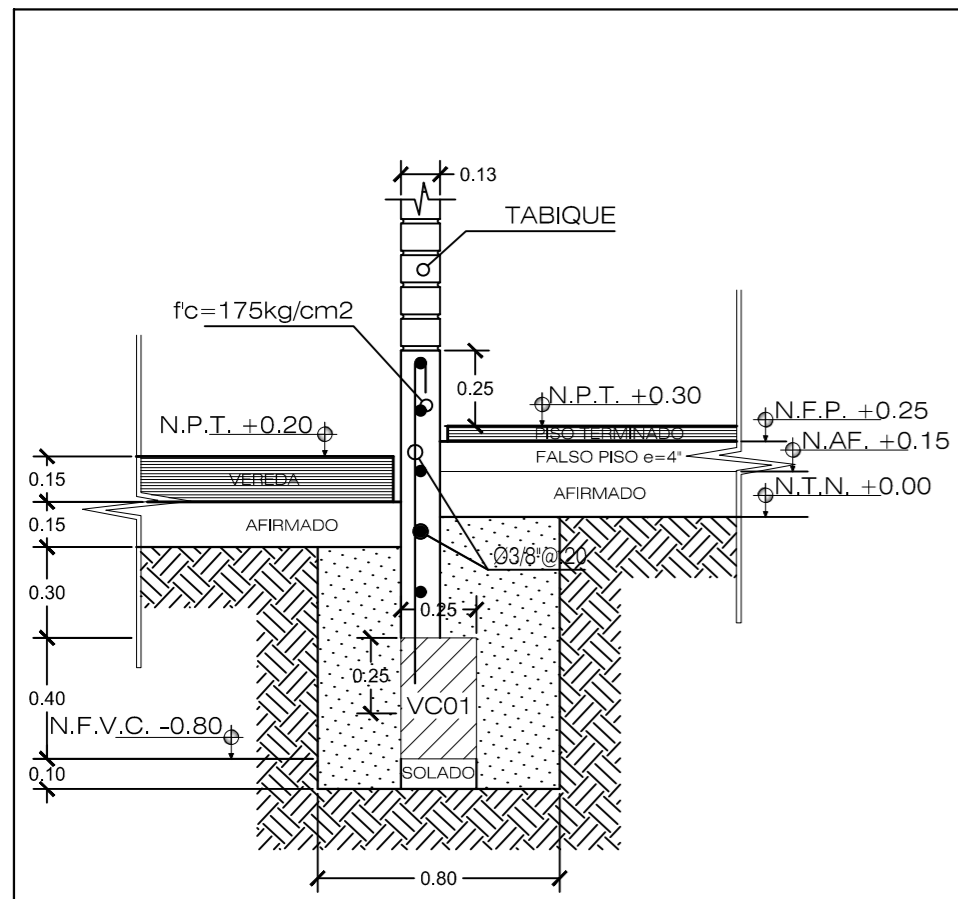
PROFESOR: RICARDO ABEL VÁSQUEZ MENDOCILLA
 MARIBI LORENA CASAMAYOR RÍOS

ASISTENTE: MG. ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

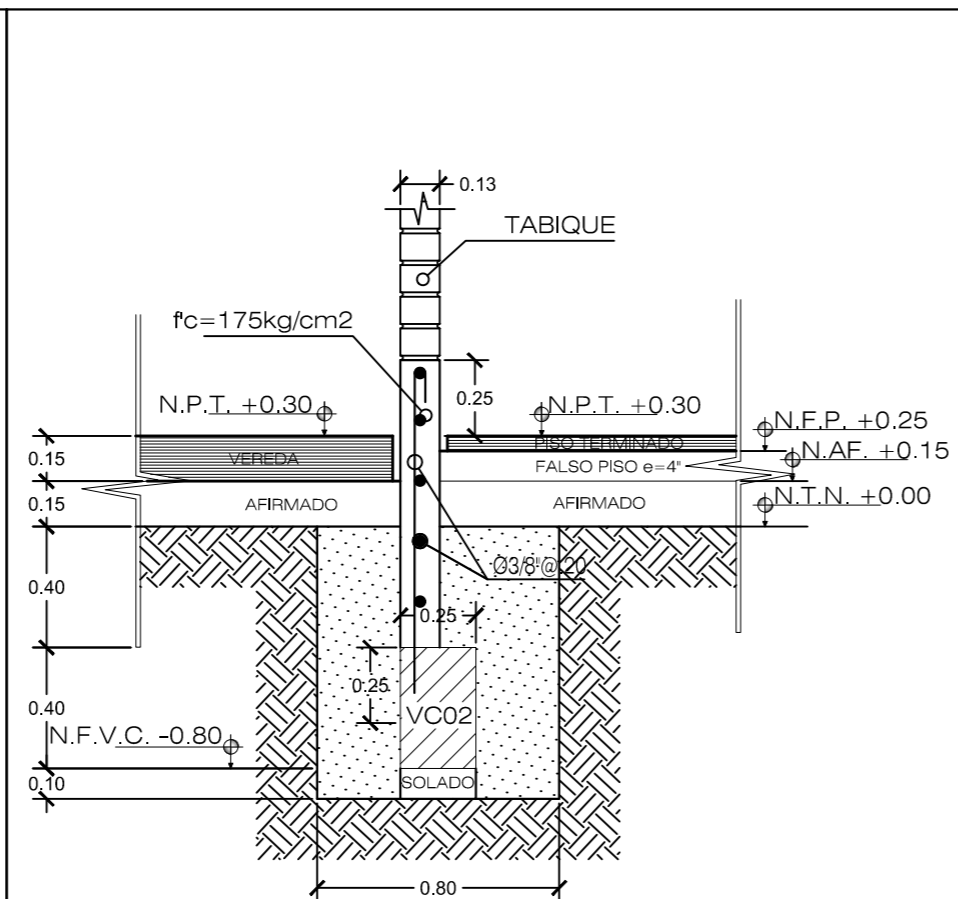
PLANTA DE CIMENTACIÓN: MÓDULO-AULAS

Facultad: Ingeniería
 Especialidad: ESTRUCTURAS
 Estado: INDICADA
 Fecha: JUNIO 2020

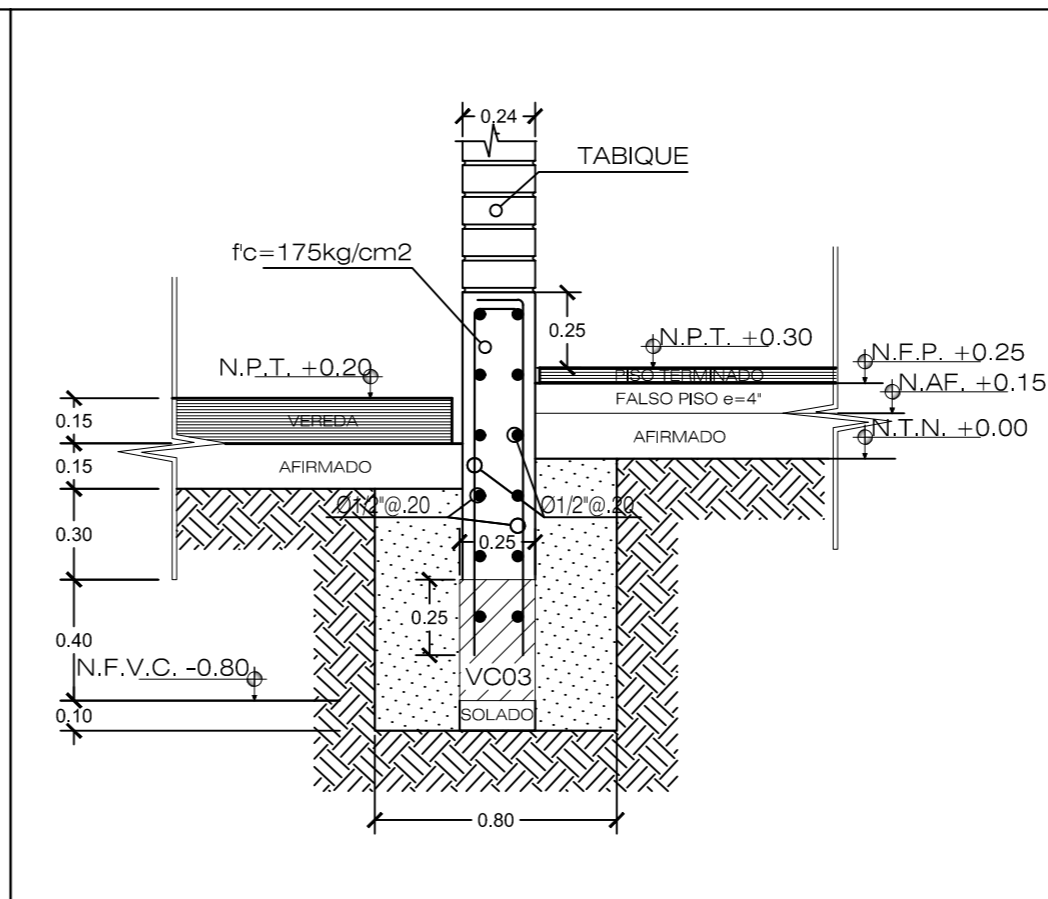
E-01



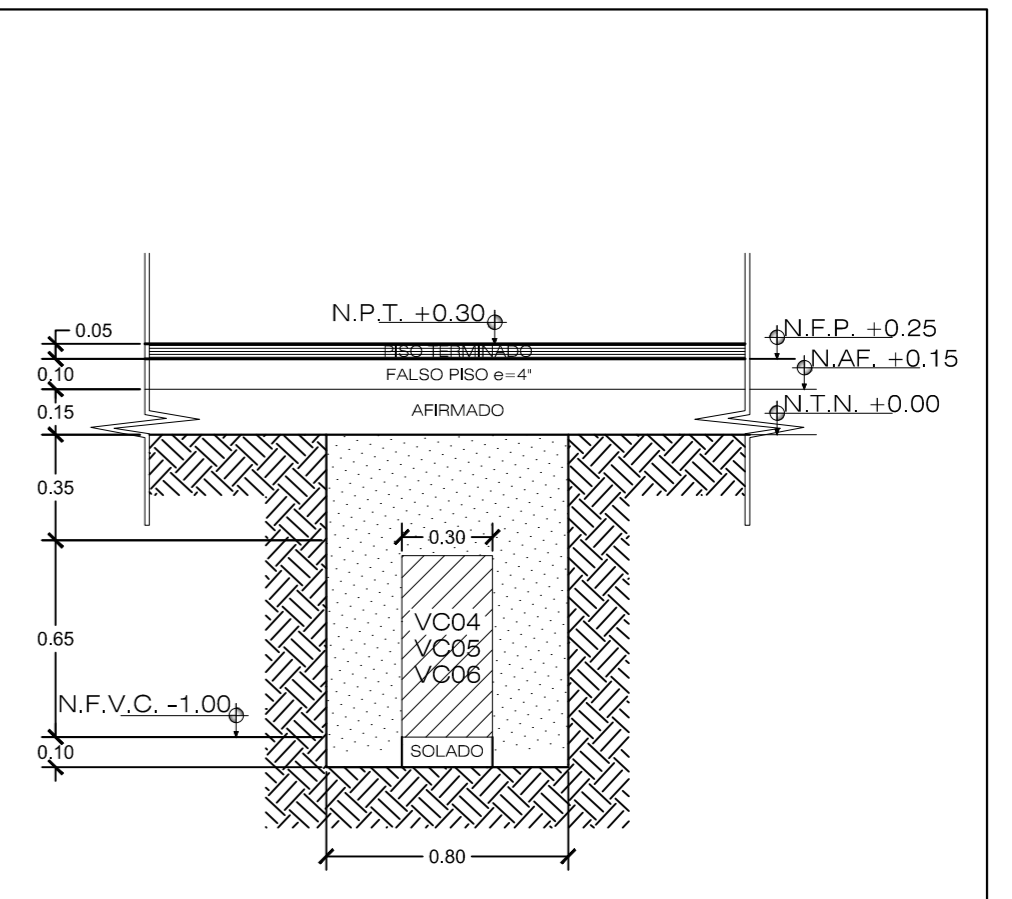
CORTE 1 - 1
[ESC. 1/25]



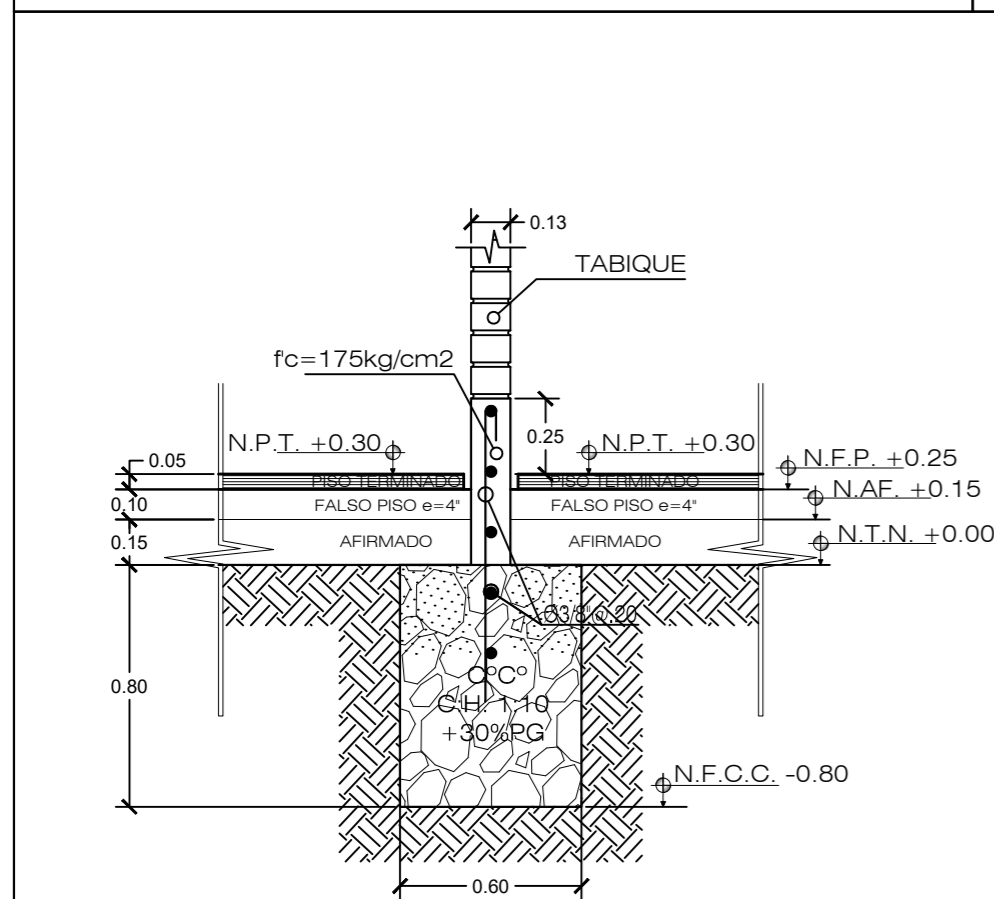
CORTE 2 - 2
[ESC. 1/25]



