



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTADA DE INGENIERIA**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

“Análisis Comparativo Entre los Diseños de un Palacio Municipal, Utilizando  
Diferentes Sistemas Estructurales”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR**

BACH. CHACALTANA VIERA, NILVER ALFREDO

**ASESOR**

FARFÁN CÓRDOVA, MARLON

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN**

DISEÑO SÍSMICO - ESTRUCTURAL

TRUJILLO – PERÚ  
2018

**PÁGINA DE JUGADO:**

---

Ing. Hilbe Rojas Salazar  
PRESIDENTE

---

Ing. Javier Ramírez Muñoz  
SECRETARIO

---

Ing. Marlon Farfán Córdova  
VOCAL

## **DEDICATORIA**

*A mis padres, por guiarme en todos  
mis caminos y ser siempre mi mejor  
motivación para salir adelante.*

*A mis amigos, por apoyarme siempre en  
todas mis metas.*

**CHACALTANA VIERA, NILVER**

## **AGRADECIMIENTO**

Mi agradecimiento a la Municipalidad Distrital de Huaso Julcan - La Libertad. por su apoyo en la etapa inicial del estudio de la tesis; en especial a su alcalde EUGENIO CEDANO OTINIANO.

Se agradece también al asesor de la tesis Ing. Marlon Farfán Córdova y a todos los docentes que han contribuido con sus conocimientos e ideas para que la realización de esta tesis se haga posible.

A los jurados, por las recomendaciones y críticas constructivas para mejorar la presente tesis.

**El Autor**

## **RESUMEN**

La presente investigación es con la finalidad de proponer un diseño adecuado a las necesidades del Palacio Municipal del Distrito de Huaso – Provincia de Julcán Región La Libertad, realizando tres diseños como alternativas de solución a la necesidad de diseñar y construir un nuevo palacio municipal; porque actualmente este no cuenta con uno en su propio distrito. Las alternativas de solución fueron: diseño aporticado de concreto armado, diseño aporticado de acero laminado (metálico), diseño aporticado mixto (acero y concreto); se discrimino la mejor alternativa teniendo en cuenta las siguientes variables: el comportamiento estructural, costo directo y tiempo de construcción. Por su puesto, el único fin no es simplemente hacer un diseño para el distrito de Huaso, también es dar a conocer los puntos fuertes del diseño mixto y en acero debido a que no son muy comunes en nuestra Región La Libertad. Al desarrollar los tres diseños se estableció un sistema de pesos relativos para determinar la mejor alternativa de diseño utilizando el criterio del autor, en el que se evidencio las ventajas del diseño mixto sobre los otros dos diseños, manteniendo un balance entre las variables comparables. Sin embargo, se resalta que cada diseño es completamente bueno y cada uno tiene sus propios puntos fuertes

Palabras Clave: Diseño, estructural, cronograma, presupuesto

## ABSTRACT

The present investigation is with the purpose of proposing a design adapted to the needs of the Municipal Palace of the District of Huaso - Province of Julcán, "La Libertad" Region. Realizing three designs as alternative of solutions to the need to design and build a new municipal palace; because currently he does not have one in his own district. The alternatives of solution were: Structural portic system of reinforced concrete, design portic of laminated steel (metallic), design portic mixed (steel and concrete); The best alternative was discriminated taking into account the following variables: the structural behavior, direct cost and construction time. Of course, the only goal is not simply to do the design for the district of Huaso, but also to make known the strengths of mixed design and desing in steel, because they are not very common in our "La Libertad" Region. When developing the three designs, a system of relative weights for established to determine the best design alternative, using the author's criteria, in which the advantages of the mixed design were evidenced over the other two designs, maintaining a balance between the comparable variables. However, it is emphasized that each design is completely good and each has its own strengths.

Keywords: Design, structural, schedule, budget

# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>29</b>
1.1	REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	29
1.2	TRABAJOS PREVIOS.....	29
1.3	TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA .....	33
1.3.1	Normas usadas:.....	33
1.3.1.1	Norma E.020 "Cargas" .....	33
1.3.1.2	Norma E.030 "Diseño Sismorresistente".....	33
1.3.1.3	Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones".....	33
1.3.1.4	Norma E.060 "Concreto Armado" .....	34
1.3.1.5	La Especificación para Edificios de Acero (ANSI/AISC 360).....	34
1.3.2	Textos Utilizados.....	34
1.4	FORMULACIÓN AL PROBLEMA .....	36
1.5	JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO .....	36
1.6	HIPÓTESIS .....	36
1.7	OBJETIVO .....	37
<b>2</b>	<b>MÉTODO .....</b>	<b>38</b>
2.1	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	38
2.2	VARIABLES, OPERACIONALIZACIÓN.....	39
2.2.1	Variable .....	39
2.2.2	Definición conceptual.....	39
2.2.3	Definición operacional.....	39
2.2.4	Dimensiones de la variable .....	39
2.2.4.1	Diseño estructural: .....	39
2.2.4.2	Presupuesto: .....	39
2.2.4.3	Cronograma de ejecución del proyecto: .....	40
2.2.4.4	Análisis Comparativo entre los diseños estructurales: .....	40
2.3	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD .....	40

2.4	MÉTODOS DE ANÁLISIS DE DATO .....	40
2.5	ASPECTOS ÉTICOS.....	40
<b>3</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>41</b>
3.1	DISEÑO ESTRUCTURAL I.....	41
3.1.1	Datos Generales De La Estructura.....	41
3.1.1.1	Normas Consideradas.....	41
3.1.1.2	Acciones Consideradas.....	41
3.1.1.2.1	Gravitatorias.....	41
3.1.1.2.2	Viento.....	41
3.1.1.2.3	Sismo.....	42
3.1.1.2.4	Hipótesis de Carga:.....	42
3.1.1.3	Estados Límite .....	42
3.1.1.4	Situaciones De Proyecto .....	43
3.1.1.4.1	Situaciones persistentes o transitorias.....	43
3.1.1.4.2	Situaciones sísmicas.....	43
3.1.1.4.3	Combinaciones .....	43
3.1.1.5	Datos Geométricos De Grupos Y Plantas.....	45
3.1.2	Estructuración.....	46
3.1.2.1	Sistema Estructural – a porticado de concreto armado.....	46
3.1.2.2	Modelamiento Estructural.....	47
3.1.2.3	Columnas.....	48
3.1.2.3.1	Columnas tipo I .....	48
3.1.2.3.2	Columnas tipo II .....	49
3.1.2.3.3	Columnas tipo III .....	50
3.1.2.4	Vigas.....	51
3.1.2.4.1	Vigas más cargadas en el forjado 1y 2.....	51
3.1.2.4.2	Vigas más cargadas en el forjado 3.....	52
3.1.2.4.3	Vigas más cargadas en el forjado 4 (Cubierta) .....	53
3.1.2.5	Losas .....	54
3.1.2.5.1	Losa aligerada.....	54
3.1.2.5.2	Losa maciza.....	55
3.1.2.6	Cimentación .....	56
3.1.2.6.1	Cimentación más cargada.....	56
3.1.3	Aspectos del diseño sísmico .....	57
3.1.3.1	Datos generales de sismo .....	57
3.1.3.1.1	Parámetros de zonificación sísmica .....	57



3.1.3.2	Espectro de cálculo .....	61
3.1.3.2.1	Coeficiente de Amplificación Sísmico (C) .....	61
3.1.3.2.2	Espectro de diseño de aceleraciones .....	62
3.1.3.3	Coeficientes de participación .....	64
3.1.3.3.1	Representación de los periodos modales .....	65
3.1.3.4	Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta .....	67
3.1.3.4.1	Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta .....	68
3.1.3.5	Corrección por cortante basal.....	70
3.1.3.5.1	Cortante dinámico CQC .....	70
3.1.3.5.2	Cortante basal estático.....	71
3.1.3.5.3	Verificación de la condición de cortante basal .....	72
3.1.3.6	Cortante sísmico combinado por planta.....	72
3.1.3.6.1	Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta .....	72
3.1.4	Desplazamientos .....	75
3.1.4.1	Desplazamientos en dirección X.....	75
3.1.4.2	Desplazamientos en dirección Y.....	76
3.2	DISEÑO ESTRUCTURAL II (APORTICADO DE ACERO LAMINADO).....	77
3.2.1	Datos Generales De La Estructura.....	77
3.2.1.1	Acciones Consideradas.....	77
3.2.1.1.1	Gravitatorias.....	77
3.2.1.1.2	Sismo.....	77
3.2.1.1.3	Hipótesis de carga.....	77
3.2.1.2	Estados Límite .....	77
3.2.1.3	Situaciones De Proyecto .....	78
3.2.1.3.1	Situaciones persistentes o transitorias.....	78
3.2.1.3.2	Situaciones sísmicas.....	78
3.2.1.3.3	Combinaciones .....	78
3.2.1.4	Datos Geométricos De Grupos Y Plantas.....	79
3.2.2	Estructuración.....	80
3.2.2.1	Columnas.....	81
3.2.2.1.1	Columnas tipo I .....	81
3.2.2.2	Vigas.....	82
3.2.2.2.1	Vigas más cargadas en el forjado 1y 2 .....	82
3.2.2.2.2	Vigas más cargadas en el forjado 3.....	82
3.2.2.2.3	Vigas más cargadas en el forjado 4 (Cubierta) .....	83
3.2.2.3	Losas .....	83
3.2.2.3.1	Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 1y2 .....	83
3.2.2.3.2	Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 3.....	84

3.2.2.3.3	Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 4 .....	84
3.2.2.4	Cimentación .....	85
3.2.2.4.1	Cimentación más cargada .....	85
3.2.3	Aspectos del diseño sísmico .....	87
3.2.3.1	Datos generales de sismo .....	87
3.2.3.1.1	Parámetros de zonificación sísmica .....	87
3.2.3.2	Espectro de cálculo .....	91
3.2.3.2.1	Espectro elástico de aceleraciones .....	91
3.2.3.2.2	Espectro de diseño de aceleraciones .....	92
3.2.3.3	Coefficientes de participación .....	93
3.2.3.3.1	Representación de los periodos modales .....	94
3.2.3.4	Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta .....	95
3.2.3.4.1	Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta .....	95
3.2.3.5	Corrección por cortante basal .....	98
3.2.3.5.1	Cortante dinámico CQC .....	98
3.2.3.5.2	Cortante basal estático $V_s$ .....	99
3.2.3.5.3	Verificación de la condición de cortante basal .....	100
3.2.3.6	Cortante sísmico combinado por planta .....	101
3.2.3.6.1	Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta .....	101
3.2.3.6.2	Cortantes sísmicos máximos por planta .....	102
3.2.3.6.3	Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta .....	103
3.2.4	Desplazamientos .....	104
3.2.4.1	Desplazamientos en dirección X .....	104
3.2.4.2	Desplazamientos en dirección Y .....	105
3.3	DISEÑO ESTRUCTURAL III (MIXTO) .....	106
3.3.1	Datos Generales De La Estructura .....	106
3.3.1.1	Acciones Consideradas .....	106
3.3.1.1.1	Gravitatorias .....	106
3.3.1.1.2	Sismo .....	106
3.3.1.2	Estados Límite .....	106
3.3.1.3	Situaciones De Proyecto .....	107
3.3.1.3.1	Situaciones persistentes o transitorias .....	107
3.3.1.3.2	Situaciones sísmicas .....	107
3.3.1.3.3	Combinaciones .....	107
3.3.1.4	Datos Geométricos De Grupos Y Plantas .....	108
3.3.2	Estructuración .....	109
3.3.2.1	COLUMNAS .....	110

3.3.2.1.1	Columnas tipo I .....	110
3.3.2.1.2	Columnas tipo II .....	111
3.3.2.2	Vigas .....	112
3.3.2.3	Losas .....	114
3.3.2.4	Cimentación .....	116
3.3.2.4.1	Cimentación más cargada .....	116
3.3.3	Aspectos del diseño sísmico .....	117
3.3.3.1	Datos generales de sismo .....	117
3.3.3.1.1	Parámetros de zonificación sísmica .....	117
3.3.3.2	Espectro de cálculo .....	121
3.3.3.2.1	Espectro elástico de aceleraciones .....	121
3.3.3.2.2	Espectro de diseño de aceleraciones .....	121
3.3.3.3	Coefficientes de participación .....	122
3.3.3.3.1	Representación de los periodos modales dinámicos .....	123
3.3.3.4	Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta .....	123
3.3.3.4.1	Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta .....	124
3.3.3.5	Corrección por cortante basal .....	126
3.3.3.5.1	Cortante dinámico CQC .....	126
3.3.3.5.2	Cortante basal estático .....	127
3.3.3.5.3	Verificación de la condición de cortante basal .....	128
3.3.3.6	Cortante sísmico combinado por planta .....	128
3.3.3.6.1	Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta .....	129
3.3.3.6.2	Cortantes sísmicos máximos por planta .....	130
3.3.3.6.3	Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta .....	131
3.3.4	Desplazamientos .....	132
3.3.4.1	Desplazamientos en dirección X .....	132
3.3.4.2	Desplazamientos en dirección Y .....	133
3.4	RESUMEN DE LOS RESULTADOS DEL DISEÑO DE TODAS LAS ALTERNATIVAS .....	134
3.5	RESUMEN DE METRADOS DE TODAS LAS ALTERNATIVAS .....	139
3.5.1	Alternativa 1 .....	139
3.5.1.1	Cimentación .....	139
3.5.1.2	Resumen de metrados - Forjados o niveles, alternativa 1 .....	140
3.5.2	Alternativa 2 .....	142
3.5.2.1	Cimentación .....	142
3.5.2.2	Resumen de metrados - Forjados o niveles, alternativa 2 .....	143
3.5.3	Alternativa 3 .....	144
3.5.3.1	Cimentación .....	144

3.5.3.2	Resumen de metrados - Forjados o niveles, alternativa 3 .....	146
3.5.3.3	Total, obra - Superficie total: 701.87 m <sup>2</sup> .....	146
3.6	<b>PRESUPUESTO .....</b>	<b>147</b>
3.6.1	Resumen De Presupuesto De Alternativa N° 1 .....	147
3.6.2	Resumen de Presupuesto de Alternativa N° 2.....	149
3.6.3	Resumen de Presupuesto de Alternativa N° 3.....	151
3.7	<b>CRONOGRAMA DE PROYECTO DE OBRA .....</b>	<b>153</b>
3.7.1	Cronograma de Proyecto de Obra de Alternativa N°1 .....	153
3.7.2	Cronograma de Proyecto de Obra de Alternativa N°2 .....	154
3.7.3	Cronograma de Proyecto de Obra de Alternativa N°3 .....	155
<b>4</b>	<b>DISCUSIÓN .....</b>	<b>156</b>
4.1	COMPARACIÓN SOBRE EL DISEÑO ESTRUCTURAL .....	156
4.1.1	Periodos de Vibración .....	156
4.1.2	Porcentaje de masa desplazada por cada modo en dirección del análisis.....	157
4.1.3	Cortante basal de Diseño.....	159
4.1.4	Porcentaje de absorción de cortante sísmica de cada dirección de análisis .....	160
4.1.5	Máximos desplazamientos por cada alternativa .....	162
4.2	COMPARACIÓN RESPECTO AL COSTO DIRECTO.....	163
4.3	ANÁLISIS COMPARATIVO RESPECTO AL TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN .....	168
4.4	EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS .....	169
4.4.1	Sistema de puntuación.....	169
4.4.2	Evaluación de diseños, por medio de pesos relativos .....	170
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>172</b>
<b>6</b>	<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>175</b>

<b>7</b>	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>176</b>
<b>8</b>	<b>ANEXOS.....</b>	<b>178</b>
8.1	ANEXO N°1: COMPROBACIONES DE DISEÑO.....	178
8.2	COMPROBACIONES DE ALTERNATIVA 1 .....	179
8.2.1	Diseño De Columnas .....	179
8.2.1.1	Comprobaciones Del Pilar más Cargado (Columna tipo III) .....	179
8.2.1.1.1	Comprobación de forjado 1 .....	181
8.2.1.1.2	Estado Límite De Agotamiento Frente A Solicitaciones Normales (Combinaciones Sísmicas) (Nte E.060:2009, Artículo 10) .....	181
8.2.1.1.3	Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21) .....	189
8.2.2	Diseño De Vigas .....	196
8.2.2.1	Vigas más Representativas del Forjado 1y2.....	196
8.2.2.1.1	Comprobaciones de la viga en el tramo más crítico.....	199
8.2.3	DISEÑO DE LOSAS .....	214
8.2.3.1	Momentos de diseño (momento XY (t.m/m) 1.4pp+1.4cm+1.7Qa) .....	214
8.2.3.1.1	Forjado 1y2 .....	214
8.2.3.1.2	Forjado 3.....	214
8.2.3.1.3	Forjado 4 (Cubierta) .....	215
8.2.3.2	Armado de losas .....	215
8.2.3.2.1	Forjado 1y2 .....	215
8.2.3.2.2	Modelo estructural de losa – forjados 1y2 .....	216
8.2.3.2.3	Forjado 3.....	216
8.2.3.2.4	Modelo estructural de losa .....	217
8.2.3.2.5	Forjado 4.....	217
8.2.3.2.6	Modelo estructural de losa .....	218
8.2.4	Diseño De Cimentación .....	218
8.2.4.1	Comprobaciones de diseño de zapata más cargada (C9) .....	219
8.2.4.2	Tensiones sobre el terreno .....	222
8.2.4.3	Flexión en la zapata .....	222
8.2.4.4	Cortante en la Zapata.....	222
8.2.4.5	Compresión oblicua en la zapata:.....	223
8.2.4.6	Canto mínimo.....	223
8.2.4.7	Cuantía geométrica mínima.....	223
8.2.4.8	Diámetro mínimo de las barras.....	224
8.2.4.9	Longitud de anclaje: .....	224
8.2.4.10	Datos adicionales .....	224

8.3	COMPROBACIONES DE ALTERNATIVA 2 (APORTICADO DE ACERO LAMINADO) .....	225
8.3.1	Diseño De Columnas .....	225
8.3.1.1	Comprobaciones Del Pilar más Cargado (Pilar C11) .....	225
8.3.1.1.1	Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E) .....	225
8.3.1.1.2	Resistencia a compresión (Capítulo E) .....	226
8.3.1.1.3	Resistencia a flexión eje X (Capítulo F) .....	229
8.3.1.1.4	Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F) .....	231
8.3.1.1.5	Resistencia a corte X (Capítulo G) .....	232
8.3.1.1.6	Resistencia a corte Y (Capítulo G) .....	233
8.3.1.1.7	Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H) .....	234
8.3.2	Diseño De Vigas .....	238
8.3.2.1	Vigas más Representativa (Forjado 3 – Pórtico 3) .....	238
8.3.2.1.1	Comprobaciones de la viga en el tramo más crítico .....	239
8.3.2.2	DISEÑO DE VIGAS INCLINADAS ENTRE NIVELES .....	248
8.3.2.2.1	Comprobación de viga diagonal de Arriostramiento entre Cimentación Y Nivel 1 (C10-C13) .....	248
8.3.3	DISEÑO DE LOSAS .....	264
8.3.3.1	Diagramas de envolventes y cortantes de Viguetas en Cada nivel .....	264
8.3.3.1.1	nivel 1 .....	264
8.3.3.1.2	nivel 2 .....	265
8.3.3.1.3	nivel 3 .....	266
8.3.3.1.4	nivel 4 .....	267
8.3.3.2	Comprobación de losas .....	268
8.3.3.2.1	losa nivel1 .....	268
8.3.4	Diseño de Uniones .....	273
8.3.4.1	Especificaciones para uniones soldadas .....	273
8.3.4.1.1	Norma: .....	273
8.3.4.1.2	Materiales: .....	273
8.3.4.1.3	Definiciones para soldaduras en ángulo: .....	273
8.3.4.1.4	Disposiciones constructivas: .....	273
8.3.4.1.5	Comprobaciones: .....	275
8.3.4.2	Especificaciones para uniones atornilladas .....	275
8.3.4.2.1	Norma: .....	275
8.3.4.2.2	Materiales: .....	275
8.3.4.2.3	Disposiciones constructivas: .....	276
8.3.4.2.4	Comprobaciones: .....	277
8.3.4.3	Referencias y simbología .....	277
8.3.4.3.1	Método de representación de soldaduras .....	277
8.3.4.3.2	Referencia .....	278

8.3.4.3.3	Método de representación de los tornillos de una unión .....	278
8.3.4.4	Relación .....	279
8.3.4.5	Diseño de unión más usada (Unión tipo 5) .....	279
8.3.4.5.1	Alcance .....	279
8.3.4.5.2	Detalle.....	280
8.3.4.5.3	Descripción de los componentes de la unión .....	285
8.3.4.5.4	Comprobación.....	287
8.3.4.5.5	Viga (a) IPE360.....	290
8.3.4.6	Comprobaciones para los tornillos.....	291
8.3.5	DISEÑO DE CIMENTACIÓN .....	299
8.3.5.1	Comprobaciones de diseño de zapata más cargada (C9) .....	299
8.3.5.1.1	Tensiones sobre el terreno .....	300
8.3.5.1.2	Flexión en la zapata .....	301
8.3.5.1.3	Cortante en la Zapata.....	301
8.3.5.1.4	Compresión oblicua en la zapata:.....	301
8.3.5.1.5	Canto mínimo.....	301
8.3.5.1.6	Espacio para anclar arranques en cimentación .....	302
8.3.5.1.7	Cuantía geométrica mínima.....	302
8.3.5.1.8	Información adicional .....	302
8.3.6	Diseño de pernos de Anclaje .....	303
8.3.6.1	Placa de anclaje más común C11 .....	303
8.3.6.1.1	Comprobaciones de placa de anclaje .....	305
8.4	COMPROBACIONES DE ALTERNATIVA 3 (APORTICADO MIXTO – ACERO Y CONCRETO).....	307
8.4.1	Diseño De Columnas .....	307
8.4.1.1	Comprobaciones Del Pilar Lateral más Cargado (C10- Solo el forjado 4).....	307
8.4.1.1.1	Estado Límite De Agotamiento Frente A Solicitaciones Normales (Combinaciones Sísmicas) (Nte E.060:2009, Artículo 10).....	308
8.4.1.1.2	Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21) .....	313
8.4.2	Diseño De Vigas .....	318
8.4.2.1	Vigas más Representativas del Forjado 4 (Pórtico 7 dirección Y) .....	318
8.4.2.1.1	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA .....	320
8.4.2.1.2	COMPROBACIONES DE FLECHA .....	327
8.4.3	DISEÑO DE LOSAS .....	328
8.4.3.1	Comprobaciones de vigueta más cargada nivel 4.....	328
8.4.3.1.1	Resistencia a flexión eje X (Capítulo F) .....	329
8.4.3.1.2	Resistencia a corte Y (Capítulo G) .....	331
8.4.4	Diseño De Cimentación .....	333

8.4.4.1	Diseño de zapatas.....	334
8.4.4.1.1	Comprobaciones de diseño de zapata más cargada (C9) .....	336
8.4.4.2	Diseño de Viga de cimentación .....	338
8.4.4.2.1	Comprobaciones de diseño de viga de cimentación (C9-C10).....	340
8.4.4.2.2	Información adicional .....	341
8.5	ANEXO N°2: RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS .....	342
8.6	ANEXO N°3: PLANOS .....	343



## ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 3-1: CARGAS GRAVITATORIAS DE DISEÑO POR NIVEL .....	41
CUADRO 3-2 :ESTADOS LIMITE DE ROTURA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.....	44
CUADRO 3-3: DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS .....	45
CUADRO 3-4: CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR U.....	59
CUADRO 3-5: FACTOR DE SUELO S .....	60
CUADRO 3-6: PERIODOS "TP" Y "TL" .....	60
CUADRO 3-7: COEFICIENTES DE PARTICIPACIÓN .....	64
CUADRO 3-8: HIPOTESIS DE SISMO X1 .....	67
CUADRO 3-9: HIPÓTESIS DE SISMO Y1 .....	67
CUADRO 3-10 CENTRO DE MASAS, CENTRO DE RIGIDEZ Y EXCENTRICIDADES DE CADA PLANTA .....	67
CUADRO 3-11: CORTANTE BASAL DINAMICO - SISMO X1 .....	70
CUADRO 3-12: CORTANTE BASAL DINÁMICO - SISMO Y1 .....	70
CUADRO 3-13: METRADO DE CARGAS POR NIVEL .....	71
CUADRO 3-14: FACTOR DE MODIFICACIÓN 0.8Vs/Vd.....	72
CUADRO 3-15: HIPÓTESIS SÍSMICA: SISMO X1.....	73
CUADRO 3-16: HIPÓTESIS SÍSMICA: SISMO Y1 .....	73
CUADRO 3-21: DESPLAZAMIENTOS DE EJE 1 .....	75
CUADRO 3-22: DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 2 .....	75
CUADRO 3-23: DESPLAZAMIENTOS DE EJE 3.....	75
CUADRO 3-24: DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN A.....	76
CUADRO 3-25: DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN B.....	76
CUADRO 3-26: DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN C.....	76
CUADRO 3-27: DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN D.....	76
CUADRO 3-28: DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN E.....	76
CUADRO 3-29: ACCIONES CONSIDERADAS GRAVITATORIAS POR NIVEL .....	77
CUADRO 3-30: E.L.U. DE ROTURA. HORMIGÓN EN CIMENTACIONES .....	78
CUADRO 3-31: E.L.U. DE ROTURA. ACERO LAMINADO .....	78
CUADRO 3-32: TENSIONES SOBRE EL TERRENO .....	79
CUADRO 3-33: DESPLAZAMIENTOS .....	79
CUADRO 3-34: DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS.....	79
CUADRO 3-35: CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR U.....	89
CUADRO 3-36: FACTOR DE SUELO S .....	90
CUADRO 3-37: PERIODOS "TP" Y "TL" .....	90
CUADRO 3-38: COEFICIENTES DE PARTICIPACION.....	93
CUADRO 3-39: HIPÓTESIS SISMO X1 .....	94
CUADRO 3-40: HIPÓTESIS SISMO Y1 .....	94
CUADRO 3-41: CENTRO DE MASAS, CENTRO DE RIGIDEZ Y EXCENTRICIDADES DE CADA PLANTA .....	95
CUADRO 3-42:CORTANTE BASAL DINÁMICO (Vd) SEGÚN LA HIPÓTESIS SÍSMICA (X) .....	98
CUADRO 3-43: CORTANTE BASAL DINÁMICO (Vd) SEGÚN LA HIPÓTESIS SÍSMICA (Y) .....	98

CUADRO 3-44: CORTANTE BASAL ESTÁTICO (Vs) .....	100
CUADRO 3-45: VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE CORTANTE BASAL.....	100
CUADRO 3-46: HIPÓTESIS SÍSMICA: SISMO X1 .....	101
CUADRO 3-47: HIPÓTESIS SÍSMICA: SISMO Y1 .....	101
CUADRO 3-48: PORCENTAJE DE CORTANTE SÍSMICO RESISTIDO POR TIPO DE SOPORTE – SISMO X.....	103
CUADRO 3-49: PORCENTAJE DE CORTANTE SÍSMICO RESISTIDO POR TIPO DE SOPORTE – SISMO Y.....	103
CUADRO 3-50: DESPLAZAMIENTOS EN EJE 1 .....	104
CUADRO 3-51: DESPLAZAMIENTOS EN EJE 2.....	104
CUADRO 3-52: DESPLAZAMIENTOS EN EJE 3.....	104
CUADRO 3-53: DESPLAZAMIENTOS EN EJE A.....	105
CUADRO 3-54: DESPLAZAMIENTOS EN EJE B.....	105
CUADRO 3-55: DESPLAZAMIENTOS EN EJE C .....	105
CUADRO 3-56: DESPLAZAMIENTOS EN EJE D .....	105
CUADRO 3-57: DESPLAZAMIENTOS EN EJE E.....	105
CUADRO 3-58: ACCIONES GRAVITATORIAS POR NIVEL .....	106
CUADRO 3-59: E.L.U. DE ROTURA. HORMIGÓN EN CIMENTACIONES .....	107
CUADRO 3-60: E.L.U. DE ROTURA. ACERO LAMINADO .....	107
CUADRO 3-61: TENSIONES SOBRE EL TERRENO .....	108
CUADRO 3-62: DESPLAZAMIENTOS .....	108
CUADRO 3-63: DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS .....	108
CUADRO 3-64: CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR U.....	119
CUADRO 3-65: FACTOR DE SUELO S .....	120
CUADRO 3-66: PERIODOS “Tp” Y “TL”.....	120
CUADRO 3-67: HIPOTESIS MODAL DE SISMO X1 .....	123
CUADRO 3-68: HIPOTESIS MODAL DE SISMO Y1 .....	123
CUADRO 3-69: CENTRO DE MASAS, CENTRO DE RIGIDEZ Y EXCENRICIDADES .....	123
CUADRO 3-70: CORTANTE DINAMICO SISMO EN X.....	126
CUADRO 3-71: CORTANTE DINAMICO SISMO EN Y.....	126
CUADRO 3-72: CORTANTE BASAL ESTÁTICO (Vs) .....	127
CUADRO 3-73: VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE CORTANTE BASAL.....	128
CUADRO 3-74: CORTANTE SÍSMICO COMBINADO Y FUERZA SÍSMICA EQUIVALENTE POR PLANTA SISMO EN X.....	129
CUADRO 3-75: CORTANTE SÍSMICO COMBINADO Y FUERZA SÍSMICA EQUIVALENTE POR PLANTA SISMO EN Y.....	129
CUADRO 3-76: PORCENTAJE DE CORTANTE SÍSMICO RESISTIDO POR TIPO DE SOPORTE Y POR PLANTA: SISMO X1 .....	131
CUADRO 3-77: PORCENTAJE DE CORTANTE SÍSMICO RESISTIDO POR TIPO DE SOPORTE Y POR PLANTA: SISMO Y1 .....	131
CUADRO 3-78: DESPLAZAMIENTOS EJE 1.....	132
CUADRO 3-79: DESPLAZAMIENTOS EJE 2.....	132
CUADRO 3-80: DESPLAZAMIENTOS EJE 3.....	132
CUADRO 3-81: DESPLAZAMIENTOS EJE A .....	133
CUADRO 3-82: DESPLAZAMIENTOS EJE B .....	133
CUADRO 3-83: DESPLAZAMIENTOS EJE C .....	133

CUADRO 3-84: DESPLAZAMIENTOS EJE D .....	133
CUADRO 3-85: DESPLAZAMIENTOS EJE E .....	133
CUADRO 3-86: COEFICIENTES DE PARTICIPACIÓN.....	134
CUADRO 3-87: CORTANTE BASAL DE CADA ALTERNATIVA .....	136
CUADRO 3-88: PORCENTAJE DE CORTANTE SÍSMICO RESISTIDO POR TIPO DE SOPORTE Y POR PLANTA.....	137
CUADRO 3-89: MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS .....	138
CUADRO 3-90: PESO DE LA ESTRUCTURA .....	138
CUADRO 3-91: RESUMEN DE METRADOS – ZAPATAS, ALTERNATIVA 1 .....	139
CUADRO 3-92: RESUMEN DE METRADOS – VIGAS DE CIMIENTACION, ALTERNATIVA 1 .....	140
CUADRO 3-93: RESUMEN DE METRADOS – FORJADO 1 - SUPERFICIE TOTAL: 150.22 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 1 .....	140
CUADRO 3-94: RESUMEN DE METRADOS –FORJADO 2 - SUPERFICIE TOTAL: 150.22 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 1 .....	141
CUADRO 3-95: RESUMEN DE METRADOS – FORJADO 3 - SUPERFICIE TOTAL: 164.18 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 1 .....	141
CUADRO 3-96: RESUMEN DE METRADOS – FORJADO 4 - SUPERFICIE TOTAL: 176.52 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 1 .....	141
CUADRO 3-97: RESUMEN DE METRADOS – TOTAL, OBRA-SUPERFICIE TOTAL: 176.52 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 1 .....	141
CUADRO 3-98: RESUMEN DE METRADOS – ZAPATAS, ALTERNATIVA 2 .....	142
CUADRO 3-99: RESUMEN DE METRADOS – VIGAS DE CIMIENTACION, ALTERNATIVA2.....	142
CUADRO 3-100: RESUMEN DE METRADOS – PERNOS DE ANCLAJE, ALTERNATIVA2 .....	142
CUADRO 3-101: RESUMEN DE METRADOS – PLACAS DE ANCLAJE .....	143
CUADRO 3-102: RESUMEN DE METRADOS – CIMIENTACION SUPERFICIE TOTAL 24.48M <sup>2</sup> .....	143
CUADRO 3-103: RESUMEN DE METRADOS - NIVEL 1 - SUPERFICIE TOTAL 164.31 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 2 .....	143
CUADRO 3-104: RESUMEN DE METRADOS - NIVEL 2 - SUPERFICIE TOTAL 164.31 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 2 .....	143
CUADRO 3-105: RESUMEN DE METRADOS - NIVEL 3 - SUPERFICIE TOTAL 178.83 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 2 .....	143
CUADRO 3-106: : RESUMEN DE METRADOS - NIVEL 4 - SUPERFICIE TOTAL 169.03 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 2 .....	144
CUADRO 3-107: RESUMEN DE METRADOS - TOTAL OBRA -SUPERFICIE TOTAL 700.96 M <sup>2</sup> , ALTERNATIVA 2.....	144
CUADRO 3-108: RESUMEN DE METRADOS – ZAPATAS, ALTERNATIVA 3 .....	144
CUADRO 3-109: RESUMEN DE METRADOS – VIGAS DE CIMIENTACION, ALTERNATIVA 3 .....	145
CUADRO 3-110: RESUMEN DE METRADOS - CIMIENTACION - SUPERFICIE TOTAL 25.03 M <sup>3</sup> .....	145
CUADRO 3-111: RESUMEN DE METRADOS - FORJADO 1 - SUPERFICIE TOTAL 163.36 M <sup>2</sup> .....	146
CUADRO 3-112: RESUMEN DE METRADOS - FORJADO 2 - SUPERFICIE TOTAL 163.36 M <sup>2</sup> .....	146
CUADRO 3-113: RESUMEN DE METRADOS - FORJADO 3 - SUPERFICIE TOTAL 179.75 M <sup>2</sup> .....	146
CUADRO 3-114: RESUMEN DE METRADOS – FORJADO 4 – SUPERFICIE TOTAL 170.37M <sup>2</sup> .....	146
CUADRO 3-115: RESUMEN DE METRADOS – TOTAL, OBRA – SUPERFICIE TOTAL 701.87M <sup>2</sup> .....	146
CUADRO 4-1: ANALISIS COMPARATIVO - COSTO DE CADA ALTERNATIVA .....	167
CUADRO 4-2: ANALISIS COMPARATIVO - TIEMPO DE CONSTRUCCION .....	168
CUADRO 4-3: PESOS RELATIVOS POR VARIABLE DE DISEÑO .....	169
CUADRO 4-4: CALIFICACION DE DISEÑO .....	169
CUADRO 4-5: SISTEMA DE CALIFICACION.....	169
CUADRO 4-6: PESOS RELATIVOS – DISEÑO ESTRUCTURAL .....	170
CUADRO 4-7: PESOS RELATIVOS – COSTO DIRECTO TOTAL.....	170
CUADRO 4-8: PESOS RELATIVOS – TIEMPO DE CONSTRUCCION .....	170

CUADRO 4-9: EVALUACION DE PESOS RELATIVOS POR VARIABLE DE DISEÑO.....	171
CUADRO 8-1 DATOS DE COLUMNA TIPO III- FORJADO 4 .....	179
CUADRO 8-2 DATOS DE COLUMNA TIPO III -FORJADO 3 .....	179
CUADRO 8-3 DATOS DE COLUMNA TIPO III - FORJADO 2 .....	180
CUADRO 8-4 DATOS DE COLUMNA TIPO III - FORJADO 1 .....	180
CUADRO 8-5: EQUILIBRIO DE LA SECCION DE ESFUERZOS DE AGOTAMIENTO.....	187
CUADRO 8-6: EXCENTRICIDADES DE LAS RESULTANTES A COMPRESION Y TRACCION DE LA SECCION DE LOS ESFUERZOS DE AGOTAMIENTO .....	188
CUADRO 8-7 MOMENTOS RESISTENTES NOMINALES A FLEXION DE LAS VIGAS QUE LLEGAN AL NUDO.....	193
CUADRO 8-8 RESISTENCIA NOMINAL A FLEXION DEL ELEMENTO .....	195
CUADRO 8-9 ANÁLISIS DE TRAMO MÁS CRÍTICO DEL PÓRTICO 3 FORJADO 1Y2 .....	198
CUADRO 8-10 DATOS DE LA VIGA - TRAMOS MAS CRITICO .....	199
CUADRO 8-11: EQUILIBRIO DE LA SECCION DE LA VIGA PARA LAS SOLICITANTES DE CALCULO PESIMO.....	203
CUADRO 8-12 EXCENTRICIDADES RESULTANTES A TRACCION Y COMPRESION DE LOS MATERIALES EN LA VIGA .....	203
CUADRO 8-13 RESISTENCIA A MOMENTO POSITIVO EN LA CARA DEL NUDO .....	209
CUADRO 8-14 EQUILIBRIO DE LA SECCION PARA LOS ESFUERZOS SOLICITANTES SIN CONSIDERAR LA RESISTENCIA A TRACCION DEL HORIZON .....	210
CUADRO 8-15 FLECHA RORAL MAXIMA PRODUCIDA A PARTIR DEL INSTANTE "3 MESES" .....	213
CUADRO 8-16 TENSIONES SOBRE EL TERRENO .....	222
CUADRO 8-17: FLEXION EN LA ZAPATA .....	222
CUADRO 8-18 CORTANTE EN LA ZAPATA .....	222
CUADRO 8-19: COMPRESION OBLICUA EN LA ZAPATA.....	223
CUADRO 8-20: CANTO MINIMO .....	223
CUADRO 8-21: CUANTIA GEOMETRICA MINIMA.....	223
CUADRO 8-22: DIAMETRO MINIMO DE LAS BARRAS .....	224
CUADRO 8-23: LONGITUD DE ANCLAJE .....	224
CUADRO 8-24: NIVEL 1 (-0.8 - 3.4 M) .....	225
CUADRO 8-25: DATOS DE LA VIGA MAS CARGADA .....	239
CUADRO 8-26: RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES.....	239
CUADRO 8-27: CIMENTACIÓN - NIVEL 1 (C10, C13) (BIEMPOTRADA) .....	249
CUADRO 8-28: COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD)) .....	250
CUADRO 8-29: DATOS DE LA VIGUETA .....	268
CUADRO 8-30: RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES ( VIGUETA METALICA) .....	269
CUADRO 8-31: FLECHAS VANO (SECANTE) .....	269
CUADRO 8-32: CUADRO J2.3 ANSI/AISC 360-10.....	274
CUADRO 8-33: CUADRO J2.4 ANSI/AISC 360-10.....	274
CUADRO 8-34: DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA TORNILLOS, SEGÚN ARTÍCULOS J3.3. , J3.4. Y J3.5. ANSI/AISC 360-10.....	276
CUADRO 8-35: REFERENCIAS DE SOLDADURA.....	278
CUADRO 8-36: RELACION DE NUDOS .....	279
CUADRO 8-37: PERFILES DE UNION PILAR - VIGA .....	285
CUADRO 8-38: ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DE UNION .....	285

CUADRO 8-39: ELEMENTOS DE TORNILLERÍA.....	286
CUADRO 8-40: COMPROBACIÓN DE CORDONES DE SOLDADURA .....	287
CUADRO 8-41: COMPROBACIONES DE RESISTENCIA .....	287
CUADRO 8-42: COMPROBACIÓN DE CORDONES DE SOLDADURA .....	288
CUADRO 8-43: COMPROBACIONES DE RESISTENCIA .....	290
CUADRO 8-44: COMPROBACIÓN DE CORDONES DE SOLDADURA .....	290
CUADRO 8-45: COMPROBACIONES PARA LOS TORNILLOS.....	291
CUADRO 8-46: RIGIDEZ ROTACIONAL INICIAL.....	291
CUADRO 8-47: COMPROBACIONES DE RESISTENCIA .....	293
CUADRO 8-48: COMPROBACIÓN DE CORDONES DE SOLDADURA .....	293
CUADRO 8-49: COMPROBACIONES PARA LOS TORNILLOS.....	294
CUADRO 8-50: RIGIDEZ ROTACIONAL INICIAL.....	294
CUADRO 8-51: COMPROBACIONES DE RESISTENCIA .....	296
CUADRO 8-52: COMPROBACIÓN DE CORDONES DE SOLDADURA .....	296
CUADRO 8-53: COMPROBACIONES PARA LOS TORNILLOS.....	297
CUADRO 8-54: RIGIDEZ ROTACIONAL INICIAL.....	297
CUADRO 8-55: TENSIONES SOBRE EL TERRENO .....	300
CUADRO 8-56: FLEXION EN LA ZAPATA .....	301
CUADRO 8-57: CORTANTE EN LA ZAPATA.....	301
CUADRO 8-58: COMPRESION OBLICUA EN LA ZAPATA.....	301
CUADRO 8-59: CANTO MINIMO .....	301
CUADRO 8-60: ESPACIO PARA ANCLAR ARRANQUES EN CIMIENTACION.....	302
CUADRO 8-61: CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA.....	302
CUADRO 8-62: SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE PERNOS Y PERNOS – BORDE .....	305
CUADRO 8-63: LONGITUD MÍNIMA DEL PERNO .....	305
CUADRO 8-64: ANCLAJE PERNO EN HORMIGÓN .....	305
CUADRO 8-65: TRACCIÓN EN VÁSTAGO DE PERNOS.....	306
CUADRO 8-66: TENSIÓN DE VON MISES EN VÁSTAGO DE PERNOS .....	306
CUADRO 8-67: TENSIÓN DE VON MISES EN SECCIONES GLOBALES .....	306
CUADRO 8-68: LIMITACIÓN DE LA DEFORMABILIDAD DE LOS VUELOS .....	306
CUADRO 8-69: FORJADO 4 (10.2 - 14.223 M) .....	307
CUADRO 8-70: FORJADO 3 (6.8 - 9.84 M) .....	307
CUADRO 8-71: RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXION DEL ELEMENTO.....	317
CUADRO 8-72: DESCRIPCION Y DATOS DE LA VIGA.....	319
CUADRO 8-73: RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES .....	319
CUADRO 8-74: DATOS DE LA VIGUETA.....	328
CUADRO 8-75: RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES.....	328
CUADRO 8-76: COMPROBACIONES DE FLECHA.....	329
CUADRO 8-77: TENSIONES SOBRE EL TERRENO: .....	336
CUADRO 8-78: FLEXIÓN EN LA ZAPATA: .....	336

CUADRO 8-79: CORTANTE EN LA ZAPATA:.....	337
CUADRO 8-80: COMPRESIÓN OBLICUA EN LA ZAPATA:.....	337
CUADRO 8-81: CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA:.....	337
CUADRO 8-82: ANCHURA MÍNIMA DE LA VIGA CENTRADORA:.....	340
CUADRO 8-83: CANTO MÍNIMO DE LA VIGA CENTRADORA.....	340
CUADRO 8-84: CUANTÍA MÍNIMA PARA LOS ESTRIBOS.....	340
CUADRO 8-85: CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA ARMADURA TRACCIONADA.....	340
CUADRO 8-86: ARMADURA MÍNIMA POR CUANTÍA MECÁNICA DE FLEXIÓN COMPUESTA.....	341
CUADRO 8-87: ARMADURA NECESARIA POR CÁLCULO PARA EL AXIL DE COMPRESIÓN.....	341

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: PLANTA DE ARQUITECTURA PRIMER NIVEL.....	46
FIGURA 2: MODELO ESTRUCTURAL VISTA ISOMÉTRICA.....	47
FIGURA 3: VISTA EN PLANTA DE COLUMNAS TIPO I.....	48
FIGURA 4: VISTA EN PLANTA COLUMNAS TIPO II.....	49
FIGURA 5: VISTA EN PLANTA COLUMNAS TIPO III.....	50
FIGURA 6: VIGAS MÁS CARGADAS EN EL FORJADO 1Y2.....	51
FIGURA 7: VIGA MAS CARGADA EN EL FORJADO 3.....	52
FIGURA 8: VIGA MÁS CARGADA EN EL FORJADO 4.....	53
FIGURA 9: LOSA ALIGERADA FORJADOS 1Y2.....	54
FIGURA 10: LOZA MACIZA FORJADO 1Y2.....	55
FIGURA 11: CIMIENTACION MAS CARGADA ( ZAPATA C9).....	56
FIGURA 12: ZONAS SISMICAS.....	57
FIGURA 13 UBICACION DEL LUGAR DE INVESTIGACIÓN.....	58
FIGURA 14: COEFICIENTE DE AMPLIFICACION (C).....	61
FIGURA 15: ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN X.....	62
FIGURA 16: ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN Y.....	63
FIGURA Nº 17: ESPECTRO DE DISEÑO SEGUN X, MODO 2 - MAXIMO DESPLAZAMIENTO DE MASAS.....	65
FIGURA 18: ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN Y, MODO 1 - MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE MASAS.....	66
FIGURA 19: REPRESENTACION GRAFICA DEL CM YCR FORJADO 1.....	68
FIGURA 20: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CM Y CR FORJADO 2.....	68
FIGURA 21: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CM Y CR FORJADO 3.....	69
FIGURA 22: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CM Y CR FORJADO 4 (CUBIERTA).....	69
FIGURA 23: HIPÓTESIS SÍSMICA MÁXIMO: SISMO X1.....	73
FIGURA 24: HIPÓTESIS SÍSMICA MÁXIMO: SISMO Y1.....	74
FIGURA 25 MODELO ESTRUCTURAL - SISTEMA METALICO.....	80
FIGURA 26: VISTA EN PLANTA DE LAS COLUMNAS TIPO I.....	81
FIGURA 27: VIGAS MÁS CARGADAS EN EL FORJADO 1Y 2.....	82
FIGURA 28: VIGAS MÁS CARGADAS EN EL FORJADO 3.....	82