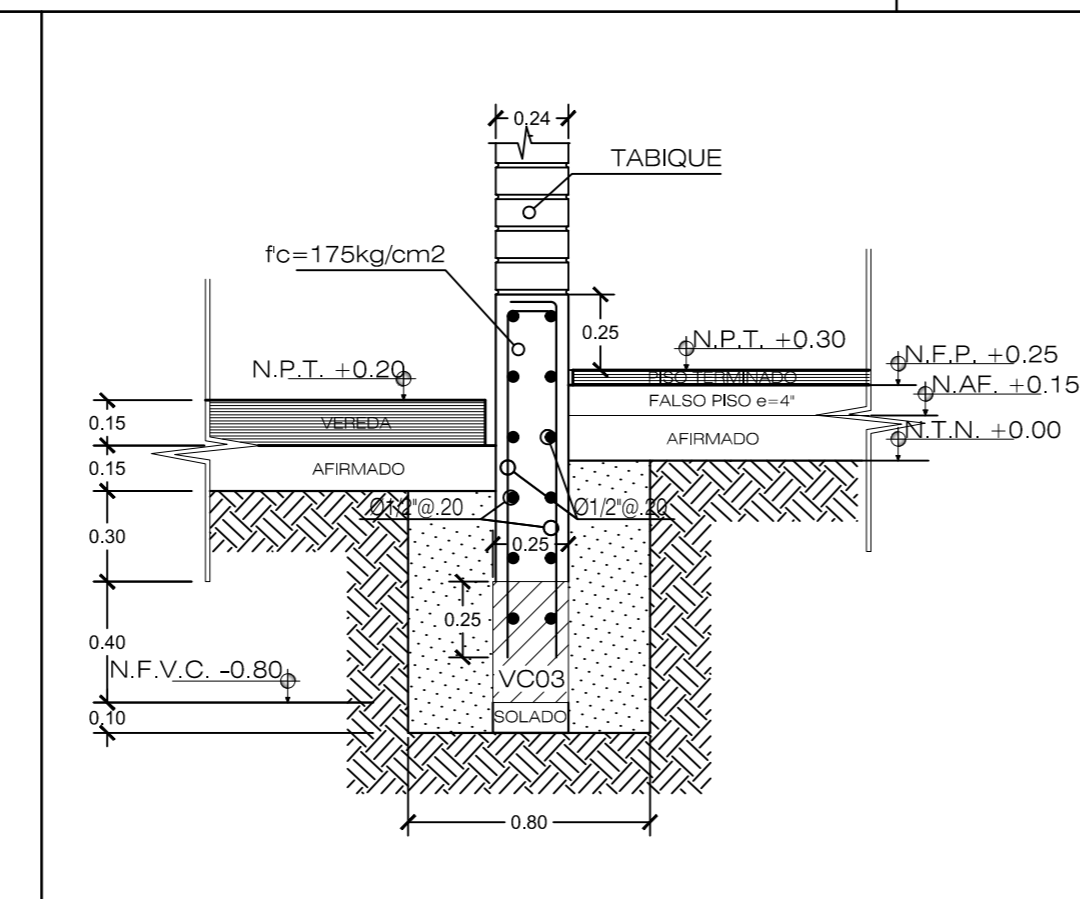
CORTE 3 - 3
[ESC. 1/25]



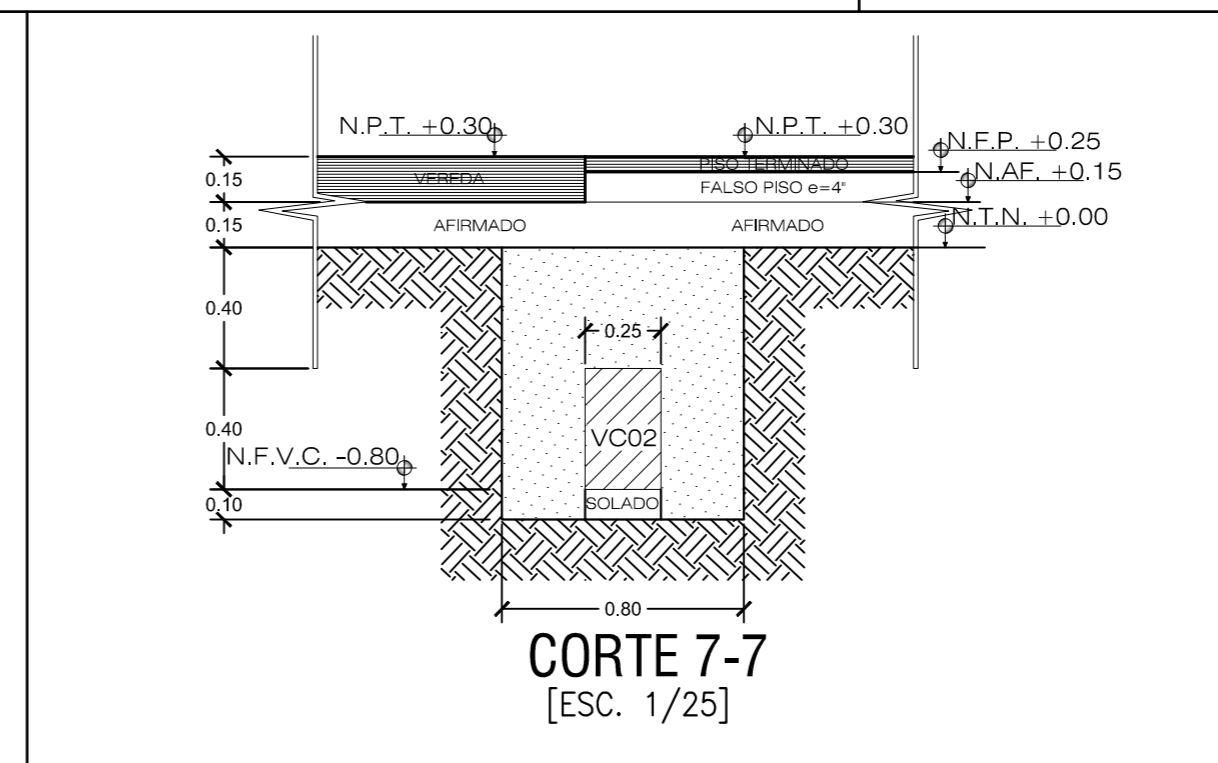
CORTE 4 - 4
[ESC. 1/25]



CORTE 5 - 5
[ESC. 1/25]

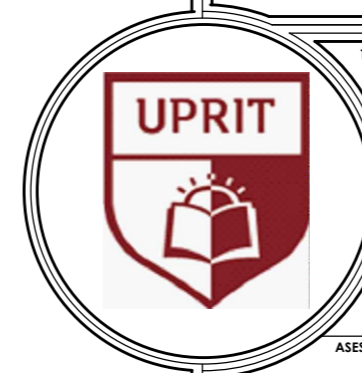


CORTE 6 - 6
[ESC. 1/25]



CORTE 7-7
[ESC. 1/25]

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO



TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO
MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA
INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA -
JULCAN, 2020"

TESISTAS: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA
MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

ASESOR: MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

PLANO: CORTES DE CIMENTACIÓN: MÓDULO-AULAS

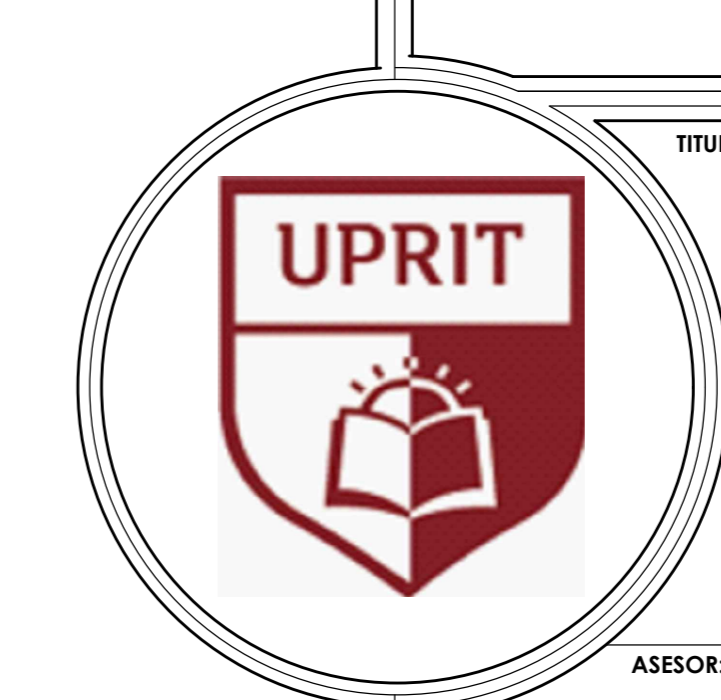
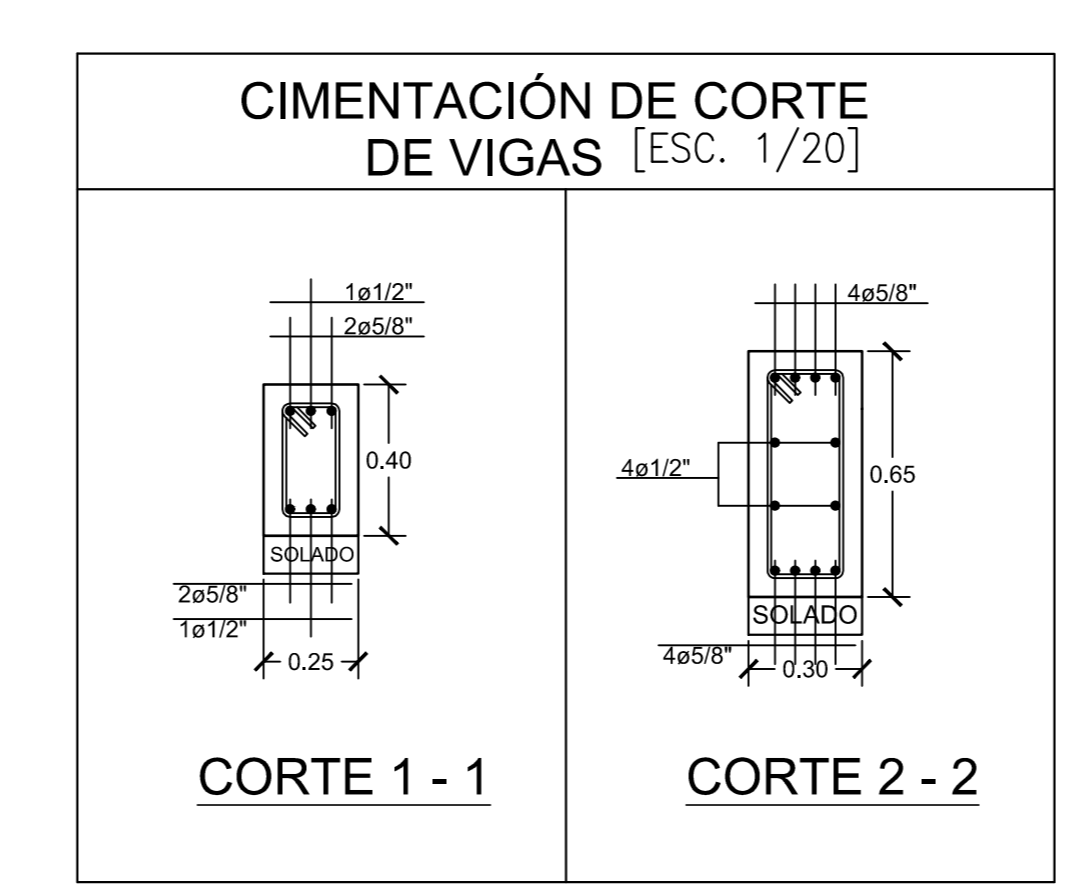
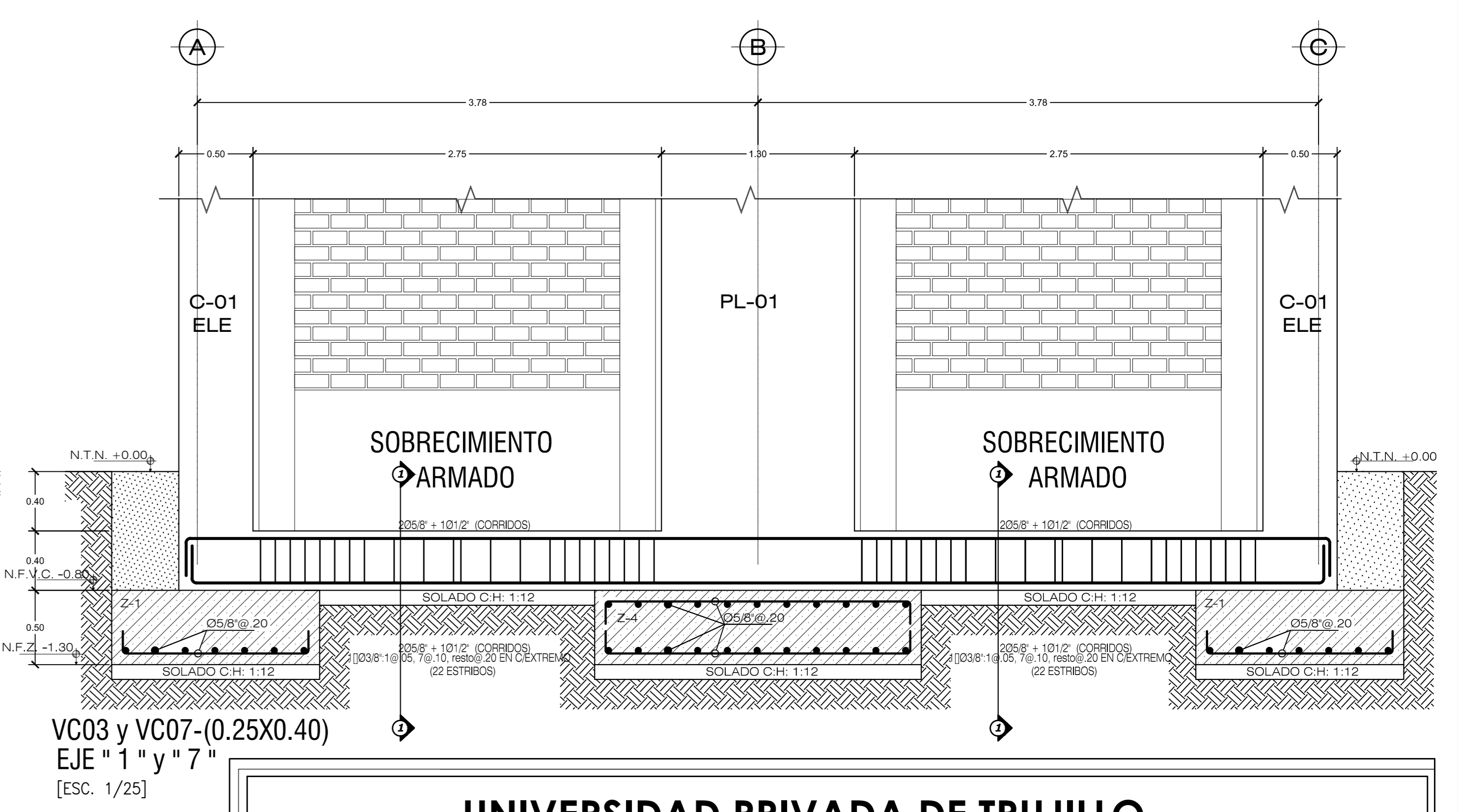
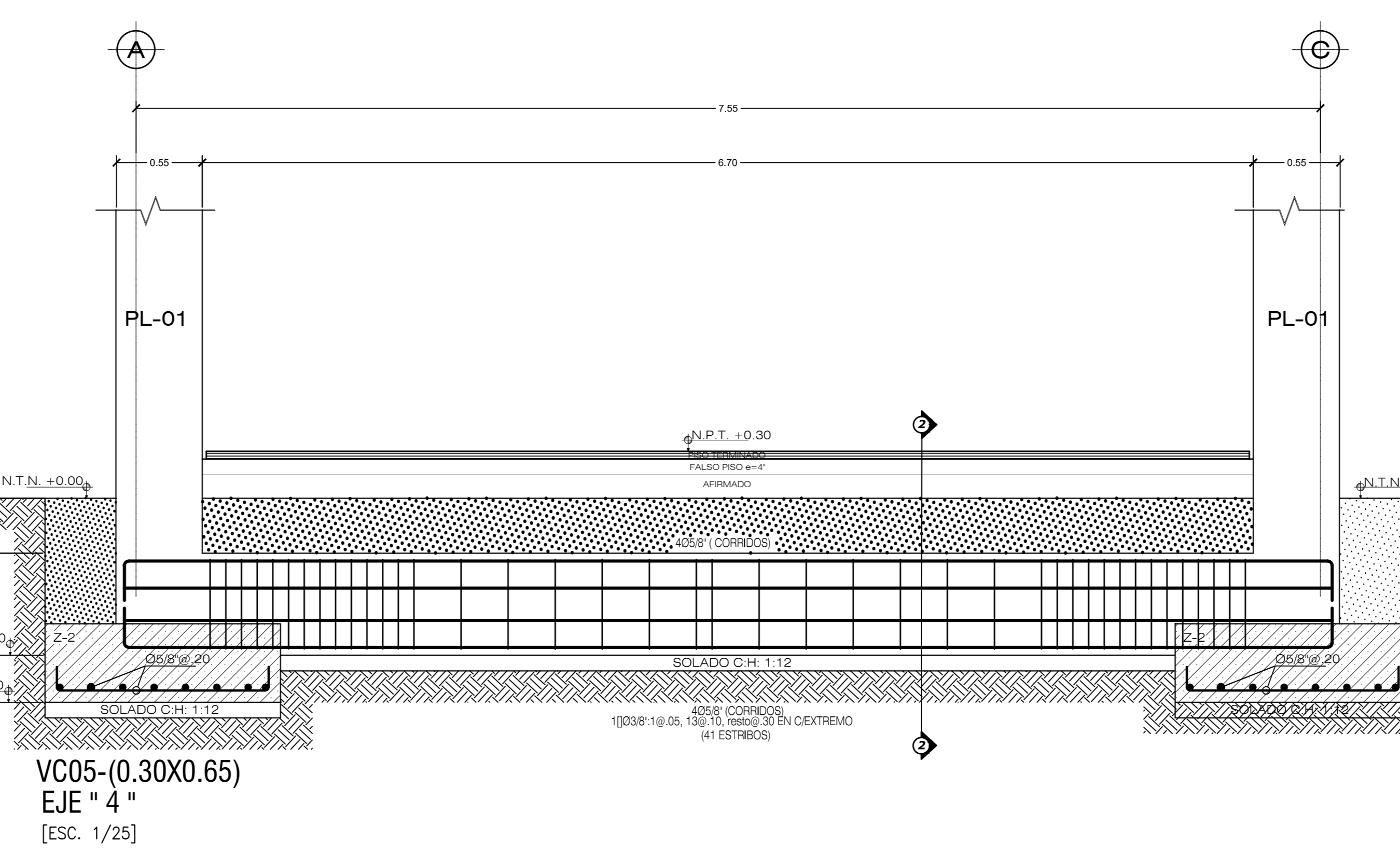
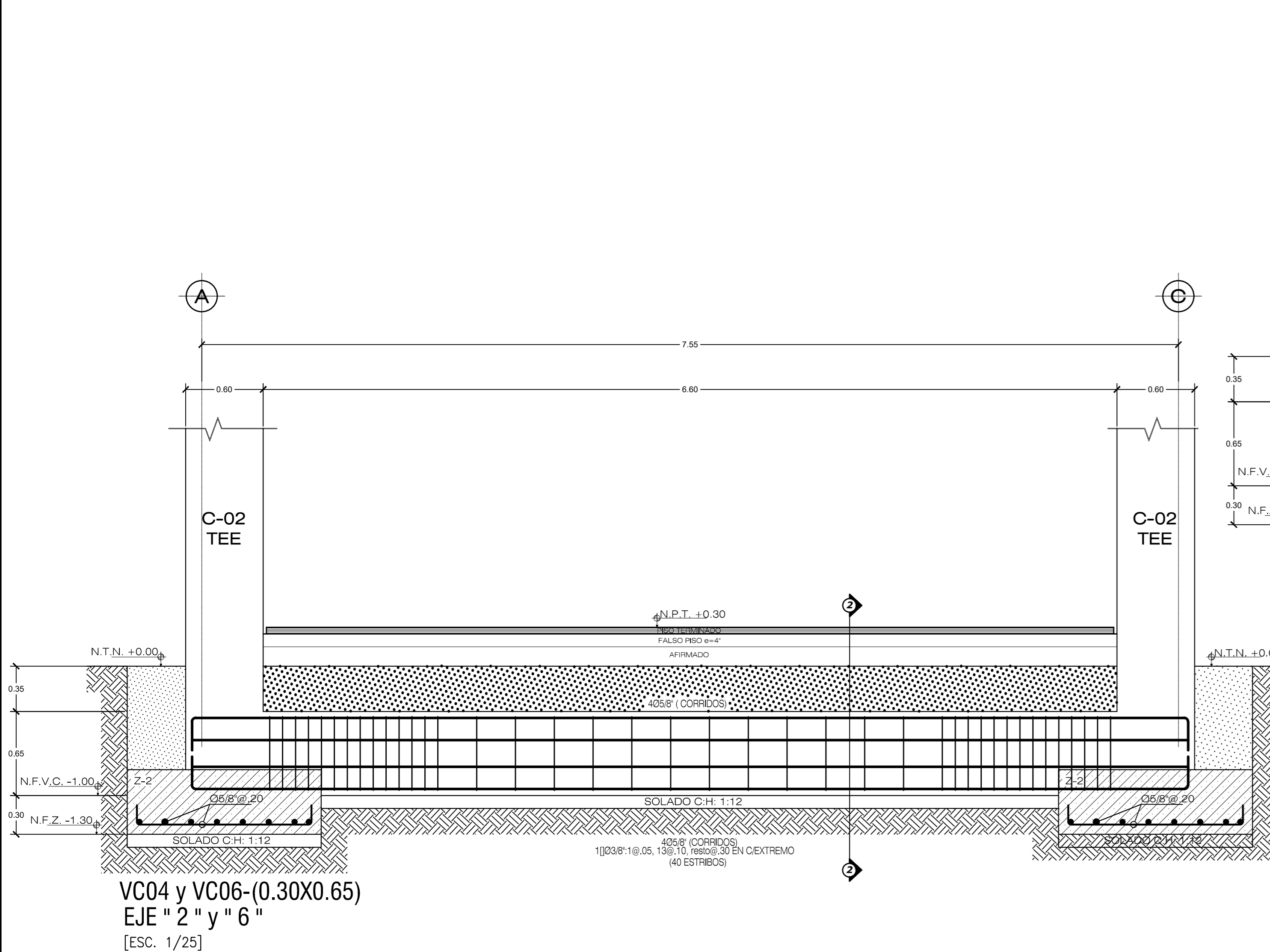
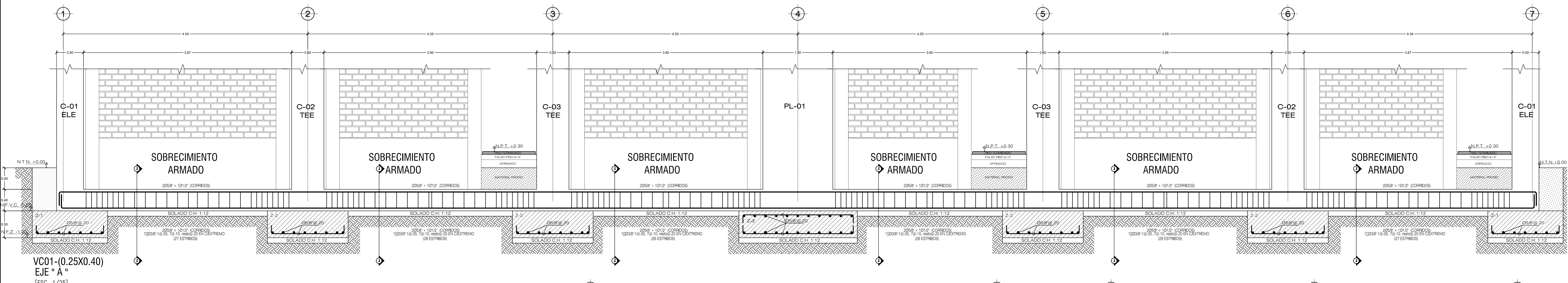
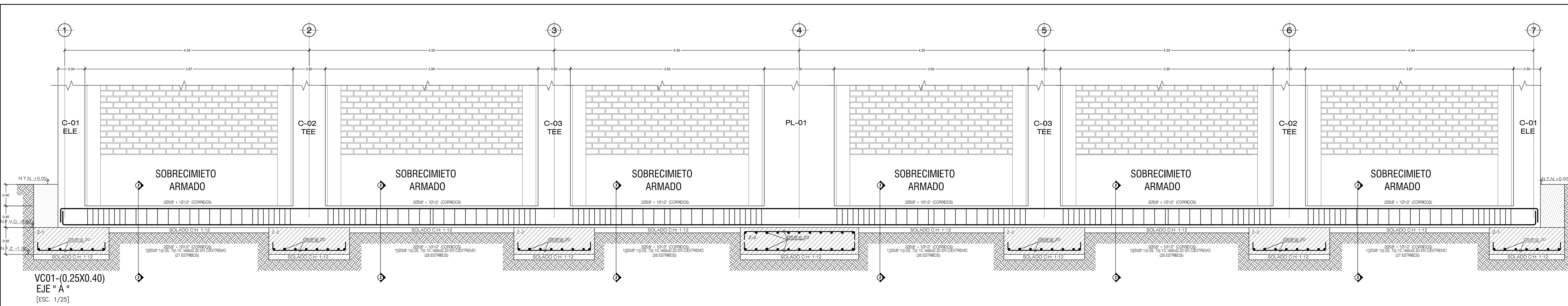
Facultad : Ingeniería
Escuela Profesional : Ingeniería Civil

Especialidad: ESTRUCTURAS

Escala: INDICADA

JUNIO 2020

E-02



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"

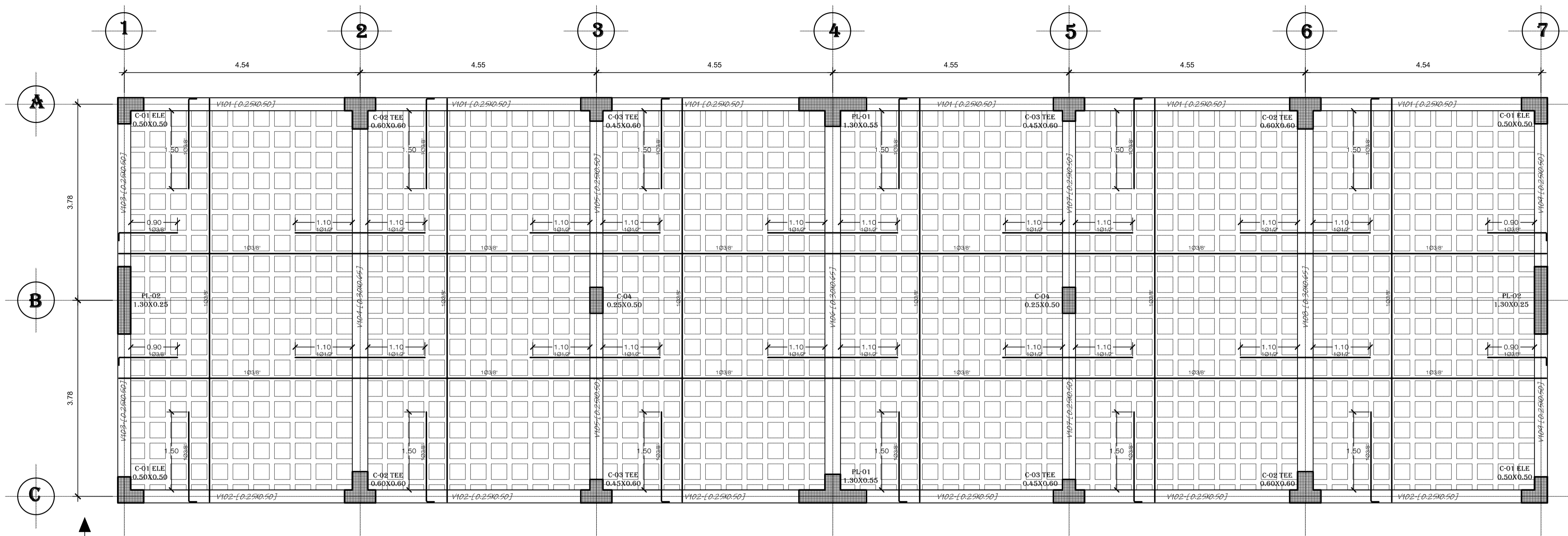
TESISTAS: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA, MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