FIGURA 29: VIGAS MÁS CARGADAS EN EL FORJADO 4 (CUBIERTA) .....	83
FIGURA 30: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS METÁLICAS NIVEL 1 .....	83
FIGURA 31: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS METÁLICAS NIVEL 3 .....	84
FIGURA 32: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS METÁLICAS NIVEL 4 .....	84
FIGURA 33: CIMIENTACION MAS CARGADA VISTA EN PLANTA .....	85
FIGURA 34: CIMIENTACION MAS CARGADA VISTA EN PERFIL .....	86
FIGURA 35: CIMIENTACION MAS CARGADA MODELO ESTRUCTURAL .....	86
FIGURA 36 ZONAS SISMICAS .....	87
FIGURA 37: UBICACION DEL LUGAR DE INVESTIGACIÓN .....	88
FIGURA 38: COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA.....	91
FIGURA 39: ESPECTRO DE DISEÑO DE ACELERACIONES SEGÚN X .....	92
FIGURA 40: ESPECTRO DE DISEÑO DE ACELERACIONES SEGÚN Y .....	92
FIGURA 41: HIPOTESIS MODAL DE SISMO X1 .....	94
FIGURA 42: HIPÓTESIS MODAL DE SISMO Y1 .....	94
FIGURA 43: CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDEZ NIVEL 1 .....	95
FIGURA 44: CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDEZ NIVEL 2 .....	96
FIGURA 45: CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDEZ NIVEL 3 .....	96
FIGURA 46: CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDEZ NIVEL 4 .....	97
FIGURA 47: HIPÓTESIS SÍSMICA: SISMO X1 .....	102
FIGURA 48: HIPÓTESIS SÍSMICA: SISMO Y1 .....	102
FIGURA 51: MODELO ESTRUCTURAL - SISTEMA MIXTO .....	109
FIGURA 52: VISTA EN PLANTA DE COLUMNAS TIPO I .....	110
FIGURA 53: VISTA EN PLANTA COLUMNAS TIPO II .....	111
FIGURA 54: VIGAS MÁS CARGADAS EN EL FORJADO 1Y 2 .....	112
FIGURA 55: VIGAS MÁS CARGADAS EN EL FORJADO 3 .....	112
FIGURA 56: VIGAS MÁS CARGADAS EN EL FORJADO 4 (CUBIERTA) .....	113
FIGURA 57: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS METÁLICAS NIVEL 1 .....	114
FIGURA 58: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS METÁLICAS NIVEL 2 .....	114
FIGURA 59: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS METÁLICAS NIVEL 3 .....	115
FIGURA 60: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS METÁLICAS NIVEL 4 .....	115
FIGURA 61: CIMIENTACIÓN LATERAL MÁS CARGADA C10 Y VIGA DE CIMIENTACIÓN CON MAYOR LUZ .....	116
FIGURA 62: ZONAS SISMICAS .....	117
FIGURA 63: UBICACION DEL LUGAR DE INVESTIGACIÓN .....	118
FIGURA 64: COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA (C) .....	121
FIGURA 65: ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO SEGUN X .....	122
FIGURA 66: ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO SEGUN Y .....	122
FIGURA 67: HIPOTESIS MODAL DE SISMO X1 .....	123
FIGURA 68: HIPOTESIS MODAL DE SISMO Y1 .....	123
FIGURA 69: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDEZ POR PLANTA NIVEL 1 .....	124
FIGURA 70: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDEZ POR PLANTA NIVEL 2 .....	124

FIGURA 71: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDEZ POR PLANTA NIVEL 3 .....	125
FIGURA 72: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDEZ POR PLANTA NIVEL 4 .....	125
FIGURA 73: CORTANTES SÍSMICOS MÁXIMOS POR PLANTA: SISMO X1 .....	130
FIGURA 74: CORTANTES SÍSMICOS MÁXIMOS POR PLANTA: SISMO Y1 .....	130
FIGURA 77: ANÁLISIS COMPARATIVO - PERIODO DE VIBRACION .....	156
FIGURA 78: ANÁLISIS COMPARATIVO - MASA DESPLAZADA EN DIRECCION DE ANALISIS "X" .....	157
FIGURA 79: ANÁLISIS COMPARATIVO - MASA DESPLAZADA EN DIRECCION DE ANALISIS "Y" .....	158
FIGURA 80: ANÁLISIS COMPARATIVO – CORTANTE BASAL DE DISEÑO .....	159
FIGURA 81: ANÁLISIS COMPARATIVO - PORCENTAJE DE ABSORCIÓN SÍSMICO DIRECCIÓN X, ALTERNATIVA 2 .....	160
FIGURA 82: ANÁLISIS COMPARATIVO - PORCENTAJE DE ABSORCIÓN SÍSMICO DIRECCIÓN X, ALTERNATIVA 3 .....	160
FIGURA 83: ANÁLISIS COMPARATIVO - PORCENTAJE DE ABSORCIÓN SÍSMICO DIRECCIÓN Y, ALTERNATIVA 2 .....	161
FIGURA 84: ANÁLISIS COMPARATIVO - PORCENTAJE DE ABSORCIÓN SÍSMICO DIRECCIÓN Y, ALTERNATIVA 3 .....	161
FIGURA 85: ANÁLISIS COMPARATIVO - MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS .....	162
FIGURA 86: ANÁLISIS COMPARATIVO - MOVIMIENTOS DE TIERRAS .....	163
FIGURA 87: ANÁLISIS COMPARATIVO - OBRAS DE CONCRETO SIMPLE .....	164
FIGURA 88: ANÁLISIS COMPARATIVO - OBRAS DE CONCRETO ARMADO .....	165
FIGURA 89: OBRAS DE ACERO LAMINADO .....	166
FIGURA 90: ANÁLISIS COMPARATIVO - COSTO DIRECTO TOTAL DE CADA ALTERNATIVA .....	167
FIGURA 91: ANÁLISIS COMPARATIVO - TIEMPO DE CONSTRUCCION .....	168
FIGURA 92: DIAGRAMA DE ITERACION POR VOLUMEN DE CAPASIDAD .....	181
FIGURA 93: DIAGRAMA DE CALCULO TENSION – DEFORMACION EN LA COLUMNA .....	185
FIGURA 94: DIAGRAMA TENSION - DEFORMACIÓN ADOPTADO DEL ACERO EN LA COLUMNA .....	186
FIGURA 95: EQUILIBRIO DE LA SECCION DE ESFUERZOS DE AGOTAMIENTO DE COLUMNA .....	187
FIGURA 96: RESISTENCIAS A FLEXION DE LAS COLUMNAS EN LAS CARAS DE LOS NUDOS .....	193
FIGURA 97: RESISTENCIA DE CORTANTE EN COLUMNAS .....	194
FIGURA 98: VIGA EN DIRECCIÓN "X" EJE "B" (PÓRTICO 3) .....	196
FIGURA 99: ARMADO DE PORTICO 3 FORJADOS 1Y2 .....	196
FIGURA 100 PORTICO 3- TRAMO MAS CRITICO ENTRE COLUMNAS 9 Y 10 .....	197
FIGURA 101 DIAGRAMA DE TENSION - DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN EN LA SECCIÓN DE LA VIGA .....	201
FIGURA 102: DIAGRAMA ADOPTADO DE CALCULO TENSION - DEFORMACION DEL ACERO EN LA SECCION .....	201
FIGURA 103: EQUILIBRIO DE LA SECCION PARA ESFUERZOS DE AGOTAMIENTO, DE VIGA .....	202
FIGURA 104 EQUILIBRIO DE LA SECCION PARA LOS ESFUERZOS SOLICITANTES SIN CONSIDERAR LA RESISTENCIA A TRACCION DEL HORMIGON .....	210
FIGURA 105: FLECHA TOTAL A PLAZO INFINITO ( FLECHA Vs TIEMPO) .....	212
FIGURA 106 MOMENTOS DE DISEÑO LOSA DE FORJADO 1 Y 2 .....	214
FIGURA 107: MOMENTOS DE DISEÑO LOSA DE FORJADO 3 .....	214
FIGURA 108: MOMENTOS DE DISEÑO LOSA DE FORJADO 4 .....	215
FIGURA 109: ARMADO DE LOSAS FORJADOS 1 Y 2 .....	215
FIGURA 110: MODELO ESTRUCTURAL DE LOSA FORJADOS 1 Y 2 .....	216
FIGURA 111: ARMADO DE LOSA FORJADO 3 .....	216
FIGURA 112: MODELO ESTRUCTURAL DE LOSA FORJADO 3 .....	217



FIGURA 113: ARMADO DE LOSA FORJADO 4.....	217
FIGURA 114: MODELO ESTRUCTURAL DE LOSA FORJADO 4.....	218
FIGURA 115: DISEÑO DE CIMENTACIÓN - ZAPATA MÁS CARGADA .....	218
FIGURA 116: MODELO ESTRUCTURAL DE ZAPATA "C9".....	219
FIGURA 117: ZAPATA "C9" – VISTA PERFIL.....	220
FIGURA 118: ZAPATA "C9" - VISTA EN PLANTA .....	221
FIGURA 119: VIGA MAS CARGADA DESDE EL FORJADO 1 AL 3.....	238
FIGURA 120: DIAGRAMA DE ENVOLVENTES DE DISEÑO DE LA VIGA MÁS CARGADA ( FORJADO 3 - PÓRTICO 3).....	238
FIGURA 121: VIGA DIAGONAL DE ARRIOSTRAMIENTO NIVEL 1 (C10-C13).....	248
FIGURA 122: VISTA EN PERFIL DE LA VIGA DIAGONAL DE ARRIOSTRAMIENTO NIVEL 1 (C10-C13) .....	249
FIGURA 123: DIAGRAMAS DE ENVOLVENTES Y CORTANTES DE VIGUETAS NIVEL 1 .....	264
FIGURA 124: DIAGRAMAS DE ENVOLVENTES Y CORTANTES DE VIGUETAS NIVEL 2 .....	265
FIGURA 125: DIAGRAMAS DE ENVOLVENTES Y CORTANTES DE VIGUETAS NIVEL 3 .....	266
FIGURA 126: DIAGRAMAS DE ENVOLVENTES Y CORTANTES DE VIGUETAS NIVEL 4 .....	267
FIGURA 127: COMPROBACION DE LOSAS DE NIVEL 1 ( VIGUETA METALICA) .....	268
FIGURA 128: DETALLES DE UNION -1 .....	280
FIGURA 129: DETALLES DE UNION -2.....	280
FIGURA 130: DETALLES DE UNION - 3 .....	281
FIGURA 131: DETALLES DE UNION - 4 .....	281
FIGURA 132: DETALLES DE UNION -5.....	282
FIGURA 133: DETALLES DE UNION -6.....	282
FIGURA 134: DETALLES DE UNION -7.....	283
FIGURA 135: DETALLES DE UNION -8.....	283
FIGURA 136: MODELO DE UNION TIPO 5.....	284
FIGURA 137: COMPORTAMIENTO DE LA UNIÓN PARA FLEXIÓN SIMPLE EN EL PLANO XZ.....	292
FIGURA 138: COMPORTAMIENTO DE LA UNIÓN PARA FLEXIÓN SIMPLE EN EL PLANO XZ.....	295
FIGURA 139: COMPORTAMIENTO DE LA UNIÓN PARA FLEXIÓN SIMPLE EN EL PLANO XZ.....	298
FIGURA 140: VISTA EN PLANTA DE ZAPATA COMBINADA C7,C8,C9 .....	299
FIGURA 141: VISTA EN PERFIL DE ZAPATA COMBINADA C7,C8,C9.....	299
FIGURA 142: MODELO DE ZAPATA COMBINADA C7,C8,C9.....	300
FIGURA 143: DETALLES DE PLACA C11 .....	303
FIGURA 144: ISOMETRICO DE PLACA DE ANCLAJE .....	304
FIGURA 145: ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES (COMBINACIONES SÍSMICAS).....	308
FIGURA 146: DIAGRAMA DE CÁLCULO TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN .....	312
FIGURA 147: DIAGRAMA ADOPTADO DE CÁLCULO TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL ACERO DE LAS ARMADURAS PASIVAS .....	313
FIGURA 148: RESISTENCIAS MÁXIMAS PROBABLES EN FLEXIÓN, MPR .....	316
FIGURA 149: PORTICO 7 - DIRECCION Y .....	318
FIGURA 150: CIMENTACIÓN LATERAL MÁS CARGADA C10 Y VIGA DE CIMENTACIÓN CON MAYOR LUZ .....	333
FIGURA 151: DETALLE DE ZAPATA C-10 .....	334
FIGURA 152: MODELO DE ZAPATA C-10.....	335

FIGURA 153: DETALLE DE VIGA DE CIMENTACION CENTRAL CON MAYOR LUZ .....	338
FIGURA 154: MODELO DE VIGA DE CIMENTACION CENTRAL CON MAYOR LUZ .....	339

## GLOSARIO DE TÉRMINOS

Gk	: Acción permanente
Pk	: Acción de pretensado
Qk	: Acción variable
AE	: Acción sísmica
$\gamma_G$	: Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
$\gamma_P$	: Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
$\gamma_{Q,1}$	: Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$\gamma_{Q,i}$	: Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
$\gamma_{AE}$	: Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
PP	: Peso propio
CM	: Cargas muertas
Qa	: Sobrecarga de uso
SX	: Sismo X
SY	: Sismo Y
Z	: Factor de zona
U	: Factor de importancia
$T_p$	: Periodo de la plataforma del espectro
$T_I$	: Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante
$R_{oX}$	: Coeficiente de reducción (X)
$R_{oY}$	: Coeficiente de reducción (Y)
$I_a$	: Factor de irregularidad en altura
$I_p$	: Factor de irregularidad en
T	: Periodo de vibración en segundos.
$L_x, L_y$	: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.
$L_{gz}$	: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.
$M_x, M_y$	: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.
R	: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.
A	: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.
D	: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.
c.d.m.	: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)
c.d.r.	: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)
$e_X$	: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)
$e_Y$	: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Vd,X	: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica
Vs,X	: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica
Vd,Y	: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica
Vs,Y	: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica
Disp.	: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.	: Armadura mínima y máxima
Q	: Estado límite de agotamiento frente a cortante
N,M	: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales
Sism.	: Criterios de diseño por sismo
Cap.	: Diseño por capacidad
Disp.	: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.	: Armadura mínima y máxima
Q	: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
Q S.	: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)
N,M	: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
N,M S.	: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
Tc	: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
Tst	: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
Tsl	: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNMx	: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
TVx	: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
TVy	: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
TVXst	: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TVYst	: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
T,Disp.sl	: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
T,Disp.st	: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
T,Geom.sl	: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
T,Arm.st	: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
Sism.	: Criterios de diseño por sismo
X	: Distancia al origen de la barra
$\eta$	: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.	: No procede

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Realidad Problemática

Este estudio tiene como finalidad de proponer un diseño adecuado a las necesidades del palacio municipal del distrito de Huaso - Región La Libertad. Ya que el actual palacio municipal de este distrito no cumple con los requisitos mínimos de seguridad, e incluso fue declarado inhabitable por defensa civil y ya no se encuentra en funciones.

También se busca promover las construcciones en acero laminado y mixtas (acero y concreto), ya que en nuestra región “La Libertad” las construcciones en edificaciones son principalmente de concreto armado. Dando a conocer los puntos fuertes de cada diseño como son: el comportamiento estructural, costo directo y tiempo de construcción.

## 1.2 Trabajos Previos.

Para la elaboración de este proyecto de investigación contara con información sobre estudios similares ejecutados en diferentes lugares de la región y del país, así como de extensa bibliografía. los cuáles tomaremos como referencia:

Reyna (2017) en su tesis “Análisis comparativo de la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado con y sin aisladores sísmicos en la base según su variación en la altura”, determinó el porcentaje de efectividad del uso de aisladores sísmicos en edificios de gran altura, utilizados como edificios de muestra de diferentes niveles. Según los resultados obtenidos, la investigación concluyó que hay respuestas que aumentan, al aumentar los niveles, estos casos particulares se deben al hecho que al usar un registro sísmico para el análisis de la historia del tiempo, el espectro producido por este genera no necesariamente una disminución en la demanda a los períodos de aumento, esto no se suaviza como el espectro de diseño de la Norma E030. Cabe señalar que para fuerzas axiales reducen aproximadamente hasta un 50% en columnas y aproximadamente un 30% en momento de haz; sin embargo, tienen discontinuidad de reducción a medida que las estructuras aumentan el número de niveles porque el registro sísmico contiene puntos altos y bajos que afectan los resultados.

Zambrano (2017) en su tesis denominado “Análisis comparativo económico de una vivienda de estructura de acero y una de estructura convencional”, en la que se desarrolló una investigación de carácter económico comparativo de una vivienda de estructura de acero y una convencional.

Aliaga y Vásquez (2016) en su tesis “Análisis Comparativo del diseño estructural aplicando la norma sismo - resistente vigente y el proyecto de norma, para el proyecto Hospital UPAO en la Ciudad de Trujillo” en la que realizaron un análisis comparativo del diseño estructural aplicando el estándar de diseño de terremoto resistente y el estándar propuesto a principios de 2014. Los algoritmos propuestos por cada uno de los estándares se aplicaron al diseño del Hospital UPAO (de alta complejidad incluido en la categoría III -E de acuerdo con el Estándar Técnico de Salud). En cuanto a las medidas y presupuestos correspondientes a los elementos estructurales que componen las estructuras, tanto en la subestructura como en la superestructura, se analizaron cuantitativamente.

García y Moscoso (2016) en su tesis “Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmico dinámico, aplicado con la norma de diseño sismorresistente E.030 del 2016 y la norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh”, en la que evaluaron el nuevo Estándar Peruano para Diseño Sismo resistente de la norma técnica E.030 en aspectos importantes del análisis, tomando en consideración las modificaciones y mejoras que presenta y se comparó con el Estándar Chileno de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433. de 1996, modificado en 2012, que ha sido diseñado para soportar eventos sísmicos severos, presentando parámetros rigurosos, con los cuales será posible resaltar las fortalezas y debilidades frente al nuevo Standard Peruano.

Condori (2015) en su tesis “Comparación del comportamiento sísmico lineal y no-lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e

interacción suelo-estructura”, quien comparó la aplicabilidad de los métodos de análisis sísmicos simplificados propuestos para la norma de diseño de edificios peruanos y analizó si las metodologías son prácticas de aplicación para predecir el comportamiento global de la estructura con disipadores de energía, a veces terremotos peruanos, y verifica si las estimaciones La entrega es lo suficientemente precisa al analizar una estructura real. Se eligió como estructura un hormigón armado alto de 23 niveles, se construyó un modelo ETABS de la estructura antisísmica y se construyeron los sistemas de disipación, se representó la distribución espacial de las propiedades de masa, rigidez y amortiguación, la estructura se modeló con el la historia "lineal" del tiempo de análisis sísmico, para luego analizar el comportamiento "no lineal" con los disipadores fluido-viscosos.

Chávez y Pilco ( 2015) en su tesis “Propuesta de diseño estructural para una edificación sismorresistente de cuatro niveles ubicado en la localidad de Chachapoyas – 2015” presentada en la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza. Hizo una propuesta de diseño estructural para un edificio de cuatro niveles resistente a terremotos ubicado en la ciudad de Chachapoyas. El edificio fue modelado utilizando el programa ETABS 2013 para análisis estructural y sísmico, el control de resistencia de las columnas y placas se realizó con los diagramas de interacción obtenidos del programa CSICOL v9, finalmente el análisis de la fundación se llevó a cabo a través del programa SAFE 2014.

Romero (2014) en su tesis denominada “Diseño estructural y comparación de una edificación multifamiliar de 06 niveles usando vigas peraltadas convencionales y una edificación utilizando vigas preesforzadas en diversos ambientes”, diseño a nivel estructural un edificio multifamiliar, donde la presencia de una mayor cantidad de losa aligerada no es muy estética en los entornos sociales, pero de gran importancia a nivel estructural y la solución de ingeniería de este caso. Asimismo, se logró una compatibilización de todas las especialidades incluidas en el proyecto y, por esta razón, el uso de vigas pretensadas en edificios multifamiliares será de gran ayuda en la estructuración actual. Finalmente, se realizó una comparación sobre el diseño y cálculo

de una estructura con vigas de hormigón armado en su totalidad y, por otro lado, la combinación de vigas apiladas y el uso de vigas postesadas.

Pajares y León (2009) en su tesis: "Diseño de un edificio de concreto armado de 6 niveles", presentado en la Pontificia Universidad Católica Del Perú. Consistió en desarrollar la estructuración, predimensionamiento, análisis y diseño en concreto armado del edificio "Del Pinar". Además, se evalúa la respuesta estructural ante los acelerogramas escalados de los sismos de Pisco 2007 y Ancash 1970.

Villegas (2009) en su tesis "Diseño de un edificio de departamentos de siete pisos con muros de concreto armado", quien desarrolló el diseño estructural de un edificio de concreto armado de departamentos, destinados a vivienda. El edificio es de siete pisos, con dos departamentos por piso. Se encuentra ubicado en el distrito de Jesús María, Lima. El terreno de cimentación corresponde a una grava con un esfuerzo admisible de 3 kg/cm<sup>2</sup> a 1.50 m de profundidad.

Ruiz y Campos (2009) en su tesis "Diseño de un edificio de concreto armado de 7 niveles", realizaron el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete pisos y un semisótano, ubicado en el distrito de San Borja, sobre un terreno con una capacidad portante de 30 ton/m<sup>2</sup>, Como tema complementario se estudió la respuesta del edificio a dos acelerogramas peruanos de sismos recientes.



### 1.3 Teorías Relacionadas al tema

Para el desarrollo de esta investigación se han tomado referencias de muchos autores y normas de diseño tanto peruanas como extranjeras, de las cuales exponemos algunas en el orden de cómo estas fueron usadas como fuente de información y apoyo para cumplir los objetivos.

#### 1.3.1 Normas usadas:

##### *1.3.1.1 Norma E.020 "Cargas"*

"Esta norma habla de la capacidad de las edificaciones para resistir las cargas impuestas sobre ella, de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica". (Norma Técnica E020, Cargas, 2006 pág. 1 )

##### *1.3.1.2 Norma E.030 "Diseño Sismorresistente"*

"Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos" (Norma Técnica E.030, Diseño Sismo Resistente, 2016 pág. 1)

##### *1.3.1.3 Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones"*

"El objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (*EMS*), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los *EMS* se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos". (Norma Técnica E.050, Suelos y Cimentaciones , 2006 pág. 1)

#### 1.3.1.4 Norma E.060 “Concreto Armado”

“Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, pre-esforzado y simple”. (Norma Técnica E.060, Concreto Armado , 2009 pág. 1)

#### 1.3.1.5 La Especificación para Edificios de Acero (ANSI/AISC 360)

“Se aplicará al diseño de sistemas estructurales en acero o sistemas con acero estructural actuando en estructuras compuestas con concreto armado, en los cuales los componentes de acero se definen en el AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges” (Aguirre Ahumada, 2010 pág. 64)

“Esta Especificación establece criterios para el diseño, fabricación y el montaje de edificios de acero estructural y otras estructuras, donde otras estructuras se definen como aquellas estructuras diseñadas, fabricadas y montadas de manera similar al de edificios, indicando de esta manera que sus elementos resistentes a cargas verticales y laterales son similares a los sistemas resistentes de los edificios” (Aguirre Ahumada, 2010 pág. 64)

#### 1.3.2 Textos Utilizados

Para comprender que es el diseño sísmico nos guiamos del siguiente texto:

*“El Diseño Sísmico de Edificaciones, es parte de la Ingeniería Sismo-Resistente, que estudia el comportamiento de las edificaciones ante la acción sísmica e investiga los métodos de cálculo, que garantizan su buen comportamiento y seguridad estructural ante los sismos”* (Villarreal Castro, 2009 pág. 3)

Sin embargo, el diseño sísmico se apoya del análisis estructural o “ingeniería sismo – resistente” de lo que el siguiente autor nos dice:

*“En el análisis estructural de las obras civiles no existen métodos exactos de solución, ni siquiera los programas de cómputo más sofisticados, basados en la técnica de elementos finitos, proporcionan resultados "exactos"; esto se debe a que existen una serie de incertidumbres que se presentan no sólo en la sollicitación, sino también en el modelaje estructural”* (San Bartolomé Ramos, 1998 pág. prologo)

el primer paso para nuestro análisis será la estructuración y metrado de cargas, la estructuración se llevó a cabo, por medio de criterios como son la experiencia y la estética del edificio. El metrado de cargas en cambio, será como dice el siguiente texto:

“El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio. Este proceso es aproximado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que estos sean muy importantes” (San Bartolomé Ramos, 1998 pág. 1)

este trabajo consta de tres alternativas de solución donde cambia principalmente el material utilizado por lo que para comprender mejor los materiales nos apoyamos en la siguiente idea:

“Los materiales destinados a la construcción pueden ser productos procesados o fabricados que son destinados a ser incorporados de manera permanente en cualquier obra de ingeniería civil. De manera general, estos materiales deberán cumplir con los siguientes requisitos: Resistencias mecánicas de acuerdo al uso que reciban, Estabilidad química (resistencia ante agentes agresivos). Estabilidad física (dimensiones), Seguridad para su manejo y utilización, Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios, No alterar el medio ambiente, Aislamiento térmico y acústico, Estabilidad y protección en caso de incendios, Comodidad de uso, estética y económica” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Secretaria de Gestión de riesgos, 2016 pág. 11)

#### 1.4 Formulación al Problema

¿Cuál es la alternativa de diseño que se adapta mejor a las necesidades de realidad problemática del distrito de Huaso, región La Libertad?

#### 1.5 Justificación del estudio

La gran mayoría de las edificaciones en La Libertad son construidas en concreto armado o albañilería confinada, este estudio también pretende demostrar las ventajas de construir en acero y diseño mixto que dará a conocer más opciones de construcción y romper ciertos mitos como el que dice que “construir en acero es demasiado caro”.

También este trabajo servirá como base para la elaboración de un expediente técnico del nuevo palacio municipal del distrito de Huaso- región La Libertad, ya que actualmente este distrito no cuenta con un local adecuado para las funciones municipales, también busca obtener un diseño óptimo y adecuado a las necesidades de este distrito, que garantizará condiciones óptimas de infraestructura y seguridad.

#### 1.6 Hipótesis

Se determinará la alternativa de diseño que se adapte mejor a las necesidades y realidad problemática del distrito de Huaso, provincia de Julcán, región La Libertad. Comparando cada una de las variables establecidas como son: el diseño estructural, el presupuesto y cronograma de ejecución de obra de cada alternativa.

## 1.7 Objetivo

Realizar el Análisis comparativo entre los diseños de un palacio municipal, utilizando diferentes sistemas estructurales.

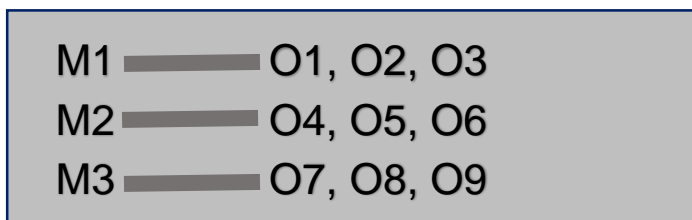
### Objetivos Específicos:

- Realizar el diseño estructural 1 (a porticado de concreto armado).
- Realizar el diseño estructural 2 (a porticado metálico)
- Realizar el diseño estructural 3 (MIXTO)
- Determinar el presupuesto 1 (a porticado de concreto armado)
- Determinar el presupuesto 2 (a porticado metálico)
- Determinar el presupuesto 3 (MIXTO)
- Determinar el cronograma 1 (a porticado de concreto armado)
- Determinar el cronograma 2 (a porticado metálico)
- Determinar el cronograma 3 (MIXTO)
- Realizar el análisis comparativo entre las tres alternativas de diseño y determinar la más Optima.

## 2 MÉTODO

### 2.1 Diseño de investigación

El proyecto empleará el diseño descriptivo, empleando un esquema el cual se detalla a continuación:



Donde:

M1: Diseño estructural de alternativa I: a porticado (concreto armado)

M2: Diseño estructural de alternativa II: a porticado metálico (acero laminado)

M3: Diseño estructural de alternativa III: mixto (acero y concreto armado)

O1	: Diseño estructural	1 (a porticado - concreto armado)
O2	: presupuesto	1 (a porticado - concreto armado)
O3	: Cronograma	1 (a porticado - concreto armado)
O4	: Diseño estructural	2 (a porticado metálico (acero laminado)
O5	: presupuesto	2 a porticado metálico (acero laminado)
O6	: Cronograma	2 a porticado metálico (acero laminado)
O7	: Diseño estructural	3(Mixto)
O8	: presupuesto	3(Mixto)
O9	: Cronograma	3(Mixto)

## 2.2 Variables, operacionalización

### 2.2.1 Variable

Análisis comparativo entre los diseños de un palacio municipal, utilizando diferentes sistemas estructurales

### 2.2.2 Definición conceptual

El Diseño del palacio que tendrá como fin proveer una estructura cómoda, confortable y segura para que los ciudadanos puedan acudir a realizar sus gestiones, serán tres alternativas de solución las cuales son: alternativa 1 (diseño estructural utilizando un sistema a porticado de concreto armado), la alternativa 2(diseño estructural utilizando un sistema de Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados - OCBF), y las alternativa 3 (diseño estructural utilizando un sistema mixto – concreto armado y acero), optando por la alternativa que mejor se adapte a las necesidades y realidad problemática del distrito de Huaso.

### 2.2.3 Definición operacional

Esta característica se consigue mediante el conocimiento obtenido de todas las dimensiones de las variables que se explican a continuación.

### 2.2.4 Dimensiones de la variable

#### 2.2.4.1 *Diseño estructural:*

Estudio que permitirá proyectar de forma adecuada y eficiente todos los elementos estructurales de la manera que mejor se adapten al diseño arquitectónico, siguiendo la normatividad vigente - **E020/E030/E050-RNE 2016**

#### 2.2.4.2 *Presupuesto:*

Estudio que permite determinar de manera precisa el costo total del proyecto en cuestión a la fecha actualizada.

#### *2.2.4.3 Cronograma de ejecución del proyecto:*

Estudio que permite el completo control de las actividades en el proceso constructivo de una edificación, permite determinar una manera más efectiva de utilizar el tiempo.

#### *2.2.4.4 Análisis Comparativo entre los diseños estructurales:*

Permite identificar y evaluar los posibles impactos (positivos o negativos) de cada diseño estructural, tomando como referencia las variables planteadas como son: el diseño estructural, el presupuesto y el cronograma de ejecución del proyecto.

2.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad  
Realizadas mediante la Técnica de la Observación.

#### 2.4 Métodos de análisis de dato

Para facilitar el procedimiento de los datos se usarán programas especializados como: AutoCAD, S10 Presupuestos, Ms Project, Cype Cad; adicional al empleo de software, se hará uso de tutoriales en línea con respecto al manejo de dichos programas.

#### 2.5 Aspectos éticos.

El investigador se compromete a respetar la veracidad de los resultados, la confiabilidad de los datos obtenidos en campo y los análisis realizados en gabinete y laboratorio de suelos.



Matriz de Operacionalizacion de Variables

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR	ESCALA
Análisis Comparativo Entre los Diseños de un Palacio Municipal, Utilizando Diferentes Sistemas Estructurales	se evaluara las alternativas, para determinar la que mejor se adapte a las necesidades y realidad problemática del distrito de Huaso. Las que seran serán: alternativa 1 (diseño estructural utilizando un sistema a porticado de concreto armado), la alternativa 2(diseño estructural utilizando un sistema de Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados - OCBF)	Diseño estructural: Estudio que permitirá proyectar de forma adecuada y eficiente todos los elementos estructurales de la manera que mejor se adapten al diseño arquitectónico, siguiendo la normatividad vigente - E020/E030/E050-RNE 2016	DISEÑO ESTRUCTURAL	Periodo de Vibracion	segundos
				maza desplazada	%
				Cortante basal	Tn
				Absorcion de cortante Sismico	%
				Maximos desplazamiento s	mm
		Presupuesto: Estudio que permite determinar de manera precisa el costo total del proyecto en cuestión a la fecha actualizada.	PRESUPUESTO	Costo Directo	S/.
		cronograma: Estudio que permite el completo control de las actividades en el proceso constructivo de una edificación, permite determinar una manera más efectiva de utilizar el tiempo.	CRONOGRAMA	Tiempo de construccion	dias
		Analisis Comparativo: Permite identificar y evaluar los posibles impactos (positivos o negativos) de cada diseño estructural, tomando como referencia las variables planteadas como son: el diseño estructural, el presupuesto y el cronograma de ejecución del proyecto.	ANALISIS COMPARTIVO	Pesos relativos	und.

### 3 RESULTADOS

#### 3.1 DISEÑO ESTRUCTURAL I

##### 3.1.1 Datos Generales De La Estructura

###### 3.1.1.1 Normas Consideradas

Hormigón: NTE E.060: 2009

###### 3.1.1.2 Acciones Consideradas

###### 3.1.1.2.1 Gravitatorias

*Cuadro 3-1: Cargas gravitatorias de diseño por nivel*

Planta	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (t/m <sup>2</sup> )
Forjado 4	0.00	0.10
Forjado 3	0.20	0.15
Forjado 2	0.20	0.15
Forjado 1	0.20	0.15
Cimentación	0.00	0.00

###### 3.1.1.2.2 Viento

Sin acción de viento

### 3.1.1.2.3 Sismo

Norma utilizada : Norma Técnica E.030 2014

Método de cálculo : Análisis modal espectral (Norma Técnica E.030 2014 Artículo 4.6)

Direcciones de análisis :

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

### 3.1.1.2.4 Hipótesis de Carga:

Peso propio

Cargas muertas

Sobrecarga de uso

Sismo X

Sismo Y

### 3.1.1.3 Estados Límite

E.L.U. de rotura. Hormigón (NTE E.060: 2009)

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones (NTE E.060: 2009)

Tensiones sobre el terreno (NTE E.060: 2009)

Desplazamientos (Acciones Características)

#### 3.1.1.4 *Situaciones De Proyecto*

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

##### 3.1.1.4.1 Situaciones persistentes o transitorias

##### 3.1.1.4.2 Situaciones sísmicas

##### 3.1.1.4.3 Combinaciones

Nombres de las hipótesis

PP    Peso propio

CM    Cargas muertas

Qa    Sobrecarga de uso

SX    Sismo X

SY    Sismo Y

3.1.1.4.3.1 E.L.U. de rotura. Hormigón

*Cuadro 3-2 :Estados Limite de Rotura estructuras de hormigón*

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.400	1.400	1.700		
3	0.900	0.900		-1.000	
4	1.250	1.250		-1.000	
5	0.900	0.900	1.250	-1.000	
6	1.250	1.250	1.250	-1.000	
7	0.900	0.900		1.000	
8	1.250	1.250		1.000	
9	0.900	0.900	1.250	1.000	
10	1.250	1.250	1.250	1.000	
11	0.900	0.900			-1.000
12	1.250	1.250			-1.000
13	0.900	0.900	1.250		-1.000
14	1.250	1.250	1.250		-1.000
15	0.900	0.900			1.000
16	1.250	1.250			1.000
17	0.900	0.900	1.250		1.000
18	1.250	1.250	1.250		1.000

### 3.1.1.5 Datos Geométricos De Grupos Y Plantas

*Cuadro 3-3: Datos Geométricos de Grupos y Plantas*

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
4	Forjado 4	4	Forjado 4	3.40	13.60
3	Forjado 3	3	Forjado 3	3.40	10.20
2	Forjado 2	2	Forjado 2	3.40	6.80
1	Forjado 1	1	Forjado 1	4.20	3.40
0	Cimentación				-0.80

### 3.1.2 Estructuración.

#### 3.1.2.1 Sistema Estructural – a porticado de concreto armado

Se utilizará un sistema a porticado de concreto armado, con un total de 15 columnas, con 5 ejes en dirección “X” y 3 ejes en dirección “Y”.

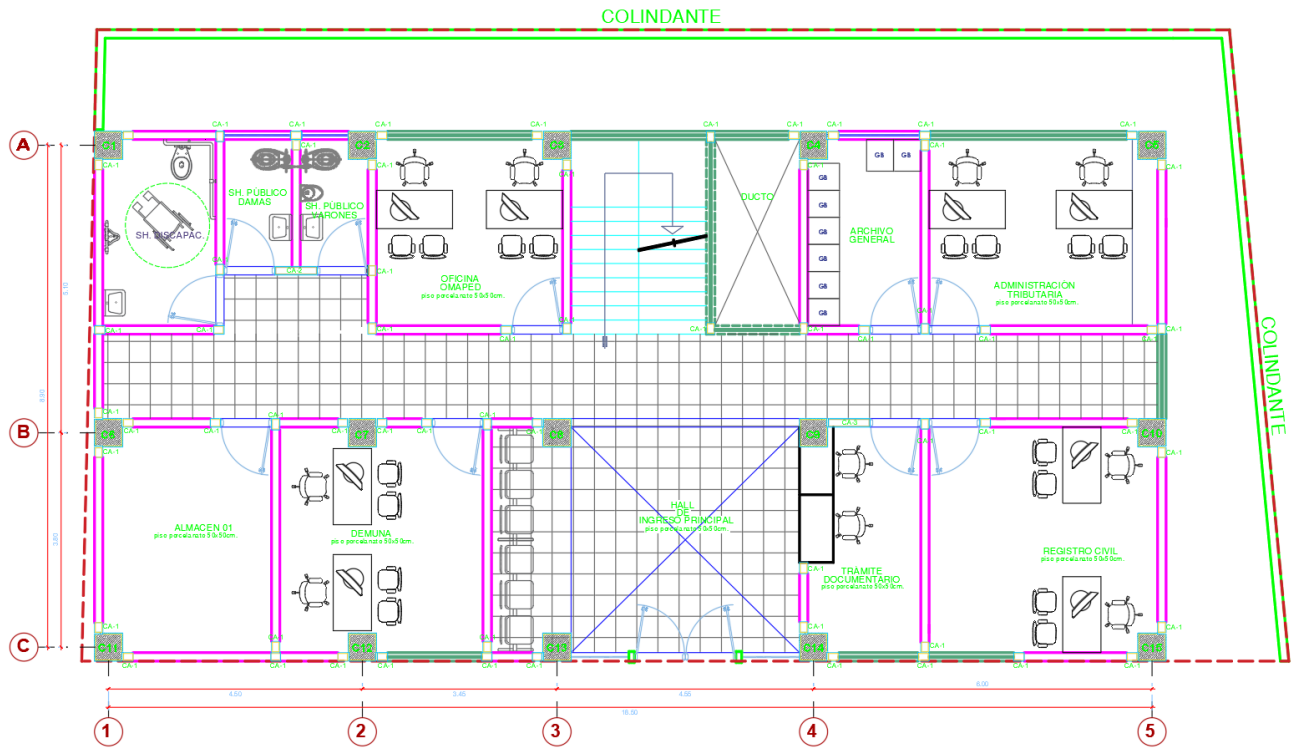


Figura 1: Planta de Arquitectura primer nivel

### 3.1.2.2 Modelamiento Estructural

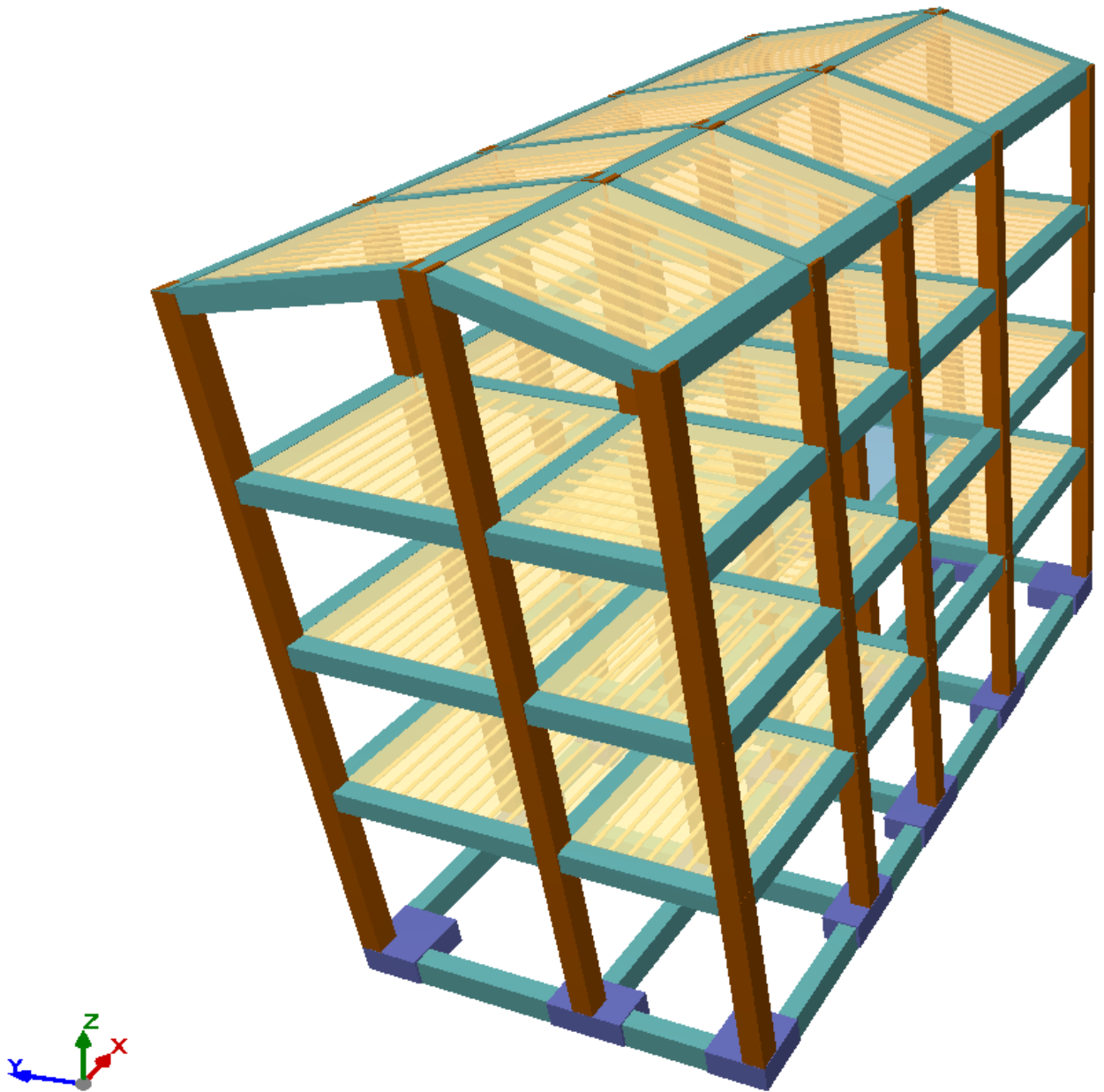


Figura 2: Modelo Estructural Vista isométrica

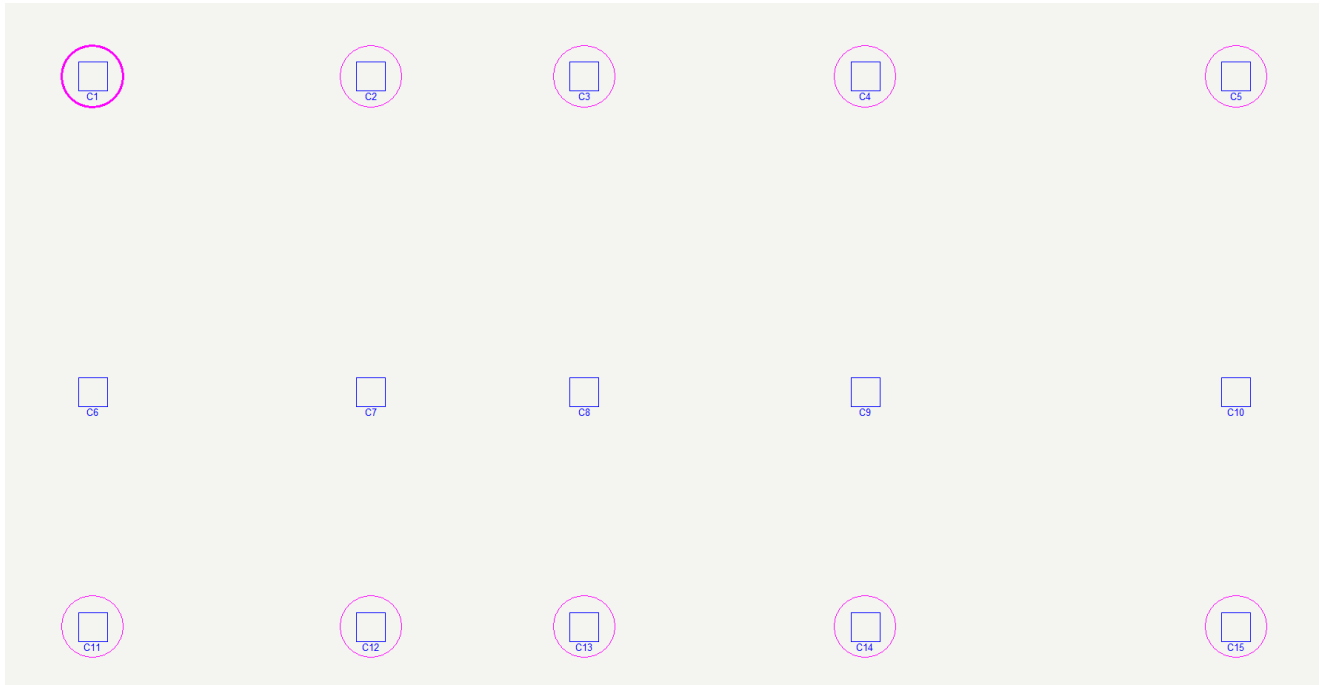


### 3.1.2.3 Columnas

Existen tres tipos de columnas como muestra la siguiente Figura

#### 3.1.2.3.1 Columnas tipo I

*Nomenclatura: C1, C2, C3, C4, C5, C11, C12, C13, C14, C15*

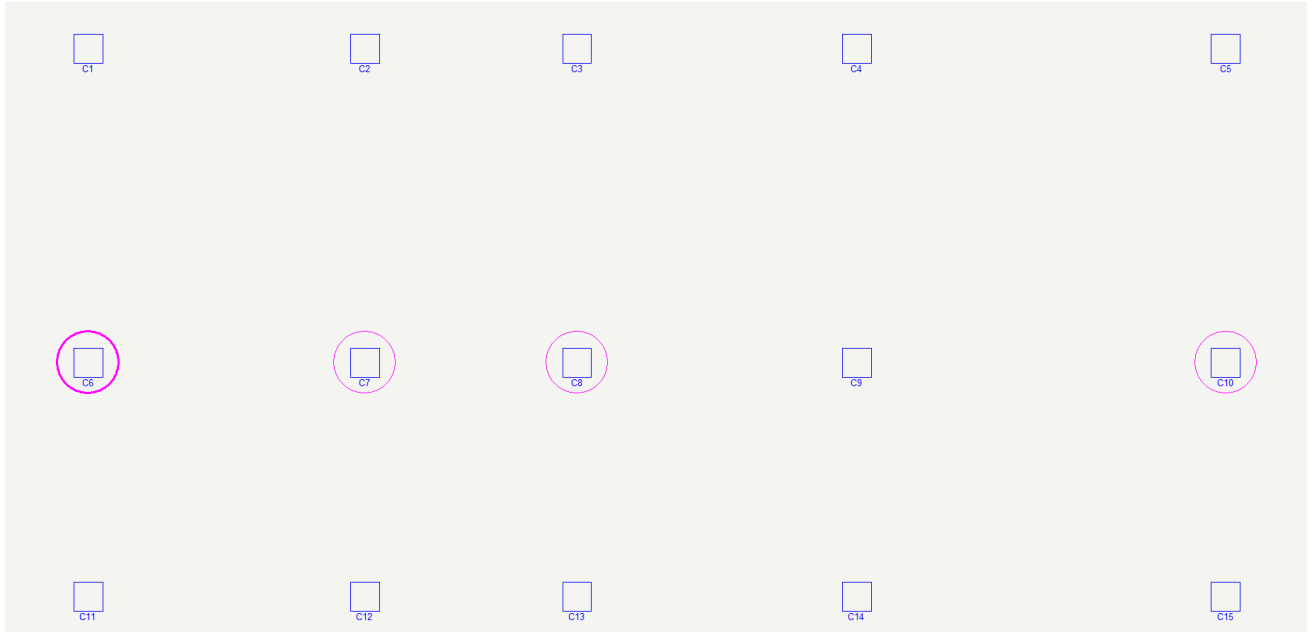


*Figura 3: Vista en planta de columnas tipo I*

*las columnas tienen una sección de 47x47 cm y absorben el 100% del cortante sísmico a falta de muros estructurales o vigas diagonales, se escogió una sección con dimensión irregular para que con ayuda del tartajeo obtenga una medida exacta como es 50x50 cm.*

### 3.1.2.3.2 Columnas tipo II

Nomenclatura: C6, C7, C8, C10

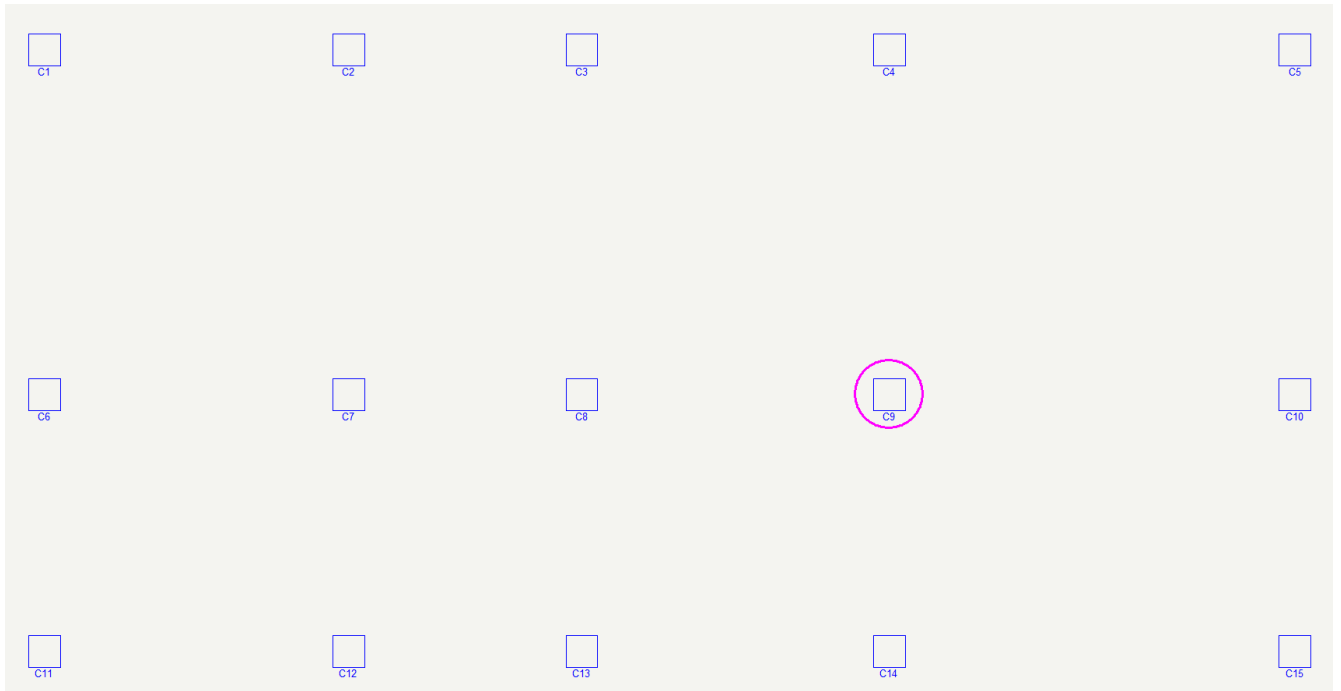


*Figura 4: Vista en planta columnas tipo II*

Estas columnas son de igual dimensión que las tipo I y III, pero con un armado diferente armado y altura en el nivel 4

### 3.1.2.3.3 Columnas tipo III

*Nomenclatura: C9*



*Figura 5: Vista en Planta columnas tipo III*

Esta columna es la más cargada de todas las demás y es el lugar más cercano a los puntos de concentración del centro de masas y centro de rigidez.