ASESOR: MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

PLANO: DESARROLLO VIGAS DE CIMENTACIÓN: MÓDULO-AULAS

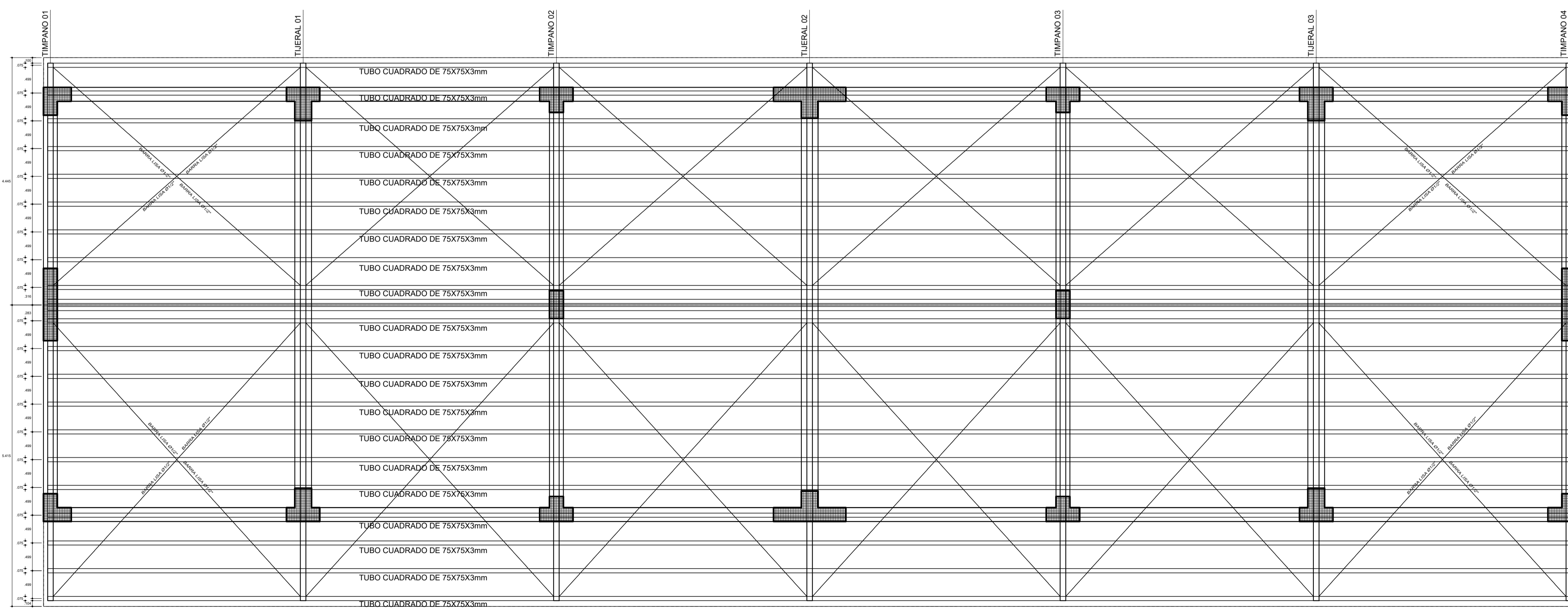
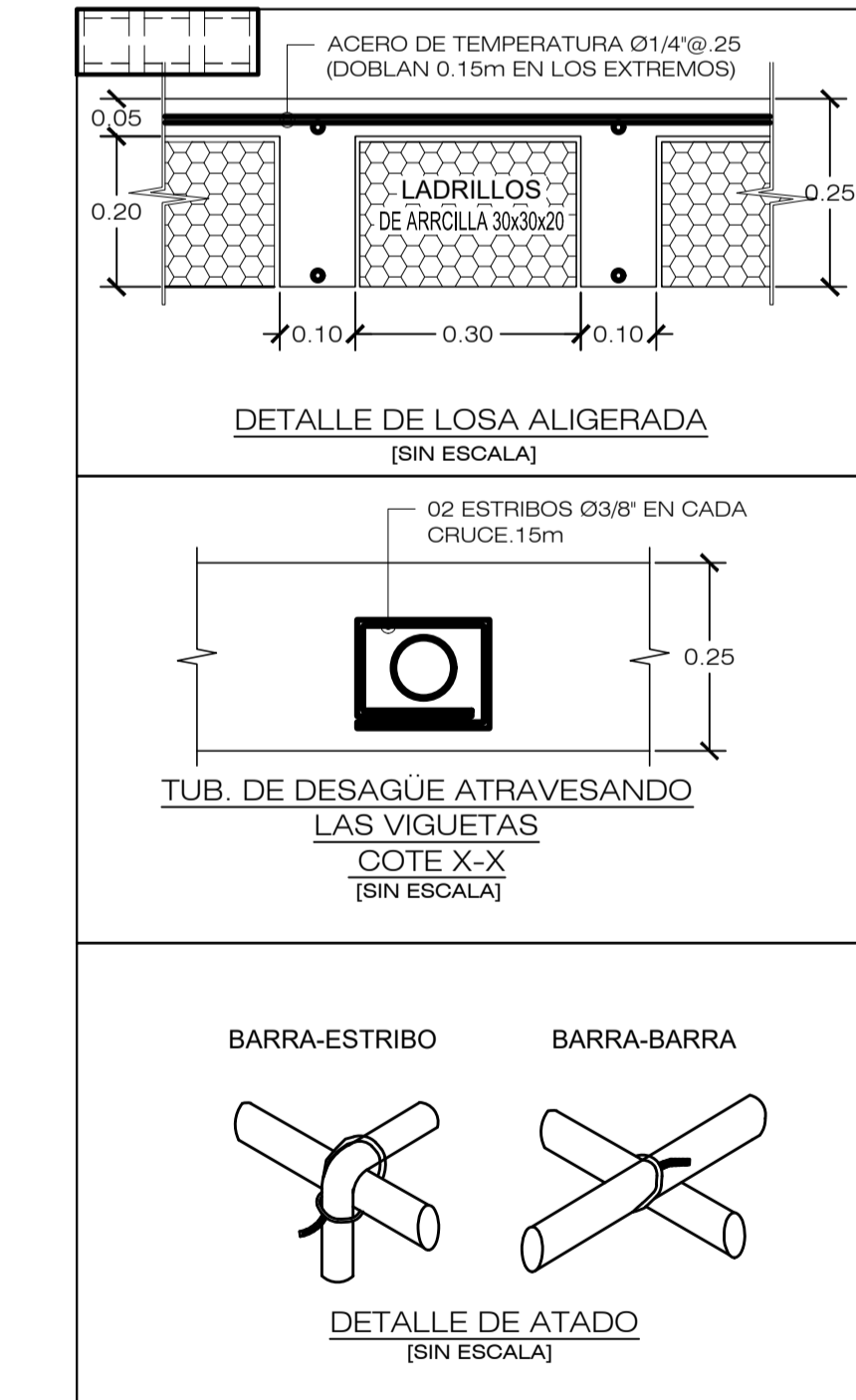
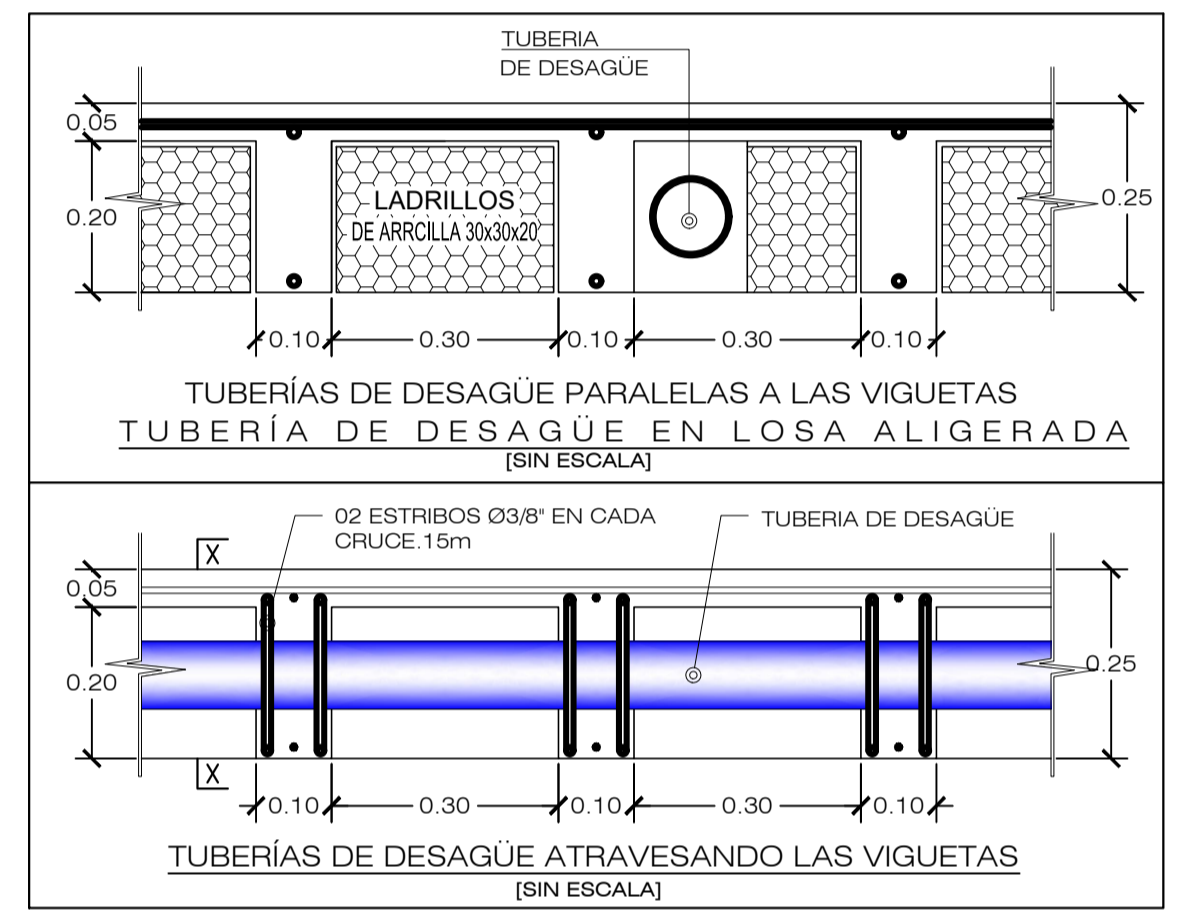
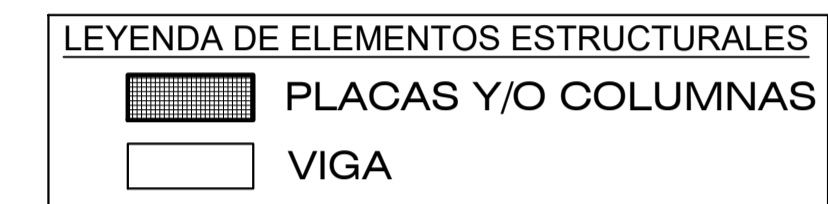
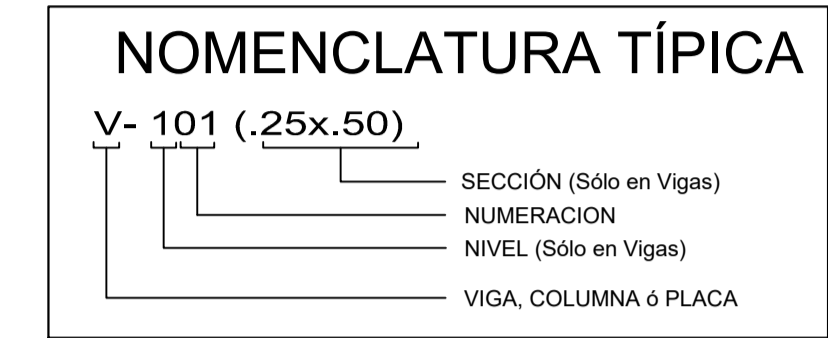
Facultad: Ingeniería Especialidad: ESTRUCTURAS Escuela: INDICADA JUNIO 2020

E-03



ENCOFRADO TECHO 1° NIVEL NTT= +3.75
 Losa Aligerada: h=0.25m
 [Esc. 1/50]

- 1.- ESPECIFICACIONES ALIGERADO:
- LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL
- a. LADRILLO DE TECHO30cmX30cmX20cm
 - b. INTEREJE40 cm
 - c. ESPESOR DE LOSA A COMPRESIÓN5 cm
 - d. ESPESOR TOTAL DE LOSA25 cm
 - e. RECUBRIMIENTO2 cm
- 2.- CARGAS:
- TECHOS100 kg/m2
- 3.- MATERIALES:
- a. CONCRETOf_c=210 kg/cm2
 - b. ACERO GRADO 60f_y=4200 kg/cm2



COBERTURA METALICA DE TECHO
 [Esc. 1/50]

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

WUO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"