La comprobación del diseño de esta columna se encuentra en los anexos.

### 3.1.2.4 Vigas

#### 3.1.2.4.1 Vigas más cargadas en el forjado 1y2

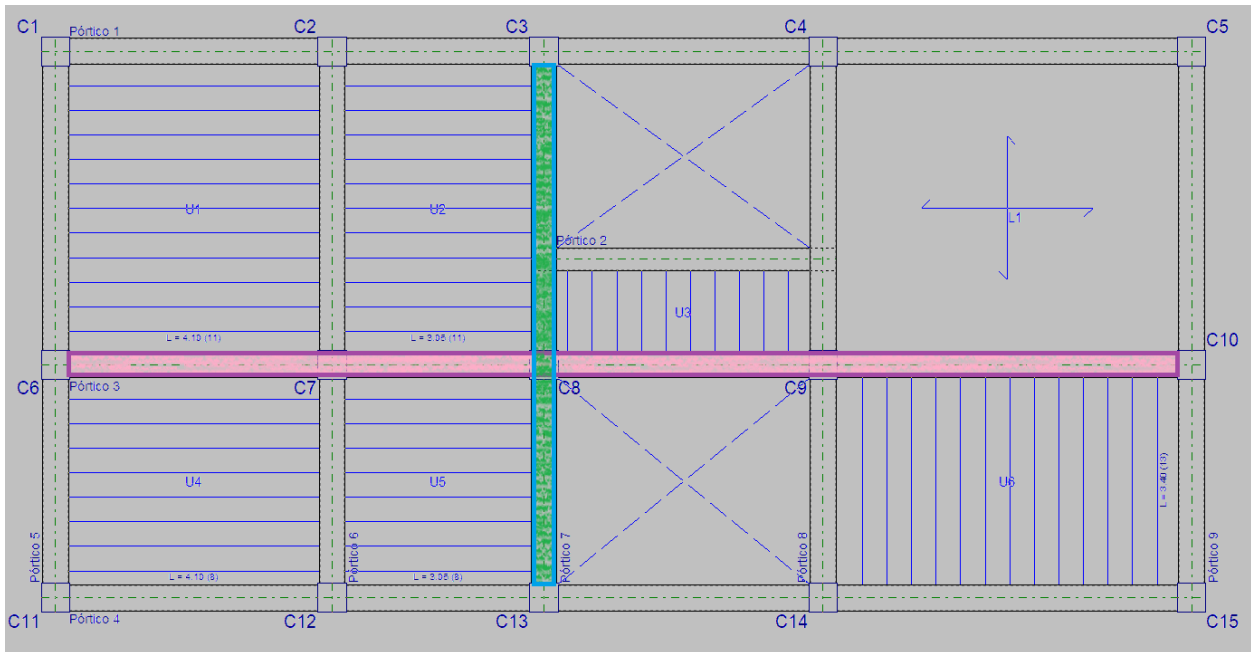


Figura 6: Vigas más cargadas en el forjado 1y2

Las columnas señaladas son las más cargadas y representativas, el pórtico 3 de primer nivel que es la que está señalada de color rosado cuenta con la comprobación de su diseño en los anexos.

### 3.1.2.4.2 Vigas más cargadas en el forjado 3

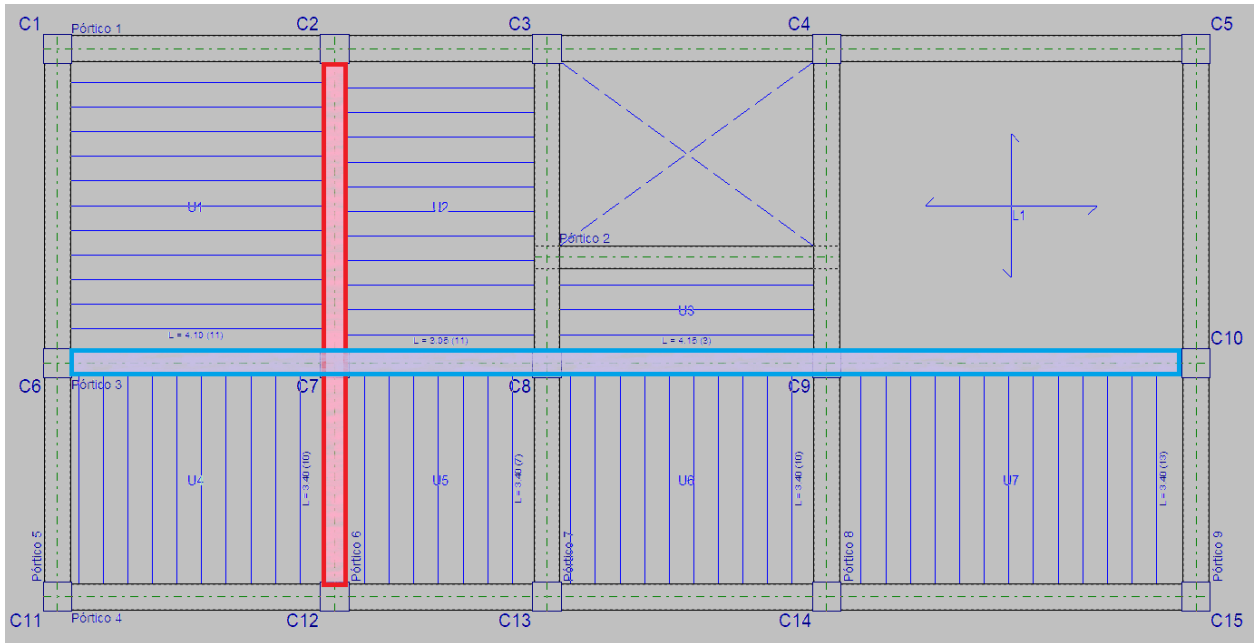


Figura 7: Viga mas cargada en el forjado 3

Las vigas más representativas son las señaladas y son las más cargadas de toda la estructura por tener un auditorio y una biblioteca sobre ellas.

### 3.1.2.4.3 Vigas más cargadas en el forjado 4 (Cubierta)

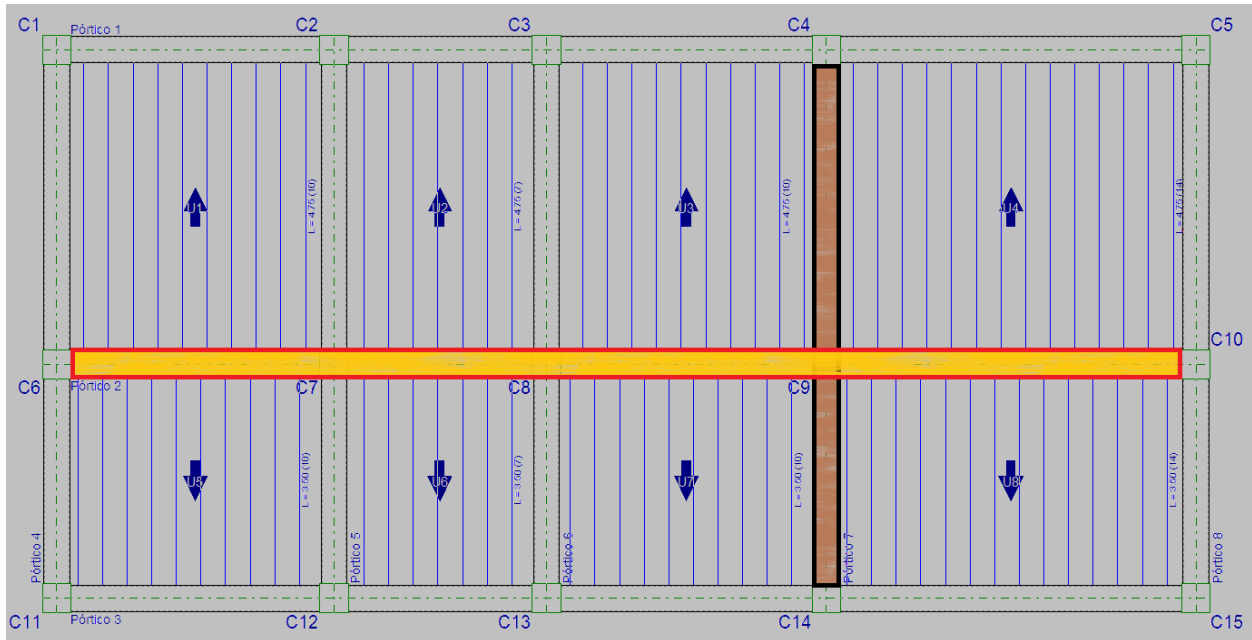


Figura 8: Viga más cargada en el forjado 4

La viga más cargada es la que pertenece al pórtico 2 (señalada de amarillo) en el eje "X" y el el "Y" es la que pertenece al pórtico 7 de color marrón.

### 3.1.2.5 Losas

#### 3.1.2.5.1 Losa aligerada

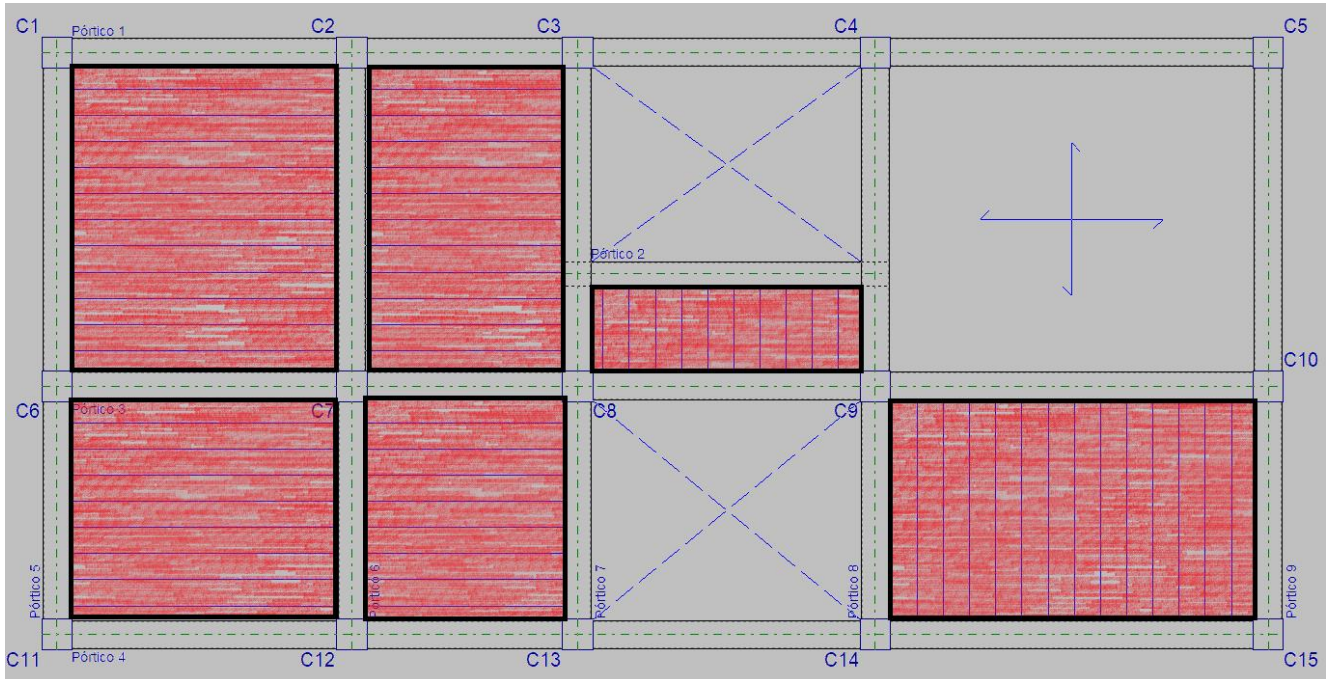


Figura 9: Losa aligerada forjados 1y2

Las losas de los forjados(niveles) 1 y 2, poseen el mismo armado y dirección y son las señaladas de rojo su sección es de 20 centímetros de espesor y con una vigueta de 10 cm.

### 3.1.2.5.2 Losa maciza

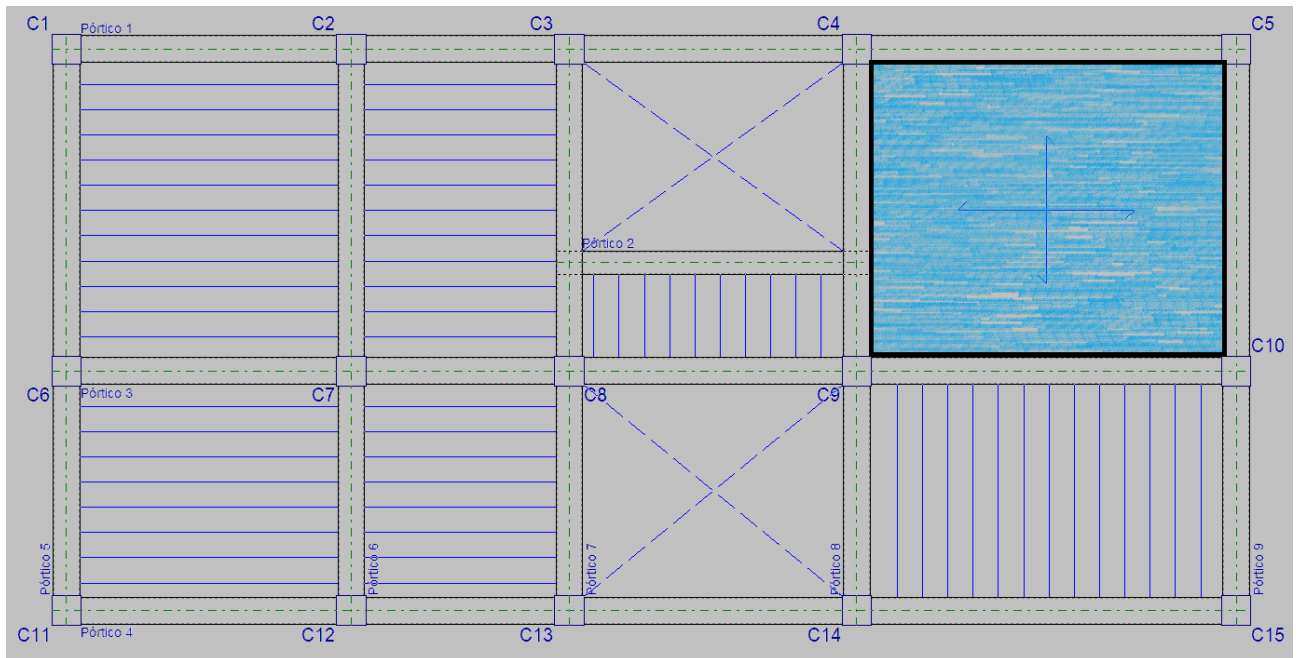


Figura 10: Losa maciza forjado 1y2

Se diseñó en la zona más cargada una losa maciza de 15 cm de espesor en cada nivel, señalada de color celeste.



### 3.1.2.6 Cimentación

#### 3.1.2.6.1 Cimentación más cargada

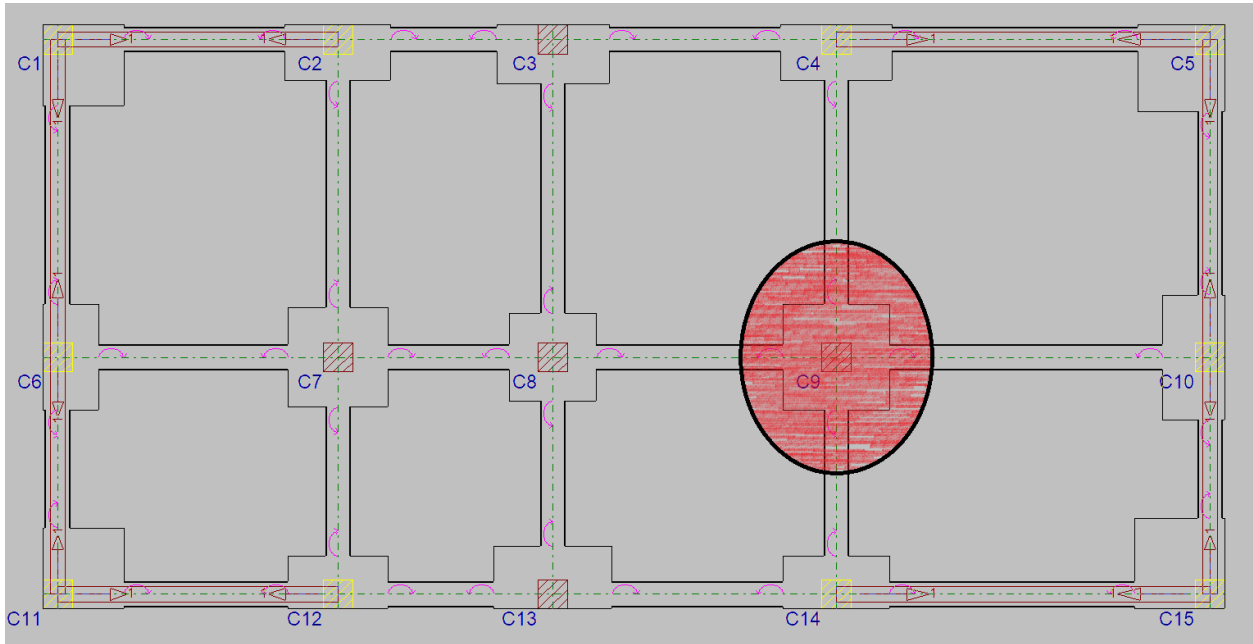


Figura 11: Cimentación más cargada ( Zapata C9)

La cimentación más cargada es la zapata C9, de la que se puede obtener las comprobaciones reglamentarias de su diseño en los anexos.

### 3.1.3 Aspectos del diseño sísmico

Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016) Diseño Sismo resistente

Método de cálculo: Análisis modal espectral (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Artículo 4.6)

#### 3.1.3.1 Datos generales de sismo

##### 3.1.3.1.1 Parámetros de zonificación sísmica

##### 3.1.3.1.1.1 Factor de zona (z)

Figura 12: Zonas sísmicas

Texto Extraído 3-1: Factor de zona

“El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 11. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.”

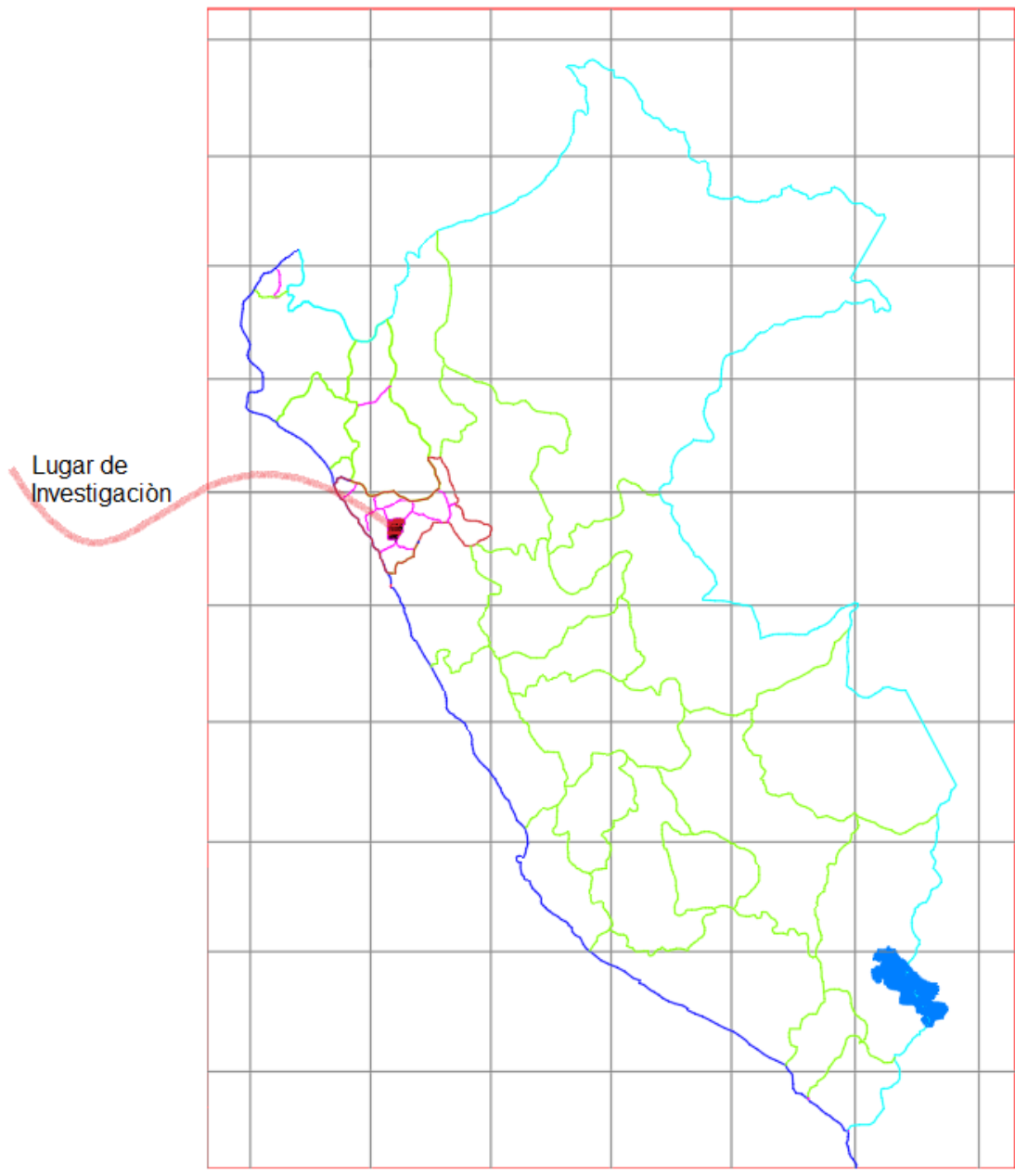
Fuente: Norma E030-cap 2.1



Fuente: Norma E030-cap 2 del RNE

El lugar el estudio se encuentra ubicada en el distrito de Huaso, provincia de Julcan región La Libertad.

Lo que ubica al proyecto en la zona sísmica 3 y le da el factor de zona de 0.35 g



*Figura 13 Ubicacion del lugar de investigaciòn*

### 3.1.3.1.1.2 Factor de uso (U)

“Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 3-4. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla 3-4 se usará según la clasificación que se haga.” (Norma Técnica E.030, Diseño Sismo Resistente. 2016 n.º 3.1)

*Cuadro 3-4: Categoría de las edificaciones y Factor U*

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR (U)
A : EDIFICACIONES ESENCIALES	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	1.5
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</p> <p>Puertos, aeropuertos, <b>locales municipales</b>, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</p>	1.5

Fuente: Norma E030-cap 3.1 (Cuadro N°5) del RNE

De lo que podemos decir que el lugar de investigación tiene categoría A2 (edificación esencial) y factor de uso 1.5

### 3.1.3.1.1.3 Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

*Texto Extraído 3-2: Parámetros de sitio (S, Tp , Tl)*

“Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas 3-13 y 3-14”

Fuente: Norma E030-cap 2.4

*Cuadro 3-5: Factor de suelo S*

Factor de suelo "S"				
	S0	S1	S2	S3
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: Norma E030-cap 2.4 (Cuadro N°3) del RNE

*Cuadro 3-6: Periodos "Tp" y "Tl"*

PERIODOS "Tp" y "Tl"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
Tl (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma E030-cap 2.4 (Cuadro N°4) del RNE

Donde podemos decir que en el área de investigación el factor de suelo “S” es 0.8, el periodo que define la plataforma del factor C (Tp) vale 0.3s y el periodo que define el inicio de la zona del facto C (Tl) vale 3.0 s

### 3.1.3.2 Espectro de cálculo

#### 3.1.3.2.1 Coeficiente de Amplificación Sísmico (C)

Donde:

“C” es el factor de amplificación sísmica.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.050 g.

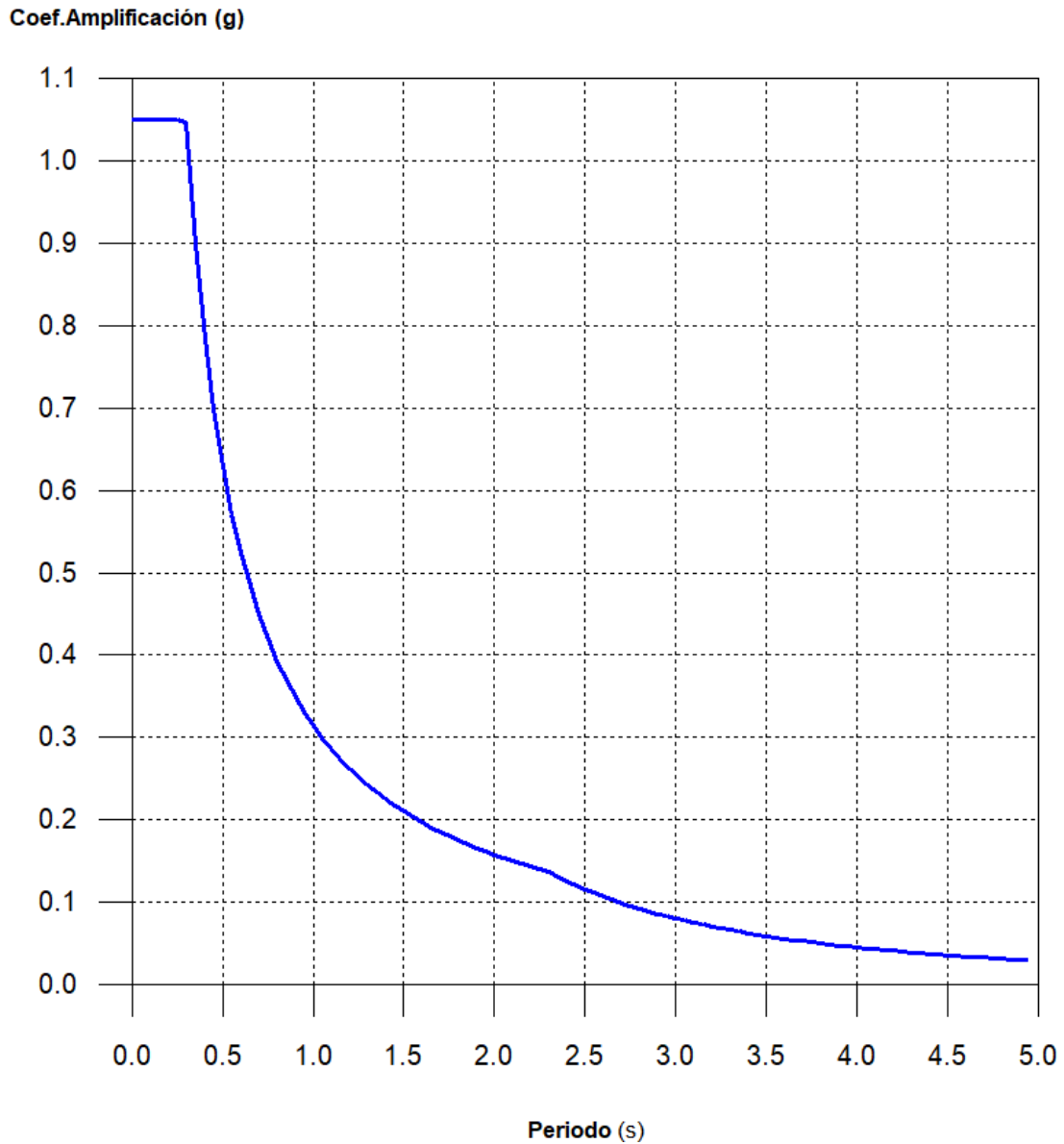


Figura 14: Coeficiente de Amplificación (C)

### 3.1.3.2.2 Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

RX	:	8.00	RoY	:	8.00	lpx	:	1.00
RoX	:	8.00	lax	:	1.00	lpy	:	1.00
RY	:	8.00	lay	:	1.00			

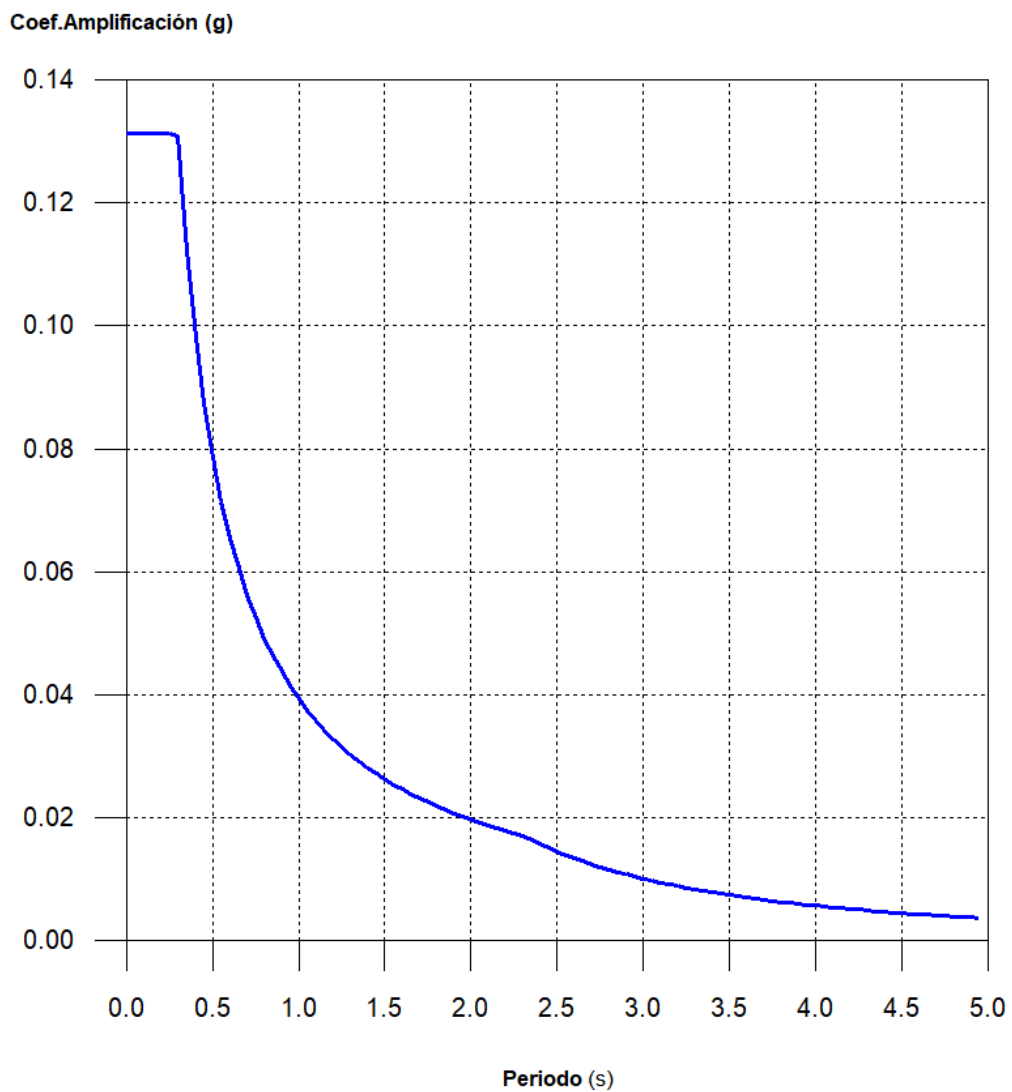


Figura 15: Espectro de diseño según X

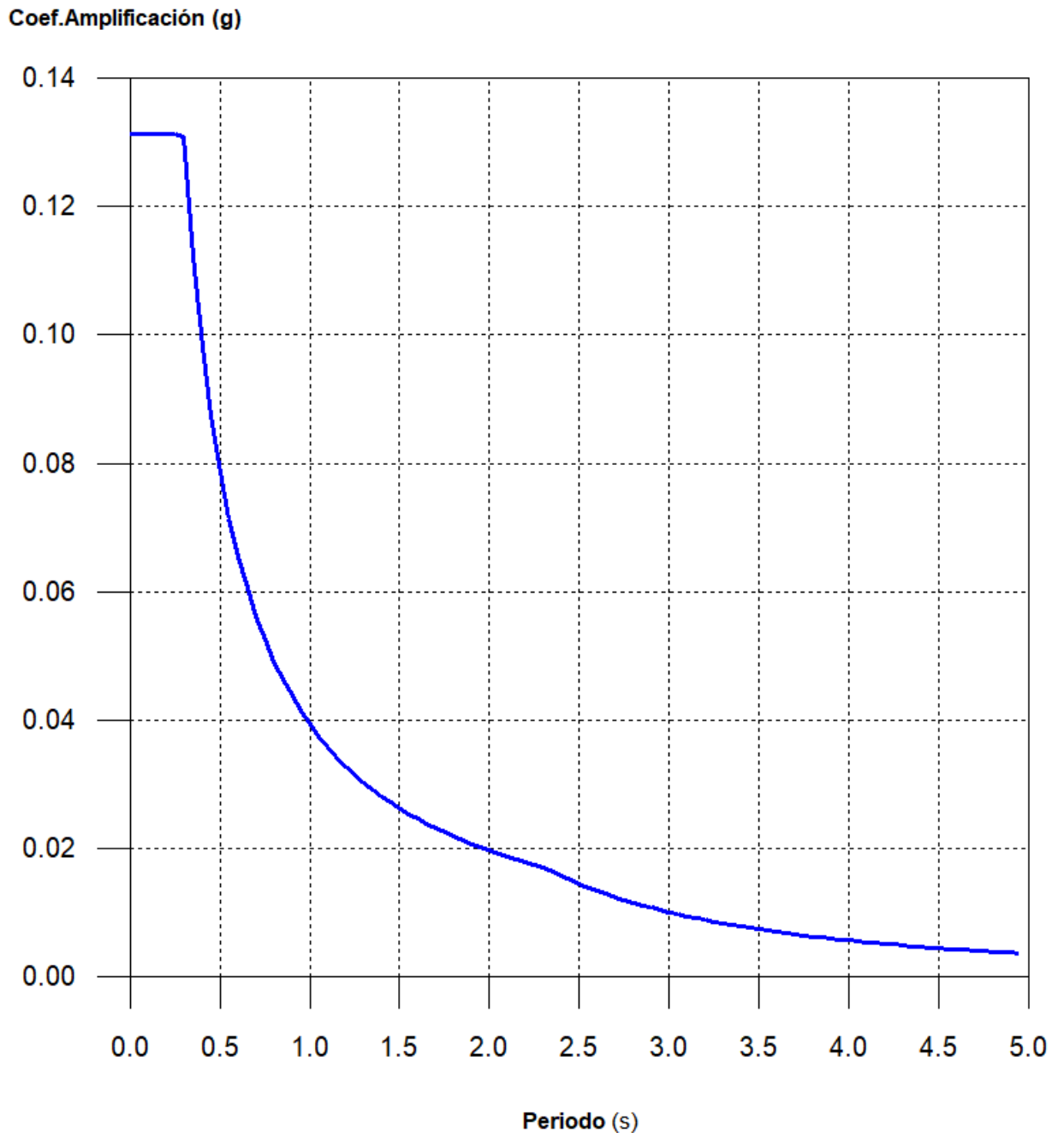


Figura 16: Espectro de diseño según Y



### 3.1.3.3 Coeficientes de participación

Cuadro 3-7: Coeficientes de Participación

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.565	0.0207	0.6007	0.7992	0.1 %	84.71 %	R = 8 A = 0.685 m/s <sup>2</sup> D = 5.53507 mm	R = 8 A = 0.685 m/s <sup>2</sup> D = 5.53507 mm
Modo 2	0.537	0.892	0.0439	0.4499	88.29 %	0.21 %	R = 8 A = 0.721 m/s <sup>2</sup> D = 5.26079 mm	R = 8 A = 0.721 m/s <sup>2</sup> D = 5.26079 mm
Modo 3	0.491	0.0128	0.0292	0.9995	0.62 %	3.2 %	R = 8 A = 0.788 m/s <sup>2</sup> D = 4.81155 mm	R = 8 A = 0.788 m/s <sup>2</sup> D = 4.81155 mm
Modo 4	0.194	0.0206	0.6316	0.775	0.01 %	8.35 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.23112 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.23112 mm
Modo 5	0.184	0.8328	0.0445	0.5519	7.98 %	0.02 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.10205 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.10205 mm
Total					97 %	96.49 %		

### 3.1.3.3.1 Representación de los periodos modales

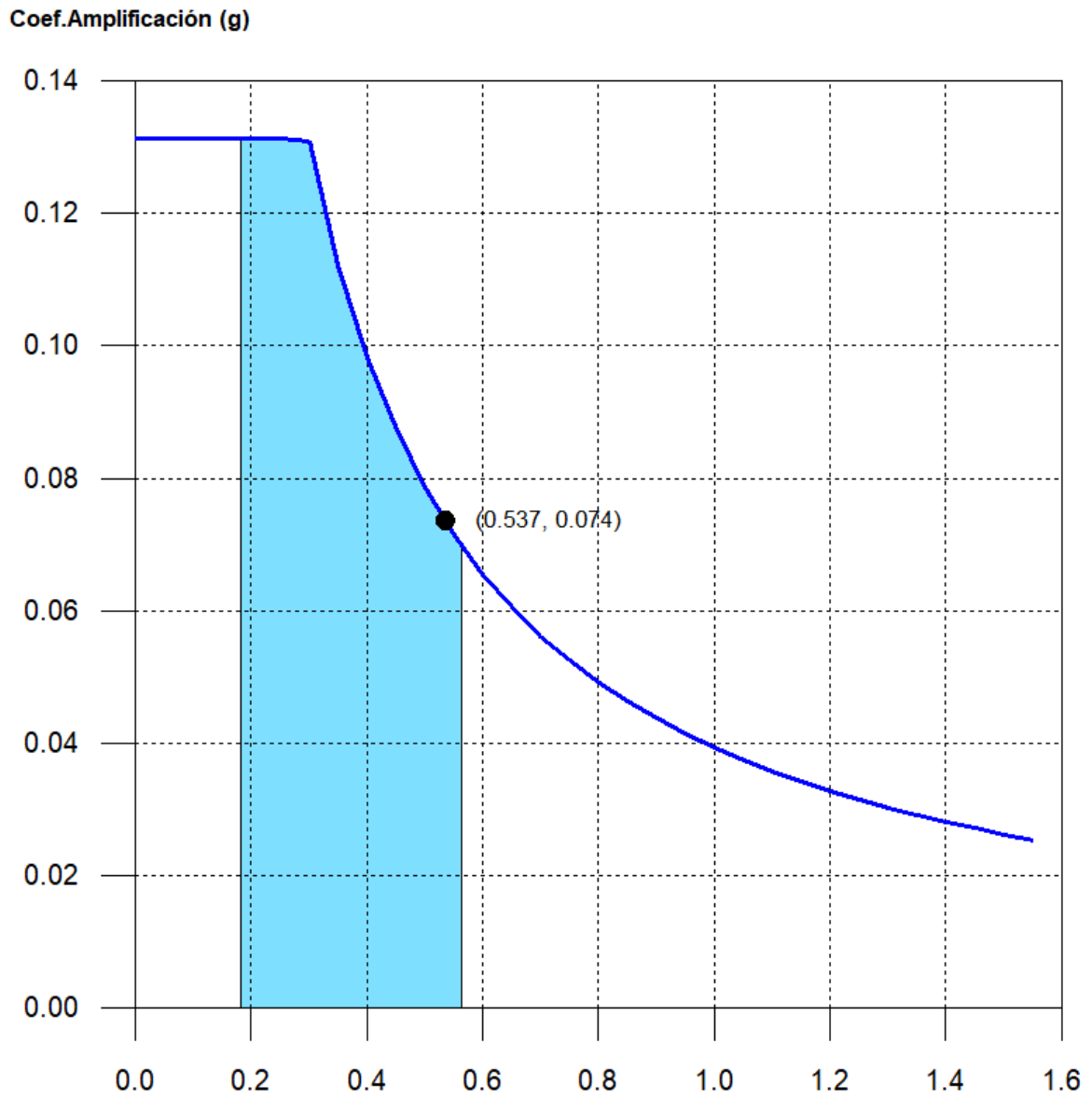


FIGURA N° 17: Espectro de diseño según X, modo 2 - Máximo desplazamiento de masas

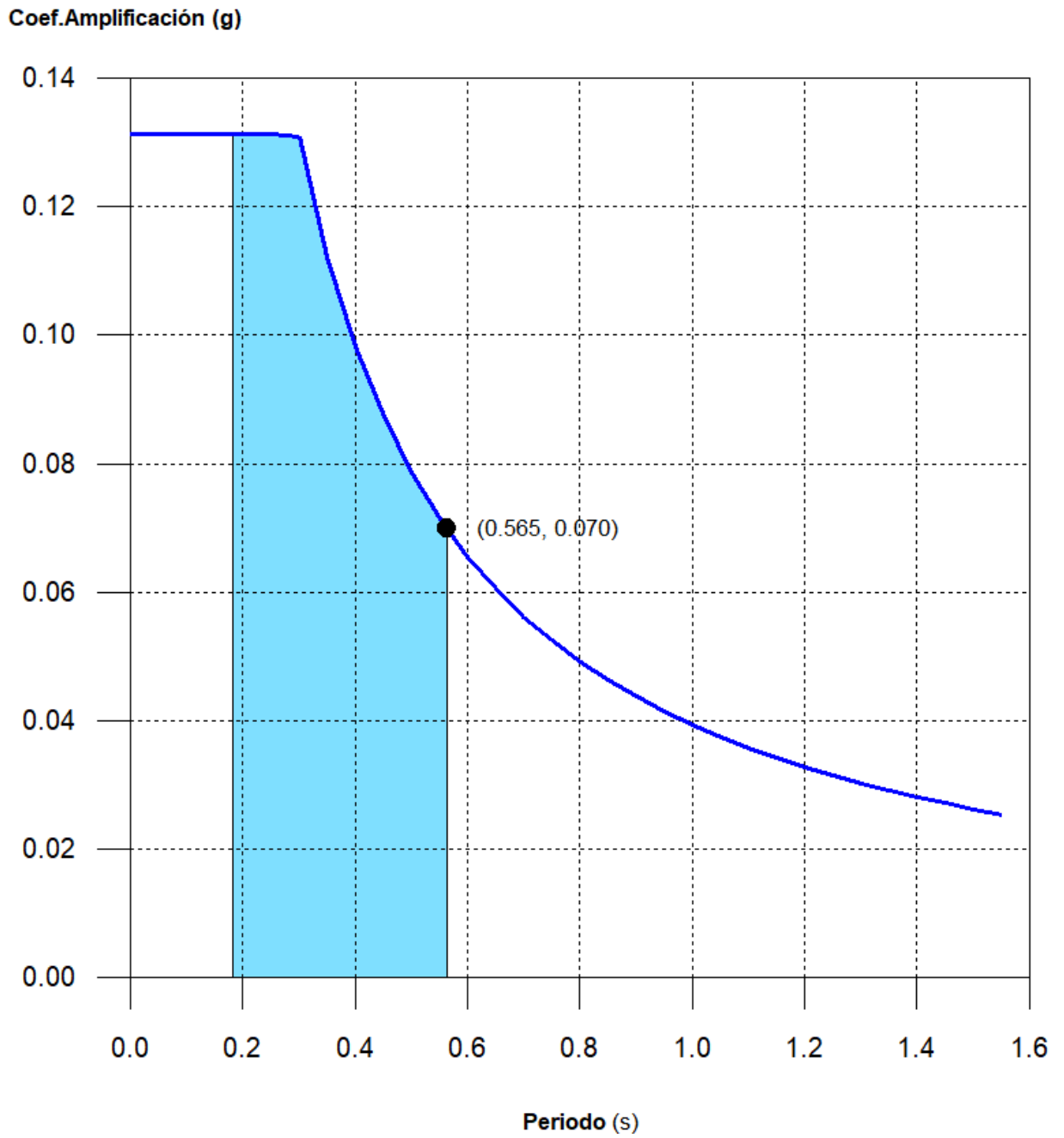


Figura 18: Espectro de diseño según Y, modo 1 - máximo desplazamiento de masas

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se deslaza más del 30% de la masa:

*Cuadro 3-8: Hipotesis de Sismo X1*

<b>Hipótesis Sismo X1</b>		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.537	0.074

*Cuadro 3-9: Hipótesis de sismo Y1*

<b>Hipótesis Sismo Y1</b>		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.565	0.070

#### 3.1.3.4 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

*Cuadro 3-10 Centro de masas, Centro de rigidez y Excentricidades de cada planta*

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	ex (m)	ey (m)
Forjado 4	(9.38, 4.63)	(8.94, 4.56)	0.44	0.07
Forjado 3	(9.40, 4.54)	(8.94, 4.52)	0.46	0.02
Forjado 2	(9.36, 4.68)	(8.94, 4.48)	0.42	0.20
Forjado 1	(9.35, 4.68)	(8.94, 4.48)	0.41	0.20

### 3.1.3.4.1 Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta

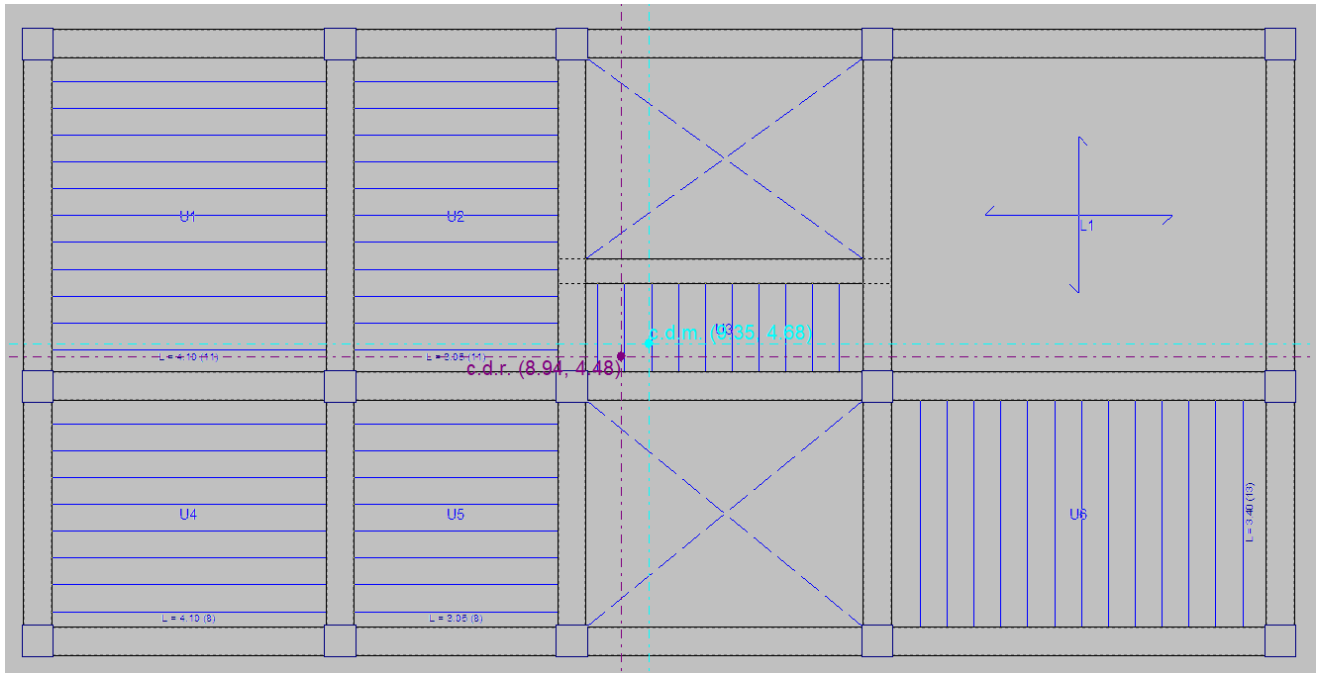


Figura 19: Representación gráfica del CM y CR forjado 1

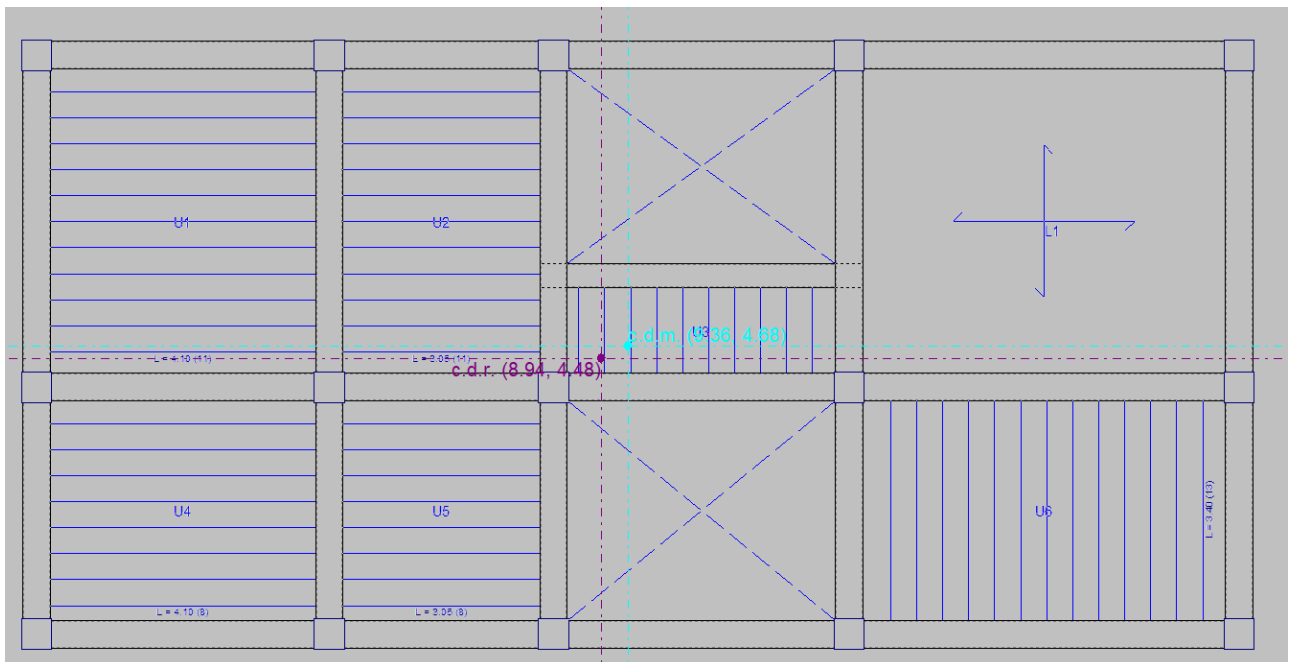


Figura 20: Representación gráfica del CM y CR forjado 2

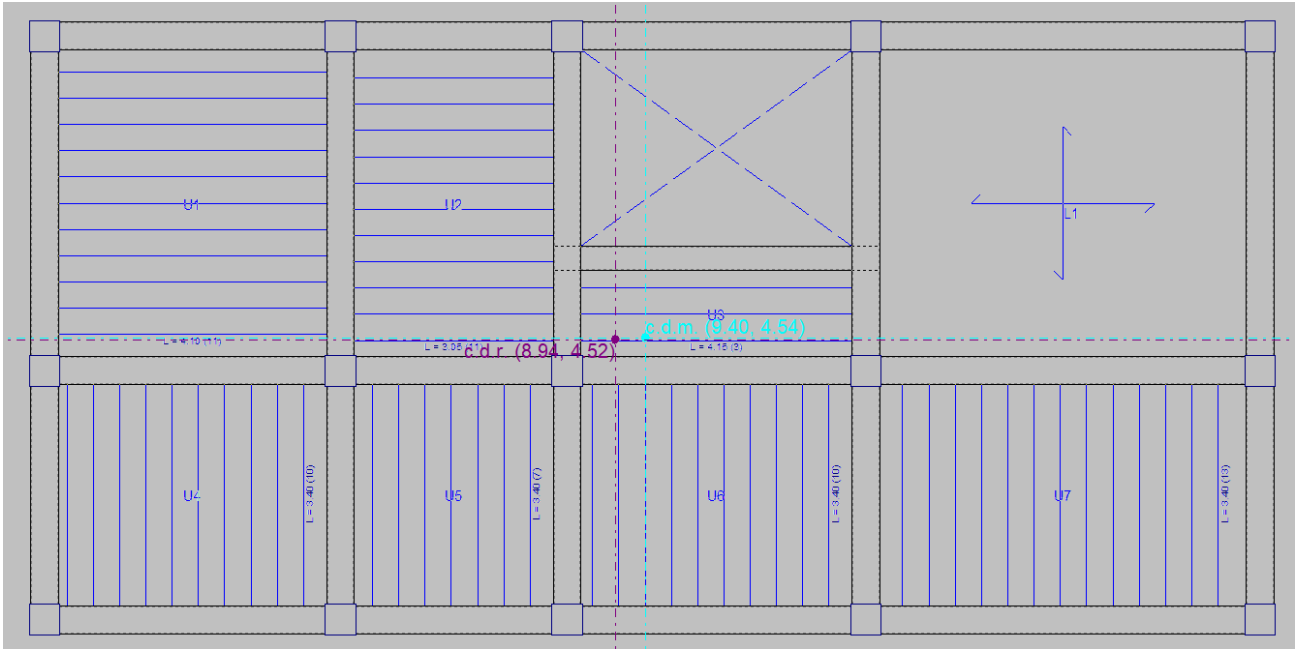


Figura 21: Representación gráfica del CM y CR forjado 3

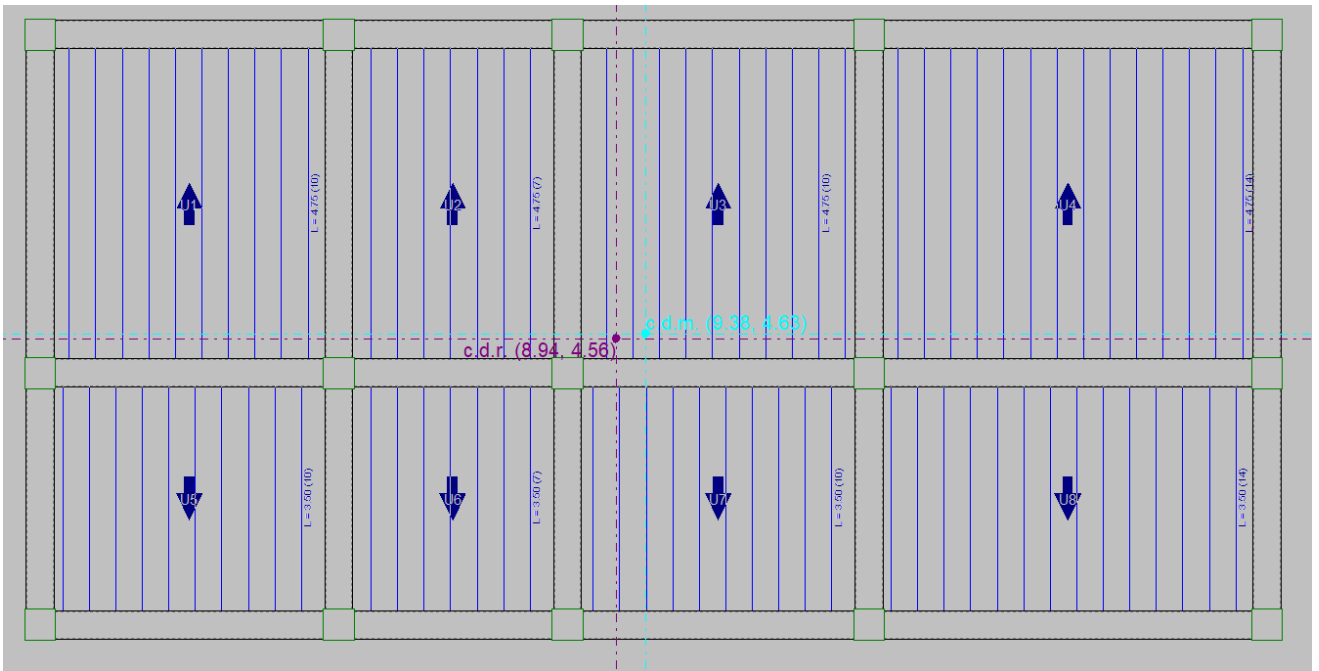


Figura 22: Representación gráfica del CM y CR forjado 4 (cubierta)

### 3.1.3.5 Corrección por cortante basal

#### 3.1.3.5.1 Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico ( $V_d$ ), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Cuadro 3-11: Cortante basal dinámico - Sismo X1

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	$V_x$ (t)	$V_{d,x}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	0.0427	40.0015
	Modo 2	39.2508	
	Modo 3	0.3003	
	Modo 4	0.0071	
	Modo 5	6.3328	

Cuadro 3-12: Cortante basal dinámico - Sismo Y1

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	$V_y$ (t)	$V_{d,y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	35.7726	37.0489
	Modo 2	0.0949	
	Modo 3	1.5574	
	Modo 4	6.6254	
	Modo 5	0.0181	

$V_{d,X}$  : Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$  : Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

### 3.1.3.5.2 Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

**V<sub>S,X</sub>**: Cortante sísmico en la base (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2)

$$V_{S,X} : \underline{61.4771} \text{ t}$$

**S<sub>d,X</sub>(T<sub>a</sub>)**: Aceleración espectral horizontal de diseño (X)

$$S_{d,X}(T_a) : \underline{0.102} \text{ g}$$

**T<sub>a,X</sub>**: Periodo fundamental aproximado (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4)

$$T_{a,X} : \underline{0.39} \text{ s}$$

Tipología estructural (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): I

**h**: Altura del edificio

$$h : \underline{13.60} \text{ m}$$

**V<sub>S,Y</sub>**: Cortante sísmico en la base (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2)

$$V_{S,Y} : \underline{61.4771} \text{ t}$$

**S<sub>d,Y</sub>(T<sub>a</sub>)**: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)

$$S_{d,Y}(T_a) : \underline{0.102} \text{ g}$$

**T<sub>a,Y</sub>**: Periodo fundamental aproximado (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4)

$$T_{a,Y} : \underline{0.39} \text{ s}$$

Tipología estructural (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): I

**h**: Altura del edificio

$$h : \underline{13.60} \text{ m}$$

**P**: Peso sísmico total de la estructura

$$P : \underline{604.6799} \text{ t}$$

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

**p<sub>i</sub>**: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

**Cuadro 3-13: Medrado de Cargas por nivel**

Planta	P <sub>i</sub> (t)
Forjado 4	120.4893
Forjado 3	167.1633
Forjado 2	156.8569
Forjado 1	160.1704
<b>P=Σp<sub>i</sub></b>	<b>604.6799</b>



### 3.1.3.5.3 Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base ( $V_d$ ), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático ( $V_s$ ), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación:  $0.80 \cdot V_s / V_d$ .

Geometría en altura (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Artículo 3.5):  
Regular

Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016) (Artículo 4.6.4)

*Cuadro 3-14: Factor de modificación  $0.8V_s/V_d$*

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 40.0015 t $\geq$ 49.1817 t	1.23
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 37.0489 t $\geq$ 49.1817 t	1.33

### 3.1.3.6 Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

#### 3.1.3.6.1 Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes Cuadros no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Cuadro 3-15: Hipótesis Sísmica: Sismo X1

Planta	$Q_x$ (t)	$F_{eq,X}$ (t)	$Q_y$ (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
Forjado 4	13.3303	13.3303	1.1477	1.1477
Forjado 3	25.5114	13.3292	2.2045	1.1482
Forjado 2	34.1748	11.2162	2.9560	0.9445
Forjado 1	40.0015	7.9521	3.4387	0.6365

Cuadro 3-16: Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	$Q_x$ (t)	$F_{eq,X}$ (t)	$Q_y$ (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
Forjado 4	1.1361	1.1361	12.7871	12.7871
Forjado 3	2.1920	1.1434	23.8490	12.3764
Forjado 2	2.9428	0.9575	31.7055	10.6367
Forjado 1	3.4436	0.6764	37.0489	7.5117

### 3.1.3.6.1.1 Cortantes sísmicos máximos por planta

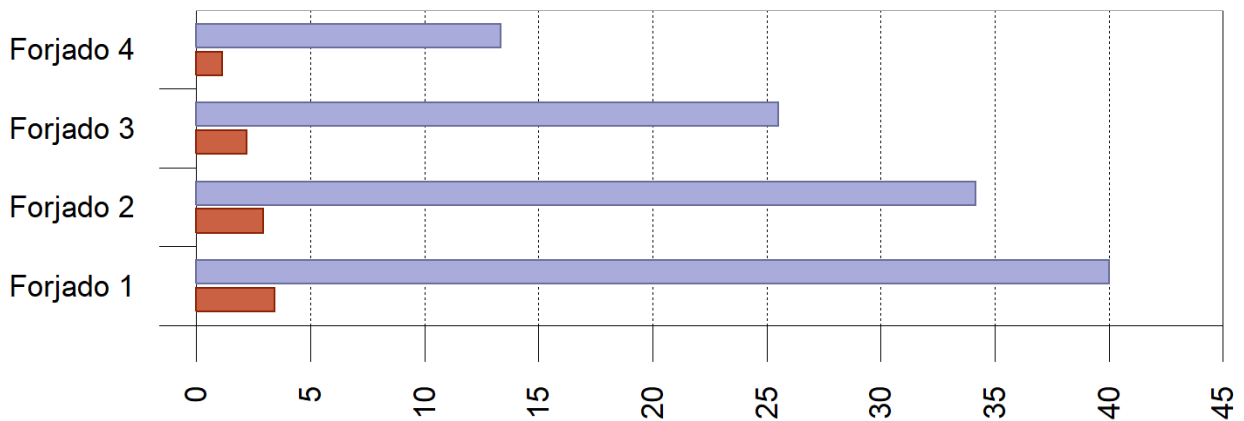
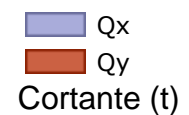


Figura 23: Hipótesis Sísmica máximo: Sismo X1

Guía:



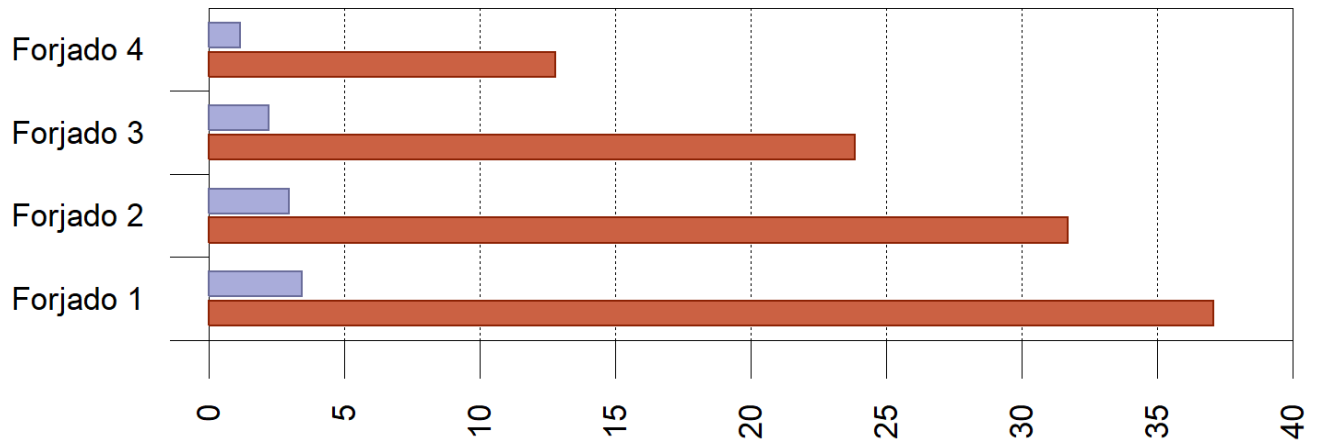


Figura 24: Hipótesis sísmica máximo: Sismo Y1

### 3.1.4 Desplazamientos

#### 3.1.4.1 Desplazamientos en dirección X

*Cuadro 3-17: Desplazamientos de eje 1*

Eje 1	Nivel	Desp. X (mm)
C1,C2,C3,C4,C5	Forjado 4	54.79
	Forjado 3	45.42
	Forjado 2	34.12
	Forjado 1	19.01
	Cimentación	0

*Cuadro 3-18: Desplazamientos del eje 2*

Eje 2	Nivel	Desp. X (mm)
C6,C7,C8,C9,C10	Forjado 4	50.65
	Forjado 3	41.96
	Forjado 2	31.51
	Forjado 1	17.57
	Cimentación	0

*Cuadro 3-19: Desplazamientos de eje 3*

Eje 3	Nivel	Desp. X (mm)
C10,C11,C12,C13,C14,C15	Forjado 4	49.78
	Forjado 3	41.23
	Forjado 2	30.95
	Forjado 1	17.24
	Cimentación	0

### 3.1.4.2 Desplazamientos en dirección Y

*Cuadro 3-20: Desplazamientos en dirección A*

Eje A	Nivel	Desp. Y (mm)
C1,C6,C11	Forjado 4	13.88
	Forjado 3	11.84
	Forjado 2	8.49
	Forjado 1	4.49
	Cimentación	0

*Cuadro 3-22: Desplazamientos en dirección C*

Eje C	Nivel	Desp. Y (mm)
C3,C8,C13	Forjado 4	13.88
	Forjado 3	11.84
	Forjado 2	8.49
	Forjado 1	4.49
	Cimentación	0

*Cuadro 3-21: Desplazamientos en dirección B*

Eje B	Nivel	Desp. Y (mm)
C2,C7,C12	Forjado 4	13.88
	Forjado 3	11.84
	Forjado 2	8.49
	Forjado 1	4.49
	Cimentación	0

*Cuadro 3-23: Desplazamientos en dirección D*

Eje D	Nivel	Desp. Y (mm)
C4,C9,C14	Forjado 4	13.96
	Forjado 3	11.89
	Forjado 2	8.51
	Forjado 1	4.49
	Cimentación	0

*Cuadro 3-24: Desplazamientos en dirección E*

Eje E	Nivel	Desp. Y (mm)
C5,C10,C15	Forjado 4	13.96
	Forjado 3	11.89
	Forjado 2	8.51
	Forjado 1	4.49
	Cimentación	0

## 3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL II (APORTICADO DE ACERO LAMINADO)

### 3.2.1 Datos Generales De La Estructura

#### 3.2.1.1 Acciones Consideradas

##### 3.2.1.1.1 Gravitatorias

*Cuadro 3-25: acciones consideradas gravitatorias por nivel*

Planta	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (t/m <sup>2</sup> )
Nivel 4	0.00	0.15
Nivel 3	0.30	0.25
Nivel 2	0.20	0.15
Nivel 1	0.20	0.15
Cimentación		

##### 3.2.1.1.2 Sismo

Norma utilizada: Norma Técnica E.030 2014

Método de cálculo: Análisis modal espectral (Norma Técnica E.030 2014 Artículo 4.6)

##### 3.2.1.1.3 Hipótesis de carga

Peso propio

Cargas muertas

Sobrecarga de uso

Sismo X

Sismo Y

##### 3.2.1.2 Estados Límite

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones

(NTE E.060:2009)

E.L.U. de rotura. Acero laminado

(AISC 360-10 – LRFD) ;(ASCE 7)

Desplazamientos

(Acciones Características)

### 3.2.1.3 Situaciones De Proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

#### 3.2.1.3.1 Situaciones persistentes o transitorias

#### 3.2.1.3.2 Situaciones sísmicas

#### 3.2.1.3.3 Combinaciones

*Cuadro 3-26: E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones*

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.400	1.400	1.700		
3	0.900	0.900		-1.000	
4	1.250	1.250		-1.000	
5	0.900	0.900	1.250	-1.000	
6	1.250	1.250	1.250	-1.000	
7	0.900	0.900		1.000	
8	1.250	1.250		1.000	
9	0.900	0.900	1.250	1.000	
10	1.250	1.250	1.250	1.000	
11	0.900	0.900			-1.000
12	1.250	1.250			-1.000
13	0.900	0.900	1.250		-1.000
14	1.250	1.250	1.250		-1.000
15	0.900	0.900			1.000
16	1.250	1.250			1.000
17	0.900	0.900	1.250		1.000
18	1.250	1.250	1.250		1.000

*Cuadro 3-27: E.L.U. de rotura. Acero laminado*

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.200	1.200			
3	1.200	1.200	1.600		
4	1.200	1.200		-1.000	
5	1.200	1.200	0.500	-1.000	
6	1.200	1.200		1.000	
7	1.200	1.200	0.500	1.000	
8	1.200	1.200			-1.000
9	1.200	1.200	0.500		-1.000
10	1.200	1.200			1.000
11	1.200	1.200	0.500		1.000
12	0.900	0.900			
13	0.900	0.900		-1.000	
14	0.900	0.900		1.000	
15	0.900	0.900			-1.000
16	0.900	0.900			1.000

*Cuadro 3-28: Tensiones sobre el terreno*

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	1.000		
3	1.000	1.000		-0.800	
4	1.000	1.000	1.000	-0.800	
5	1.000	1.000		0.800	
6	1.000	1.000	1.000	0.800	
7	1.000	1.000			-0.800
8	1.000	1.000	1.000		-0.800
9	1.000	1.000			0.800
10	1.000	1.000	1.000		0.800

*Cuadro 3-29: Desplazamientos*

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	1.000		
3	1.000	1.000		-1.000	
4	1.000	1.000	1.000	-1.000	
5	1.000	1.000		1.000	
6	1.000	1.000	1.000	1.000	
7	1.000	1.000			-1.000
8	1.000	1.000	1.000		-1.000
9	1.000	1.000			1.000
10	1.000	1.000	1.000		1.000

### 3.2.1.4 Datos Geométricos De Grupos Y Plantas

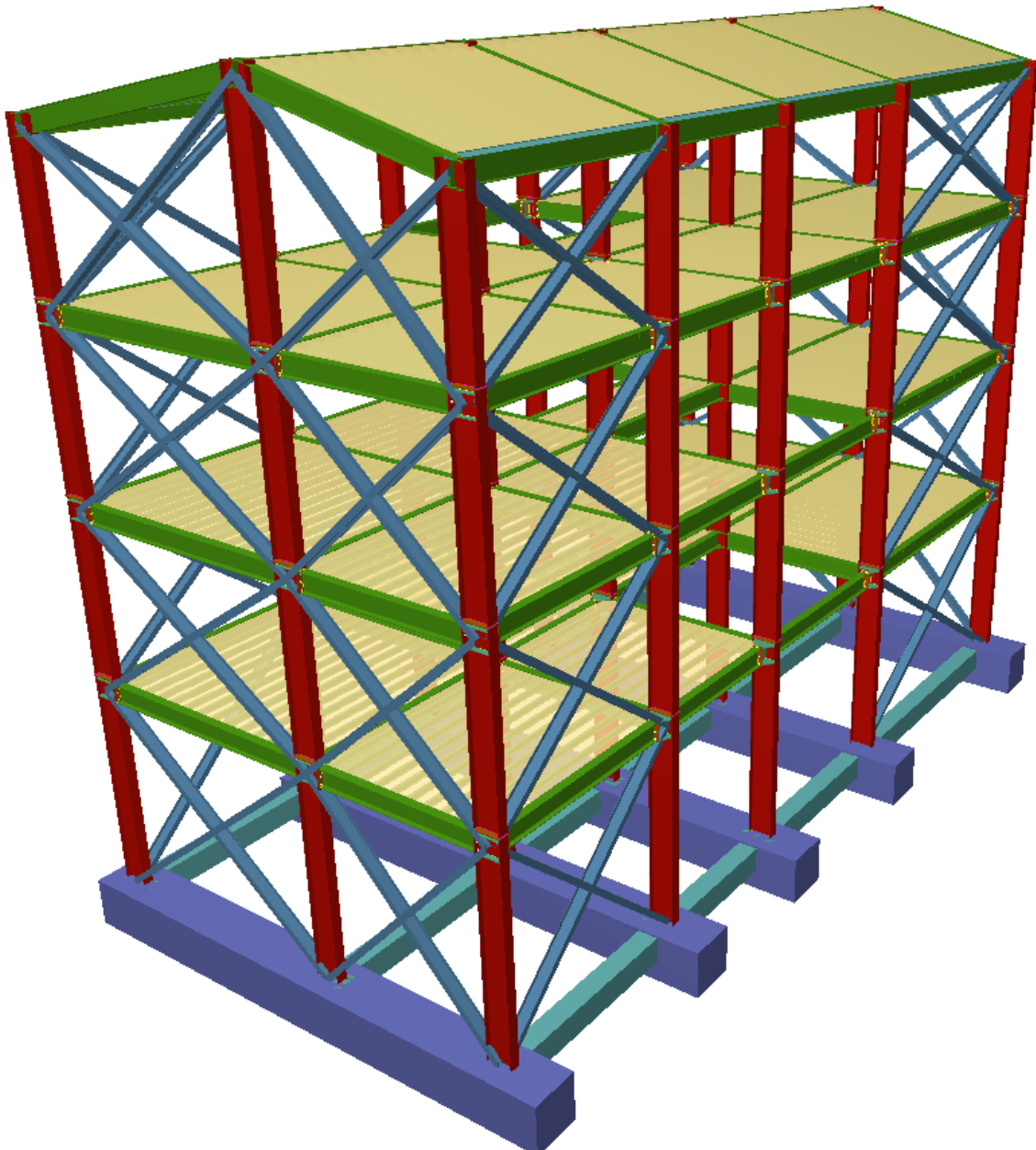
*Cuadro 3-30: Datos Geométricos De Grupos Y Plantas*

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
4	Nivel 4	4	Nivel 4	3.00	13.20
3	Nivel 3	3	Nivel 3	3.40	10.20
2	Nivel 2	2	Nivel 2	3.40	6.80
1	Nivel 1	1	Nivel 1	4.20	3.40
0	Cimentación				-0.80



### 3.2.2 Estructuración.

Se utilizará un sistema a porticado de acero, con un total de 15 columnas, con 5 ejes en dirección "X" y 3 ejes en dirección "Y", también se a incluido vigas inclinadas para controlar y reducir los desplazamientos de manera considerable en ambas direcciones.



*Figura 25 Modelo estructural - Sistema metalico*

### 3.2.2.1 Columnas

Existe solo un tipo de columna como muestra la siguiente Figura todas con el perfil IPE 500

#### 3.2.2.1.1 Columnas tipo I

Nomenclatura: C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10, C11, C12, C13, C14, C15

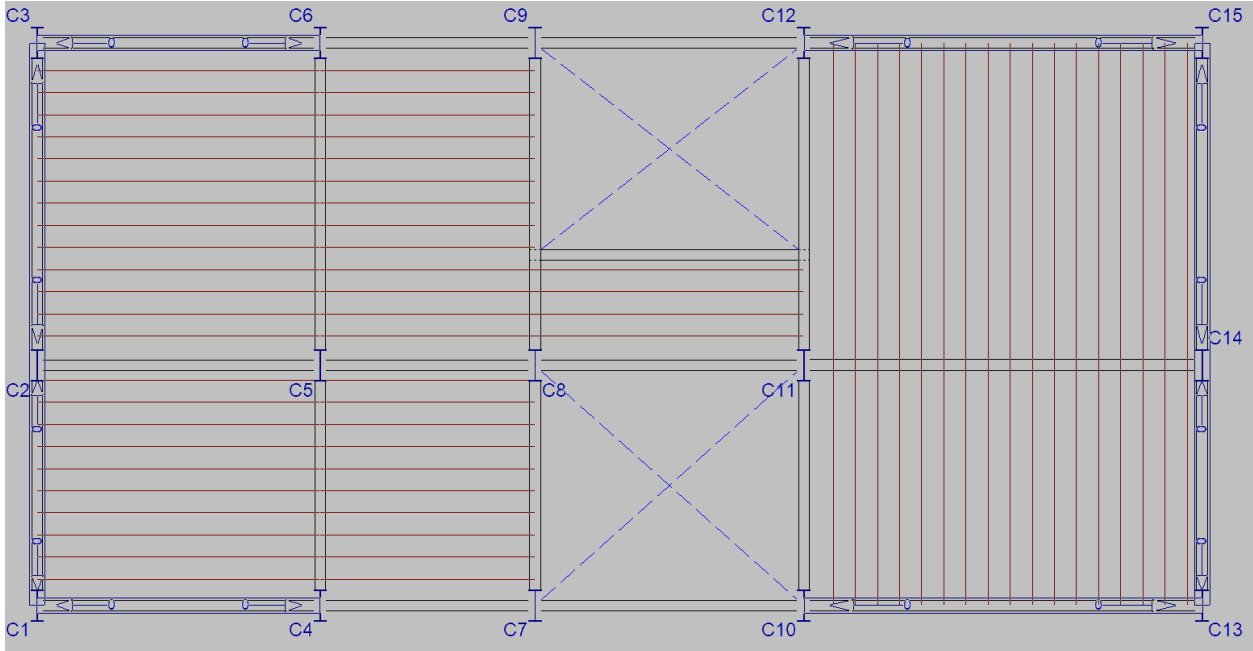


Figura 26: Vista en planta de las columnas tipo I

Todas las columnas del diseño metálico son columnas IPE 500, un perfil tipo I, para ser ancladas en la cimentación se usarán pernos de anclaje de 70, 75 y 80 cm.

La habilitación de los aceros, y soldadura de las uniones tendrán lugar en una carpintería metálica antes de ser llevada a obra.

La comprobación del diseño de esta columna se encuentra en los anexos.

### 3.2.2.2 Vigas

#### 3.2.2.2.1 Vigas más cargadas en el forjado 1y 2

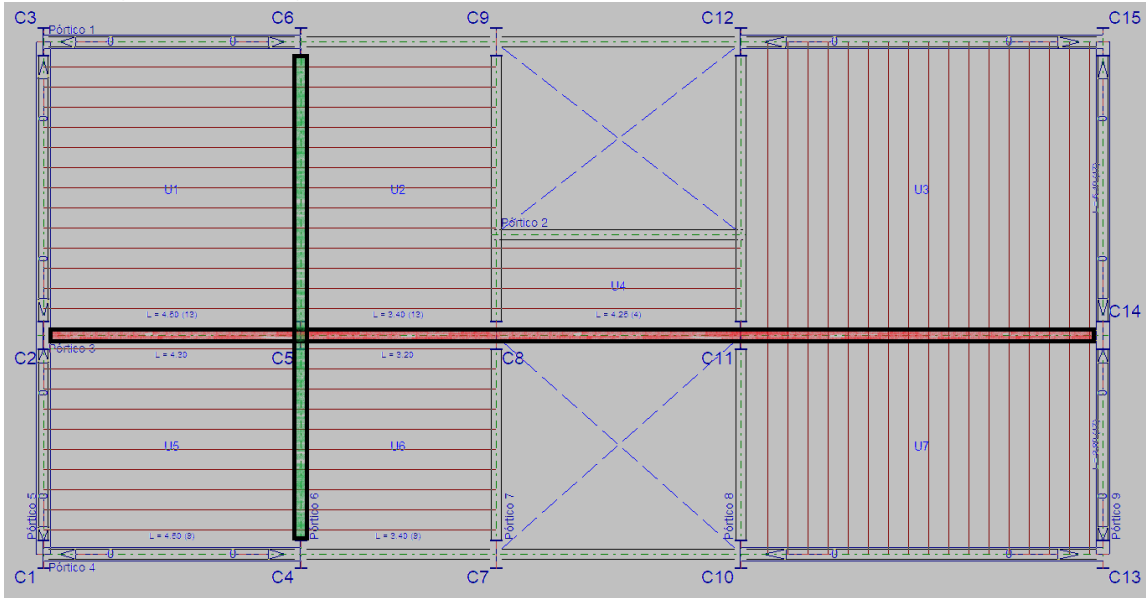


Figura 27: Vigas más cargadas en el forjado 1y 2

Las vigas más cargadas son las que están señaladas de color rojo y verde y sus comprobaciones de diseño reglamentario se encuentran en los anexos.

#### 3.2.2.2.2 Vigas más cargadas en el forjado 3

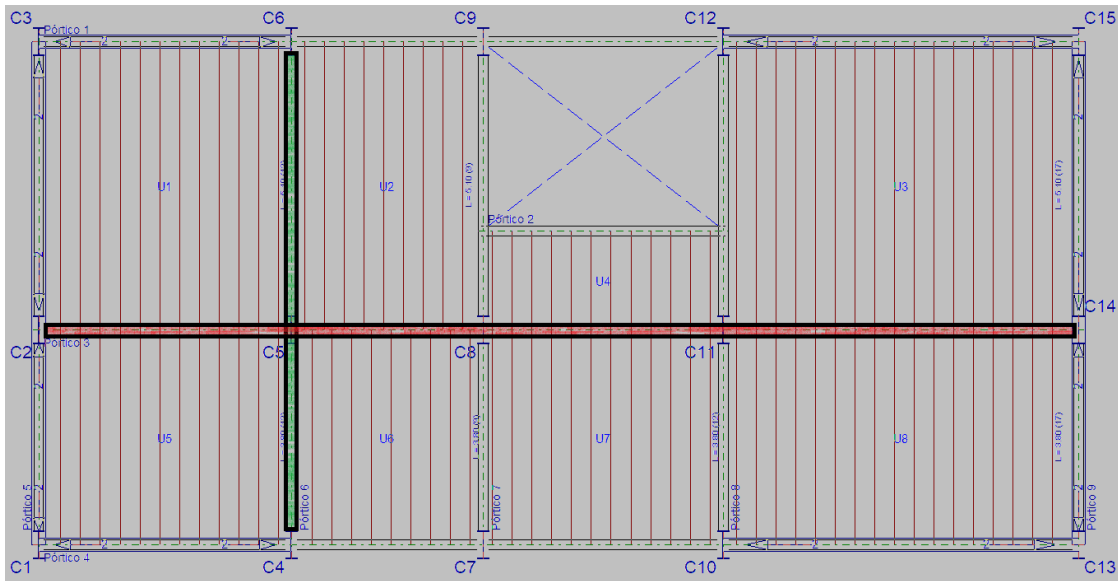


Figura 28: Vigas más cargadas en el forjado 3

Las vigas más cargadas son las que están señaladas de color rojo y verde y sus comprobaciones de diseño reglamentario se encuentran en los anexos.

### 3.2.2.2.3 Vigas más cargadas en el forjado 4 (Cubierta)

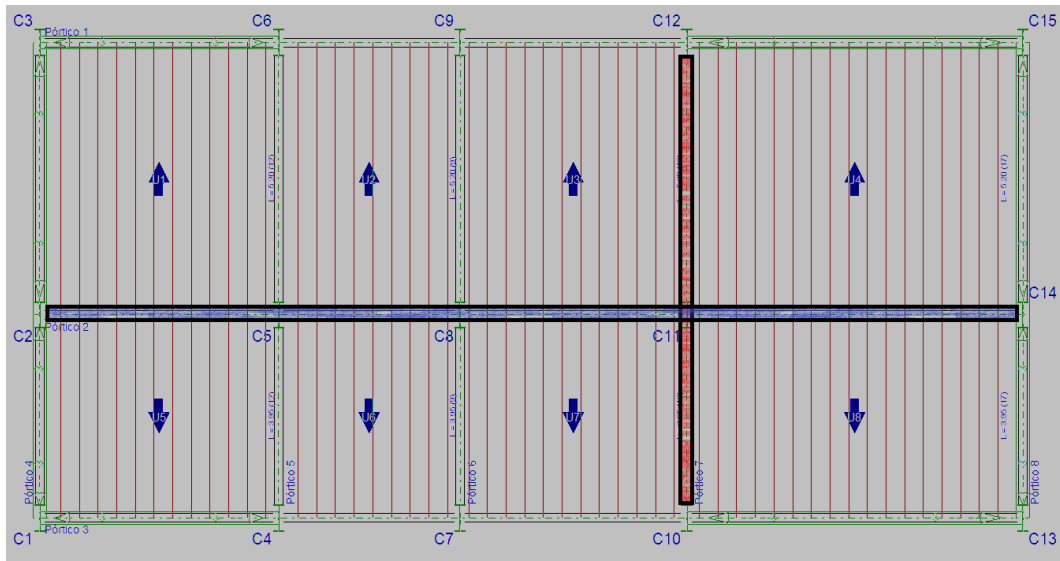


Figura 29: Vigas más cargadas en el forjado 4 (Cubierta)

Las vigas más cargadas son las que están señaladas de color rojo y azul y sus comprobaciones de diseño reglamentario se encuentran en los anexos.

### 3.2.2.3 Losas

#### 3.2.2.3.1 Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 1y2

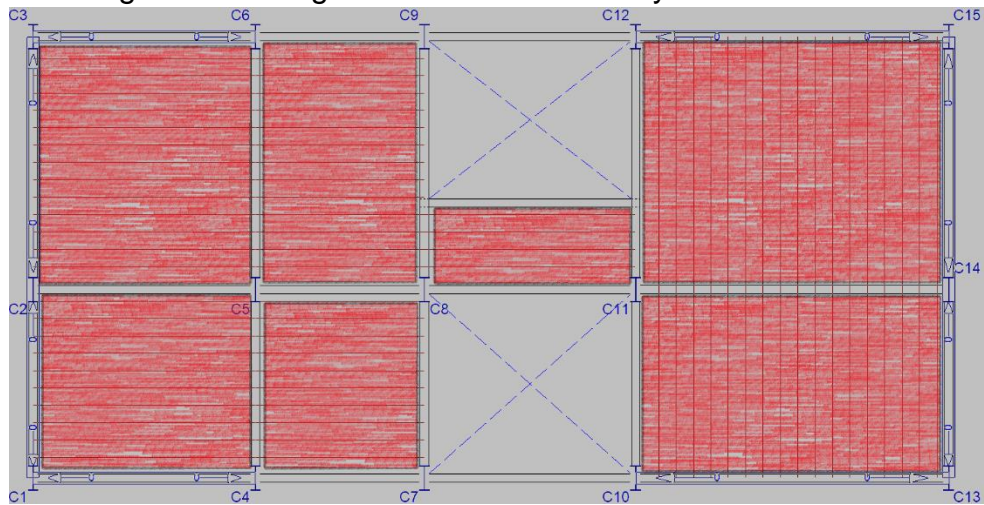
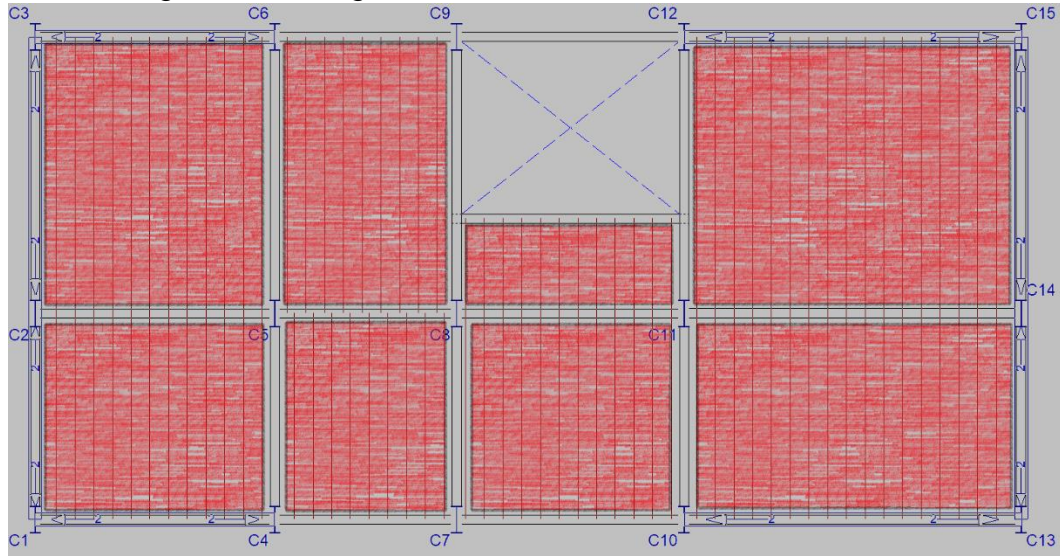


Figura 30: Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 1

Las viguetas de las losas son metálicas con un perfil IPE 80 y con una capa de concreto de 5 cm de espesor, pero en total es de 15 cm de espesor, comprobaciones de diseño reglamentario se encuentran en los anexos

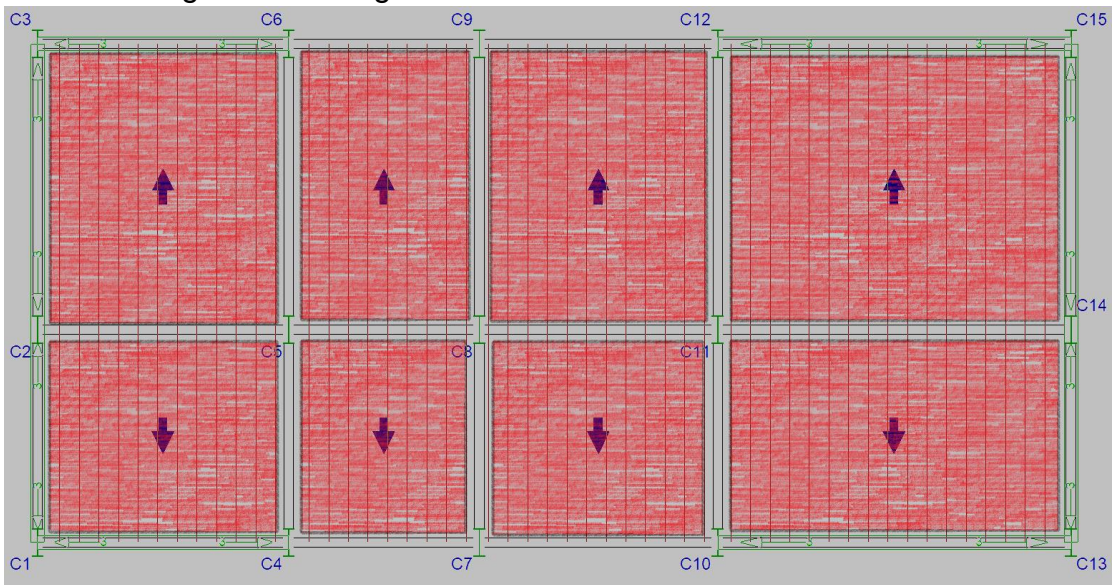
### 3.2.2.3.2 Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 3



*Figura 31: Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 3*

Las viguetas de las losas son metálicas con un perfil IPE 80 y con una capa de concreto de 5 cm de espesor, pero en total es de 15 cm de espesor, comprobaciones de diseño reglamentario se encuentran en los anexos

### 3.2.2.3.3 Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 4



*Figura 32: Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 4*

Las viguetas de las losas son metálicas con un perfil IPE 80 y con una capa de concreto de 5 cm de espesor, pero en total es de 15 cm de espesor, comprobaciones de diseño reglamentario se encuentran en los anexos

### 3.2.2.4 Cimentación

#### 3.2.2.4.1 Cimentación más cargada

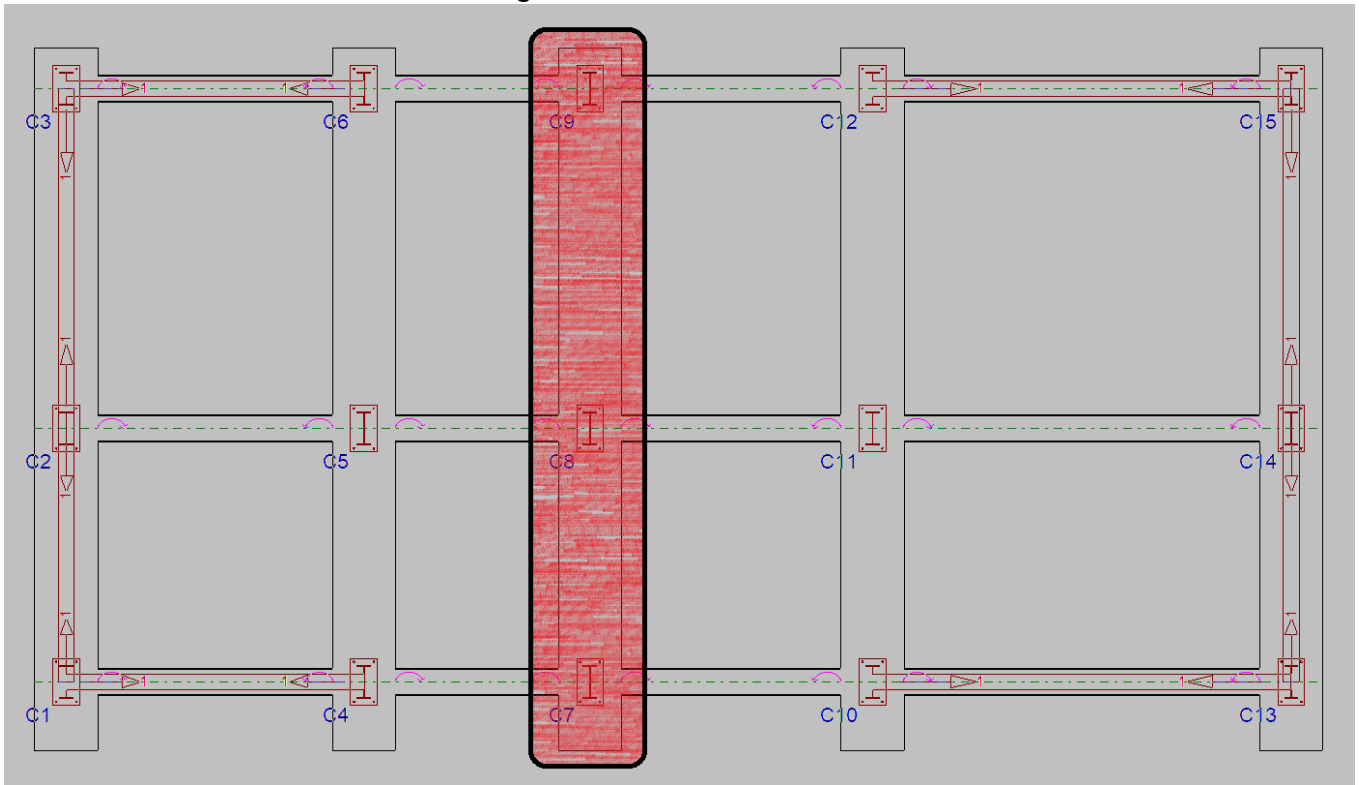


Figura 33: Cimentación mas cargada vista en planta

Las zapatas combinadas usaran un  $f'c$  de  $140 \text{ kg/cm}^2$ , debido a que usara un canto de un metro debido a los pernos de anclaje que son tan largos. Están conectados por medio de unas vigas de cimentación que unen la cimentación y la estructura en una sola.