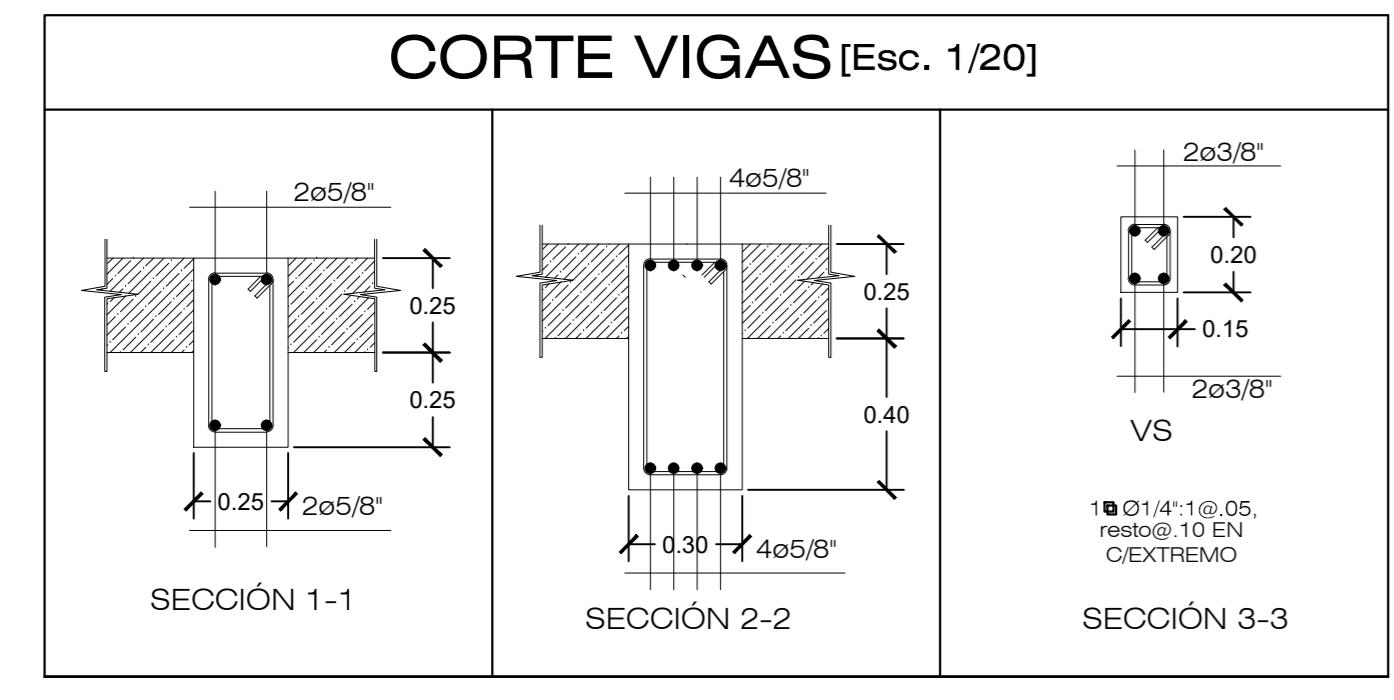
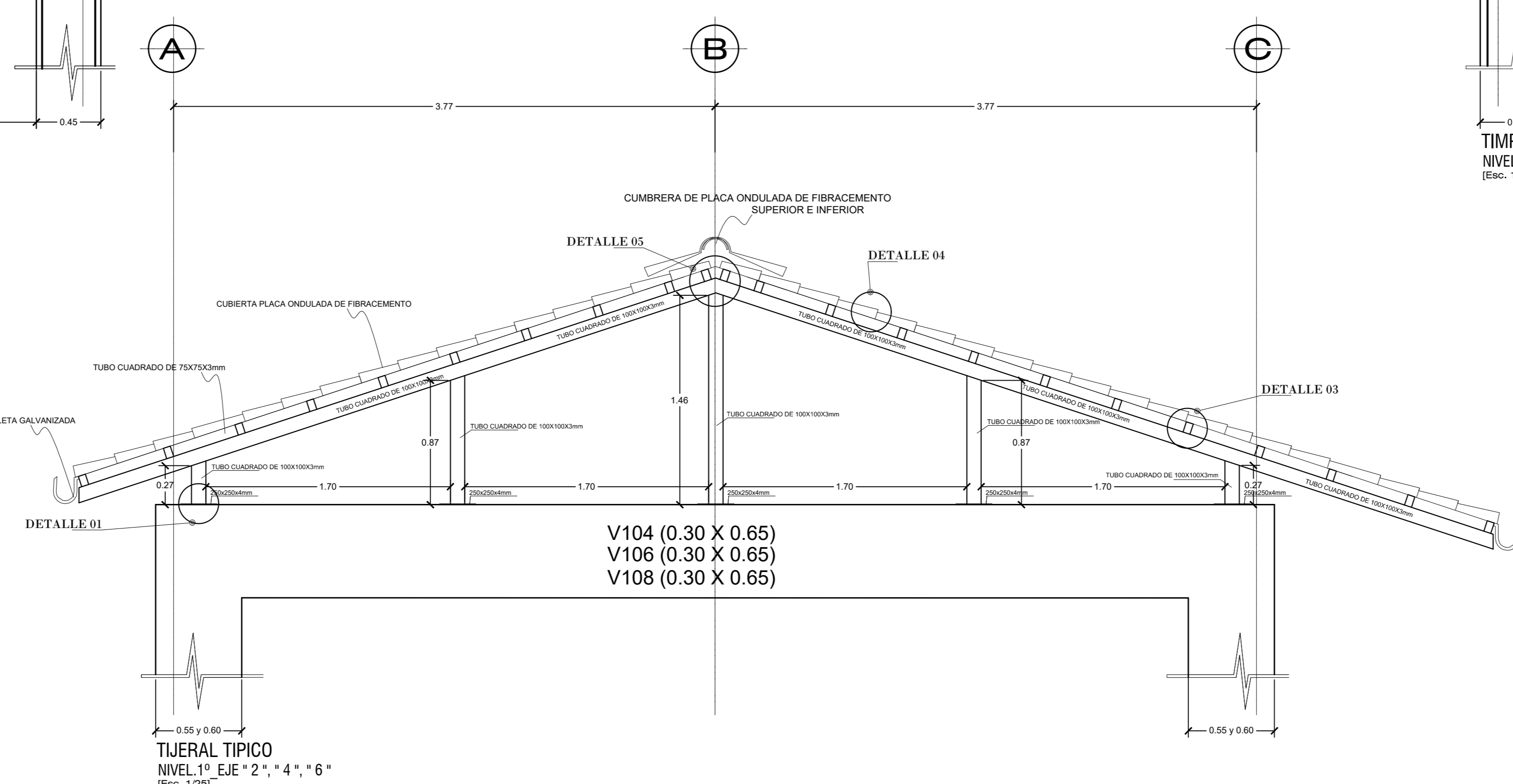
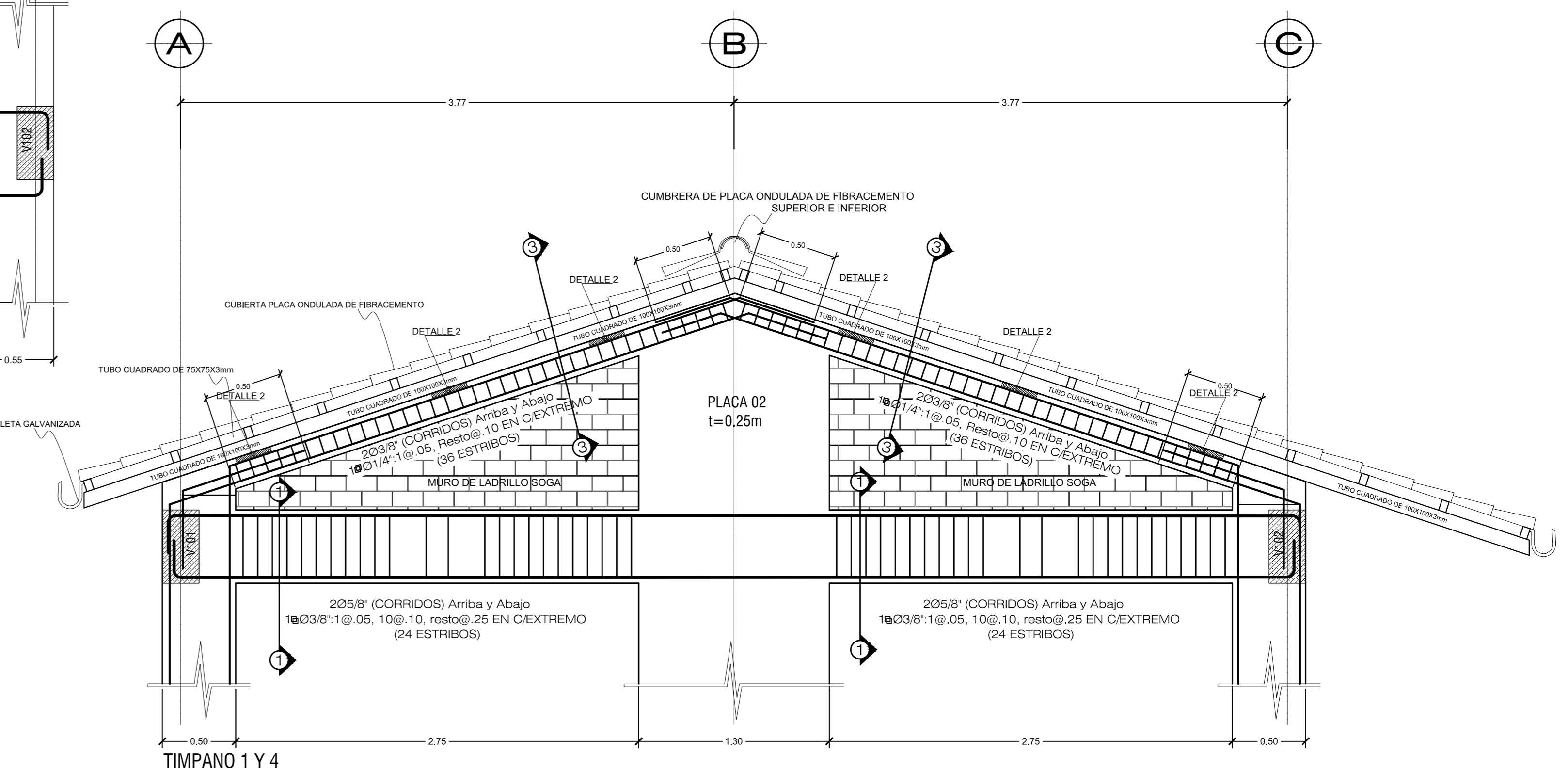
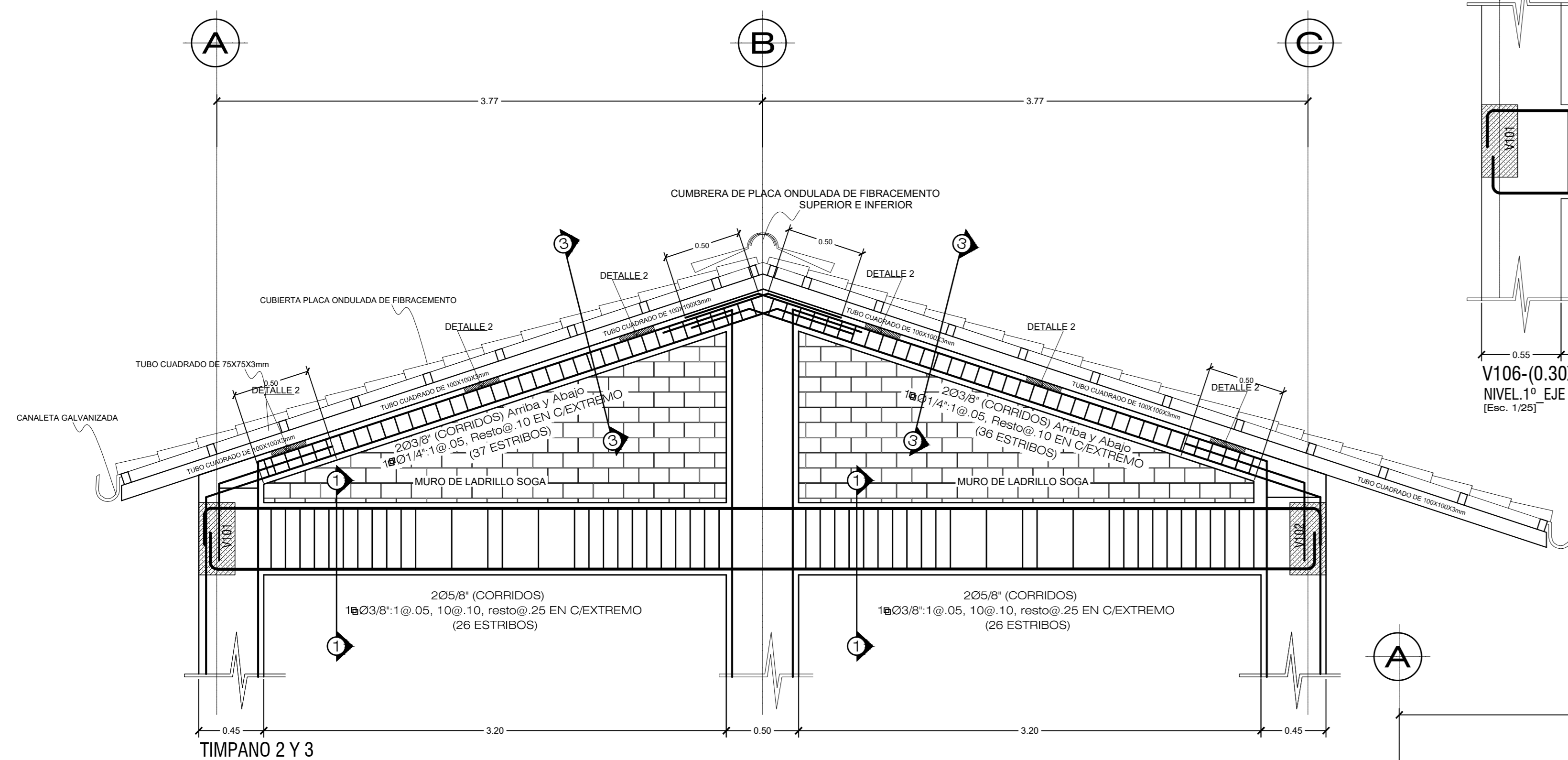
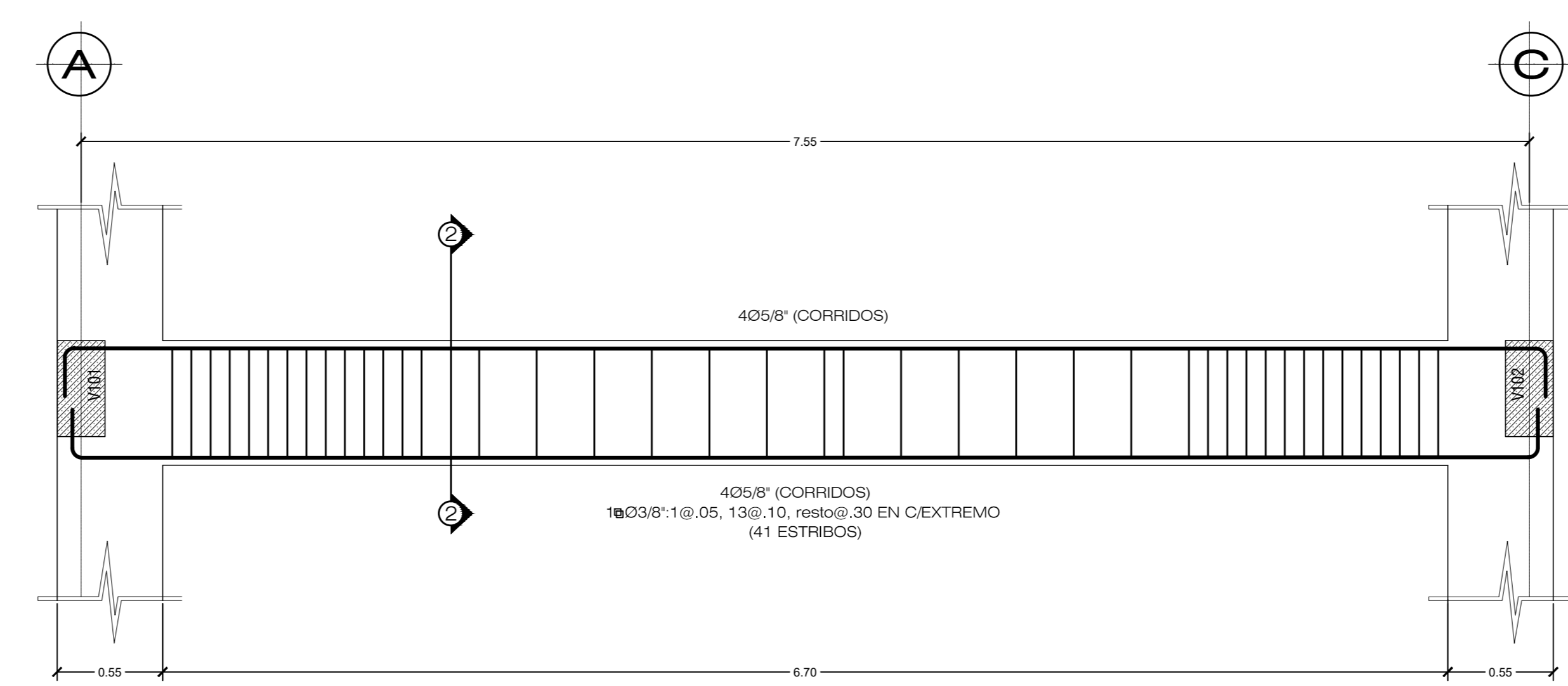
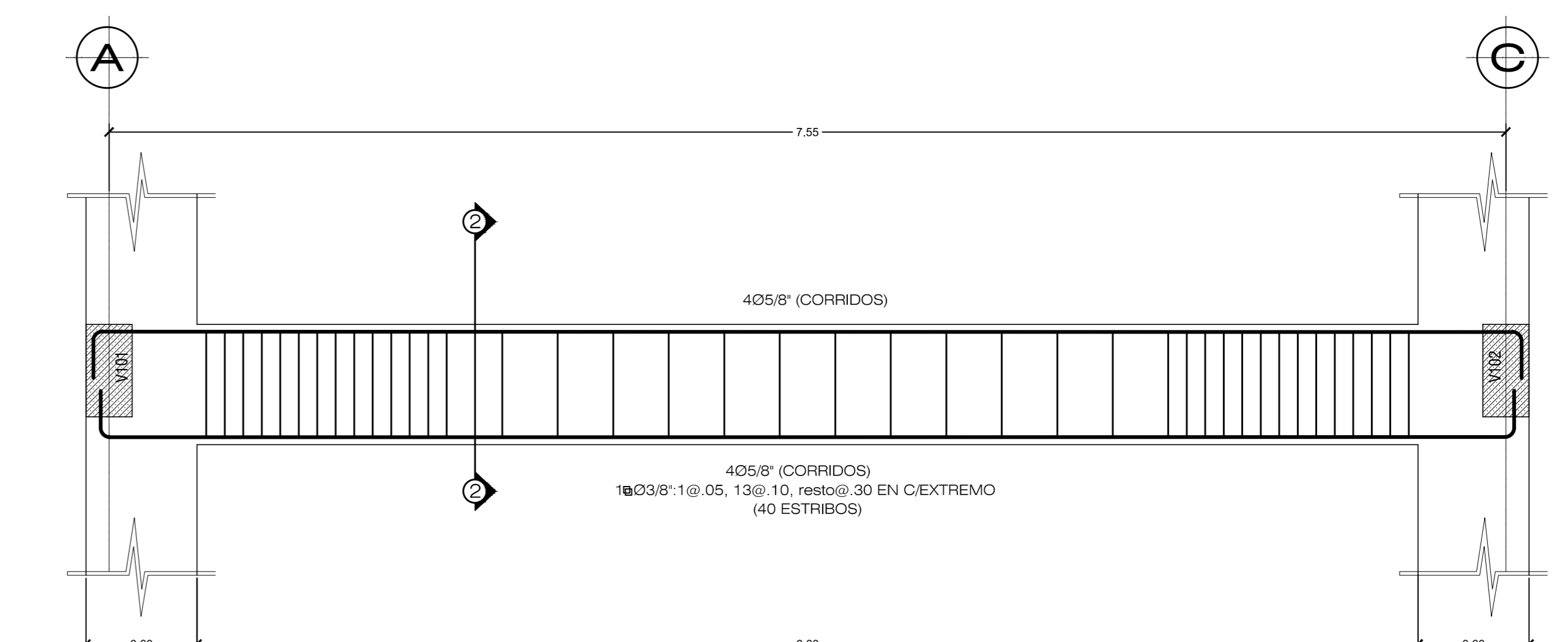
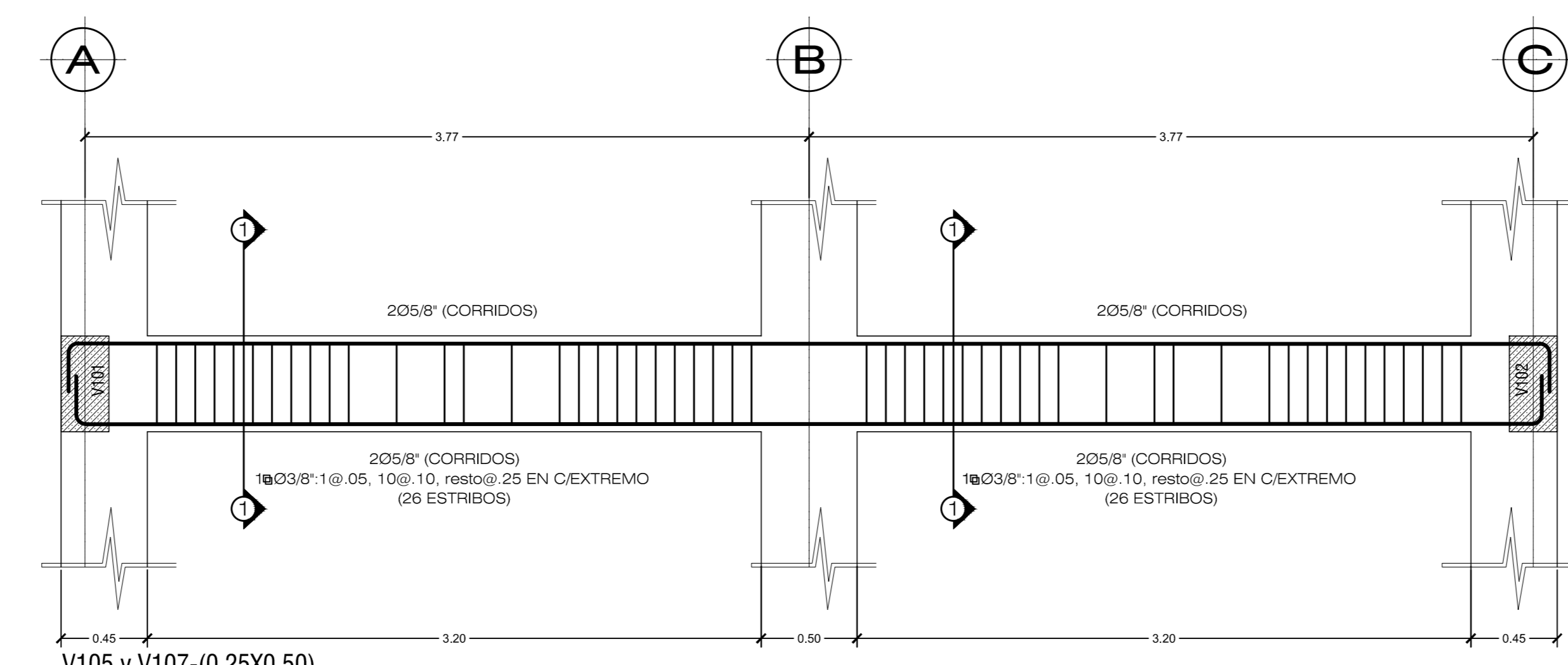
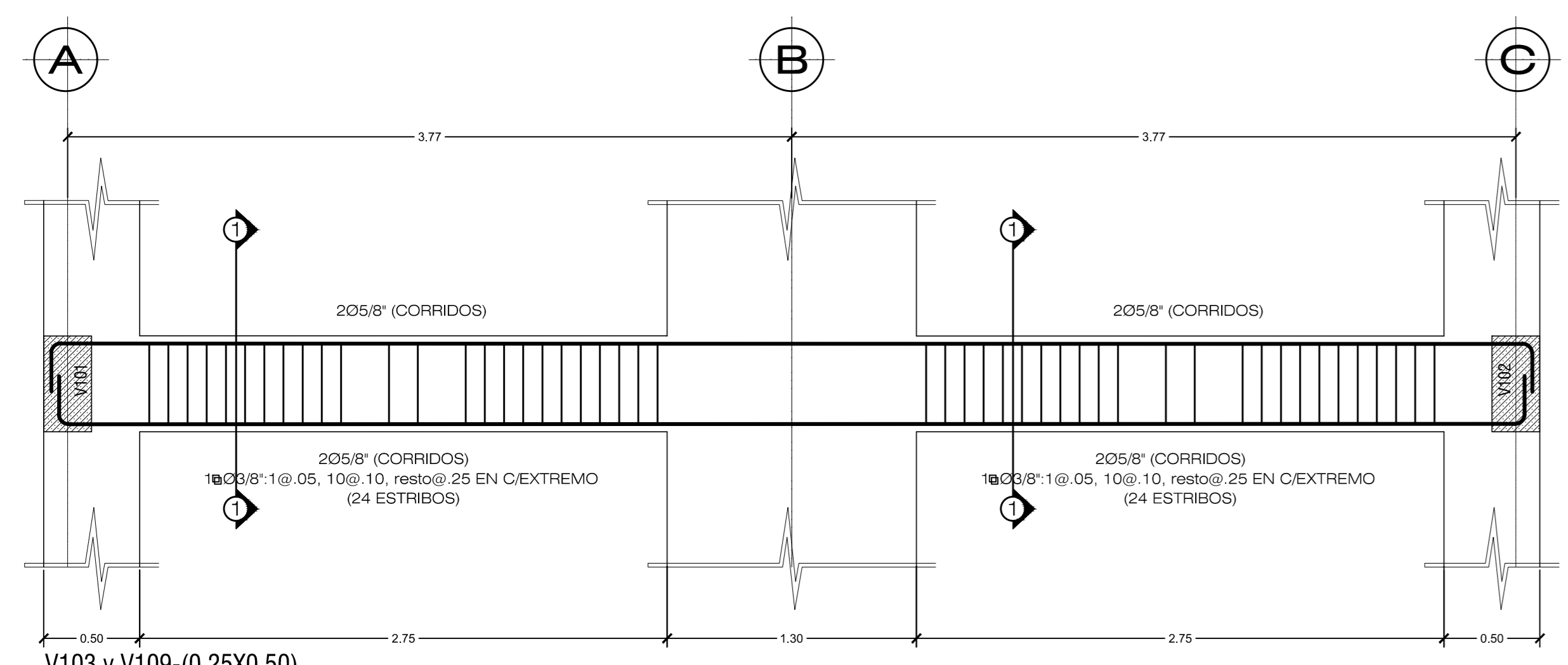
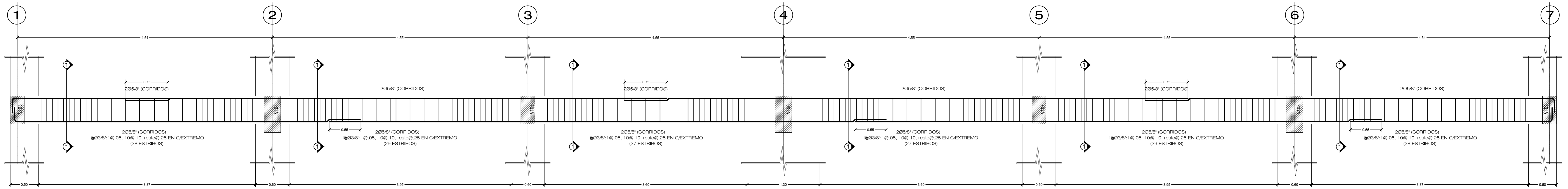
WUOS: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA, MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