La comprobación del elemento más cargado se encuentra en los anexos.

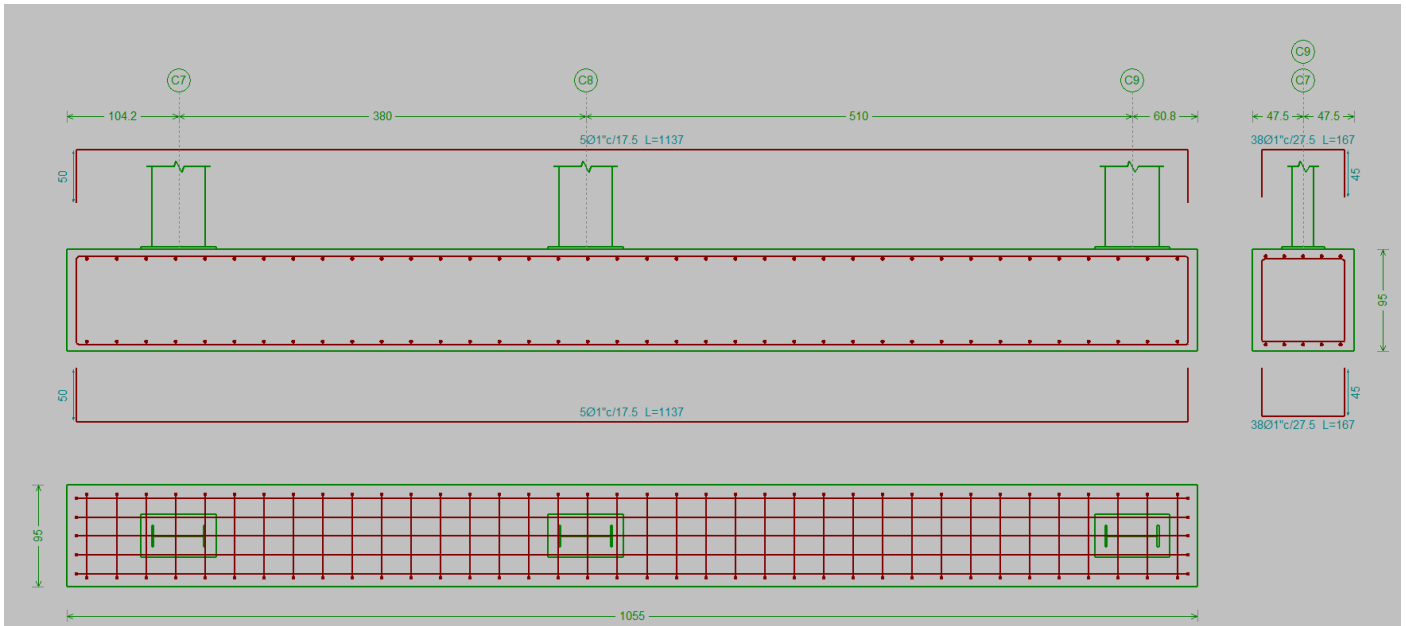


Figura 34: Cimentacion mas cargada vista en perfil

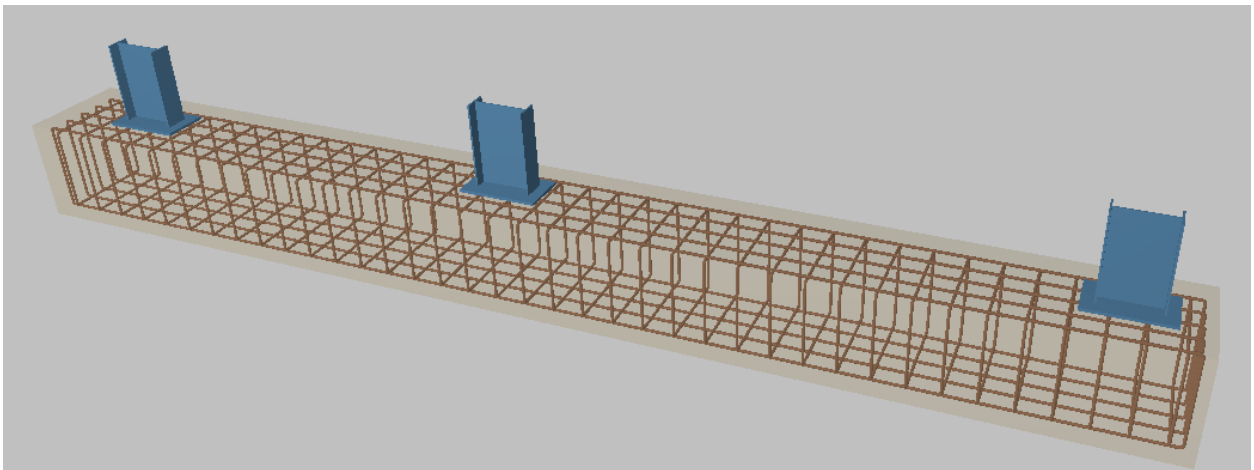


Figura 35: Cimentacion mas cargada modelo estructural

3.2.3 Aspectos del diseño sísmico  
 3.2.3.1 Datos generales de sismo  
 3.2.3.1.1 Parámetros de zonificación sísmica  
 3.2.3.1.1.1 Factor de zona (z)

Figura 36 Zonas sísmicas



Texto Extraído 3-3: Factor de zona

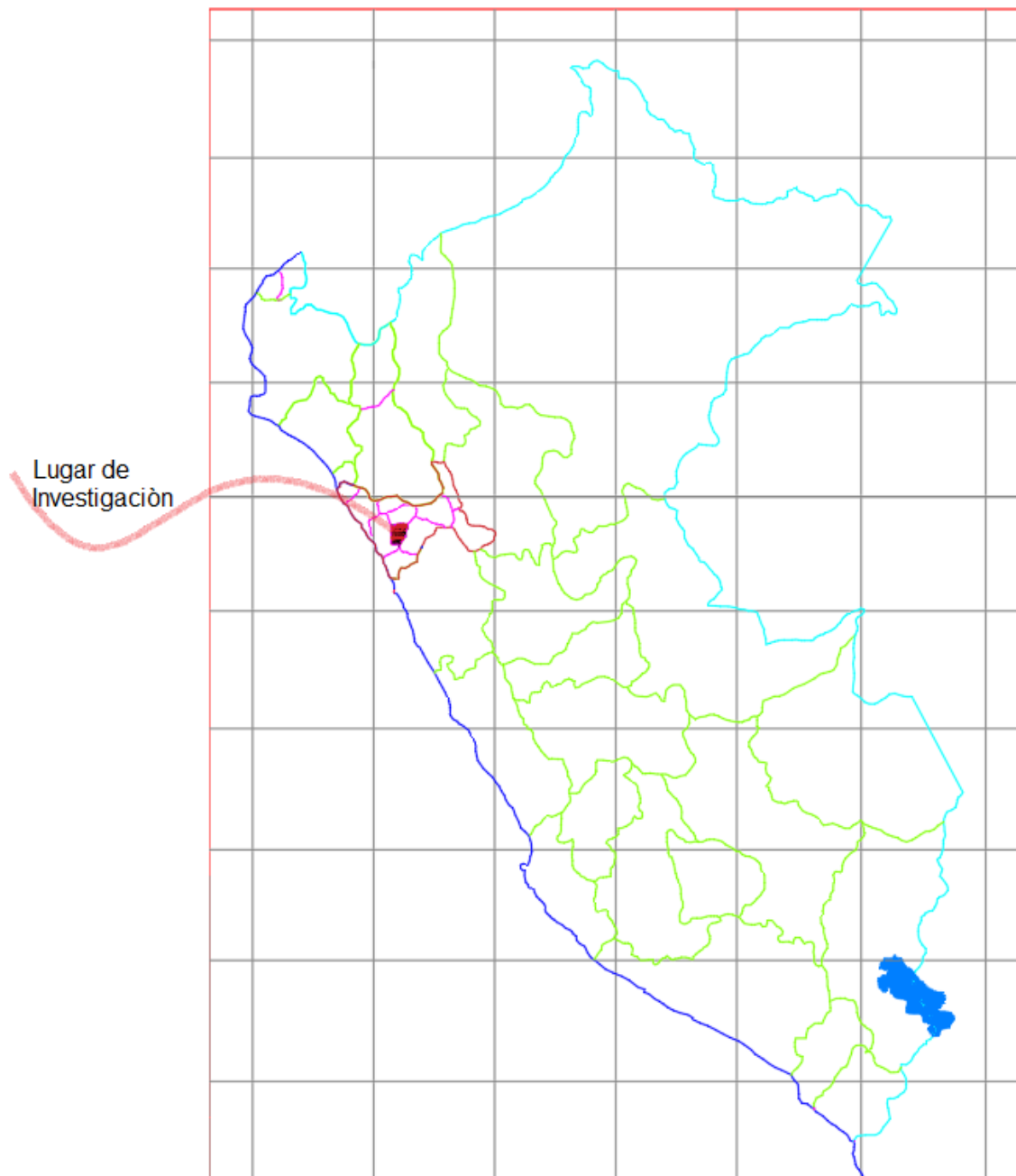
“El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 11. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.” (Norma Técnica E.030, Diseño Sismo Resistente, 2016 pág. 24)

Fuente: Norma E030-cap 2 del RNE

El lugar el estudio se encuentra ubicada en el distrito de Huaso, provincia de julcan región La Libertad.

Lo que ubica al proyecto en la zona sísmica 3 y le da el factor de zona de 0.35 g





*Figura 37: Ubicación del lugar de investigación*

### 3.2.3.1.1.2 Factor de uso (U)

*Texto Extraído 3-4: Factor de uso*

“Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 3-12. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla 3-12 se usará según la clasificación que se haga.” (Norma Técnica E.030, Diseño Sismo Resistente. 2016 n.º. 3.1)

Cuadro 3-31: Categoría de las edificaciones y Factor U

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR (U)
A : EDIFICACIONES ESENCIALES	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	1.5
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</p> <p>Puertos, aeropuertos, <b>locales municipales</b>, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</p>	1.5

Fuente: Norma E030-cap 3.1 (Cuadro N°5) del RNE

De lo que podemos decir que el lugar de investigación tiene categoría A2 (edificación esencial) y factor de uso 1.5

### 3.2.3.1.1.3 Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

*Texto Extraído 3-5: Parámetros de sitio (S, Tp , Tl)*

“Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas 3-13 y 3-14” (Norma Técnica E.030, Diseño

Cuadro 3-32: Factor de suelo S

Factor de suelo "S"				
	S0	S1	S2	S3
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: Norma E030-cap 2.4 (Cuadro N°3) del RNE

Cuadro 3-33: Periodos "Tp" y "TI"

PERIODOS "Tp" y "TI"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TI (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma E030-cap 2.4 (Cuadro N°4) del RNE

Donde podemos decir que en el área de investigación el factor de suelo "S" es 0.8, el periodo que define la plataforma del factor C (Tp) vale 0.3s y el periodo que define el inicio de la zona del facto C (TI) vale 3.0 s

### 3.2.3.2 Espectro de cálculo

#### 3.2.3.2.1 Espectro elástico de aceleraciones

##### 3.2.3.2.1.1 Coeficiente de Amplificación sísmico (C):

Donde:

“C” es el factor de amplificación sísmica.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.050 g.

Norma Técnica E.030 2014 (Artículo 4.5.2 y 2.5)

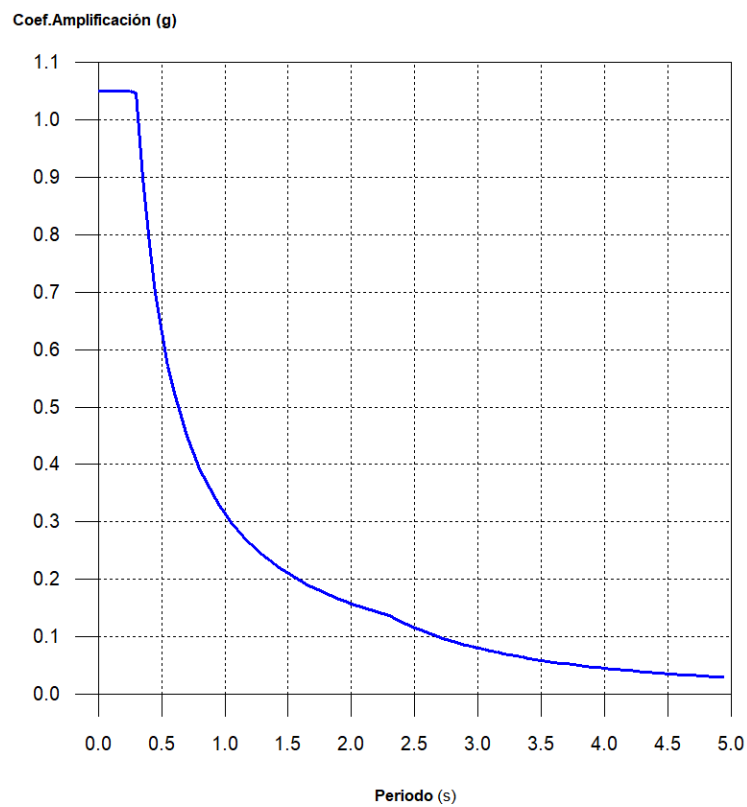


Figura 38: Coeficiente de amplificación sísmica

### 3.2.3.2.2 Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

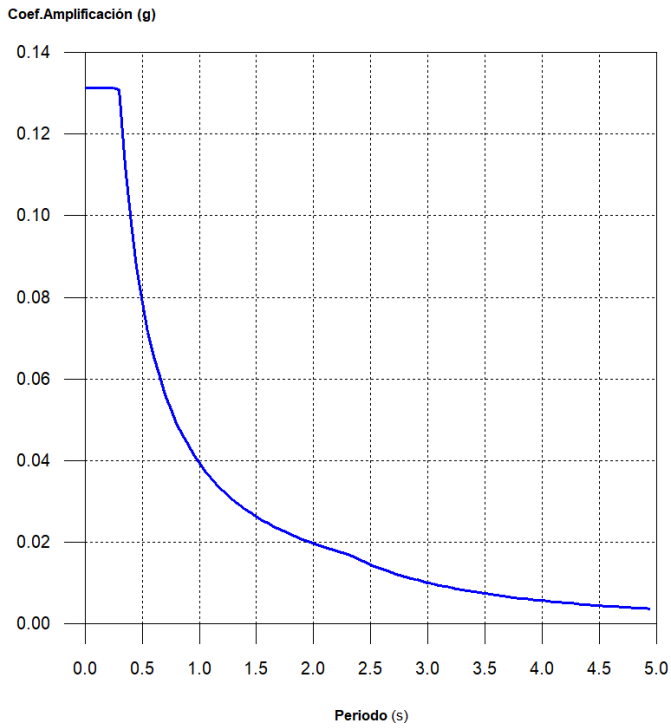


Figura 39: Espectro de diseño de aceleraciones según X

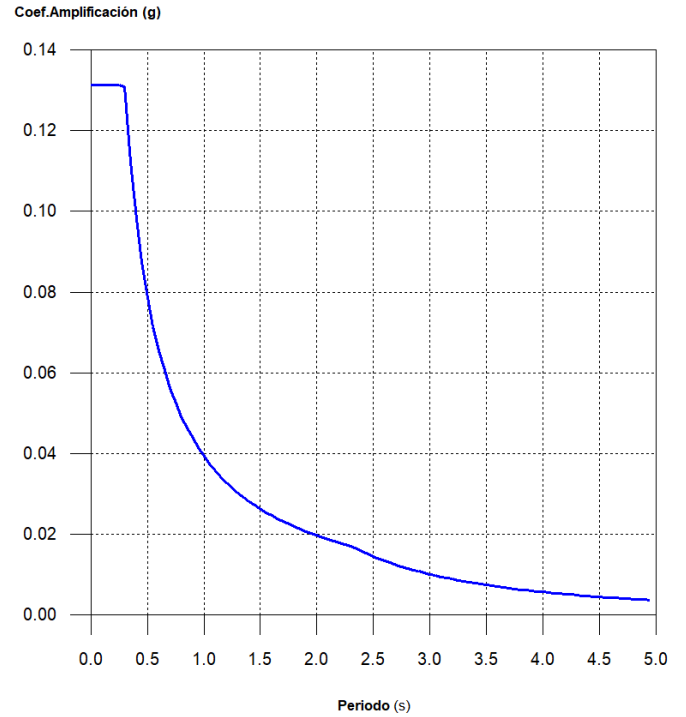


Figura 40: Espectro de diseño de aceleraciones según Y

### 3.2.3.3 Coeficientes de participación

Cuadro 3-34: Coeficientes de participacion

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.258	0.999	0.0036	0.0453	88.39 %	0 %	R = 8 A = 1.287 m/s <sup>2</sup> D = 2.17571 mm	R = 8 A = 1.287 m/s <sup>2</sup> D = 2.17571 mm
Modo 2	0.237	0.0038	0.9973	0.0736	0 %	88.58 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.8292 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.8292 mm
Modo 3	0.149	0.0107	0.0209	1	0 %	0.02 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.72483 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.72483 mm
Modo 4	0.079	0.994	0.0018	0.1095	9.92 %	0 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.20345 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.20345 mm
Modo 5	0.073	0.0017	0.9684	0.2494	0 %	9.25 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.17422 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.17422 mm
Total					98.31 %	97.85 %		

### 3.2.3.3.1 Representación de los periodos modales

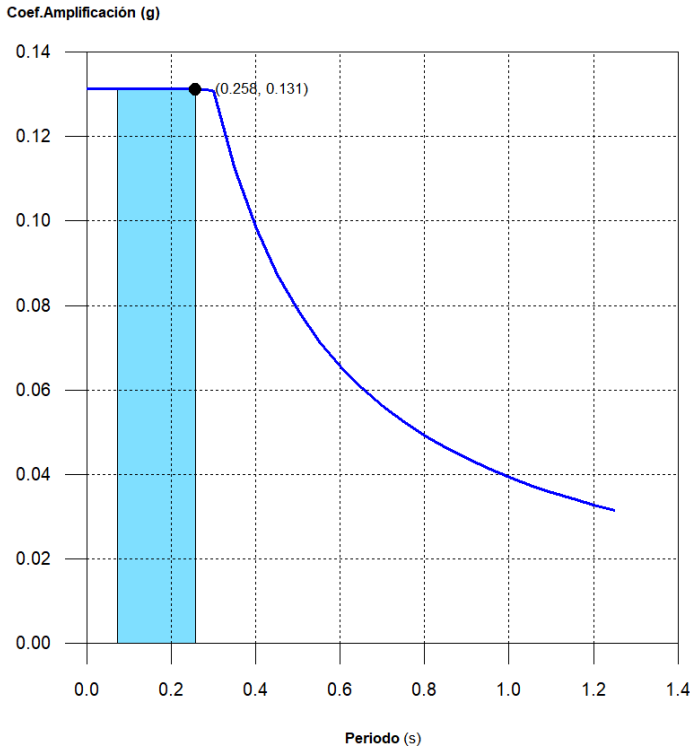


Figura 41: Hipótesis modal de sismo X1

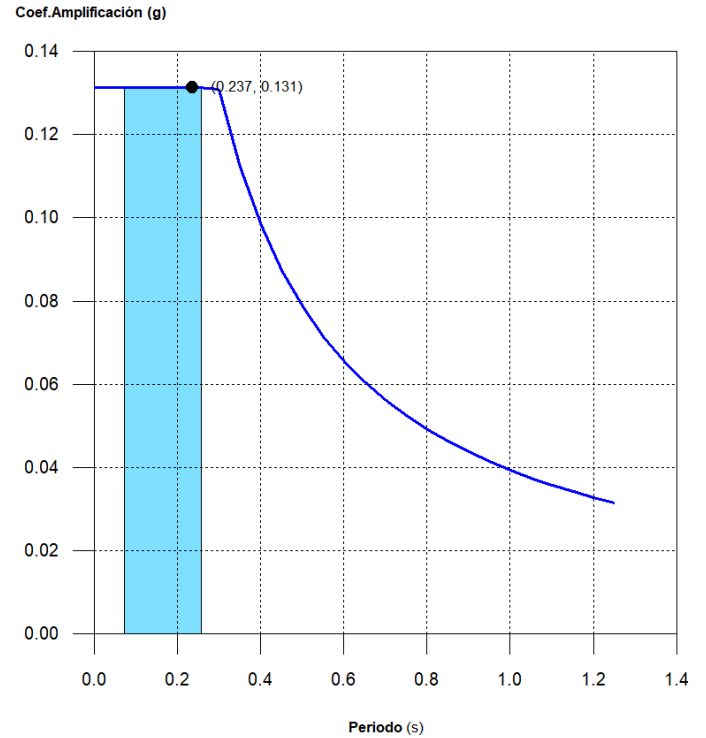


Figura 42: Hipótesis modal de sismo Y1

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Cuadro 3-35: Hipótesis Sismo X1

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.258	0.131

Cuadro 3-36: Hipótesis Sismo Y1

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.237	0.131

### 3.2.3.4 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Cuadro 3-37: Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
Nivel 4	(9.26, 4.66)	(9.20, 4.69)	0.06	-0.03
Nivel 3	(9.21, 4.46)	(9.21, 4.70)	-0.01	-0.24
Nivel 2	(9.15, 4.72)	(9.23, 4.70)	-0.08	0.03
Nivel 1	(9.22, 4.69)	(9.24, 4.70)	-0.03	0.00

#### 3.2.3.4.1 Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta

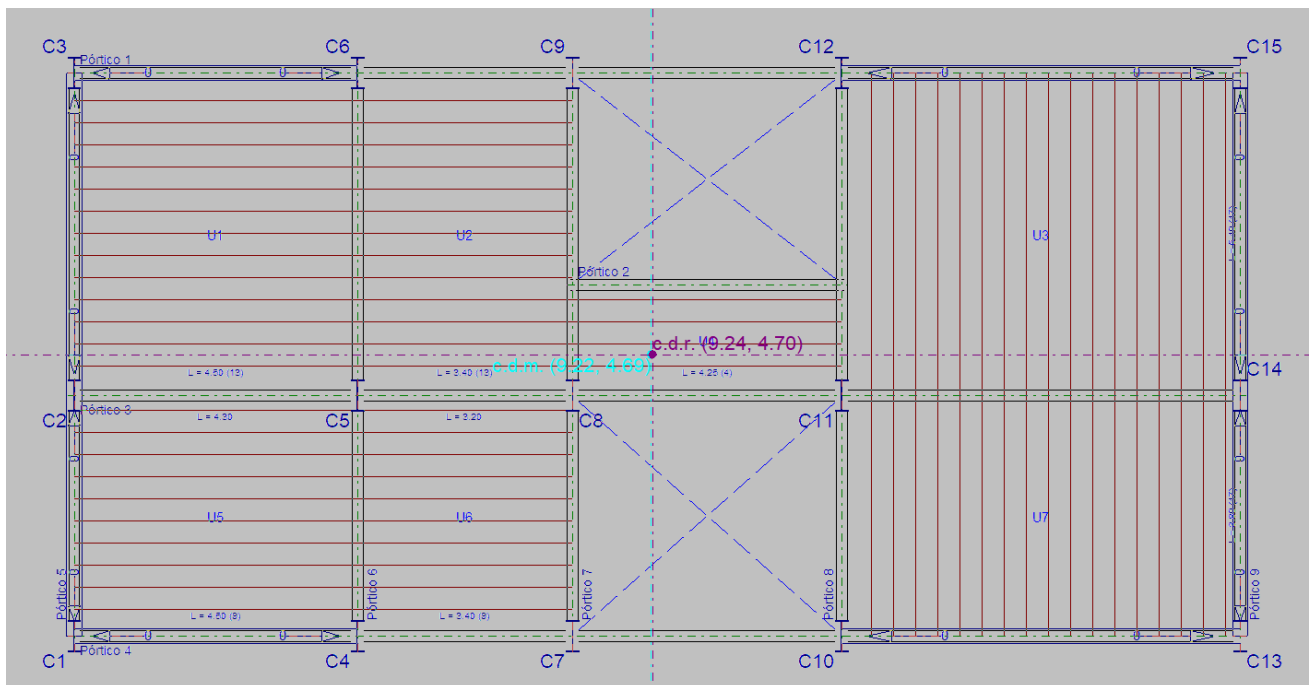


Figura 43: centro de masas y del centro de rigidez nivel 1



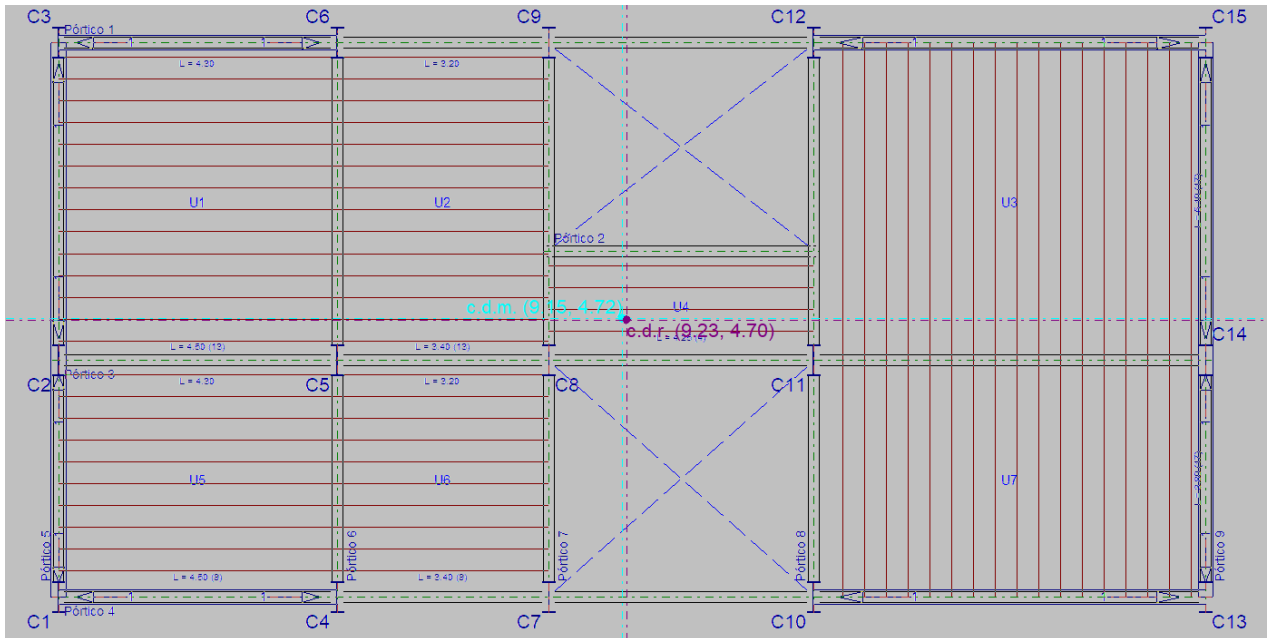


Figura 44: centro de masas y del centro de rigidez nivel 2

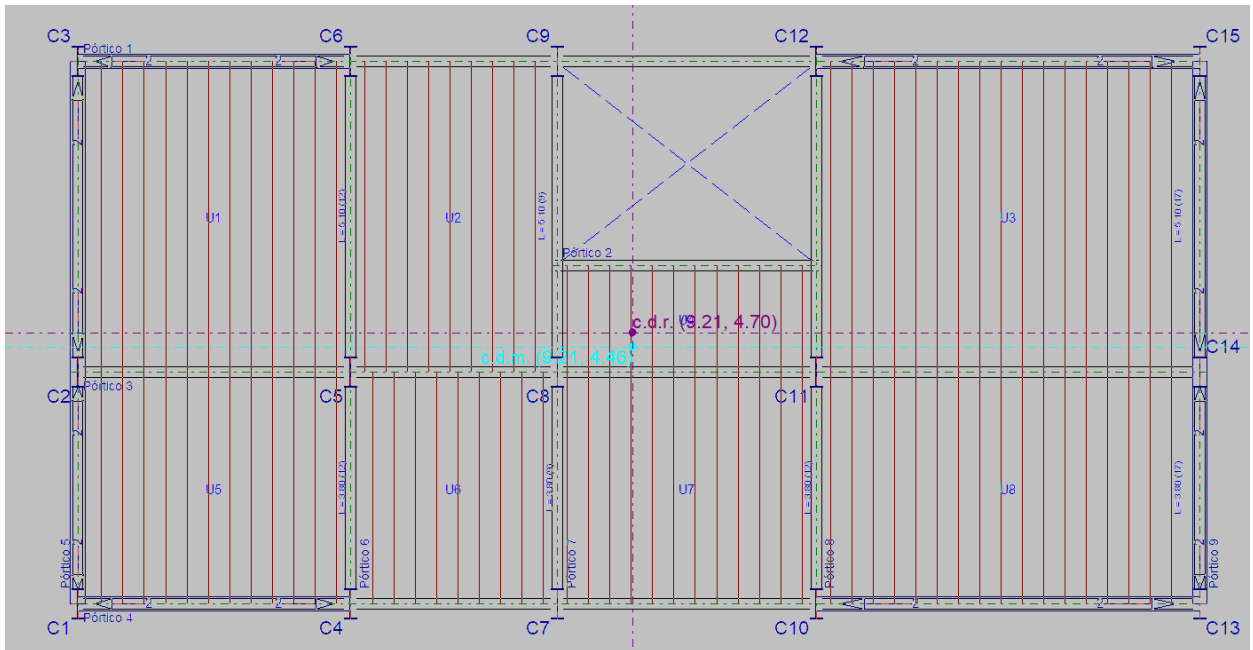


Figura 45: centro de masas y del centro de rigidez nivel 3

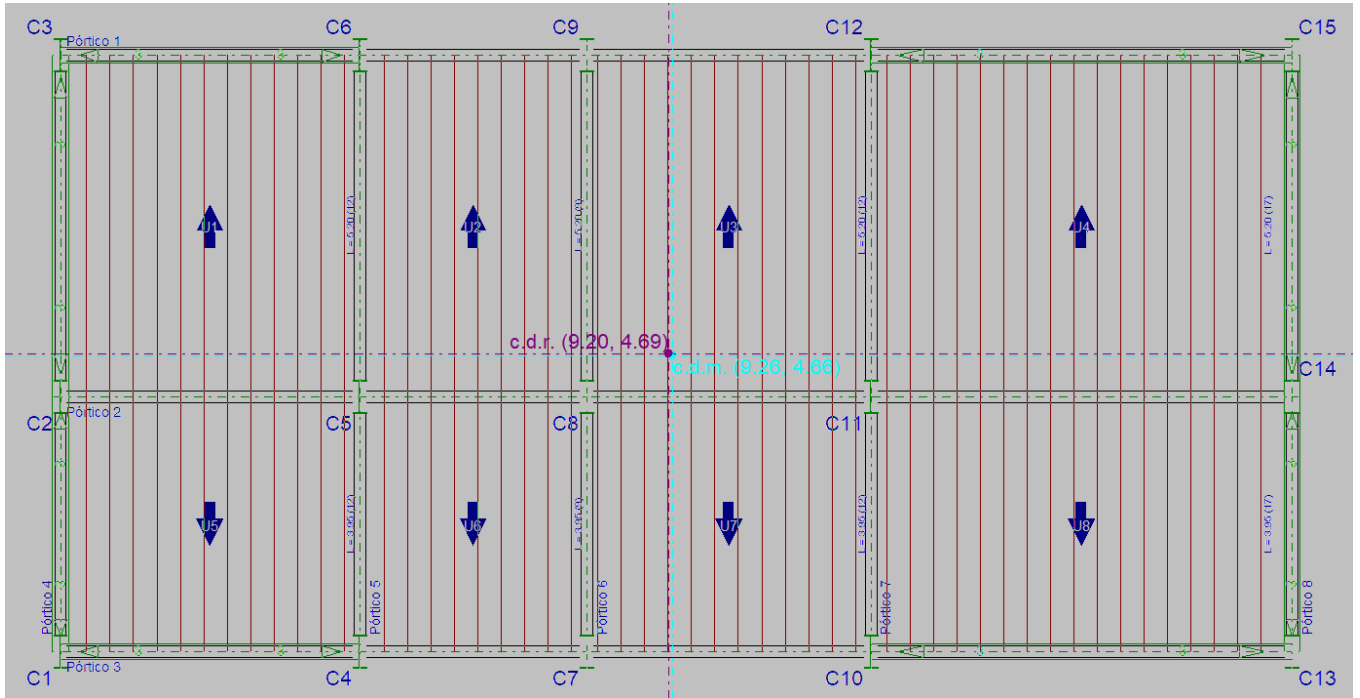


Figura 46: centro de masas y del centro de rigidez nivel 4

### 3.2.3.5 Corrección por cortante basal

#### 3.2.3.5.1 Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico ( $V_d$ ), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

*Cuadro 3-38: cortante basal dinámico ( $V_d$ ) según la hipótesis sísmica (X)*

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	$V_X$ (t)	$V_{d,X}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	47.7910	48.1205
	Modo 2	0.0007	
	Modo 3	0.0181	
	Modo 4	5.3642	
	Modo 5	0.0000	

*Cuadro 3-39: cortante basal dinámico ( $V_d$ ) según la hipótesis sísmica (Y)*

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	$V_Y$ (t)	$V_{d,Y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	0.0006	48.2298
	Modo 2	47.9369	
	Modo 3	0.1011	
	Modo 4	0.0000	
	Modo 5	5.0078	

$V_{d,X}$  : Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$  : Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

### 3.2.3.5.2 Cortante basal estático $V_s$

$V_{s,x}$ : Cortante sísmico en la base (X) (Norma Técnica E.030 2014, Artículo 4.5.2)

$$V_{s,x} : \underline{43.1395}$$

$S_{d,x}(T_a)$ : Aceleración espectral horizontal de diseño (X)

$$S_{d,x}(T) : \underline{0.105}$$

$T_{a,x}$ : Periodo fundamental aproximado (X) (Norma Técnica E.030 2014, Artículo 4.5.4)

$$T_{a,x} : \underline{0.38}$$

Tipología estructural (X) (Norma Técnica E.030 2014, Artículo 4.5.4): I

$h$ : Altura del edificio

$$h : \underline{13.20}$$

$V_{s,y}$ : Cortante sísmico en la base (Y) (Norma Técnica E.030 2014, Artículo 4.5.2)

$$V_{s,y} : \underline{43.1395}$$

$S_{d,y}(T_a)$ : Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)

$$S_{d,y}(T_a) : \underline{0.105}$$

$T_{a,y}$ : Periodo fundamental aproximado (Y) (Norma Técnica E.030 2014, Artículo 4.5.4)

$$T_{a,y} : \underline{0.38}$$

Tipología estructural (Y) (Norma Técnica E.030 2014, Artículo 4.5.4): I

$h$ : Altura del edificio

$$h : \underline{13.20}$$

$P$ : Peso sísmico total de la estructura

$$P : \underline{411.377}$$

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$P = \sum_{i=1}^n p_i$$

$p_i$ : Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

*Cuadro 3-40: Cortante basal estático (Vs)*

Planta	$p_i$ (t)
Nivel 4	79.0939
Nivel 3	138.8355
Nivel 2	97.0495
Nivel 1	96.3985
<b><math>P = \sum p_i</math></b>	<b>411.3774</b>

### 3.2.3.5.3 Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base ( $V_d$ ), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático ( $V_s$ ), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación:  $0.80 \cdot V_s / V_d$ .

*Cuadro 3-41: Verificación de la condición de cortante basal*

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 48.1205 t $\geq$ 34.5116 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 48.2298 t $\geq$ 34.5116 t	N.P.

### 3.2.3.6 Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

#### 3.2.3.6.1 Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes Cuadros no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

*Cuadro 3-42: Hipótesis sísmica: Sismo X1*

Planta	Q <sub>x</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Nivel 4	13.9928	13.9928	0.0934	0.0934
Nivel 3	33.4621	19.7517	0.2227	0.1318
Nivel 2	42.8003	10.7848	0.2889	0.0704
Nivel 1	48.1205	7.2170	0.3254	0.0392

*Cuadro 3-43: Hipótesis sísmica: Sismo Y1*

Planta	Q <sub>x</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Nivel 4	0.0977	0.0977	14.0788	14.0788
Nivel 3	0.2171	0.1376	33.3904	19.6726
Nivel 2	0.2831	0.0782	42.8958	10.8345
Nivel 1	0.3185	0.0410	48.2298	6.9286

### 3.2.3.6.2 Cortantes sísmicos máximos por planta

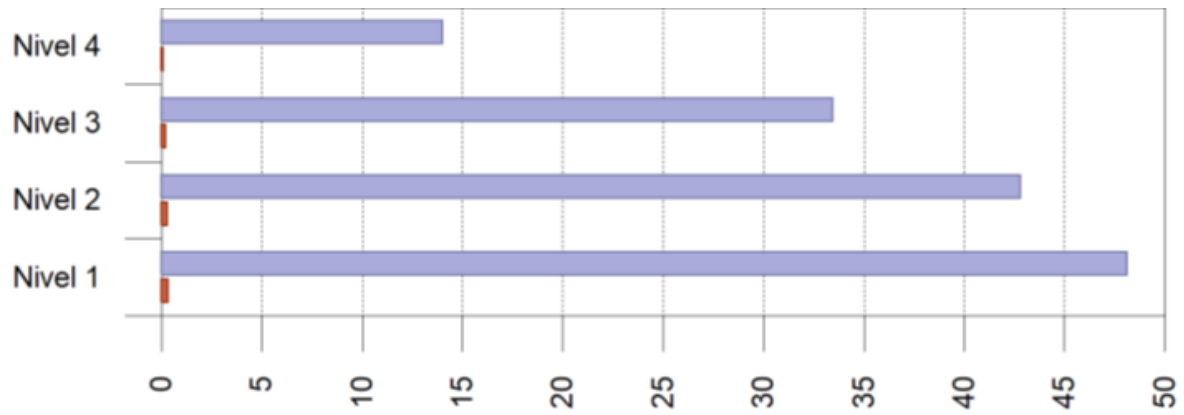


Figura 47: Hipótesis sísmica: Sismo X1

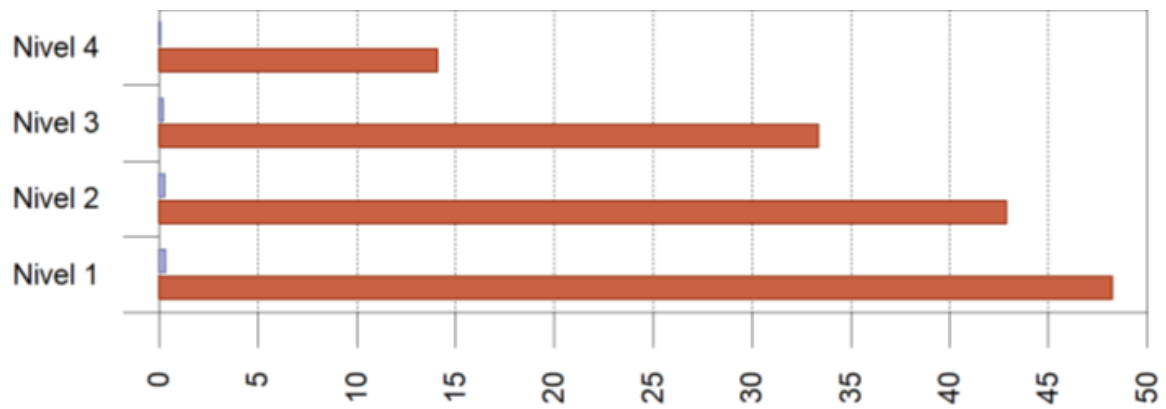


Figura 48: Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Guía:

- Qx
- Qy
- Cortante (t)

### 3.2.3.6.3 Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

*Cuadro 3-44: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte – sismo x*

Planta	%Q <sub>x</sub>		%Q <sub>y</sub>	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Nivel 4	6.03	93.97	25.75	74.25
Nivel 3	3.99	96.01	17.16	82.84
Nivel 2	3.50	96.50	14.83	85.17
Nivel 1	2.06	97.94	19.01	80.99

*Cuadro 3-45: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte – sismo y*

Planta	%Q <sub>x</sub>		%Q <sub>y</sub>	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Nivel 4	5.17	94.83	10.73	89.27
Nivel 3	3.48	96.52	13.71	86.29
Nivel 2	3.07	96.93	10.72	89.28
Nivel 1	1.94	98.06	17.70	82.30



### 3.2.4 Desplazamientos

#### 3.2.4.1 Desplazamientos en dirección X

Cuadro 3-46: Desplazamientos en eje 1

Eje 1	Nivel	Desp. X (mm)
C3,C6,C9,C12,C15	Forjado 4	16.61
	Forjado 3	14.22
	Forjado 2	10.03
	Forjado 1	5.3
	Cimentación	0

Cuadro 3-47: Desplazamientos en eje 2

Eje 2	Nivel	Desp. X (mm)
C2,C5,C8,C11,C14	Forjado 4	16.63
	Forjado 3	14.26
	Forjado 2	10.05
	Forjado 1	5.32
	Cimentación	0

Cuadro 3-48: Desplazamientos en eje 3

Eje 3	Nivel	Desp. X (mm)
C1,C4,C7,C10,C13	Forjado 4	16.67
	Forjado 3	14.3
	Forjado 2	10.08
	Forjado 1	5.34
	Cimentación	0

3.2.4.2 Desplazamientos en dirección Y

Cuadro 3-49: Desplazamientos en eje A

Eje A	Nivel	Desp. Y (mm)
C1,C2,C3	Forjado 4	13.88
	Forjado 3	11.84
	Forjado 2	8.49
	Forjado 1	4.49
	Cimentación	0

Cuadro 3-50: Desplazamientos en eje B

Eje B	Nivel	Desp. Y (mm)
C4,C5,C6	Forjado 4	13.96
	Forjado 3	11.89
	Forjado 2	8.51
	Forjado 1	4.49
	Cimentación	0

Cuadro 3-51: Desplazamientos en eje C

Eje C	Nivel	Desp. Y (mm)
C7,C8,C9,	Forjado 4	14.04
	Forjado 3	11.94
	Forjado 2	8.53
	Forjado 1	4.5
	Cimentación	0

Cuadro 3-52: Desplazamientos en eje D

Eje D	Nivel	Desp. Y (mm)
C10,C11,C12	Forjado 4	14.18
	Forjado 3	12.04
	Forjado 2	8.59
	Forjado 1	4.53
	Cimentación	0

Cuadro 3-53: Desplazamientos en eje E

Eje E	Nivel	Desp. Y (mm)
C13,C14,C15	Forjado 4	14.43
	Forjado 3	12.23
	Forjado 2	8.72
	Forjado 1	4.59
	Cimentación	0

### 3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL III (MIXTO)

#### 3.3.1 Datos Generales De La Estructura

##### 3.3.1.1 Acciones Consideradas

##### 3.3.1.1.1 Gravitatorias

*Cuadro 3-54: acciones gravitatorias por nivel*

Planta	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (t/m <sup>2</sup> )
Forjado 4	0.00	0.10
Forjado 3	0.20	0.15
Forjado 2	0.20	0.15
Forjado 1	0.20	0.15
Cimentación	0.00	0.00