ASOOR: MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

PLANO: ALIGERADO: MÓDULO-AULAS

Facultad: Ingeniería Especialidad: ESTRUCTURAS Escala: INDICADA Fecha: JUNIO 2020

E-04





UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

TÍTULO:
"DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO
MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA
INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA -
JULCAN, 2020"

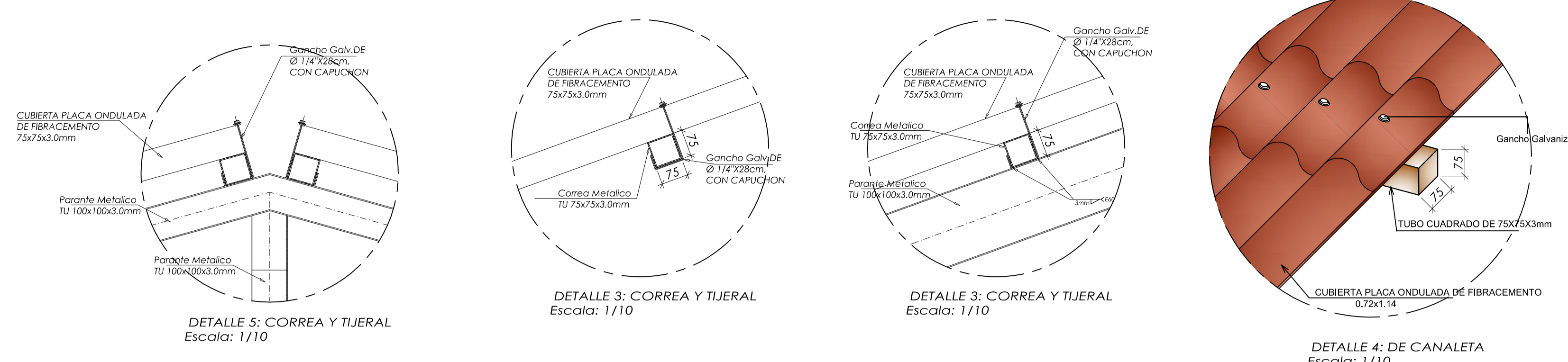
TESISTAS:
RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA
MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS

ASESOR:
MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL

PLANO:
DESARROLLO DE VIGAS: MÓDULO-AULAS

LÁMINA:
E-05

Facultad: Ingeniería	Especialidad: ESTRUCTURAS	Escuela: INDICADA
Junio 2020		

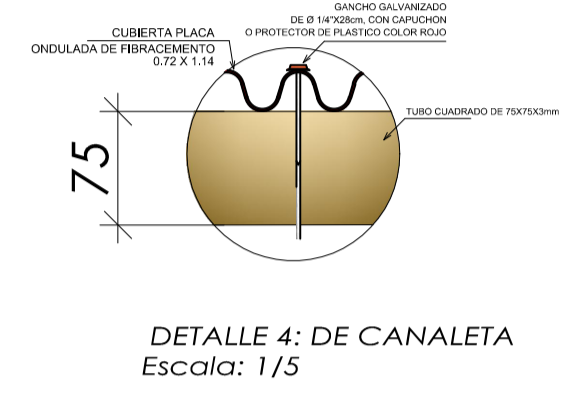


DETALLE 5: CORREA Y TIJERAL
Escala: 1/10

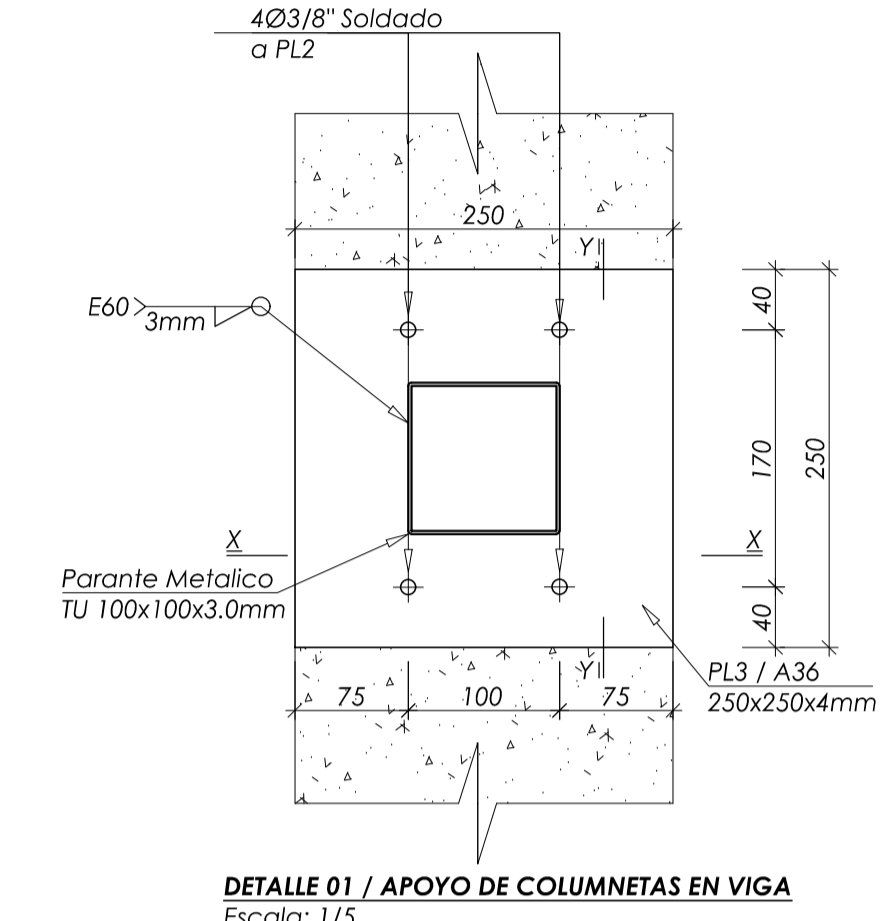
DETALLE 3: CORREA Y TIJERAL
Escala: 1/10

DETALLE 3: CORREA Y TIJERAL
Escala: 1/10

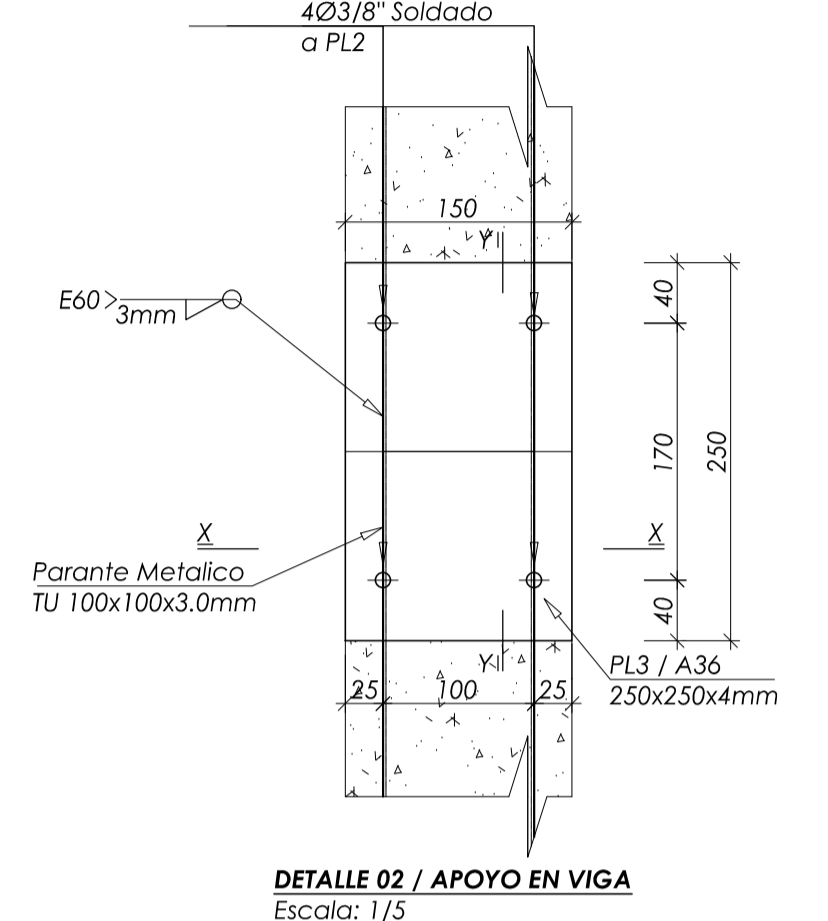
DETALLE 4: DE CANALETA
Escala: 1/10



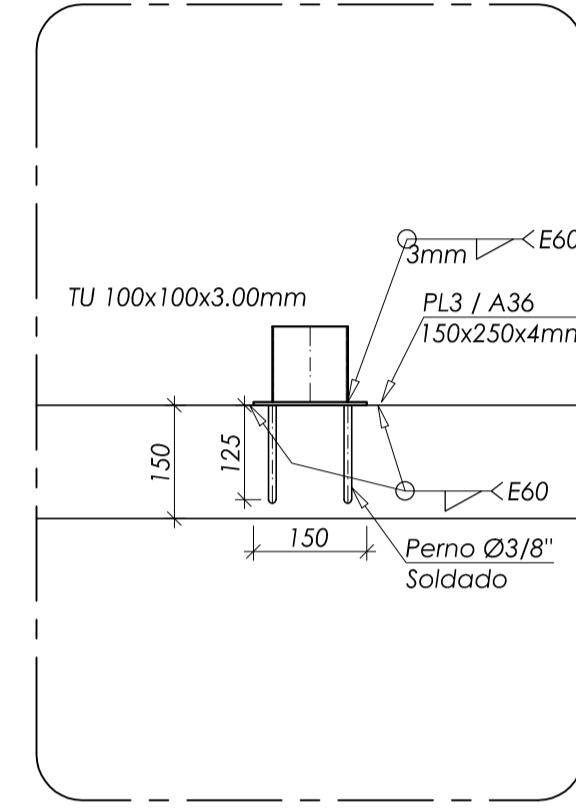
DETALLE 4: DE CANALETA
Escala: 1/5



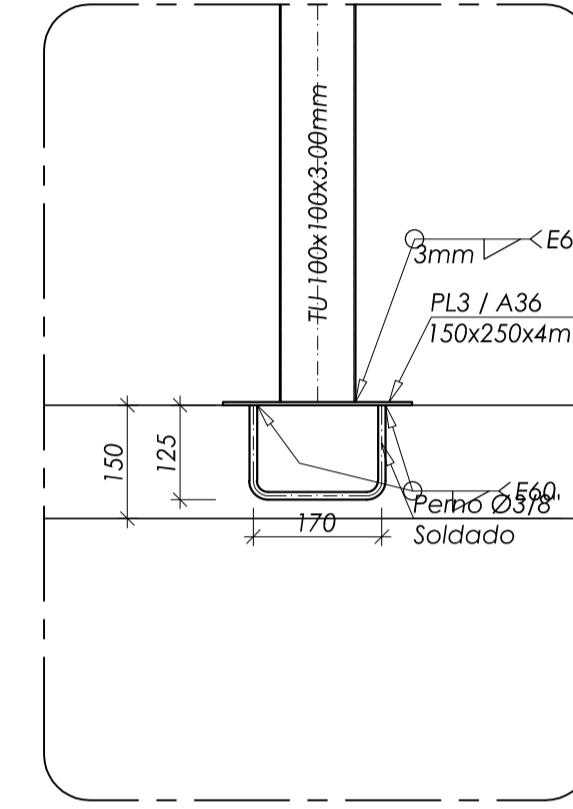
DETALLE 01 / APOYO DE COLUMNETAS EN VIGA
Escala: 1/5



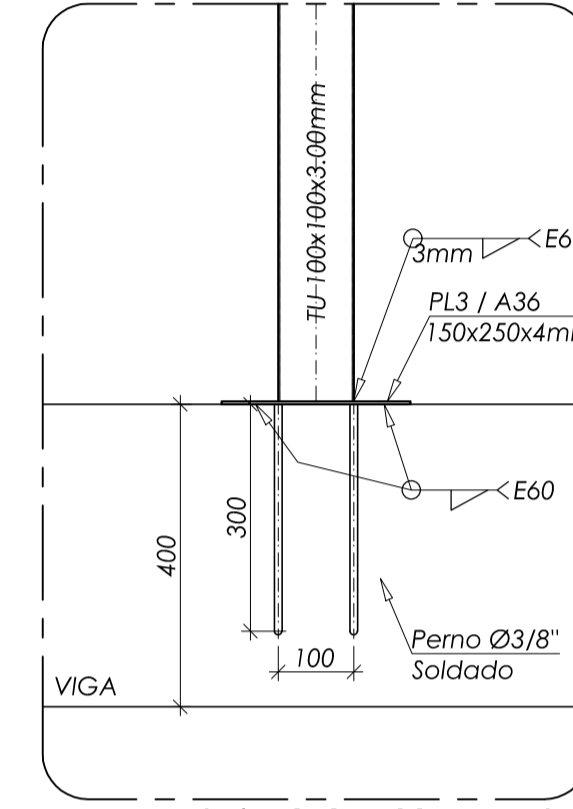
DETALLE 02 / APOYO EN VIGA
Escala: 1/5



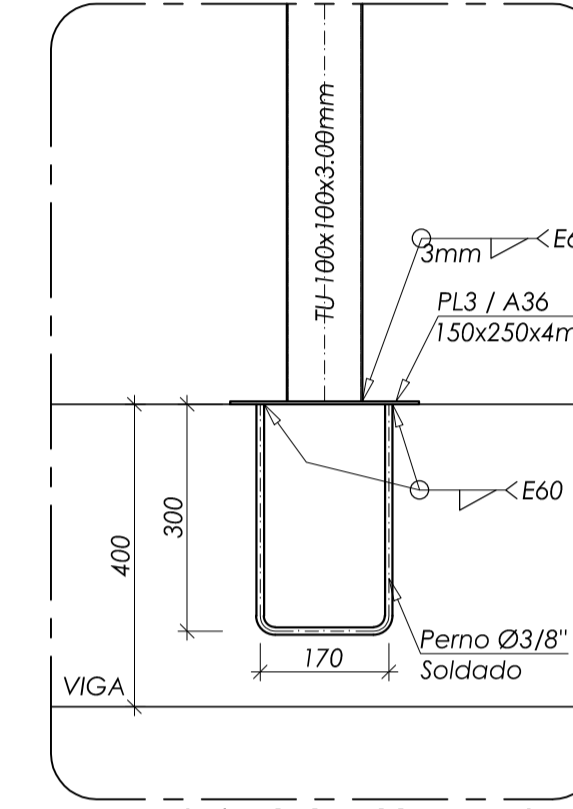
DETALLE 02 / APOYO DE VIGUETA
CORTE X - X
Escala: 1/10



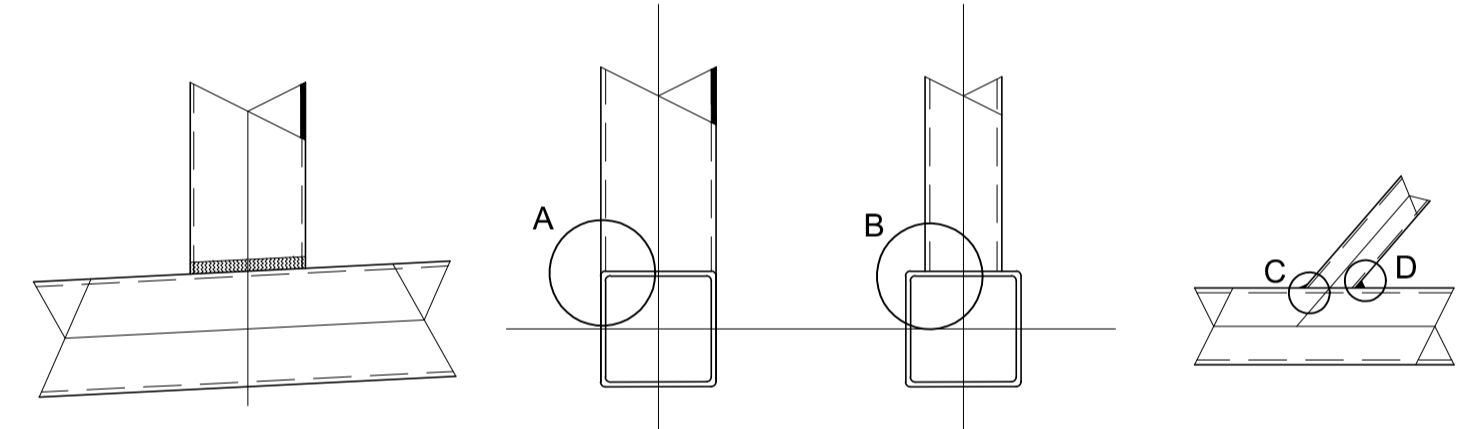
DETALLE 01 / APOYO DE VIGUETA
CORTE Y - Y
Escala: 1/10



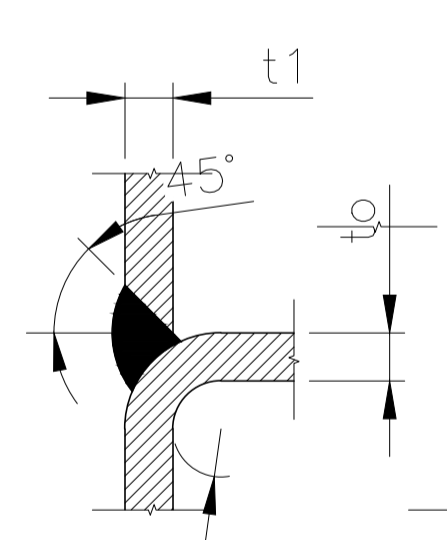
DETALLE 01 / APOYO DE COLUMNETAS
CORTE X - X
Escala: 1/10



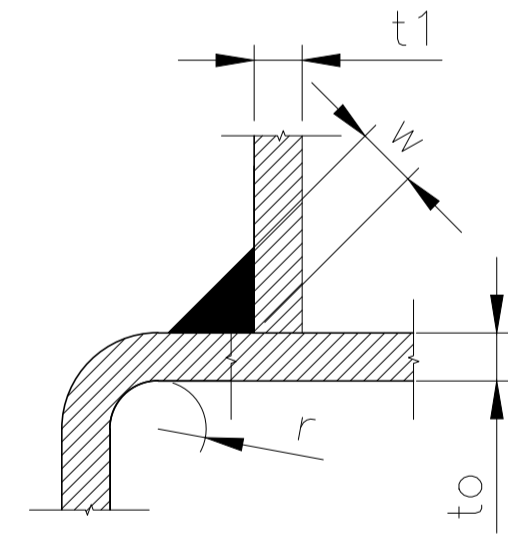
DETALLE 01 / APOYO DE COLUMNETAS
CORTE Y - Y
Escala: 1/10



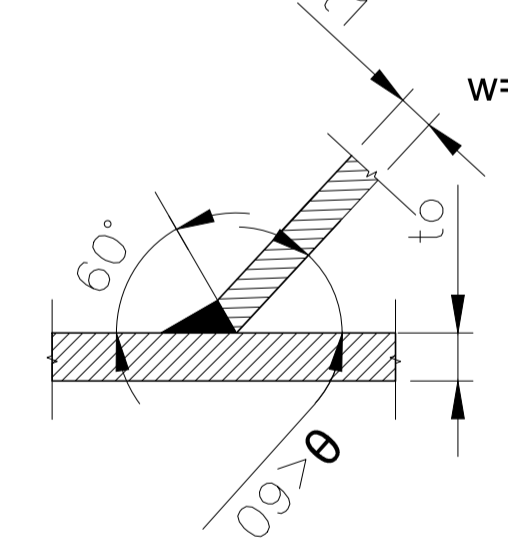
DETALLE SOLDADURA TUBOS.
ESC: 1/10



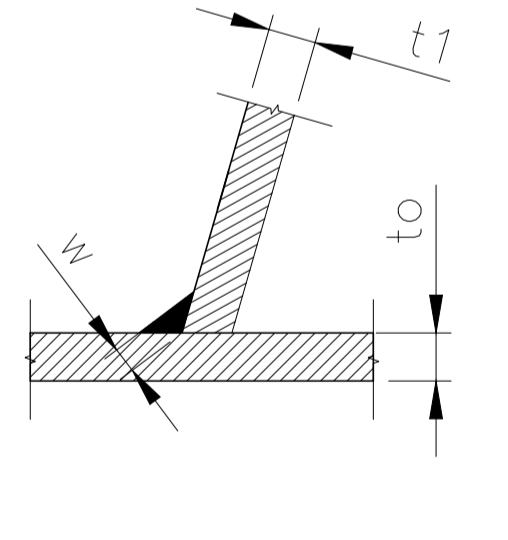
DETALLE A



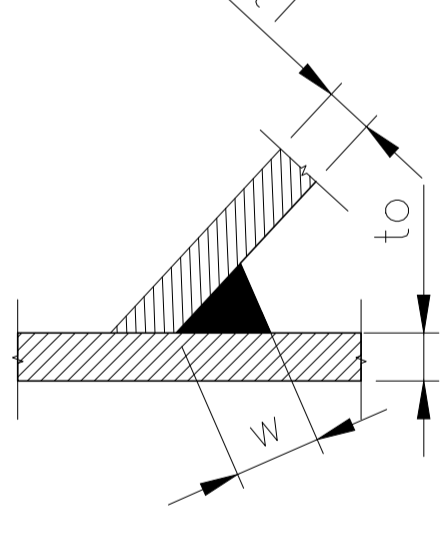
DETALLE B



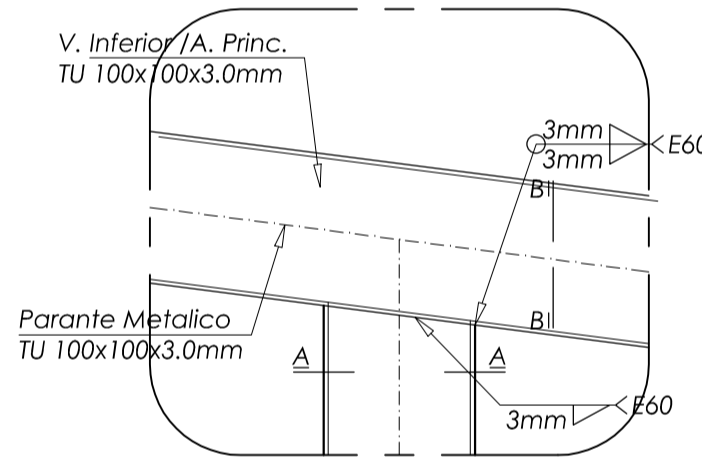
DETALLE SOLDADURA
ESC: 1/1



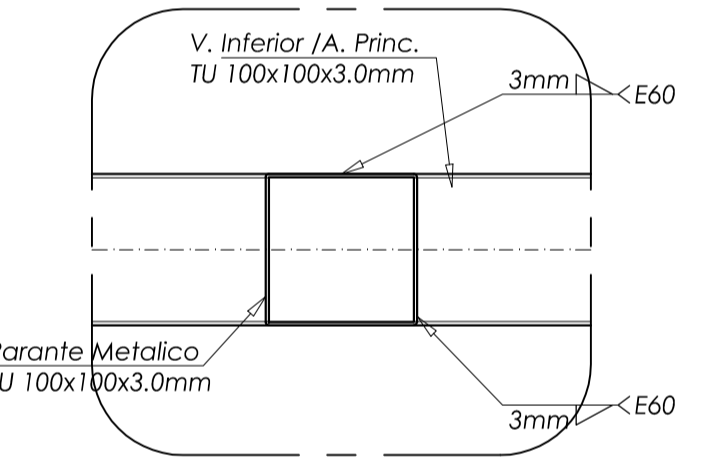
DETALLE C



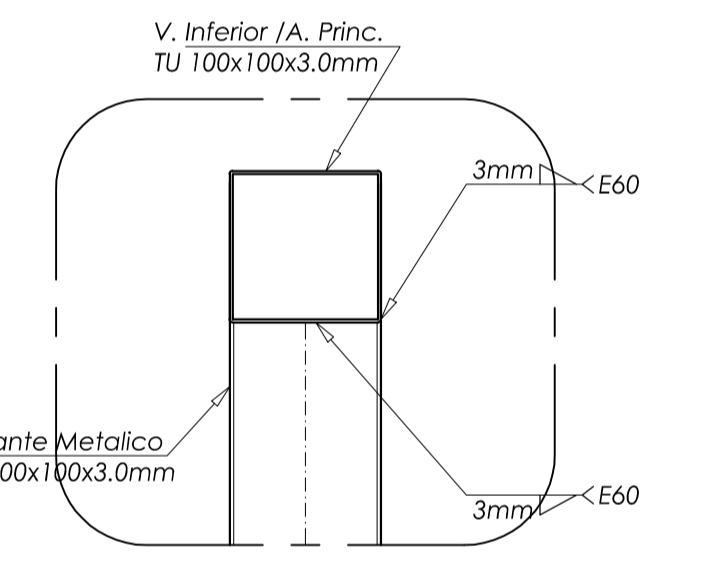
DETALLE D



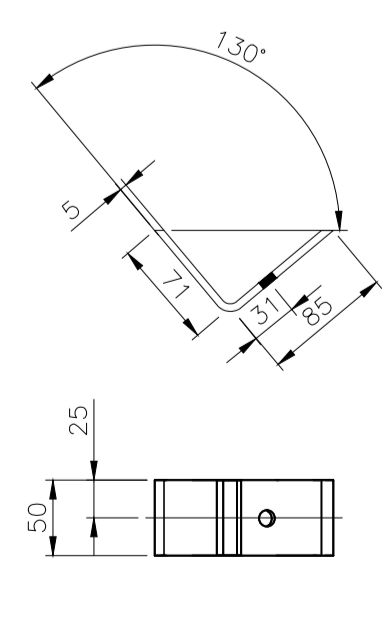
DETALLE 02 / UNION PARANTE - A. PRINC.
Escala: 1/5



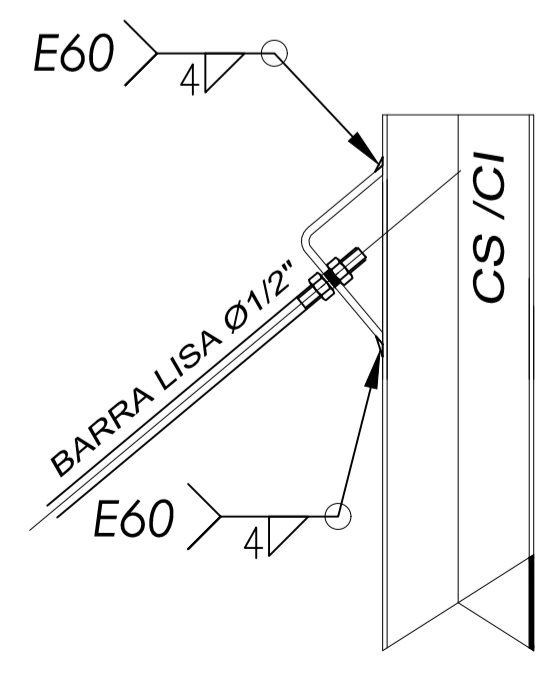
DETALLE 02 / UNION PARANTE - A. PRINC.
CORTE A - A
Escala: 1/5



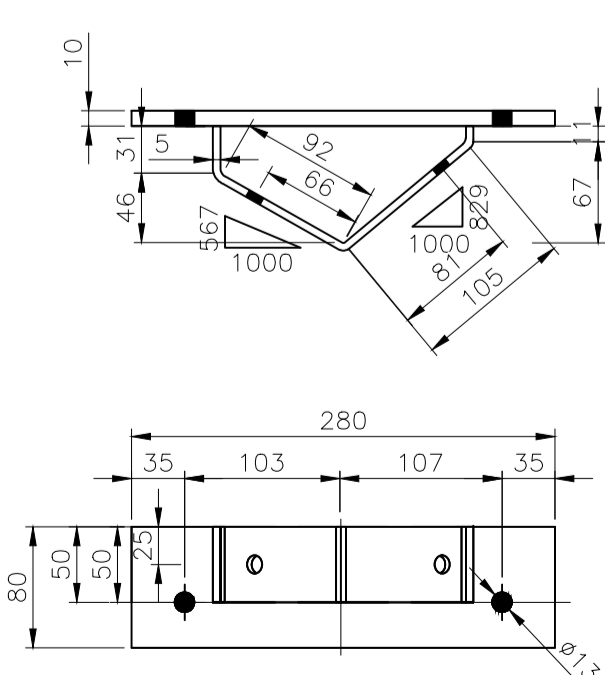
DETALLE 02 / UNION PARANTE - A. PRINC.
CORTE B - B
Escala: 1/5



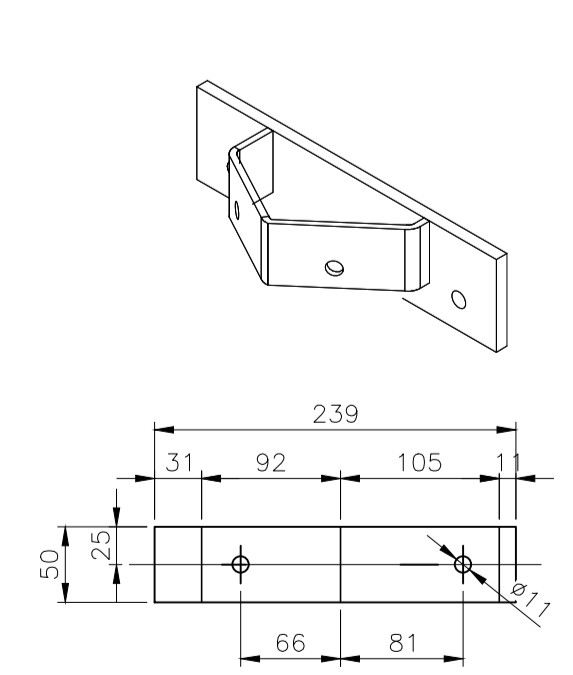
DET.GENERAL1
ESCALA: 1:5



DET.TEMPLADOR
ESCALA: 1:5



DET.GENERAL2
ESCALA: 1:5



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO		
	TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL "PUSHOVER" DE LA INSTITUCION EDUCATIVA VIRGEN DE LA NATIVIDAD, CARABAMBA - JULCAN, 2020"	
	TESISTAS: RICARDO ABEL VASQUEZ MENDOCILLA MARIBI LORENA CASAMAYOR RIOS	
	ASESOR: MG.ING. DURAND BAZÁN ENRIQUE MANUEL	
PLANO: DETALLES DE COBERTURA METÁLICA: MÓDULO-AULAS		
Facultad : Ingeniería Escuela Profesional : Ingeniería Civil	Especialidad: ESTRUCTURAS	Escala: INDICADA JUNIO 2020
		E-06