##### 3.3.1.1.2 Sismo

Norma utilizada: Norma Técnica E.030 2014

Método de cálculo: Análisis modal espectral (Norma Técnica E.030 2014, Artículo 4.6)

##### 3.3.1.1.2.1 Hipótesis de carga

Peso propio

Cargas muertas

Sobrecarga de uso

Sismo X

Sismo Y

##### 3.3.1.2 Estados Límite

E.L.U. de rotura. Hormigón (NTE E.060: 2009)

E.L.U. de rotura. Acero laminado (AISC 360-10 – LRFD)

Desplazamientos (Acciones Características)

### 3.3.1.3 Situaciones De Proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

#### 3.3.1.3.1 Situaciones persistentes o transitorias

#### 3.3.1.3.2 Situaciones sísmicas

#### 3.3.1.3.3 Combinaciones

Cuadro 3-55: E.L.U. de rotura.  
Hormigón en cimentaciones

Comb	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.400	1.400	1.700		
3	0.900	0.900		-1.000	
4	1.250	1.250		-1.000	
5	0.900	0.900	1.250	-1.000	
6	1.250	1.250	1.250	-1.000	
7	0.900	0.900		1.000	
8	1.250	1.250		1.000	
9	0.900	0.900	1.250	1.000	
10	1.250	1.250	1.250	1.000	
11	0.900	0.900			-1.000
12	1.250	1.250			-1.000
13	0.900	0.900	1.250		-1.000
14	1.250	1.250	1.250		-1.000
15	0.900	0.900			1.000
16	1.250	1.250			1.000
17	0.900	0.900	1.250		1.000
18	1.250	1.250	1.250		1.000

Cuadro 3-56: E.L.U. de rotura. Acero laminado

Comb	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.200	1.200			
3	1.200	1.200	1.600		
4	1.200	1.200		-1.000	
5	1.200	1.200	0.500	-1.000	
6	1.200	1.200		1.000	
7	1.200	1.200	0.500	1.000	
8	1.200	1.200			-1.000
9	1.200	1.200	0.500		-1.000
10	1.200	1.200			1.000
11	1.200	1.200	0.500		1.000
12	0.900	0.900			
13	0.900	0.900		-1.000	
14	0.900	0.900		1.000	
15	0.900	0.900			-1.000
16	0.900	0.900			1.000

*Cuadro 3-57: Tensiones sobre el terreno*

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	1.000		
3	1.000	1.000		-0.800	
4	1.000	1.000	1.000	-0.800	
5	1.000	1.000		0.800	
6	1.000	1.000	1.000	0.800	
7	1.000	1.000			-0.800
8	1.000	1.000	1.000		-0.800
9	1.000	1.000			0.800
10	1.000	1.000	1.000		0.800

*Cuadro 3-58: Desplazamientos*

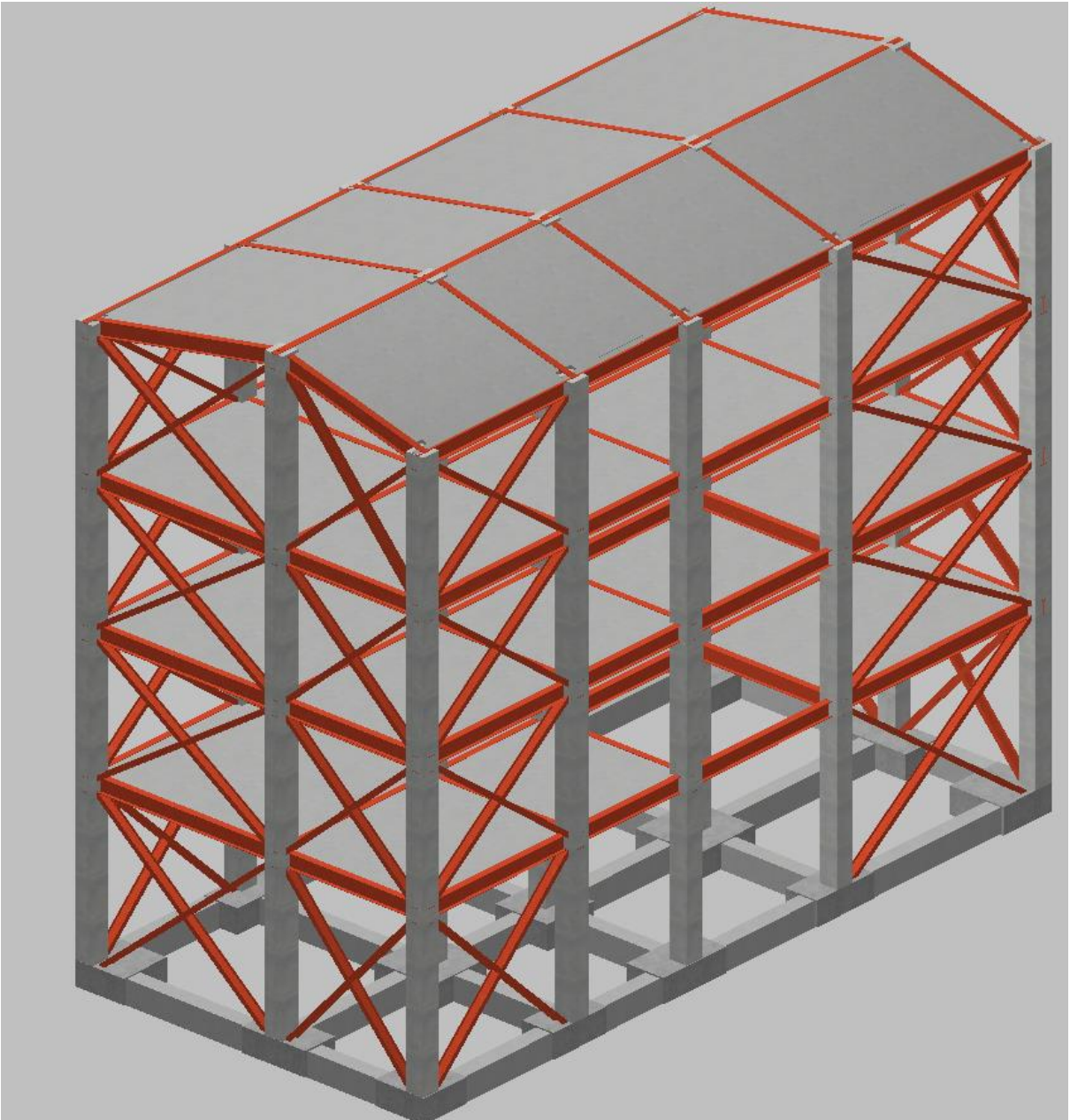
Comb	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	1.000		
3	1.000	1.000		-1.000	
4	1.000	1.000	1.000	-1.000	
5	1.000	1.000		1.000	
6	1.000	1.000	1.000	1.000	
7	1.000	1.000			-1.000
8	1.000	1.000	1.000		-1.000
9	1.000	1.000			1.000
10	1.000	1.000	1.000		1.000

### 3.3.1.4 Datos Geométricos De Grupos Y Plantas

*Cuadro 3-59: Datos Geométricos De Grupos Y Plantas*

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
4	Forjado 4	4	Forjado 4	3.40	13.60
3	Forjado 3	3	Forjado 3	3.40	10.20
2	Forjado 2	2	Forjado 2	3.40	6.80
1	Forjado 1	1	Forjado 1	4.20	3.40
0	Cimentación				-0.80

### 3.3.2 Estructuración.



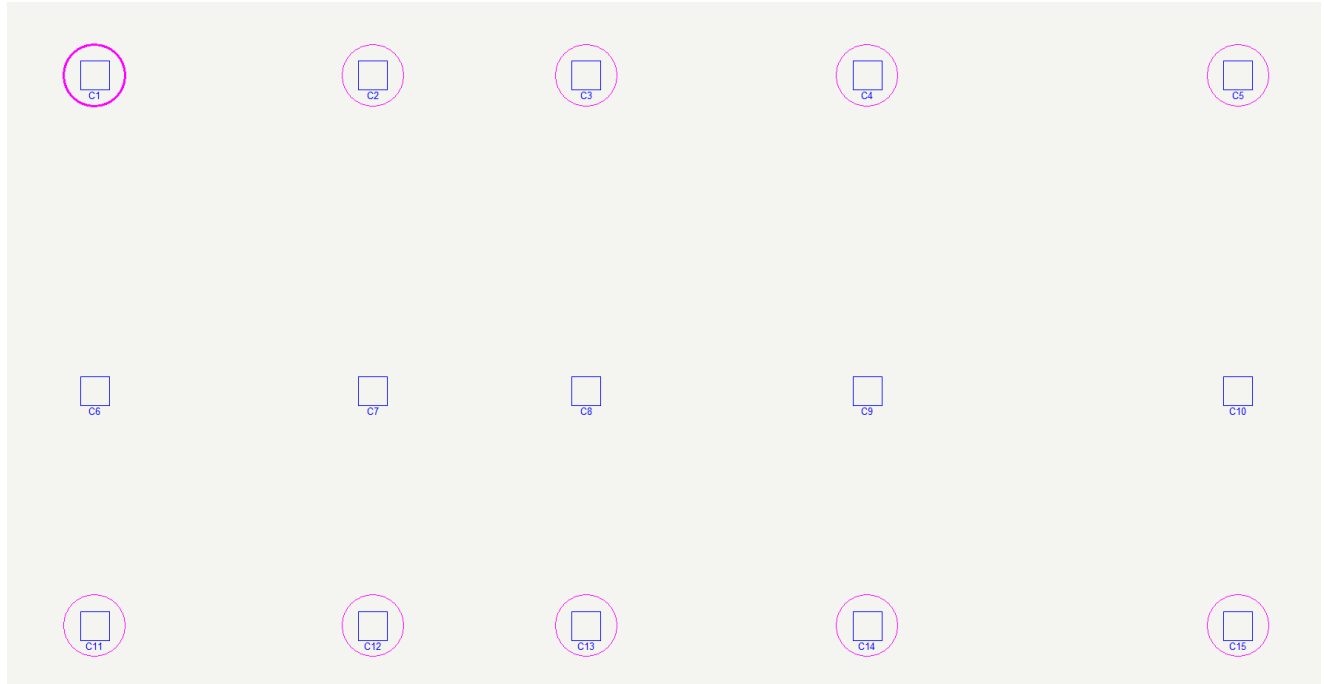
*Figura 49: Modelo estructural - sistema mixto*

### 3.3.2.1 COLUMNAS

Existen tres tipos de columnas como muestra la siguiente Figura

#### 3.3.2.1.1 Columnas tipo I

*Nomenclatura: C1, C2, C3, C4, C5, C11, C12, C13, C14, C15*

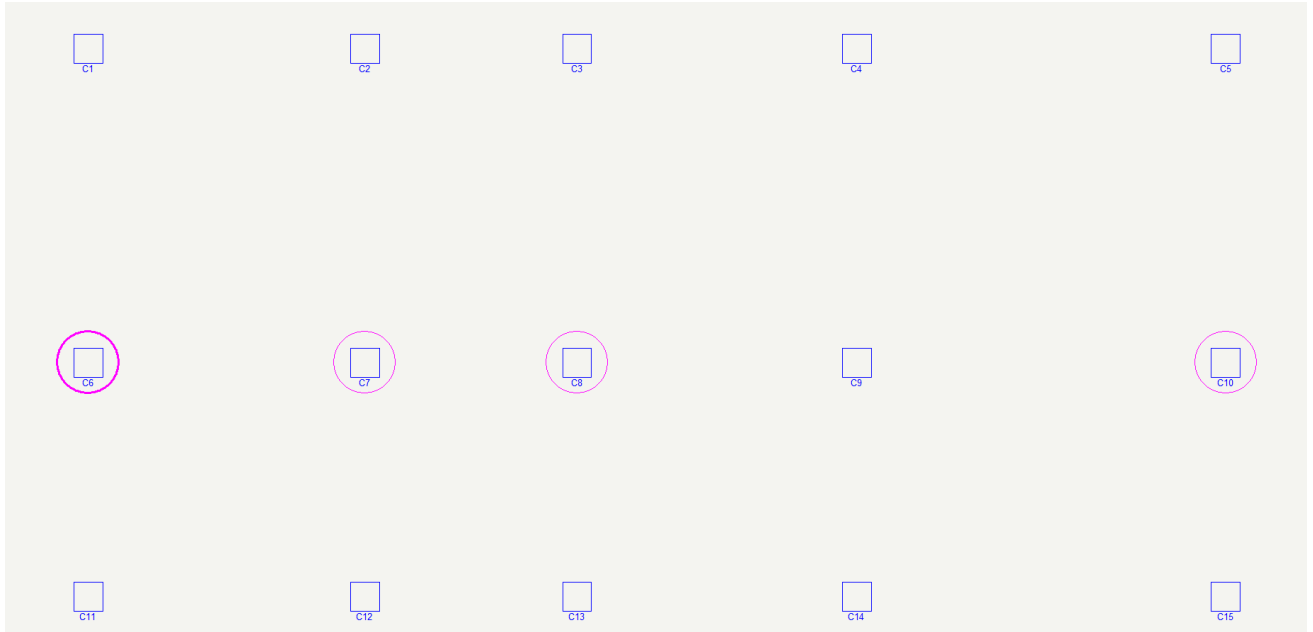


*Figura 50: Vista en planta de columnas tipo I*

La configuración estructural de las columnas son las mismas que las de la alternativa 1 en su totalidad.

Para este caso se realizó las comprobaciones reglamentarias para estas columnas en los anexos y no para las más cargada, porque ya se han comprobado en la alternativa 1

3.3.2.1.2 Columnas tipo II  
Nomenclatura: C6, C7, C8, C10

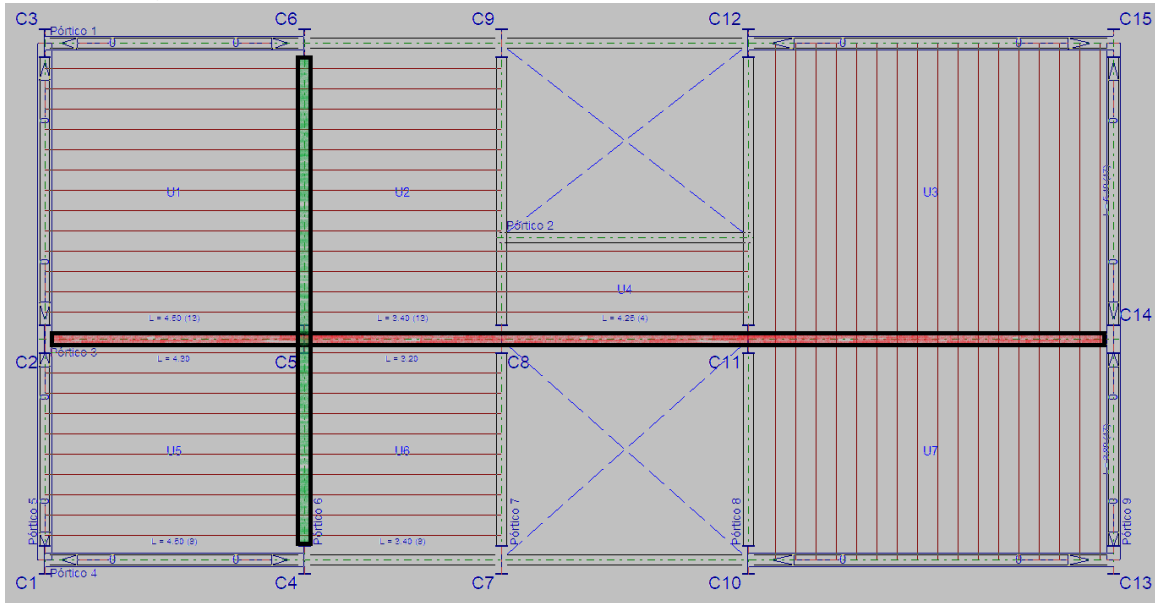


*Figura 51: Vista en planta columnas tipo II*

Estas columnas están diseñadas para soportar principalmente las cargas de gravedad, ya que la cortante sísmica la absorben las vigas inclinadas, sin embargo, las columnas también tienen suficiente capacidad para absorber la cortante sísmica.

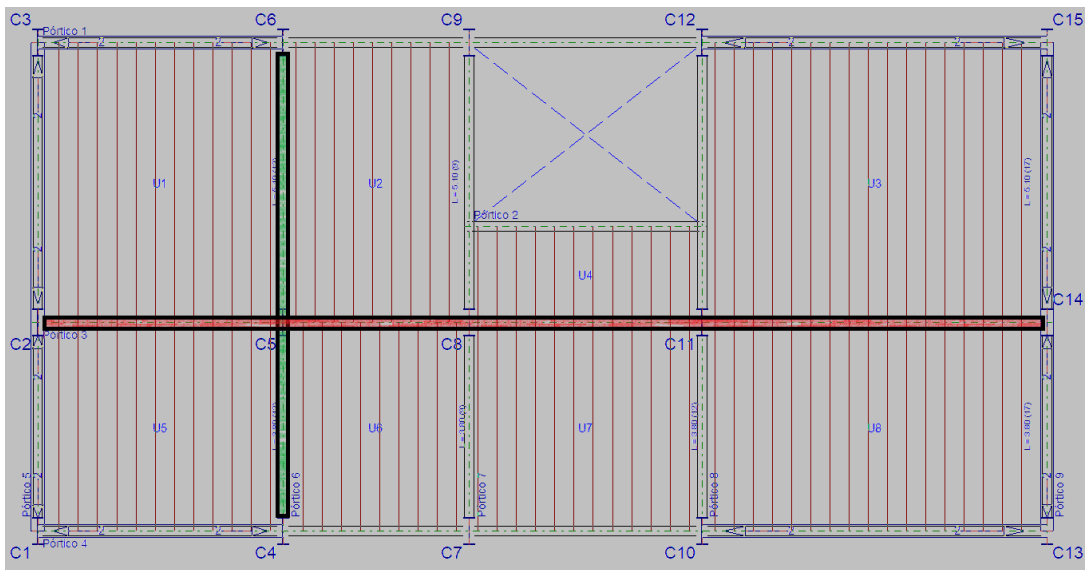


### 3.3.2.2 Vigas



*Figura 52: Vigas más cargadas en el forjado 1y 2*

En cuanto al diseño de las vigas, estas son iguales a las de la alternativa 2 de las cuales también se presentará su respectiva comprobación en los anexos.



*Figura 53: Vigas más cargadas en el forjado 3*

En cuanto al diseño de las vigas, estas son iguales a las de la alternativa 2 de las cuales también se presentará su respectiva comprobación en los anexos.

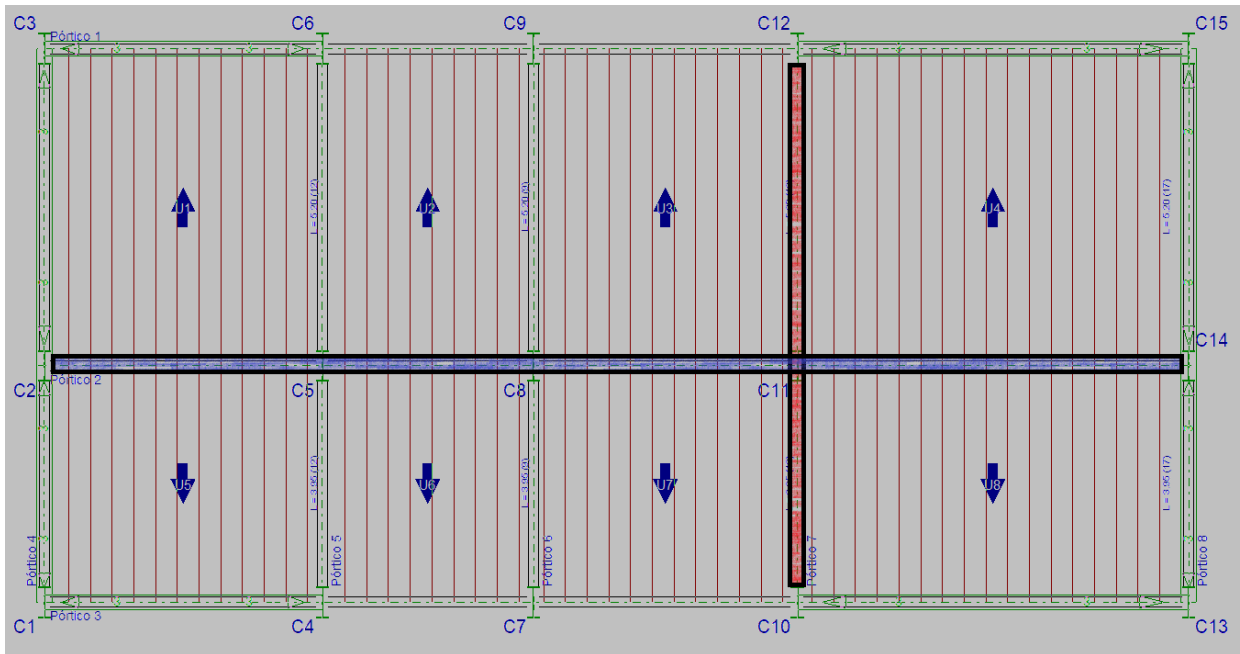


Figura 54: Vigas más cargadas en el forjado 4 (Cubierta)

En cuanto al diseño de las vigas, estas son iguales a las de la alternativa 2 de las cuales también se presentará su respectiva comprobación en los anexos.

### 3.3.2.3 Losas

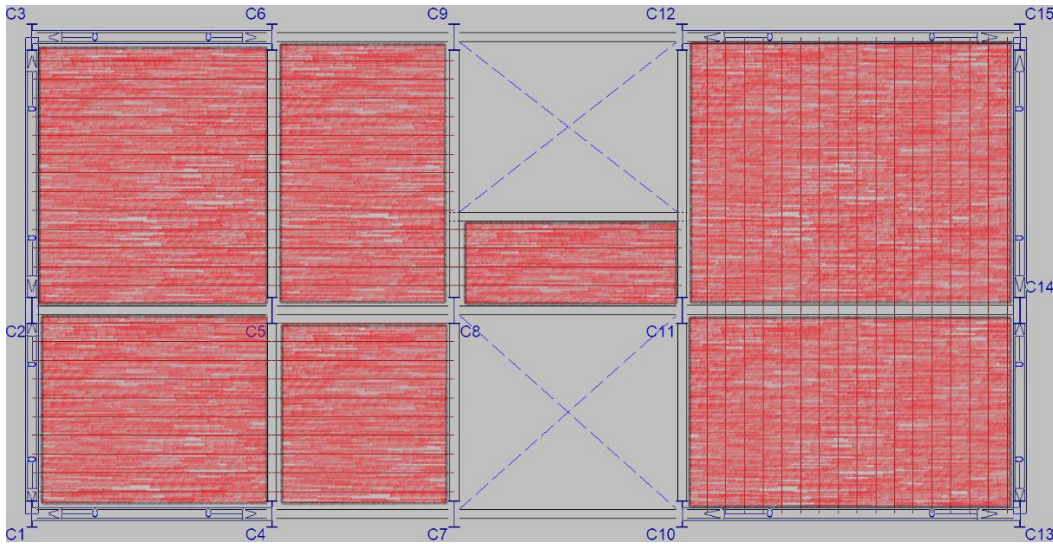


Figura 55: Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 1

En cuanto al diseño a las losas, estas son iguales a las de la alternativa 2 de las cuales también se presentará su respectiva comprobación en los anexos.

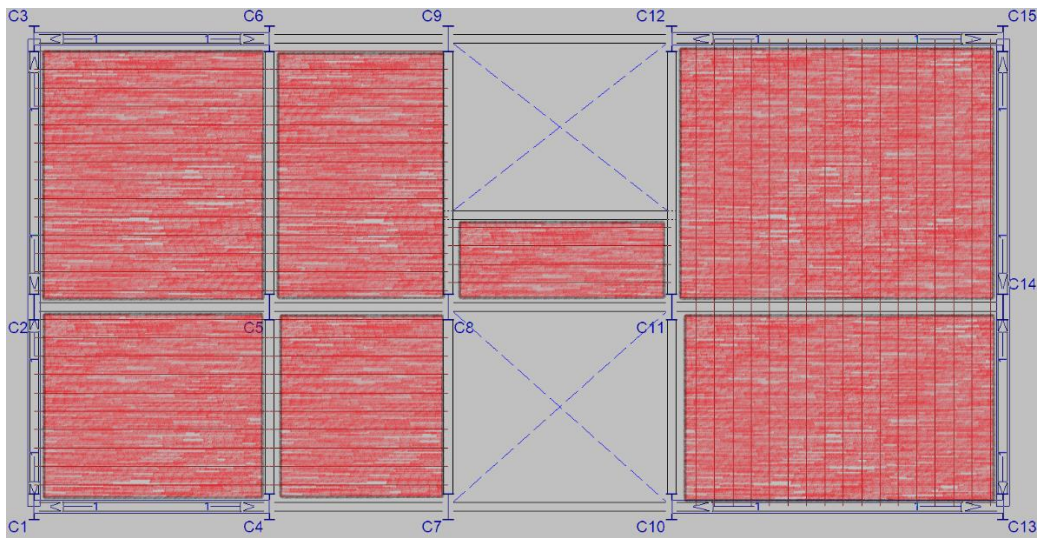
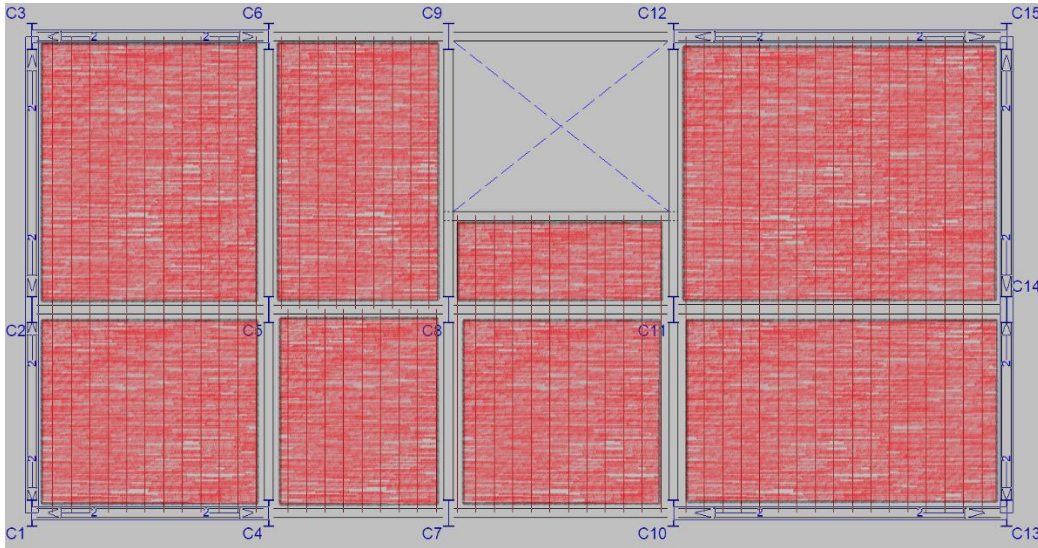


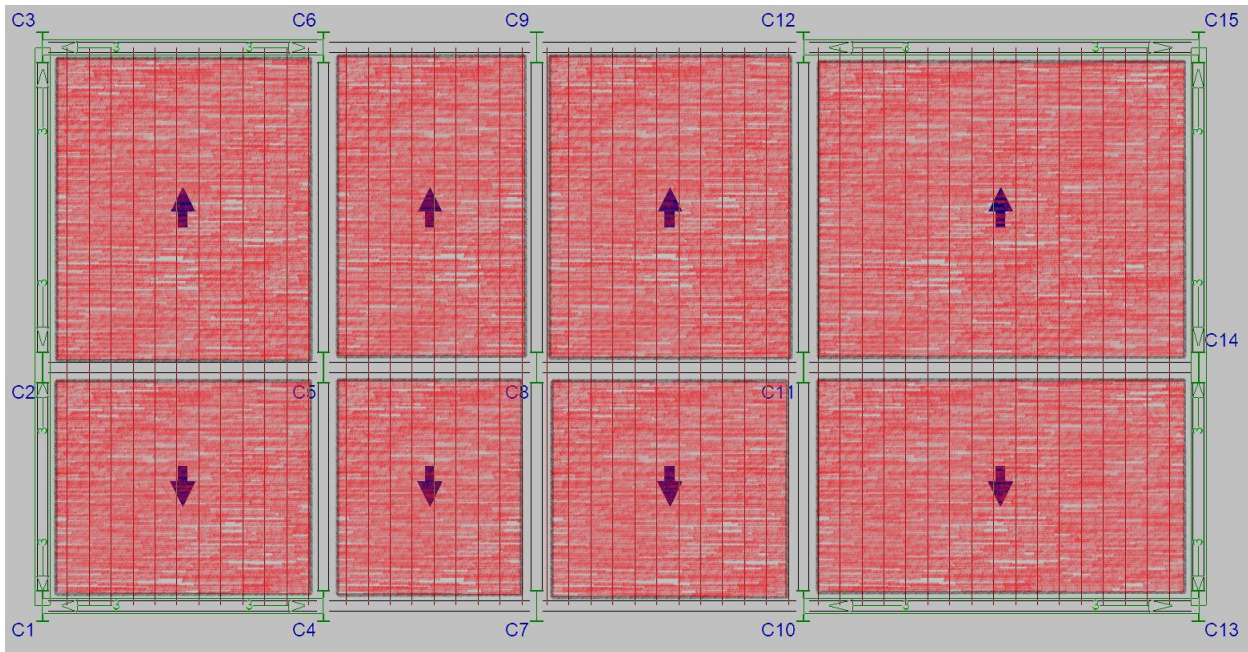
Figura 56: Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 2

En cuanto al diseño a las losas, estas son iguales a las de la alternativa 2 de las cuales también se presentará su respectiva comprobación en los anexos.



*Figura 57: Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 3*

En cuanto al diseño a las losas, estas son iguales a las de la alternativa 2 de las cuales también se presentará su respectiva comprobación en los anexos.



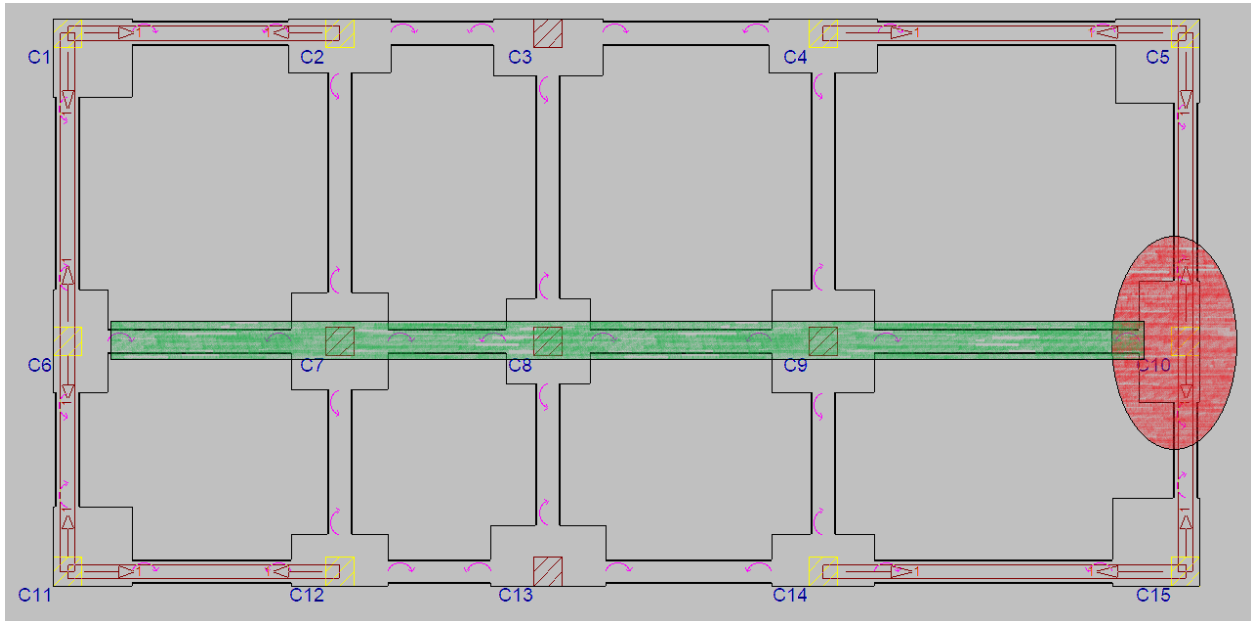
*Figura 58: Losa aligerada con viguetas metálicas nivel 4*

En cuanto al diseño a las losas, estas son iguales a las de la alternativa 2 de las cuales también se presentará su respectiva comprobación en los anexos.

### 3.3.2.4 Cimentación

#### 3.3.2.4.1 Cimentación más cargada

Figura 59: Cimentación lateral más cargada C10 y viga de cimentación con mayor luz



En cuanto al diseño de la cimentación, estas son iguales a las de la alternativa 1 de las cuales también se presentará su respectiva comprobación en los anexos.

### 3.3.3 Aspectos del diseño sísmico

#### 3.3.3.1 Datos generales de sismo

##### 3.3.3.1.1 Parámetros de zonificación sísmica

###### 3.3.3.1.1.1 Factor de zona (z)

Figura 60: Zonas sísmicas



#### Texto Extraído 3-6: Factor de zona

“El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 11. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.” (Norma Técnica E.030, Diseño Sismo Resistente, 2016 pág. 24)

Fuente: Norma E030-cap 2 del RNE

El lugar el estudio se encuentra ubicada en el distrito de Huaso, provincia de julcan región La Libertad.

Lo que ubica al proyecto en la zona sísmica 3 y le da el factor de zona de 0.35 g



*Figura 61: Ubicación del lugar de investigación*

3.3.3.1.1.2 Factor de uso (U)

*Texto Extraído 3-7: Factor de uso*

“Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 3-12. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla 3-12 se usará según la clasificación que se haga.” (Norma Técnica E.030, Diseño Sismo Resistente. 2016 párr. 2.1)

Cuadro 3-60: Categoría de las edificaciones y Factor U

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR (U)
A : EDIFICACIONES ESENCIALES	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	1.5
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.  Puertos, aeropuertos, <b>locales municipales</b> , centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.  Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1.5

Fuente: Norma E030-cap 3.1 (Cuadro N°5) del RNE

De lo que podemos decir que el lugar de investigación tiene categoría A2 (edificación esencial) y factor de uso 1.5

### 3.3.3.1.1.3 Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

*Texto Extraído 3-8: Parámetros de sitio (S, Tp , Tl)*

“Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas 3-13 y 3-14”

Fuente: Norma E030-cap 2.4



Cuadro 3-61: Factor de suelo S

Factor de suelo "S"				
	S0	S1	S2	S3
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: Norma E030-cap 2.4 (Cuadro N°3) del RNE

Cuadro 3-62: Periodos "Tp" y "TI"

PERIODOS "Tp" y "TI"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TI (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma E030-cap 2.4 (Cuadro N°4) del RNE

Donde podemos decir que en el área de investigación el factor de suelo "S" es 0.8, el periodo que define la plataforma del factor C (Tp) vale 0.3s y el periodo que define el inicio de la zona del facto C (TI) vale 3.0 s

### 3.3.3.2 Espectro de cálculo

#### 3.3.3.2.1 Espectro elástico de aceleraciones es el factor de amplificación sísmica.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.050 g.

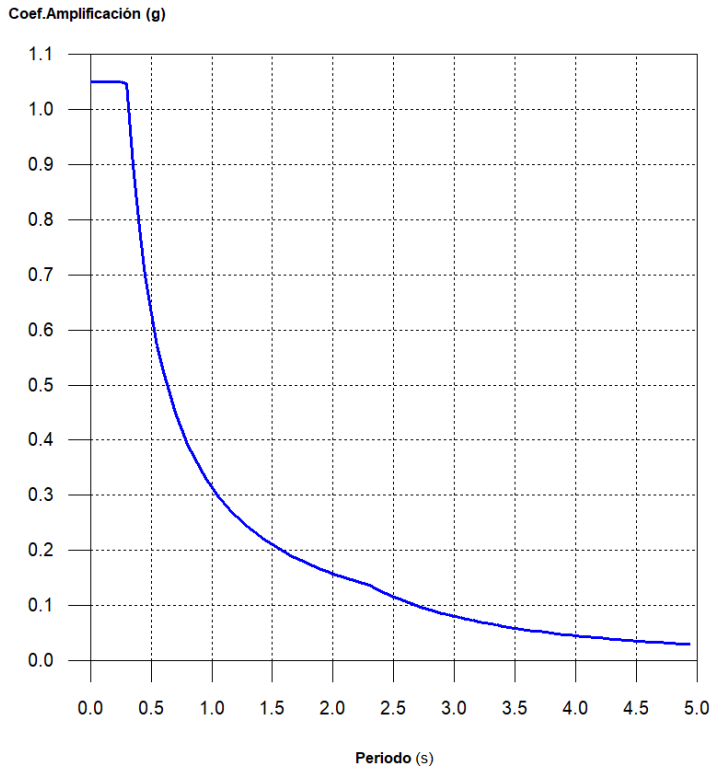


Figura 62: Coeficiente de amplificación sísmica (C)

#### 3.3.3.2.2 Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

RX	:	8.00	RoY	:	8.00	Ip	:	1.00
RoX	:	8.00	Ia	:	1.00	Ip	:	1.00
RY	:	8.00	Ia	:	1.00			

Figura 63: Espectro de diseño sísmico según X

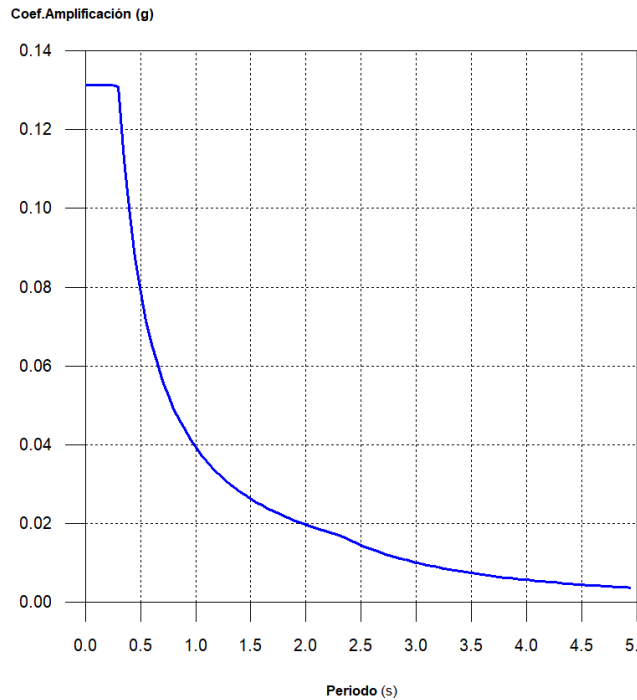
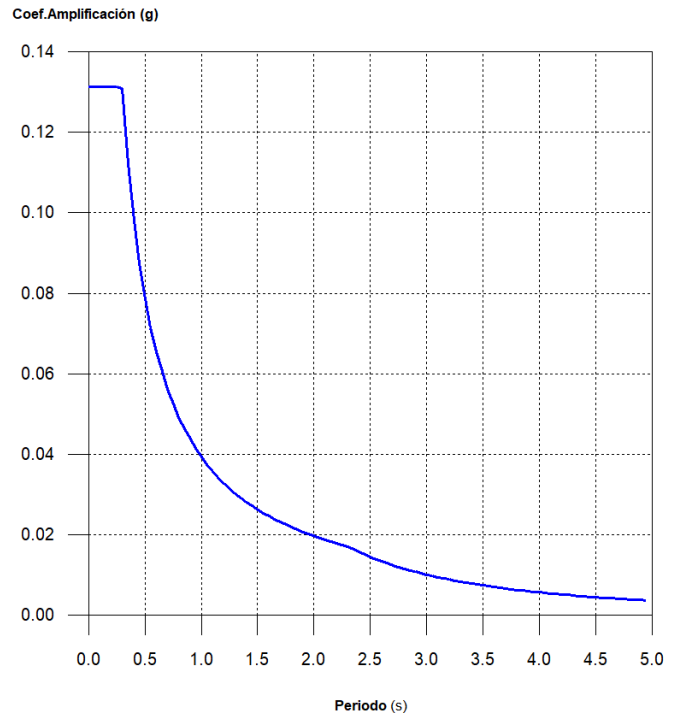


Figura 64: Espectro de diseño sísmico según Y



### 3.3.3.3 Coeficientes de participación

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.234	0.0432	0.9991	0.0013	0.17 %	89.43 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.79289 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.79289 mm
Modo 2	0.233	0.9967	0.0436	0.0678	88.91 %	0.17 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.77697 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 1.77697 mm
Modo 3	0.155	0.0095	0.0195	1	0.01 %	0 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.78107 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.78107 mm
Modo 4	0.079	0.0051	0.993	0.1181	0 %	8.35 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.2043 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.2043 mm
Modo 5	0.077	0.9964	0.0047	0.0848	8.99 %	0 %	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.19381 mm	R = 8 A = 1.288 m/s <sup>2</sup> D = 0.19381 mm
Total					98.08 %	97.95 %		

### 3.3.3.3.1 Representación de los periodos modales dinámicos

Figura 65: Hipotesis modal de sismo X1

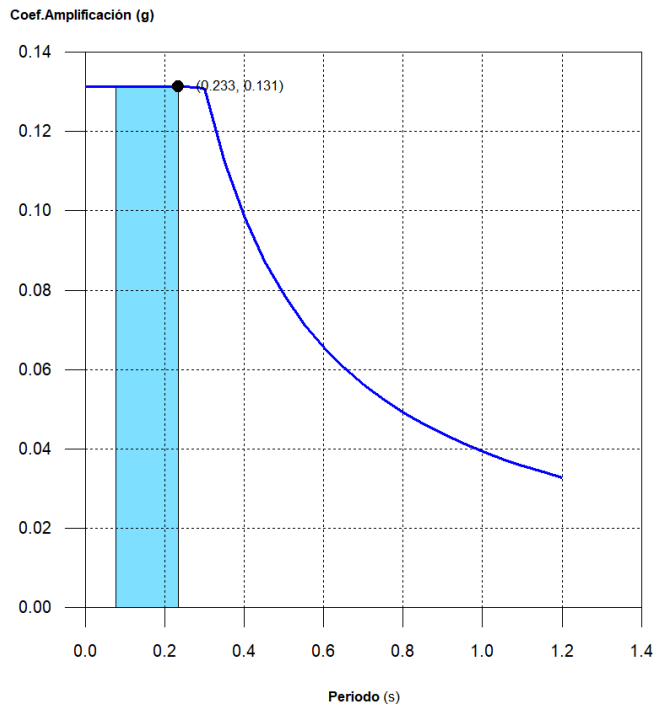
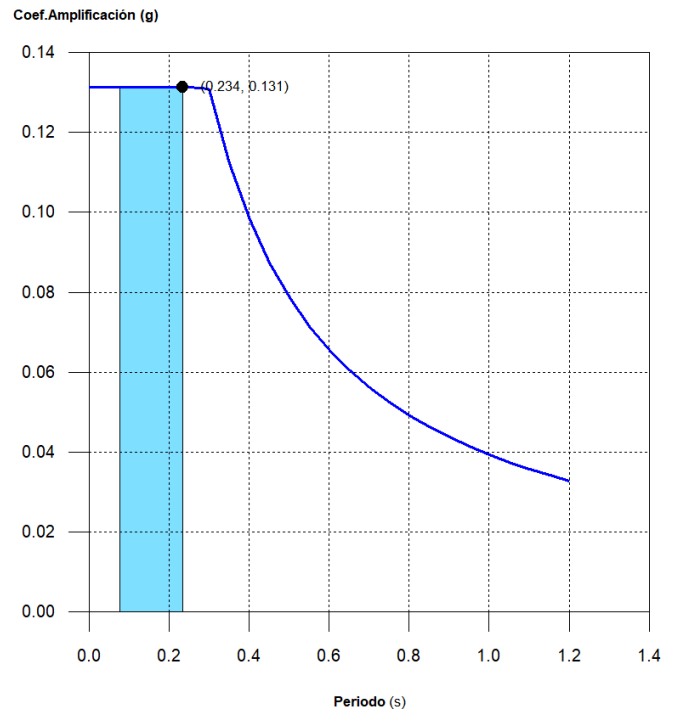


Figura 66: Hipotesis modal de sismo Y1



Cuadro 3-63: Hipotesis modal de sismo X1

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.233	0.131

Cuadro 3-64: Hipotesis modal de sismo Y1

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.234	0.131

### 3.3.3.4 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Cuadro 3-65: Centro de Masas, Centro de Rigidez y Excentricidades

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
Forjado 4	(9.45, 4.63)	(9.41, 4.68)	0.04	-0.05
Forjado 3	(9.29, 4.44)	(9.41, 4.67)	-0.12	-0.23
Forjado 2	(9.20, 4.63)	(9.41, 4.66)	-0.21	-0.03
Forjado 1	(9.19, 4.63)	(9.42, 4.67)	-0.22	-0.04

### 3.3.3.4.1 Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta

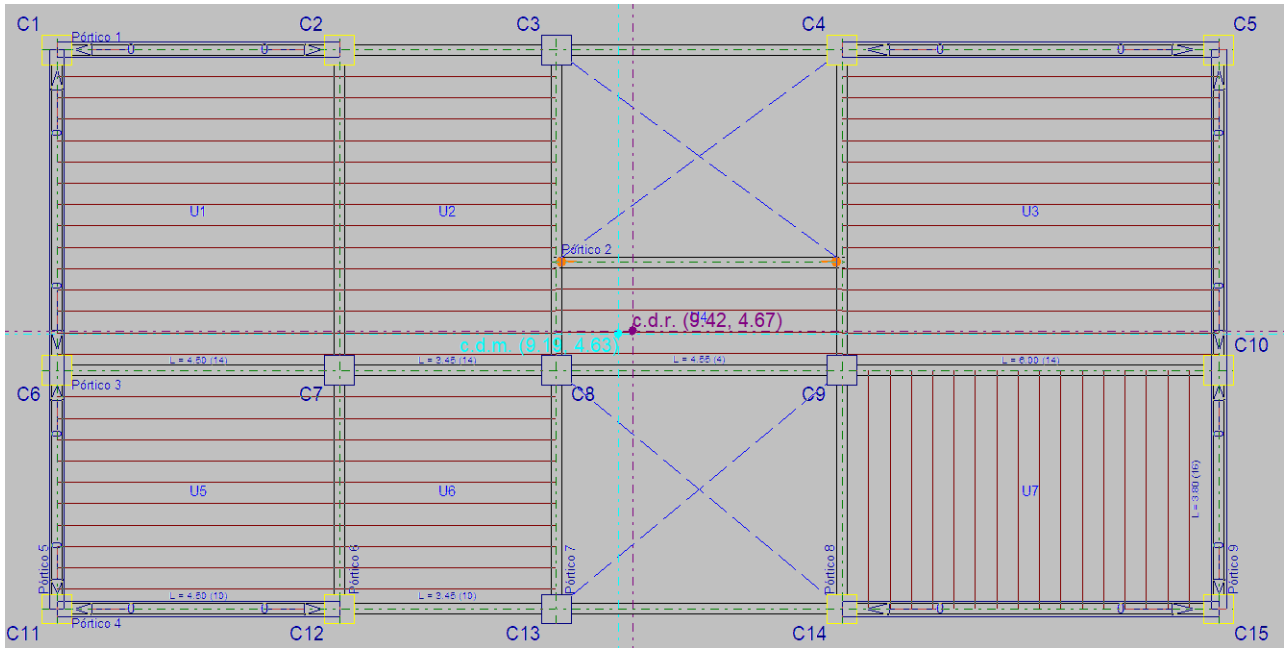


Figura 67: Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta nivel 1

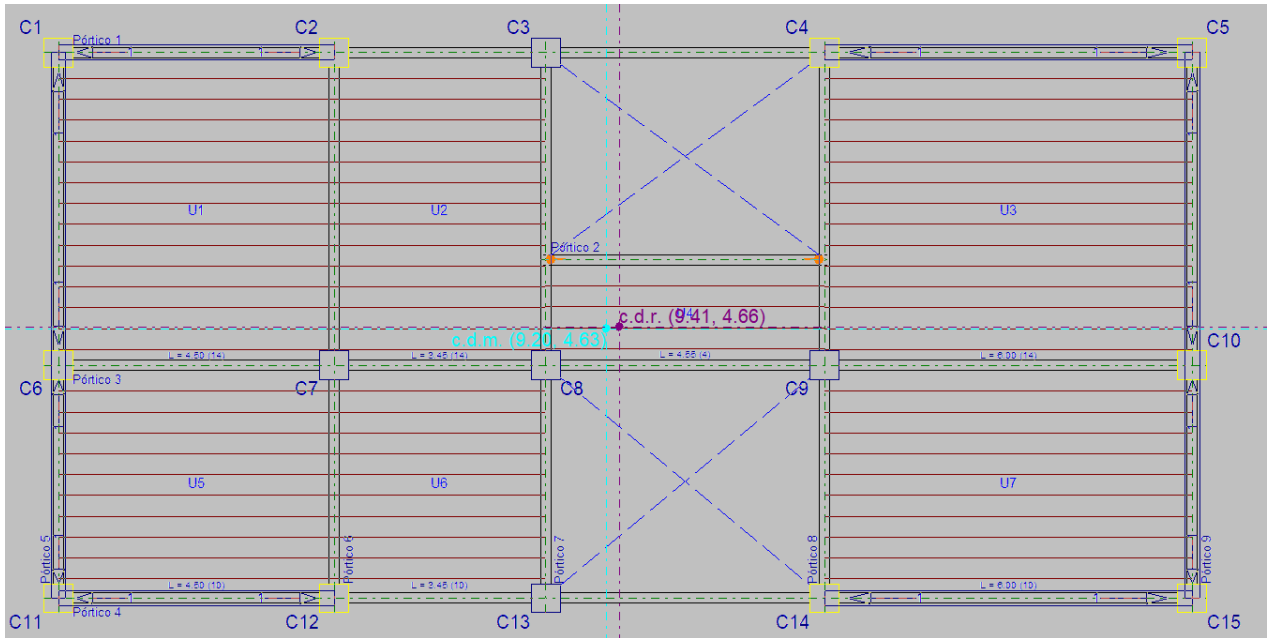


Figura 68: Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta nivel 2

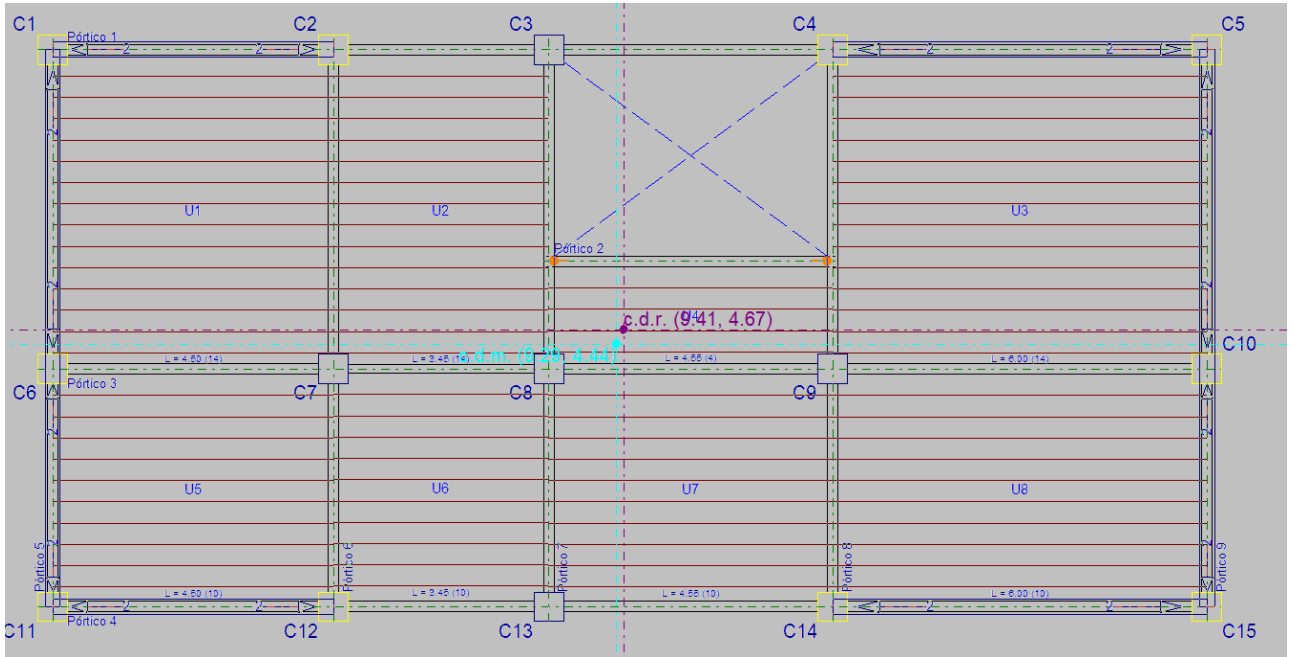


Figura 69: Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta nivel 3

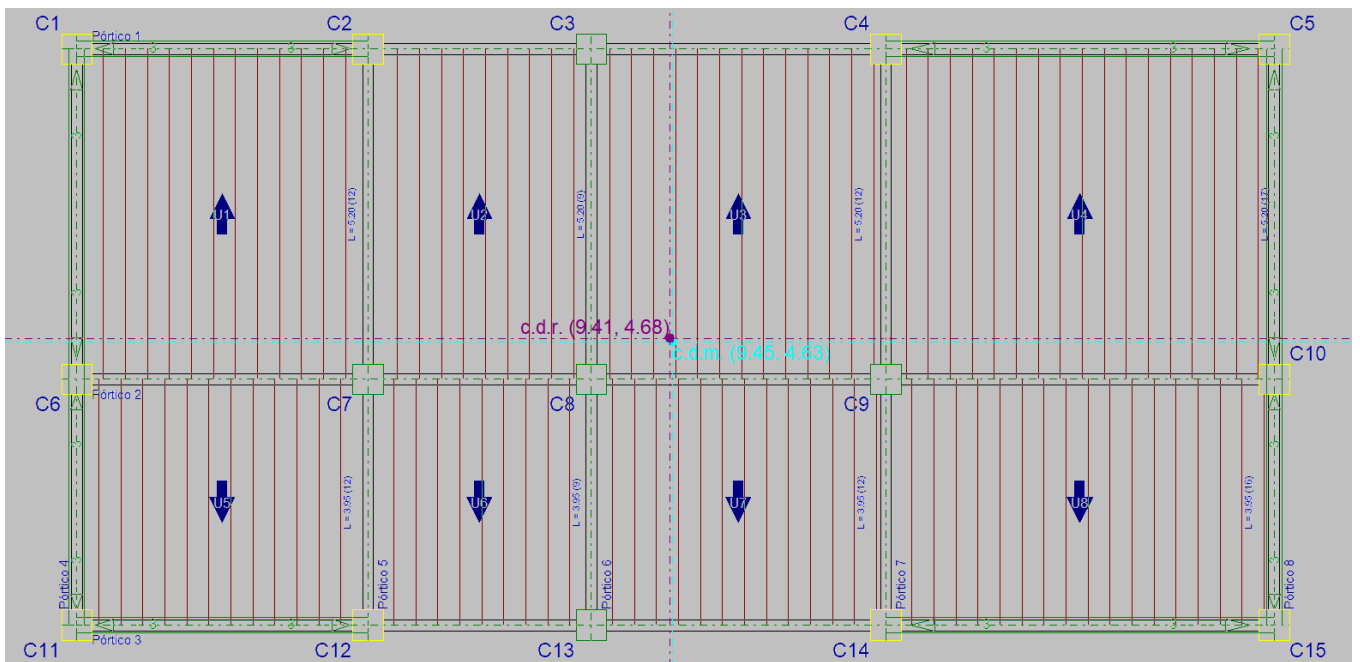


Figura 70: Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta nivel 4

### 3.3.3.5 Corrección por cortante basal

#### 3.3.3.5.1 Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico ( $V_d$ ), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

*Cuadro 3-66: Cortante dinamico sismo en X*

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	$V_x$ (t)	$V_{d,x}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	0.0978	52.2696
	Modo 2	51.8733	
	Modo 3	0.0286	
	Modo 4	0.0001	
	Modo 5	5.2459	

*Cuadro 3-67: Cortante dinamico sismo en Y*

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	$V_y$ (t)	$V_{d,y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	52.1961	52.5543
	Modo 2	0.0990	
	Modo 3	0.0122	
	Modo 4	4.8732	
	Modo 5	0.0001	

### 3.3.3.5.2 Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

**V<sub>s,x</sub>**: Cortante sísmico en la base (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2) : 45.1073 t

**S<sub>d,x</sub>(T<sub>a</sub>)**: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) : 0.102 g

**T<sub>a,x</sub>**: Periodo fundamental aproximado (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4) : 0.39 s

Tipología estructural (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): I

**h**: Altura del edificio : 13.60 m

**V<sub>s,y</sub>**: Cortante sísmico en la base (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2) : 45.1073 t

**S<sub>d,y</sub>(T<sub>a</sub>)**: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) : 0.102 g

**T<sub>a,y</sub>**: Periodo fundamental aproximado (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4) : 0.39 s

Tipología estructural (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): I

**h**: Altura del edificio : 13.60 m

**P**: Peso sísmico total de la estructura : 443.6690 t

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

pi: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

*Cuadro 3-68: Cortante basal estático (Vs)*

Planta	pi (t)
Forjado 4	81.8987
Forjado 3	126.6827
Forjado 2	115.7725
Forjado 1	119.3151
<b>P=∑pi</b>	<b>443.6690</b>



### 3.3.3.5.3 Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base ( $V_d$ ), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático ( $V_s$ ), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación:  $0.80 \cdot V_s / V_d$ .

Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016) (Artículo 4.6.4)

*Cuadro 3-69: Verificación de la condición de cortante basal*

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 52.2696 t $\geq$ 36.0859 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 52.5543 t $\geq$ 36.0859 t	N.P.

$V_{d,X}$ : Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,X}$ : Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$ : Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,Y}$ : Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

### 3.3.3.6 Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

### 3.3.3.6.1 Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes Cuadros no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Cuadro 3-70: Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta sismo en X

Planta	Q <sub>x</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Forjado 4	14.7245	14.7245	1.2094	1.2094
Forjado 3	32.8765	18.4411	2.7978	1.5892
Forjado 2	44.9405	13.3854	3.8889	1.0956
Forjado 1	52.2696	9.0033	4.5213	0.6354

Cuadro 3-71: Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta sismo en Y

Planta	Q <sub>x</sub> (t)	F <sub>eq,X</sub> (t)	Q <sub>y</sub> (t)	F <sub>eq,Y</sub> (t)
Forjado 4	1.2274	1.2274	14.7234	14.7234
Forjado 3	2.8288	1.6057	32.8024	18.3963
Forjado 2	3.9184	1.0916	45.0362	13.4546
Forjado 1	4.5317	0.6153	52.5543	8.9597

### 3.3.3.6.2 Cortantes sísmicos máximos por planta

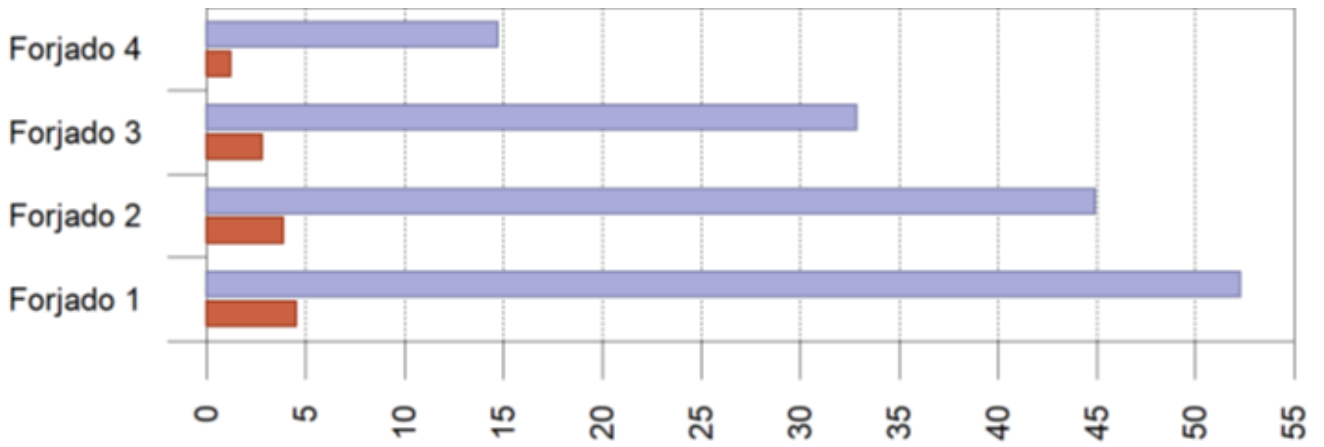


Figura 71: Cortantes sísmicos máximos por planta: Sismo X1

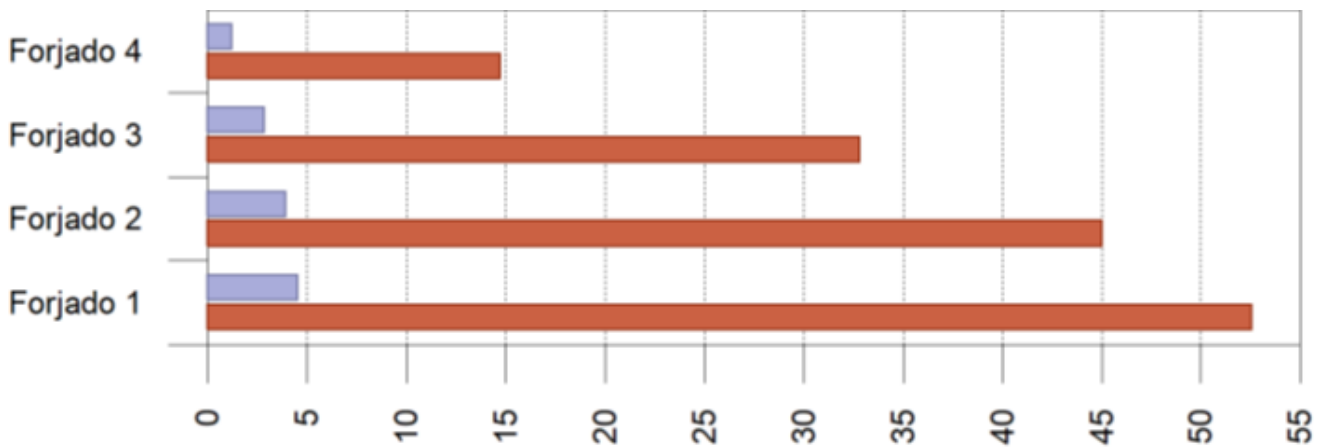


Figura 72: Cortantes sísmicos máximos por planta: Sismo Y1

Guía:  
■ Qx  
■ Qy  
Cortante (t)

### 3.3.3.6.3 Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

*Cuadro 3-72: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta: Sismo X1*

Planta	%Q <sub>x</sub>		%Q <sub>y</sub>	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Forjado 4	7.42	92.58	4.11	95.89
Forjado 3	16.63	83.37	12.59	87.41
Forjado 2	12.06	87.94	9.02	90.98
Forjado 1	19.96	80.04	20.24	79.76

*Cuadro 3-73: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta: Sismo Y1*

Planta	%Q <sub>x</sub>		%Q <sub>y</sub>	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Forjado 4	7.45	92.55	5.06	94.94
Forjado 3	16.68	83.32	12.84	87.16
Forjado 2	12.12	87.88	9.13	90.87
Forjado 1	19.88	80.12	20.14	79.86

### 3.3.4 Desplazamientos

#### 3.3.4.1 Desplazamientos en dirección X

*Cuadro 3-74: Desplazamientos eje 1*

Eje 1	Nivel	Desp. X (mm)
C1,C2,C3,C4,C5	Forjado 4	13.72
	Forjado 3	11.81
	Forjado 2	8.77
	Forjado 1	4.84
	Cimentación	0

*Cuadro 3-75: Desplazamientos eje 2*

Eje 2	Nivel	Desp. X (mm)
C6,C7,C8,C9,C10	Forjado 4	13.77
	Forjado 3	11.86
	Forjado 2	8.81
	Forjado 1	4.87
	Cimentación	0

*Cuadro 3-76: Desplazamientos eje 3*

Eje 3	Nivel	Desp. X (mm)
C10,C11,C12,C13,C14C15	Forjado 4	13.77
	Forjado 3	11.86
	Forjado 2	8.81
	Forjado 1	4.87
	Cimentación	0

### 3.3.4.2 Desplazamientos en dirección Y

*Cuadro 3-77: Desplazamientos eje A*

Eje A	Nivel	Desp. Y (mm)
C1,C6,C11	Forjado 4	14.07
	Forjado 3	12.09
	Forjado 2	9.12
	Forjado 1	5.15
	Cimentación	0

*Cuadro 3-78: Desplazamientos eje B*

Eje B	Nivel	Desp. Y (mm)
C2,C7,C12	Forjado 4	13.99
	Forjado 3	12.01
	Forjado 2	9.05
	Forjado 1	5.11
	Cimentación	0

*Cuadro 3-79: Desplazamientos eje C*

Eje C	Nivel	Desp. Y (mm)
C3,C8,C13	Forjado 4	13.95
	Forjado 3	11.96
	Forjado 2	9
	Forjado 1	5.08
	Cimentación	0

*Cuadro 3-80: Desplazamientos eje D*

Eje D	Nivel	Desp. Y (mm)
C4,C9,C14	Forjado 4	13.95
	Forjado 3	11.94
	Forjado 2	8.98
	Forjado 1	5.06
	Cimentación	0

*Cuadro 3-81: Desplazamientos eje E*

Eje E	Nivel	Desp. Y (mm)
C5,C10,C15	Forjado 4	14
	Forjado 3	11.97
	Forjado 2	8.98
	Forjado 1	5.07
	Cimentación	0

### 3.4 Resumen de los resultados del Diseño de Todas las Alternativas

Cuadro 3-82: Coeficientes de participación

ALTERNATIVA DE DISEÑO N° 1 - SISTEMA APORTICADO DE CONCRETO ARMADO								
Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.57	0.021	0.601	0.799	0.10%	84.71%	A = 0.685 m/s <sup>2</sup>	A = 0.685 m/s <sup>2</sup>
							D = 5.53507 mm	D = 5.53507 mm
Modo 2	0.54	0.892	0.044	0.45	88.29%	0.21%	A = 0.721 m/s <sup>2</sup>	A = 0.721 m/s <sup>2</sup>
							D = 5.26079 mm	D = 5.26079 mm
Modo 3	0.49	0.013	0.029	1	0.62%	3.20%	A = 0.788 m/s <sup>2</sup>	A = 0.788 m/s <sup>2</sup>
							D = 4.81155 mm	D = 4.81155 mm
ALTERNATIVA DE DISEÑO N° 2 - SISTEMA APORTICADO METALICO								
Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.26	0.999	0.004	0.045	88.39%	0%	A = 1.287 m/s <sup>2</sup>	A = 1.287 m/s <sup>2</sup>
							D = 2.17571 mm	D = 2.17571 mm
Modo 2	0.24	0.004	0.997	0.074	0%	88.58%	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>
							D = 1.8292 mm	D = 1.8292 mm
Modo 3	0.15	0.011	0.021	1	0%	0.02%	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>
							D = 0.72483 mm	D = 0.72483 mm
ALTERNATIVA DE DISEÑO N° 3 - SISTEMA APORTICADO MIXTO								
Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>gz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.23	0.043	0.999	0.001	0.17%	89.43%	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>
							D = 1.79289 mm	D = 1.79289 mm
Modo 2	0.23	0.997	0.044	0.068	88.91%	0.17%	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>
							D = 1.77697 mm	D = 1.77697 mm
Modo 3	0.16	0.01	0.02	1	0.01%	0%	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>	A = 1.288 m/s <sup>2</sup>
							D = 0.78107 mm	D = 0.78107 mm

De la Alternativa N° 1 (Diseño en concreto Armado – Sistema a porticado)

En el primer modo podemos notar un desplazamiento de masas de 84.7% en la dirección del análisis “y”, un periodo de 0.57s y coeficientes de participación de participación en “y” de 0.6 y en “z” de 0.8

El Segundo modo existe un desplazamiento de masas del 88.6% en la dirección de análisis “X”, un periodo de 0.54s y coeficientes de participación en “y” de 0.89 y 0.45 en dirección “z”

El tercer modo tiene un coeficiente de participación de 1.00 en dirección rotacional y un desplazamiento de masas poco notable (0.6% Mx – 3.2% My), lo que indica una gran estabilidad rotacional del diseño.

En los siguientes modos el desplazamiento de masas es cada vez más bajo, lo que no los hace muy relevantes.

De la Alternativa N° 2 (Diseño en Acero – Sistema a porticado)

En el primer modo podemos notar un desplazamiento de masas de 88.39% en la dirección del análisis “x”, un periodo de 0.26s y coeficientes de participación de participación en “y” de 0.999

El Segundo modo existe un desplazamiento de masas del 88.58% en la dirección de análisis “y”, un periodo de 0.24s y coeficientes de participación en “y” de 0.997

El tercer modo tiene un coeficiente de participación de 1.00 en dirección rotacional y un desplazamiento de masas poco notable (0.0% Mx – 0.02% My), lo que indica una gran estabilidad rotacional del diseño.

En los siguientes modos el desplazamiento de masas es cada vez más bajo, lo que no los hace muy relevantes.

De la Alternativa N° 3 (Diseño en concreto Armado – Sistema a porticado)

En el primer modo podemos notar un desplazamiento de masas de 89.43% en la dirección del análisis “y”, un periodo de 0.23s y coeficientes de participación de participación en “y” de 0.999

El Segundo modo existe un desplazamiento de masas del 88.91% en la dirección de análisis “x”, un periodo de 0.23s y coeficientes de participación en “x” de 0.997

El tercer modo tiene un coeficiente de participación de 1.00 en dirección rotacional y un desplazamiento de masas poco notable (0.01% Mx – 0.00% My), lo que indica una gran estabilidad rotacional del diseño.

En los siguientes modos el desplazamiento de masas es cada vez más bajo, lo que no los hace muy relevantes.



*Cuadro 3-83: Cortante Basal de cada alternativa*

	Alternativa de diseño N° 1 - Sistema porticado de Concreto Armado		Alternativa De Diseño N° 2 - Sistema porticado Metálico		Alternativa De Diseño N° 3 - Sistema porticado Mixto	
	Sismo X1	Sismo Y1	Sismo X1	Sismo Y1	Sismo X1	Sismo Y1
Cortante basal dinámico	40.00	37.05	48.12	48.23	52.27	52.55
Factor de modificación	1.23	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00
Cortante basal estático	49.20	49.20	33.48	33.48	36.10	36.10
Cortante basal adoptado	<b>49.20</b>	<b>49.20</b>	<b>48.12</b>	<b>48.23</b>	<b>52.27</b>	<b>52.55</b>

La cortante basal se adoptó según mayor cortante basal según el análisis estático o dinámico

en la alternativa 1 se adoptó la cortante basal de 49.20 del análisis estático en ambas direcciones, en la alternativa 2 se adoptó la cortante basal del análisis dinámico de 48.12tn en dirección “X” y 48.23tn en dirección “Y”, en la alternativa 3 también se adoptó la cortante basal del análisis dinámico con un valor de 52.27 tn en dirección “X” y 52.55tn en dirección “Y”

Cuadro 3-84: Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

Planta		Sismo en X				Sismo en Y			
		%Q <sub>XX</sub>		%Q <sub>YX</sub>		%Q <sub>XY</sub>		%Q <sub>YY</sub>	
		Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Alternativa N° 1	Nivel 4	100.00	0.00	20.00	0.00	100.00	0.00	20.00	0.00
	Nivel 3	100.00	0.00	20.00	0.00	100.00	0.00	20.00	0.00
	Nivel 2	100.00	0.00	20.00	0.00	100.00	0.00	20.00	0.00
	Nivel 1	100.00	0.00	20.00	0.00	100.00	0.00	20.00	0.00
Alternativa N° 2	Nivel 4	6.0300	93.9700	25.7500	74.2500	5.1700	94.8300	10.7300	89.2700
	Nivel 3	3.9900	96.0100	17.1600	82.8400	3.4800	96.5200	13.7100	86.2900
	Nivel 2	3.5000	96.5000	14.8300	85.1700	3.0700	96.9300	10.7200	89.2800
	Nivel 1	2.0600	97.9400	19.0100	80.9900	1.9400	98.0600	17.7000	82.3000
Alternativa N° 3	Nivel 4	7.4200	92.5800	4.1100	95.8900	7.4500	92.5500	5.0600	94.9400
	Nivel 3	16.6300	83.3700	12.5900	87.4100	16.6800	83.3200	12.8400	87.1600
	Nivel 2	12.0600	87.9400	9.0200	90.9800	12.1200	87.8800	9.1300	90.8700
	Nivel 1	19.9600	80.0400	20.2400	79.7600	19.8800	80.1200	20.1400	79.8600

La Cuadro 3-220, muestra el porcentaje de cortante sísmico resistido por el soporte de cada alternativa

En la alternativa N°1, las columnas son el único sistema de soporte por lo que absorben el 100% del cortante sísmico

En la alternativa N°2, las columnas y las vigas de arriostramiento, las cuales actúan como muros estructurales, de las cuales cada una absorbe cierta cantidad de cortante sísmico (las vigas inclinadas absorben un porcentaje mayor a un 93% en "X" y 94% en "Y")

En la alternativa N°3, las columnas y las vigas de arriostramiento, las cuales actúan como muros estructurales, de las cuales cada una absorbe cierta cantidad de cortante sísmico (las vigas inclinadas absorben un porcentaje mayor a un 80% en "X" y 72% en "Y")

*Cuadro 3-85: Maximos desplazamientos*

Máximos Desplazamientos		
Alternativa de Diseño	Desp. X	Desp. Y
	(mm)	(mm)
Alternativa 1	54.79	0.86
Alternativa 2	16.67	1.86
Alternativa 3	13.83	1.03

Este cuadro muestra los máximos desplazamientos de cada alternativa

*Cuadro 3-86: Peso de la estructura*

PESO DE LA ESTRUCTURA	
Alternativa de Diseño	Peso
	Tn
Alternativa 1	604.68
Alternativa 2	411.38
Alternativa 3	443.67

### 3.5 RESUMEN DE METRADOS DE TODAS LAS ALTERNATIVAS

#### 3.5.1 Alternativa 1

##### 3.5.1.1 Cimentación

Cuadro 3-87: resumen de metrados – zapatas, alternativa 1

Elemento	Grado 60 (kg)					Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø3/8"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"	Total	f'c=210	Limpieza	
Referencia: C1	2.87		72.17		75.04	1.01	0.17	2.64
Referencia: C2	2.87		51.32	38.90	93.09	0.92	0.15	2.40
Referencia: C3	2.87		70.25		73.12	1.03	0.17	2.58
Referencia: C4	2.87		54.30	40.09	97.26	0.97	0.16	2.52
Referencia: C5	2.87		74.41		77.28	1.18	0.20	2.88
Referencia: C6	2.87		51.32	38.90	93.09	0.92	0.15	2.40
Referencia: C7	2.87		87.97		90.84	1.54	0.26	2.88
Referencia: C8	2.87		74.41		77.28	1.18	0.20	2.40
Referencia: C9	2.87	10.62	60.68	40.89	115.06	1.73	0.29	3.12
Referencia: C10	2.87		59.06	42.00	103.93	1.20	0.20	2.88
Referencia: C11	2.87		72.17		75.04	1.01	0.17	2.64
Referencia: C12	2.87		50.65	26.73	80.25	0.82	0.14	2.22
Referencia: C13	2.87		76.71		79.58	1.14	0.19	2.76
Referencia: C14	2.87		50.65	51.87	105.39	0.87	0.14	2.34
Referencia: C15	2.87	52.86	34.54		90.27	1.37	0.21	3.29
Totales	43.05	63.48	940.61	279.38	1326.52	16.87	2.79	39.95

**Cuadro 3-88: resumen de metrados – Vigas de Cimentacion, alternativa 1**

Elemento	Grado 60 (kg)				Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø1"	Total	f'c=210	Limpieza	
Referencia: [C11 - C6]	11.27	9.19	223.14	243.60	0.45	0.08	2.26
Referencia: [C6 - C1]	17.41	11.94	274.86	304.21	0.76	0.13	3.82
Referencia: [C11 - C12]	15.36	10.70	249.00	275.06	0.63	0.11	3.16
Referencia: [C6 - C7]	17.41	10.40	239.05	266.86	0.73	0.12	3.64
Referencia: [C12 - C7]	13.32	8.95	210.22	232.49	0.57	0.10	2.86
Referencia: [C1 - C2]	14.34	10.72	250.98	276.04	0.62	0.10	3.10
Referencia: [C7 - C2]	20.49	11.70	272.86	305.05	0.87	0.15	4.36
Referencia: [C12 - C13]	10.24	8.06	166.46	184.76	0.41	0.07	2.04
Referencia: [C7 - C8]	11.27	8.06	167.06	186.39	0.47	0.08	2.34
Referencia: [C13 - C8]	13.32	9.17	217.18	239.67	0.56	0.09	2.80
Referencia: [C2 - C3]	10.24	8.06	169.44	187.74	0.41	0.07	2.04
Referencia: [C8 - C3]	20.49	11.82	268.88	301.19	0.88	0.15	4.42
Referencia: [C13 - C14]	15.36	10.24	226.92	252.52	0.66	0.11	3.30
Referencia: [C8 - C9]	16.39	10.24	220.16	246.79	0.72	0.12	3.60
Referencia: [C14 - C9]	13.32	9.03	212.40	234.75	0.56	0.09	2.80
Referencia: [C3 - C4]	15.36	10.24	225.33	250.93	0.66	0.11	3.30
Referencia: [C9 - C4]	19.46	11.74	274.86	306.06	0.86	0.14	4.30
Referencia: [C4 - C5]	21.51	14.02	312.64	348.17	0.94	0.16	4.72
Referencia: [C9 - C10]	23.56	13.71	310.66	347.93	1.05	0.18	5.26
Referencia: [C10 - C5]	16.39	12.25	280.82	309.46	0.70	0.12	3.52
Referencia: [C14 - C15]	21.51	13.92	310.66	346.09	0.94	0.16	4.72
Referencia: [C15 - C10]	9.22	9.49	229.10	247.81	0.38	0.06	1.90
Totales	347.24	233.65	5312.68	5893.57	14.86	2.48	74.29

**3.5.1.2 Resumen de metrados - Forjados o niveles, alternativa 1**

**Cuadro 3-89: resumen de metrados – Forjado 1 - Superficie total: 150.22 m², alternativa 1**

Elemento	Superficie (m²)	Volumen (m³)	Barras (kg)
Losas macizas	26.11	3.92	477
Unidireccionales	81.61	8.16	193
Vigas	39.19	20.30	2422
Encofrado lateral	63.35		
Pilares (Sup. Encofrado)	105.75	12.45	2340
Total	316.01	44.83	5432
Índices (por m²)	2.104	0.298	36.16

**Cuadro 3-90: resumen de metrados – Forjado 2 - Superficie total: 150.22 m<sup>2</sup>, alternativa 1**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)
Losas macizas	26.11	3.92	468
Unidireccionales	81.61	8.16	192
Vigas	39.19	20.30	2280
Encofrado lateral	63.35		
Pilares (Sup. Encofrado)	83.25	9.75	1873
Total	293.51	42.13	4813
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.954	0.280	32.04

**Cuadro 3-91: resumen de metrados – Forjado 3 - Superficie total: 164.18 m<sup>2</sup>, alternativa 1**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)
Losas macizas	26.11	3.92	464
Unidireccionales	95.57	9.56	276
Vigas	39.19	20.30	2317
Encofrado lateral	60.39		
Pilares (Sup. Encofrado)	83.25	9.75	1866
Total	304.51	43.53	4923
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.855	0.265	29.99

**Cuadro 3-92: resumen de metrados – Forjado 4 - Superficie total: 176.52 m<sup>2</sup>, alternativa 1**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)
Forjados	135.55	13.90	323
Vigas	37.66	19.84	2050
Encofrado lateral	54.66		
Pilares (Sup. Encofrado)	91.30	10.70	1699
Total	319.17	44.44	4072
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.808	0.252	23.07

**Cuadro 3-93: resumen de metrados – Total, obra-Superficie total: 176.52 m<sup>2</sup>, alternativa 1**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)
Losas macizas	78.33	11.76	1409
Unidireccionales	394.34	39.78	984
Vigas	155.23	80.74	9069
Encofrado lateral	241.75		
Pilares (Sup. Encofrado)	363.55	42.65	7778
Total	1233.20	174.93	19240
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.923	0.273	30.01

### 3.5.2 Alternativa 2

#### 3.5.2.1 Cimentación

**Cuadro 3-94: resumen de metrados – zapatas, alternativa 2**

Elemento	Grado 60 (kg)			Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø5/8"	Ø1"	Total	f'c=140	Limpieza	
Referencia: (C1-C2-C3)		957.10	957.10	9.52	1.00	21.25
Referencias: (C4-C5-C6), (C7-C8-C9) y (C10-C11-C12)		3x957.10	2871.30	3x9.52	3x1.00	3x20.65
Referencia: (C13-C14-C15)	448.40	456.24	904.64	10.02	1.00	22.40
Totales	448.40	4284.64	4733.04	48.11	5.01	105.60

**Cuadro 3-95: resumen de metrados – Vigas de cimentacion, alternativa2**

Elemento	Grado 60 (kg)				Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Total	f'c=210	Limpieza	
Referencia: [(C1-C2-C3) - (C4-C5-C6)]	17.33	10.46	69.11	96.90	0.71	0.14	3.53
Referencia: [(C1-C2-C3) - (C4-C5-C6)]	17.33	10.46	69.11	96.90	0.71	0.14	3.53
Referencia: [(C1-C2-C3) - (C4-C5-C6)]	17.33	10.44	69.11	96.88	0.71	0.14	3.53
Referencia: [(C4-C5-C6) - (C7-C8-C9)]	12.77	7.96	49.98	70.71	0.49	0.10	2.45
Referencia: [(C4-C5-C6) - (C7-C8-C9)]	12.77	7.96	49.98	70.71	0.49	0.10	2.45
Referencia: [(C4-C5-C6) - (C7-C8-C9)]	12.77	7.96	49.98	70.71	0.49	0.10	2.45
Referencia: [(C7-C8-C9) - (C10-C11-C12)]	16.42	9.65	60.93	87.00	0.66	0.13	3.30
Referencia: [(C7-C8-C9) - (C10-C11-C12)]	16.42	9.65	60.93	87.00	0.66	0.13	3.30
Referencia: [(C7-C8-C9) - (C10-C11-C12)]	16.42	9.65	60.93	87.00	0.66	0.13	3.30
Referencia: [(C10-C11-C12) - (C13-C14-C15)]	25.54	15.02	95.60	136.16	1.07	0.21	5.35
Referencia: [(C10-C11-C12) - (C13-C14-C15)]	25.54	15.02	95.60	136.16	1.07	0.21	5.35
Referencia: [(C10-C11-C12) - (C13-C14-C15)]	25.54	15.02	95.60	136.16	1.07	0.21	5.35
Totales	216.18	129.25	826.86	1172.29	8.78	1.76	43.88

**Cuadro 3-96: resumen de metrados – Pernos de anclaje, alternativa2**

Pilares	Pernos	Acero	Longitud m	Peso kp	Totales m	Totales kp
C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10, C11, C12, C14	52Ø22.22 mm L=107 cm	A-307 (liso)	52 x 1.07	52 x 3.26		
C13	4Ø22.22 mm L=132 cm	A-307 (liso)	4 x 1.32	4 x 4.02		
C15	4Ø22.22 mm L=112 cm	A-307 (liso)	4 x 1.12	4 x 3.41		
Totales					65.49	199.35

**Cuadro 3-97: Resumen de metrados – placas de anclaje**

Pilares	Acero	Peso kp	Totales kp
C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10, C11, C12, C14	ASTM A 36 36 ksi	13 x 55.83	
C13	ASTM A 36 36 ksi	1 x 55.83	
C15	ASTM A 36 36 ksi	1 x 55.83	
			837.44
Totales			837.44

**Cuadro 3-98: Resumen de metrados – Cimentacion superficie total 24.48m2**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Laminado (kg)	Pernos (kg)
Vigas inclinadas	24.48	3133	
Placas de anclaje		837	199
Total	24.48	3970	199
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.000	162.17	8.13

### 3.5.2.2 Resumen de metrados - Forjados o niveles, alternativa 2

**Cuadro 3-99: Resumen de metrados - nivel 1 - Superficie total 164.31 m2, Alternativa 2**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Laminado (kg)
Forjados	123.30	8.28	3619
Vigas	16.46		5564
Vigas inclinadas	23.05		2949
Pilares metálicos			5713
Total	162.81	8.28	17845
Índices (por m <sup>2</sup> )	0.991	0.050	108.61

**Cuadro 3-100: Resumen de metrados - nivel 2 - Superficie total 164.31 m2, Alternativa 2**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Laminado (kg)
Forjados	123.30	8.28	3696
Vigas	16.46		5564
Vigas inclinadas	23.05		2949
Pilares metálicos			4625
Total	162.81	8.28	16834
Índices (por m <sup>2</sup> )	0.991	0.050	102.45

**Cuadro 3-101: Resumen de metrados - nivel 3 - Superficie total 178.83 m2, Alternativa 2**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Laminado (kg)
Forjados	138.11	9.27	4197
Vigas	16.45		5564
Vigas inclinadas	22.77		2913
Pilares metálicos			4625
Total	177.33	9.27	17299
Índices (por m <sup>2</sup> )	0.992	0.052	96.73



**Cuadro 3-102: : Resumen de metrdos - nivel 4 - Suerficie total 169.03 m2, Alternativa 2**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Laminado (kg)
Forjados	151.83	10.45	4731
Vigas	15.70		5332
Pilares metálicos			4509
Total	167.53	10.45	14572
Índices (por m <sup>2</sup> )	0.991	0.062	86.21

**Cuadro 3-103: Resumen de metrdos - Total Obra -Suerficie total 700.96 m2, Alternativa 2**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Laminado (kg)	Pernos (kg)
Forjados	536.54	36.28	16243	
Vigas	65.07		22024	
Vigas inclinadas	93.35		11944	
Pilares metálicos			19472	
Placas de anclaje			837	199
Total	694.96	36.28	70520	199
Índices (por m <sup>2</sup> )	0.991	0.052	100.60	0.28

### 3.5.3 Alternativa 3

#### 3.5.3.1 Cimentación

**Cuadro 3-104: resumen de metrados – zapatas, alternativa 3**

Elemento	Grado 60 (kg)					Hormigón (m <sup>3</sup> )		Encofrado (m <sup>2</sup> )
	Ø3/8"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"	Total	f'c=210	Limpieza	
Referencia: C1	2.87		72.17		75.04	1.01	0.17	2.64
Referencia: C2	2.87		51.32	38.90	93.09	0.92	0.15	2.40
Referencia: C3	2.87		70.25		73.12	1.03	0.17	2.58
Referencia: C4	2.87		54.30	40.09	97.26	0.97	0.16	2.52
Referencia: C5	2.87		74.41		77.28	1.18	0.20	2.88
Referencia: C6	2.87		51.32	38.90	93.09	0.92	0.15	2.40
Referencia: C7	2.87		87.97		90.84	1.54	0.26	2.88
Referencia: C8	2.87		74.41		77.28	1.18	0.20	2.40
Referencia: C9	2.87	10.62	60.68	40.89	115.06	1.73	0.29	3.12
Referencia: C10	2.87		59.06	42.00	103.93	1.20	0.20	2.88
Referencia: C11	2.87		72.17		75.04	1.01	0.17	2.64
Referencia: C12	2.87		50.65	26.73	80.25	0.82	0.14	2.22
Referencia: C13	2.87		76.71		79.58	1.14	0.19	2.76
Referencia: C14	2.87		50.65	51.87	105.39	0.87	0.14	2.34
Referencia: C15	2.87	52.86	34.54		90.27	1.37	0.21	3.29
Totales	43.05	63.48	940.61	279.38	1326.52	16.87	2.79	39.95

**Cuadro 3-105: resumen de metrados – Vigas de Cimentacion, alternativa 3**

Elemento	Grado 60 (kg)				Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø1"	Total	f'c=210	Limpieza	
Referencia: [C11 - C6]	11.27	9.19	223.14	243.60	0.45	0.08	2.26
Referencia: [C6 - C1]	17.41	11.94	274.86	304.21	0.76	0.13	3.82
Referencia: [C11 - C12]	15.36	10.70	249.00	275.06	0.63	0.11	3.16
Referencia: [C6 - C7]	17.41	10.40	239.05	266.86	0.73	0.12	3.64
Referencia: [C12 - C7]	13.32	8.95	210.22	232.49	0.57	0.10	2.86
Referencia: [C1 - C2]	14.34	10.72	250.98	276.04	0.62	0.10	3.10
Referencia: [C7 - C2]	20.49	11.70	272.86	305.05	0.87	0.15	4.36
Referencia: [C12 - C13]	10.24	8.06	166.46	184.76	0.41	0.07	2.04
Referencia: [C7 - C8]	11.27	8.06	167.06	186.39	0.47	0.08	2.34
Referencia: [C13 - C8]	13.32	9.17	217.18	239.67	0.56	0.09	2.80
Referencia: [C2 - C3]	10.24	8.06	169.44	187.74	0.41	0.07	2.04
Referencia: [C8 - C3]	20.49	11.82	268.88	301.19	0.88	0.15	4.42
Referencia: [C13 - C14]	15.36	10.24	226.92	252.52	0.66	0.11	3.30
Referencia: [C8 - C9]	16.39	10.24	220.16	246.79	0.72	0.12	3.60
Referencia: [C14 - C9]	13.32	9.03	212.40	234.75	0.56	0.09	2.80
Referencia: [C3 - C4]	15.36	10.24	225.33	250.93	0.66	0.11	3.30
Referencia: [C9 - C4]	19.46	11.74	274.86	306.06	0.86	0.14	4.30
Referencia: [C4 - C5]	21.51	14.02	312.64	348.17	0.94	0.16	4.72
Referencia: [C9 - C10]	23.56	13.71	310.66	347.93	1.05	0.18	5.26
Referencia: [C10 - C5]	16.39	12.25	280.82	309.46	0.70	0.12	3.52
Referencia: [C14 - C15]	21.51	13.92	310.66	346.09	0.94	0.16	4.72
Referencia: [C15 - C10]	9.22	9.49	229.10	247.81	0.38	0.06	1.90
Totales	347.24	233.65	5312.68	5893.57	14.86	2.48	74.29

**Cuadro 3-106: Resumen de metrados - cimentacion - Superficie total 25.03 m3**

Elemento	Superficie (m²)	Laminado (kg)
Vigas inclinadas	25.03	3202
Total	25.03	3202
Índices (por m²)	1.000	127.93

### 3.5.3.2 Resumen de metrados - Forjados o niveles, alternativa 3

**Cuadro 3-107: Resumen de metrados - Forjado 1 - Superficie total 163.36 m<sup>2</sup>**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)	Laminado (kg)
Forjados	121.24	7.77		3668
Vigas	15.99			5369
Vigas inclinadas	22.82			2920
Pilares (Sup. Encofrado)	108.30	12.75	3492	
Total	268.35	20.52	3492	11957
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.643	0.126	21.38	73.19

**Cuadro 3-108: Resumen de metrados - Forjado 2 - Superficie total 163.36 m<sup>2</sup>**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)	Laminado (kg)
Forjados	121.24	7.77		3660
Vigas	15.99			5369
Vigas inclinadas	22.82			2920
Pilares (Sup. Encofrado)	85.80	10.05	2887	
Total	245.85	17.82	2887	11949
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.505	0.109	17.67	73.15

**Cuadro 3-109: Resumen de metrados - Forjado 3 - Superficie total 179.75 m<sup>2</sup>**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)	Laminado (kg)
Forjados	137.13	8.79		4131
Vigas	15.91			5426
Vigas inclinadas	23.40			2995
Pilares (Sup. Encofrado)	85.80	10.05	2806	
Total	262.24	18.84	2806	12552
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.459	0.105	15.61	69.83

**Cuadro 3-110: Resumen de metrados – Forjado 4 – Superficie total 170.37m<sup>2</sup>**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)	Laminado (kg)
Forjados	151.82	9.98		4811
Vigas	15.24			5176
Pilares (Sup. Encofrado)	94.55	11.15	1724	
Total	261.61	21.13	1724	9987
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.536	0.124	10.12	58.62

### 3.5.3.3 Total, obra - Superficie total: 701.87 m<sup>2</sup>

**Cuadro 3-111: Resumen de metrados – Total, obra – Superficie total 701.87m<sup>2</sup>**

Elemento	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Barras (kg)	Laminado (kg)
Forjados	531.43	34.31		16270
Vigas	63.13			21340
Vigas inclinadas	94.07			12037
Pilares (Sup. Encofrado)	374.45	44.00	10909	
Total	1063.08	78.31	10909	49647
Índices (por m <sup>2</sup> )	1.515	0.112	15.54	70.74

## 3.6 PRESUPUESTO

### 3.6.1 Resumen De Presupuesto De Alternativa N° 1

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRECIO (S/.)	PARCIAL (S/.)
<b>01</b>	<b>ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 1</b>				<b>229,862.21</b>
1.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				6887.40
1.01.01	EXCAVACIONES				3162.26
1.01.01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	42.18	34.70	1463.47
1.01.01.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACION	m3	37.15	34.70	1289.11
1.01.01.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	22.14	18.50	409.68
1.01.02	RELLENOS				2206.96
1.01.02.01	RELLENO EN ZONAS DE CIMENTACION CON MATERIAL PROPIO COMPACTADO	m3	60.10	36.72	2206.96
1.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				1518.19
1.01.03.01	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON VOLQUETE	m2	41.37	36.70	1518.19
1.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				4720.41
1.02.01	CIMIENTOS CORRIDOS				2518.02
1.02.01.01	CONCRETO 1:10 +30% P.M. PARA CIMIENTOS CORRIDOS EN VIGAS DE CIMENTACION	m3	14.76	170.56	2518.02
01.02.02	SOLADO				901.98
01.02.02.01	CONCRETO f'c: 140 kg/cm2. PARA ZAPATA	m3	2.81	170.56	479.56
01.02.02.02	CONCRETO f'c: 140 kg/cm2 PARA VIGAS DE CIMENTACION	m3	2.48	170.56	422.42
01.02.03	SOBRECIMENTOS				1300.41
01.02.03.01	CONCRETO 1:8+25% P.M. PARA SOBRECIMENTOS	m3	1.36	275.69	373.81
01.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SOBRECIMENTOS	m2	20.86	44.42	926.60
1.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				218254.40
01.03.01	ZAPATAS				9804.67
01.03.01.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ZAPATAS	m3	16.87	324.85	5480.22
01.03.01.02	ACERO fy=4200 KG/CM2 PARA ZAPATAS	kg	1,326.52	3.26	4324.46
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACION				28125.52
01.03.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACION	m3	14.86	324.85	4827.27
01.03.02.02	ACERO fy=4200 KG/CM2 EN VIGAS DE CIMENTACION	kg	5,893.57	3.26	19213.04
01.03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	74.29	54.99	4085.21
01.03.03	SOBRECIMIENTO ARMADO				1912.88
01.03.03.01	CONCRETO F'C= 210 KG/CM2. PARA SOBRECIMIENTO ARMADO	m3	2.99	324.85	972.36
01.03.03.02	ACERO CORRUGADO Fy = 4200 kg/cm2 PARA SOBRECIMIENTO ARMADO	kg	187.52	3.26	611.33
01.03.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO ARMADO	m2	5.99	54.99	329.20
01.03.04	COLUMNAS				59202.75
01.03.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA COLUMNAS	m3	42.65	324.85	13854.85
01.03.04.02	ACERO CORRUGADO fy=4200 KG/CM2 PARA COLUMNAS	kg	7,778.00	3.26	25356.28
01.03.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	363.55	54.99	19991.61
01.03.05	VIGAS				64329.43
01.03.05.01	CONCRETO EN VIGAS F'C=210 KG/CM2	m3	80.74	324.85	26228.39
01.03.05.02	ACERO fy=4200 KG/CM2 EN VIGAS	kg	9,069.00	3.26	29564.94
01.03.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m2	155.23	54.99	8536.10

01.03.06	LOSAS ALIGERADAS				43807.84
01.03.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA LOSA ALIGERADA	m3	39.78	324.85	12922.53
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSAS ALIGERADAS	m2	394.34	33.93	13379.96
01.03.06.03	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	3,549.06	3.42	12137.79
01.03.06.04	ACERO fy=4200 KG/CM2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,646.49	3.26	5367.56
01.03.06	LOSAS MACIZAS				11071.31
01.03.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA LOSA MACIZA	m3	11.76	324.85	3820.24
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSAS ALIGERADAS	m2	78.33	33.93	2657.74
01.03.06.04	ACERO fy=4200 KG/CM2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,409.00	3.26	4593.34

### 3.6.2 Resumen de Presupuesto de Alternativa N° 2

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRECIO (S/.)	PARCIAL (S/.)
<b>01</b>	<b>ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 2</b>				<b>348,376.93</b>
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				14988.31
01.02.01	EXCAVACIONES				9895.03
01.02.01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	91.41	98.12	8968.59
01.02.01.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACION	m3	21.95	27.08	594.41
01.02.01.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	12.26	27.08	332.03
01.02.02	RELLENOS				2686.82
01.02.02.01	RELLENO EN ZONAS DE CIMENTACION CON MATERIAL PROPIO COMPACTADO	m3	56.86	47.25	2686.82
01.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				2406.46
01.02.03.01	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON VOLQUETE	m2	68.76	35.00	2406.46
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				6240.83
01.03.01	CIMIENTOS CORRIDOS				2208.61
01.03.01.01	CONCRETO 1:10 +30% P.M. PARA CIMIENTOS CORRIDOS EN VIGAS DE CIMENTACION	m3	8.17	270.20	2208.61
01.03.02	SOLADO				3057.73
01.03.02.01	CONCRETO f'c: 140 kg/cm2. PARA ZAPATA	m3	9.14	288.35	2635.78
01.03.02.02	CONCRETO f'c: 140 kg/cm2 PARA VIGAS DE CIMENTACION	m3	1.46	288.35	421.95
01.03.03	SOBRECIMENTOS				974.48
01.03.03.01	CONCRETO 1:8+25% P.M. PARA SOBRECIMENTOS	m3	1.26	360.43	454.80
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO PARA SOBRECIMENTOS	m2	19.41	26.77	519.68
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				128135.34
01.04.01	ZAPATAS				51325.64
01.04.01.01	CONCRETO F'C=140 KG/CM2 PARA ZAPATAS	m3	48.11	514.93	24773.28
01.04.01.02	ACERO fy=4200 KG/CM2 PARA ZAPATAS	kg	4,733.04	5.61	26552.35
01.04.02	VIGAS DE CIMENTACION				10892.47
01.04.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACION	m3	8.78	505.67	4439.78
01.04.02.02	ACERO fy=4200 KG/CM2 EN VIGAS DE CIMENTACION	kg	826.86	5.61	4638.68
01.04.02.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	43.88	41.34	1814.00
01.04.03	SOBRECIMIENTO ARMADO				2448.71
01.04.03.01	CONCRETO F'C= 210 KG/CM2. PARA SOBRECIMIENTO ARMADO	m3	2.79	505.67	1411.57
01.04.03.02	ACERO CORRUGADO Fy = 4200 kg/cm2 PARA SOBRECIMIENTO ARMADO	kg	174.88	5.20	909.40
01.04.03.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO ARMADO	m2	5.58	22.88	127.74

01.04.04	LOSAS ALIGERADAS				63468.53
01.04.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA LOSA ALIGERADA	m3	36.28	521.27	18911.68
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN LOSAS ALIGERADAS	m2	536.54	41.49	22261.04
01.04.04.03	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	4,828.86	3.57	17239.03
01.04.04.04	ACERO fy=4200 KG/CM2 EN LOSA ALIGERADA	kg	901.39	5.61	5056.78
1.05	OBRAS METALICAS				199012.45
01.05.01	PLACAS DE CIMIENTACION				702.4965
01.05.01.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE PLACAS	kg	199.35	3.26	649.881
01.05.01.02	MONTAJE DE PLACAS DE CIMIENTACION	m2	50.11	1.05	52.6155
01.05.02	COLUMNAS				64143.475
01.05.02.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE COLUMNAS	kg	19472	3.26	63478.72
01.05.02.02	MONTAJE DE PERFIL IPE 500 PARA COLUMNAS	m2	633.1	1.05	664.755
01.05.03	VIGAS				39602.195
01.05.03.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE VIGAS	kg	11944	3.26	38937.44
01.05.03.02	MONTAJE DE PERFIL IPE 360 PARA VIGAS	m2	633.1	1.05	664.755
01.05.04	LOSAS ALIGERADAS				54313.345
01.05.04.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE VIGUETAS	kg	16243	3.26	52952.18
01.05.04.02	MONTAJE DE PERFIL IPE 80 PARA VIGUETAS	m2	633.1	2.15	1361.165
01.05.05	VIGAS INCLINADAS				39602.195
01.05.05.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE VIGUETAS	kg	11944	3.26	38937.44
01.05.05.02	MONTAJE DE PERFIL IPE 240 PARA VIGUETAS	m2	633.1	1.05	664.755
01.05.06	PERNOS				648.74
01.05.06.01	PEPRNOS DE MONTAJE	Kg	199	3.26	648.74

### 3.6.3 Resumen de Presupuesto de Alternativa N° 3

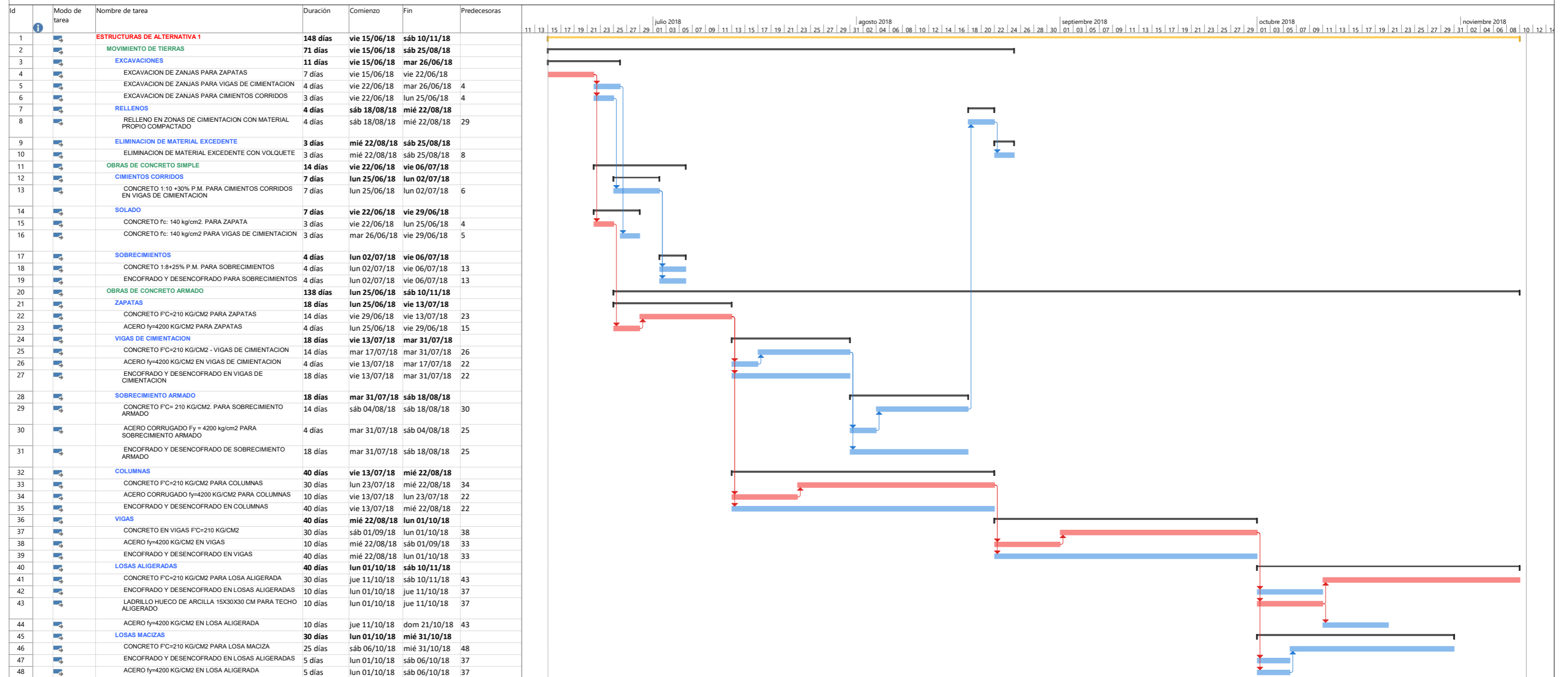
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRECIO (S/.)	PARCIAL (S/.)
<b>01</b>	<b>ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 3</b>				<b>308,288.64</b>
1.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				6887.40
1.01.01	EXCAVACIONES				3162.26
1.01.01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	42.18	34.70	1463.47
1.01.01.02	EXCAVACION DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACION	m3	37.15	34.70	1289.11
1.01.01.03	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	22.14	18.50	409.68
1.01.02	RELLENOS				2206.96
1.01.02.01	RELLENO EN ZONAS DE CIMENTACION CON MATERIAL PROPIO COMPACTADO	m3	60.10	36.72	2206.96
1.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				1518.19
1.01.03.01	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON VOLQUETE	m2	41.37	36.70	1518.19
1.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				4720.41
1.02.01	CIMIENTOS CORRIDOS				2518.02
1.02.01.01	CONCRETO 1:10 +30% P.M. PARA CIMIENTOS CORRIDOS EN VIGAS DE CIMENTACION	m3	14.76	170.56	2518.02
01.02.02	SOLADO				901.98
01.02.02.01	CONCRETO f'c: 140 kg/cm2. PARA ZAPATA	m3	2.81	170.56	479.56
01.02.02.02	CONCRETO f'c: 140 kg/cm2 PARA VIGAS DE CIMENTACION	m3	2.48	170.56	422.42
01.02.03	SOBRECIMENTOS				1300.41
01.02.03.01	CONCRETO 1:8+25% P.M. PARA SOBRECIMENTOS	m3	1.36	275.69	373.81
01.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SOBRECIMENTOS	m2	20.86	44.42	926.60
1.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				162514.35
01.03.01	ZAPATAS				9804.67
01.03.01.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ZAPATAS	m3	16.87	324.85	5480.22
01.03.01.02	ACERO fy=4200 KG/CM2 PARA ZAPATAS	kg	1,326.52	3.26	4324.46
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACION				28125.52
01.03.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACION	m3	14.86	324.85	4827.27
01.03.02.02	ACERO fy=4200 KG/CM2 EN VIGAS DE CIMENTACION	kg	5,893.57	3.26	19213.04
01.03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	74.29	54.99	4085.21
01.03.03	SOBRECIMIENTO ARMADO				1912.88
01.03.03.01	CONCRETO F'C= 210 KG/CM2. PARA SOBRECIMIENTO ARMADO	m3	2.99	324.85	972.36
01.03.03.02	ACERO CORRUGADO Fy = 4200 kg/cm2 PARA SOBRECIMIENTO ARMADO	kg	187.52	3.26	611.33



01.03.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO ARMADO	m2	5.99	54.99	329.20
01.03.04	COLUMNAS				59202.75
01.03.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA COLUMNAS	m3	42.65	324.85	13854.85
01.03.04.02	ACERO CORRUGADO fy=4200 KG/CM2 PARA COLUMNAS	kg	7,778.00	3.26	25356.28
01.03.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	363.55	54.99	19991.61
01.03.05	LOSAS ALIGERADAS				63468.53
01.04.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA LOSA ALIGERADA	m3	36.28	521.27	18911.68
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSAS ALIGERADAS	m2	536.54	41.49	22261.04
01.04.05.03	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	4,828.86	3.57	17239.03
01.04.05.04	ACERO fy=4200 KG/CM2 EN LOSA ALIGERADA	kg	901.39	5.61	5056.78
1.04	OBRAS METALICAS				134166.48
01.04.01	VIGAS				39602.195
01.04.01.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE VIGAS	kg	11944	3.26	38937.44
01.04.01.02	MONTAJE DE PERFIL IPE 360 PARA VIGAS	m2	633.1	1.05	664.755
01.04.02	LOSAS ALIGERADAS				54313.345
01.04.02.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE VIGUETAS	kg	16243	3.26	52952.18
01.04.02.02	MONTAJE DE PERFIL IPE 80 PARA VIGUETAS	m2	633.1	2.15	1361.165
01.04.03	VIGAS INCLINADAS				39602.195
01.04.03.01	SUMINISTRO Y HABILITACION DE VIGUETAS	kg	11944	3.26	38937.44
01.04.03.02	MONTAJE DE PERFIL IPE 240 PARA VIGUETAS	m2	633.1	1.05	664.755
01.04.04	PERNOS				648.74
01.04.04.01	PEPRNOS DE MONTAJE	Kg	199	3.26	648.74

### **3.7 CRONOGRAMA DE PROYECTO DE OBRA**

#### 3.7.1 Cronograma de Proyecto de Obra de Alternativa N°1

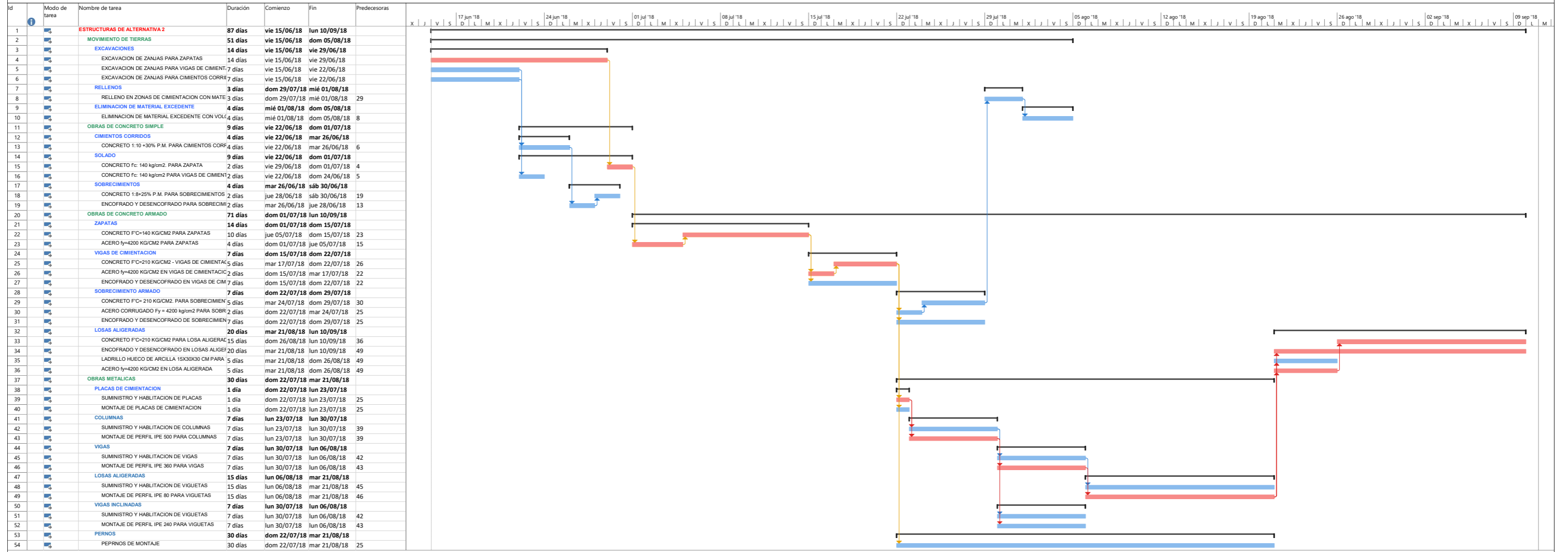


Proyecto: alternativa 1  
Fecha: mié 22/05/19

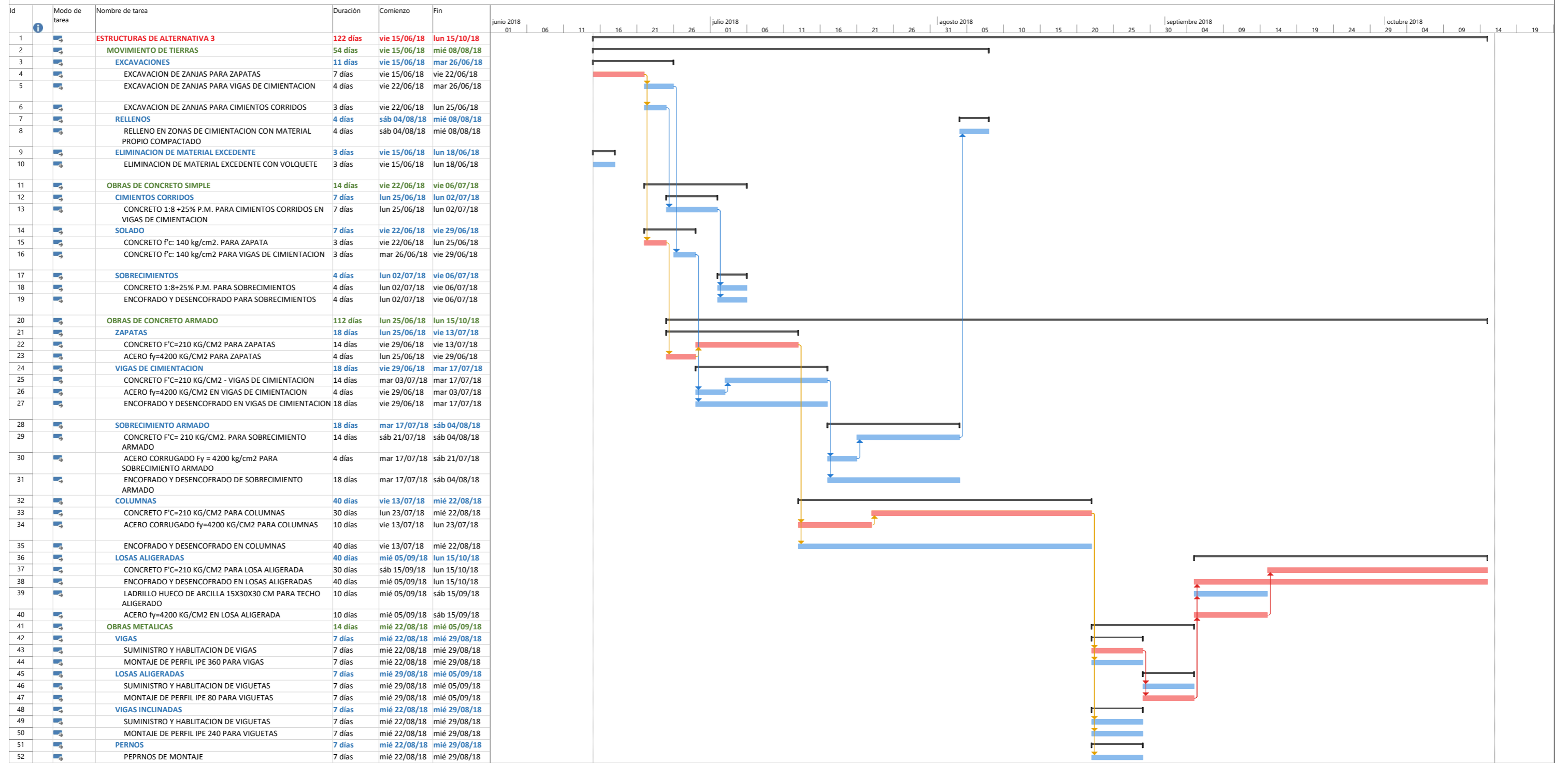
<ul style="list-style-type: none"> <li>Tarea: [Barra azul]</li> <li>División: [Puntos azules]</li> <li>Hito: [Diamante azul]</li> <li>Resumen: [Barra azul con línea superior]</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Resumen del proyecto</li> <li>Tarea inactiva</li> <li>Hito inactivo</li> <li>Resumen inactivo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tarea manual: [Barra gris]</li> <li>solo duración: [Barra gris]</li> <li>Informe de resumen manual: [Barra gris con línea superior]</li> <li>Resumen manual: [Barra gris con línea superior]</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>solo el comienzo: [Barra verde]</li> <li>solo fin: [Barra verde]</li> <li>Tareas externas: [Barra verde con línea superior]</li> <li>Hito externo: [Barra verde con línea superior]</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fecha límite: [Barra roja]</li> <li>Tarea hito de predecesor de ruta de acceso: [Barra roja]</li> <li>Tarea de resumen de predecesor de ruta de acceso: [Barra roja con línea superior]</li> <li>Tarea normal de predecesor de ruta de acceso: [Barra roja con línea superior]</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tareas críticas: [Barra roja]</li> <li>División crítica: [Puntos rojos]</li> <li>Progreso: [Barra amarilla]</li> <li>Progreso manual: [Barra amarilla con línea superior]</li> </ul>
---	---	--	---	--	---

Página 1

### 3.7.2 Cronograma de Proyecto de Obra de Alternativa N°2



### 3.7.3 Cronograma de Proyecto de Obra de Alternativa N°3



Proyecto: alternativa 1  
Fecha: mié 22/05/19

Tarea	Resumen del proyecto	Tarea manual	solo el comienzo	Fecha limite	Tareas críticas
División	Tarea inactiva	solo duración	solo fin	Tarea hito de predecesor de ruta de acceso	División crítica
Hito	Hito inactivo	Informe de resumen manual	Tareas externas	Tarea de resumen de predecesor de ruta de acceso	Progreso
Resumen	Resumen inactivo	Resumen manual	Hito externo	Tarea normal de predecesor de ruta de acceso	Progreso manual

## 4 DISCUSIÓN

### 4.1 Comparación sobre el diseño estructural

#### 4.1.1 Periodos de Vibración

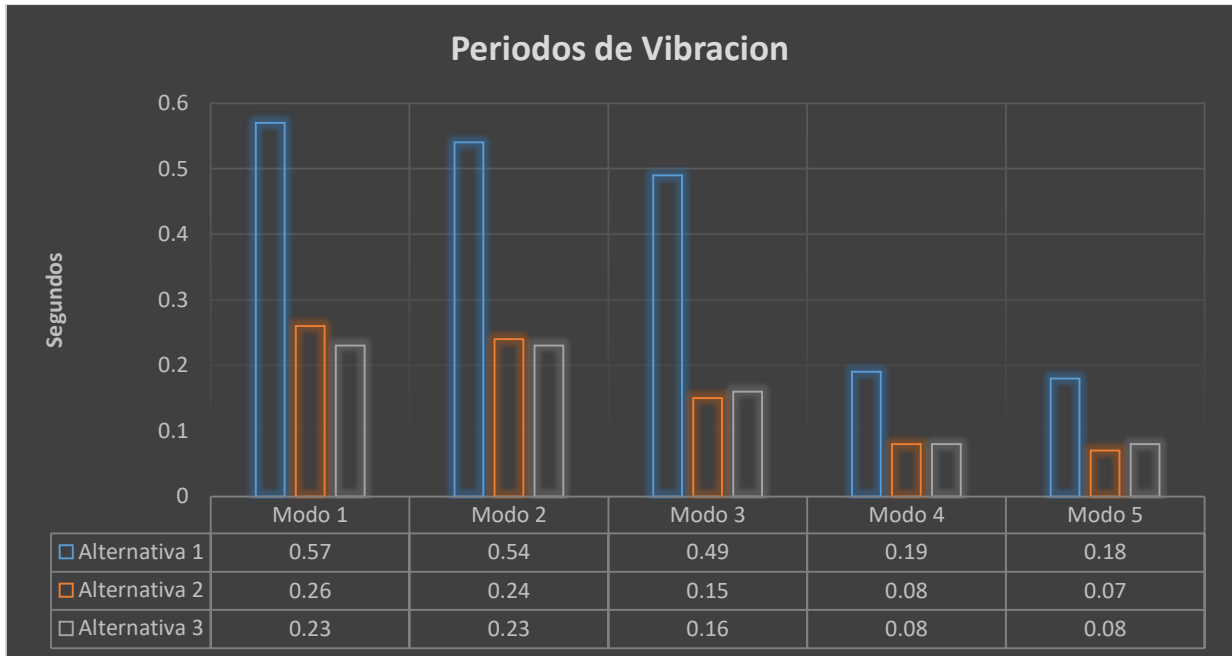
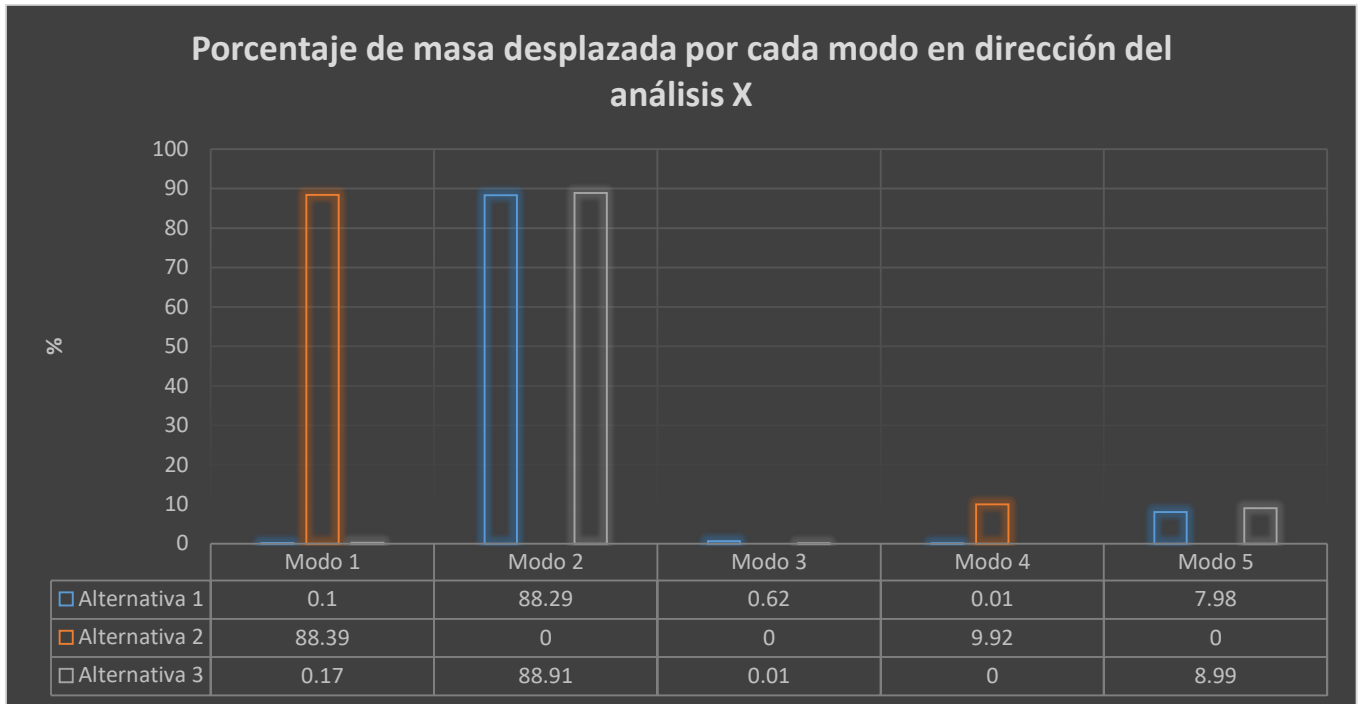


Figura 73: Analisis comparativo - periodo de vibracion

El mejor comportamiento posible para una estructura de mediana altura es buscar el periodo más corto ya que se comportan mejor en estos casos, por lo que la mejor alternativa bajo este criterio es la alternativa N<sup>a</sup> 3, que tiene un periodo de vibración de 0.23 s en el modo de vibración 1 que es el más crítico de este diseño.



#### 4.1.2 Porcentaje de masa desplazada por cada modo en dirección del análisis



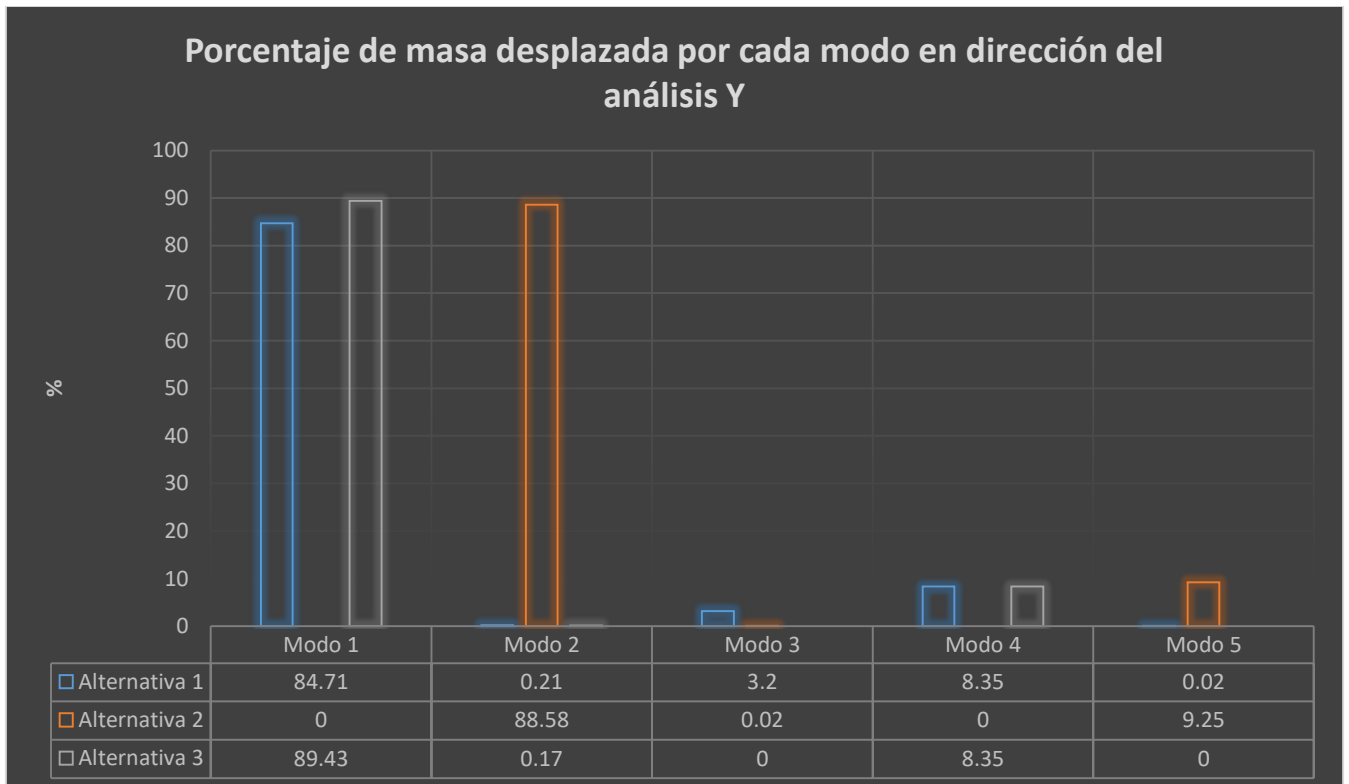
*Figura 74: Analisis comparativo - masa desplazada en direccion de analisis "X"*

Modo 1: la mayor masa desplazada en el modo 1 pertenece a la alternativa 2 mientras que los otros desplazamientos son mínimos

Modo 2: los mayores modos de vibración pertenecen a las alternativas 2 y 3 mientras el desplazamiento del segundo modo es nulo.

Modo 3: los desplazamientos en el tercer modo son mínimos, pero se resalta que no existe un desplazamiento por la alternativa dos que demuestra que es el mejor diseño de las alternativas ya que no presenta torsión en el diseño (el modo 3 usa coeficientes de participación de 100% en movimiento rotacional)

Por lo que el mejor comportamiento para esta dirección de análisis es la alternativa 2



*Figura 75: Analisis comparativo - masa desplazada en direccion de analisis "Y"*

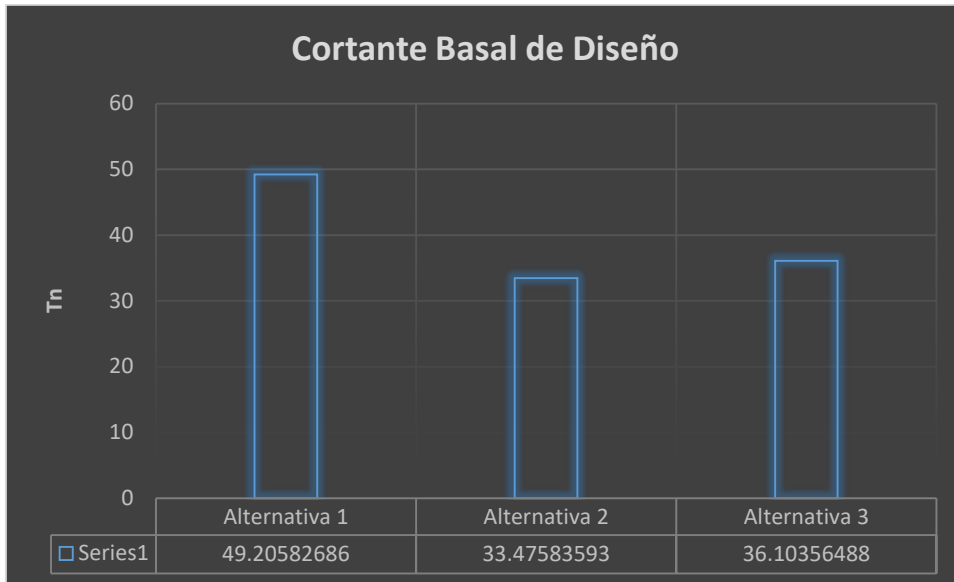
Modo 1: los mayores modos de vibración pertenecen a las alternativas 1 y 2 mientras el desplazamiento de la alternativa 2 es nula.

Modo 2: la mayor masa desplazada en el modo 2 pertenece a la alternativa 2 mientras que los otros desplazamientos son mínimos

Modo 3: los desplazamientos en el tercer modo son mínimos, pero se resalta que no existe un desplazamiento por la alternativa tres que demuestra que es el mejor diseño de las alternativas ya que no presenta torsión en el diseño (el modo 3 usa coeficientes de participación de 100% en movimiento rotacional)

Por lo que el mejor comportamiento para esta dirección de análisis es la alternativa 3

### 4.1.3 Cortante basal de Diseño



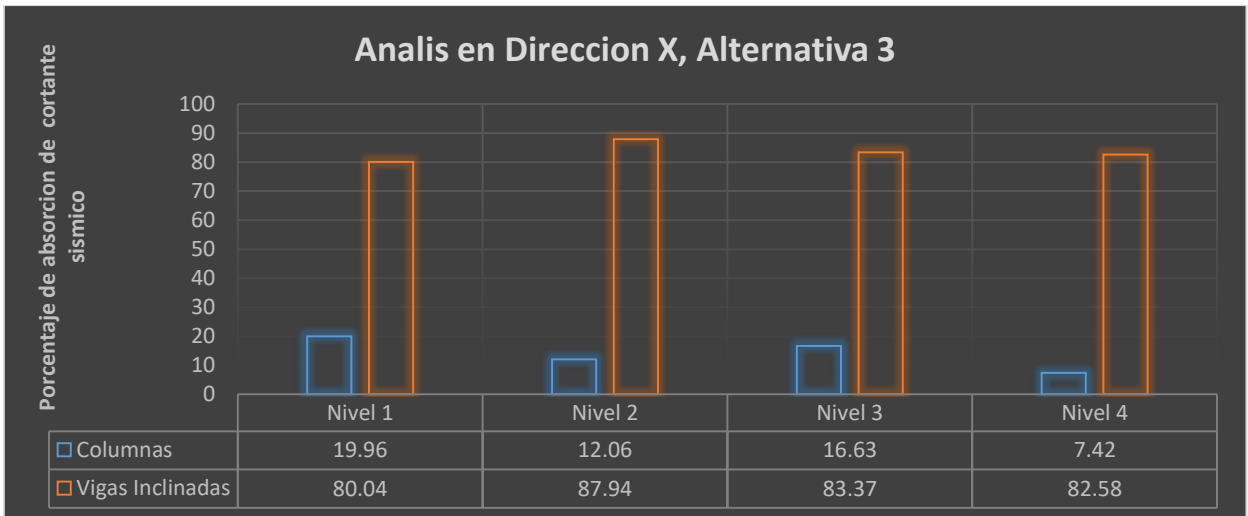
*Figura 76: Analisis Comparativo – Cortante Basal de Diseño*

La alternativa que está diseñada para soportar una cortante basal mayor es la alternativa N°1, que es un sistema porticado de concreto armado.

#### 4.1.4 Porcentaje de absorción de cortante sísmica de cada dirección de análisis



*Figura 77: Análisis Comparativo - Porcentaje de absorción Sísmico dirección X, Alternativa 2*



*Figura 78: Análisis Comparativo - Porcentaje de absorción Sísmico dirección X, Alternativa 3*

El cortante sísmico absorbido por las vigas inclinadas son mayores en la alternativa dos, que en la tres, sin embargo, las columnas de la alternativa tres también están capacitadas para soportar gran cantidad del cortante sísmico. Por lo que la mejor alternativa bajo este criterio es la alternativa 3



*Figura 79: Análisis Comparativo - Porcentaje de absorción Sísmico dirección Y, Alternativa 2*

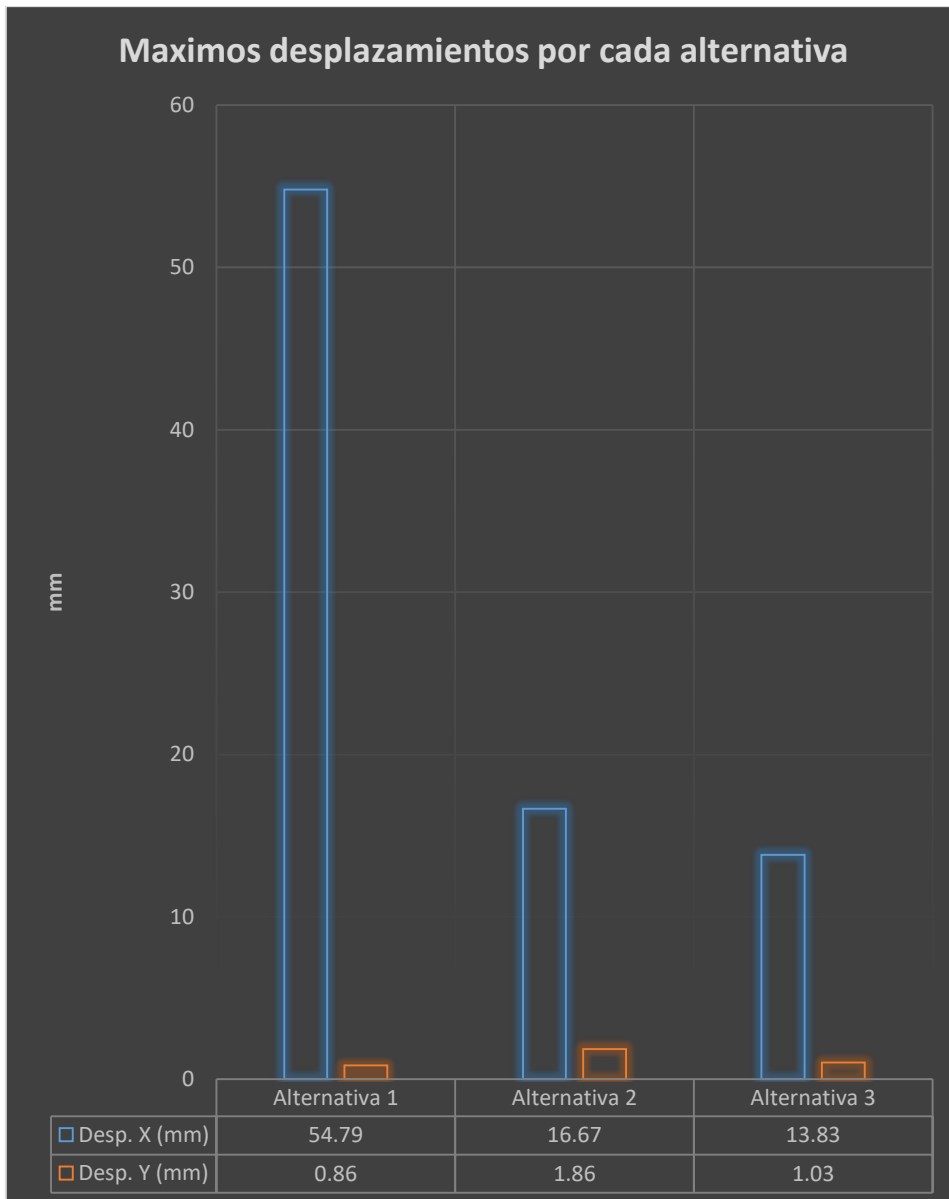


*Figura 80: Análisis Comparativo - Porcentaje de absorción Sísmico dirección Y, Alternativa 3*

El cortante sísmico absorbido por las vigas inclinadas son mayores en la alternativa dos, que en la tres, sin embargo, las columnas de la alternativa tres también están capacitadas para soportar gran cantidad del cortante sísmico. Por lo que la mejor alternativa bajo este criterio es la alternativa 3

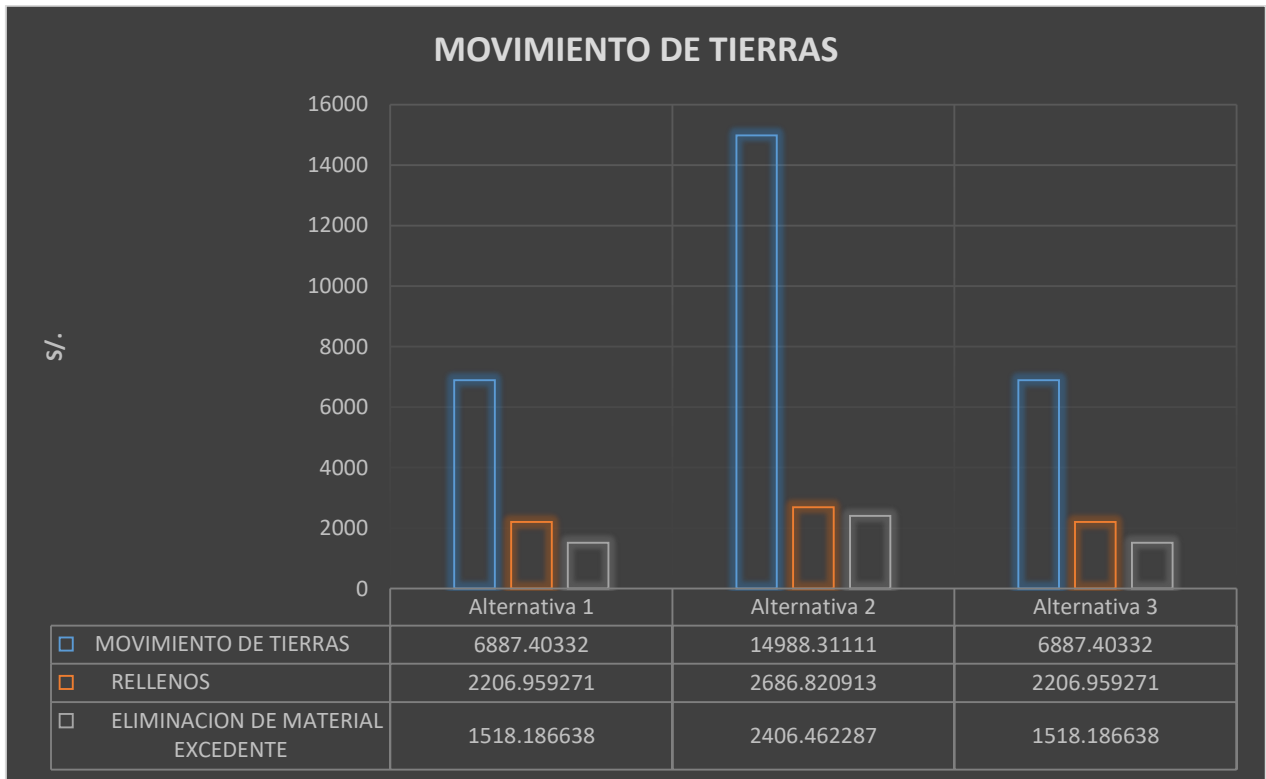
#### 4.1.5 Máximos desplazamientos por cada alternativa

Figura 81: Analisis compartido - Maximos desplazamientos



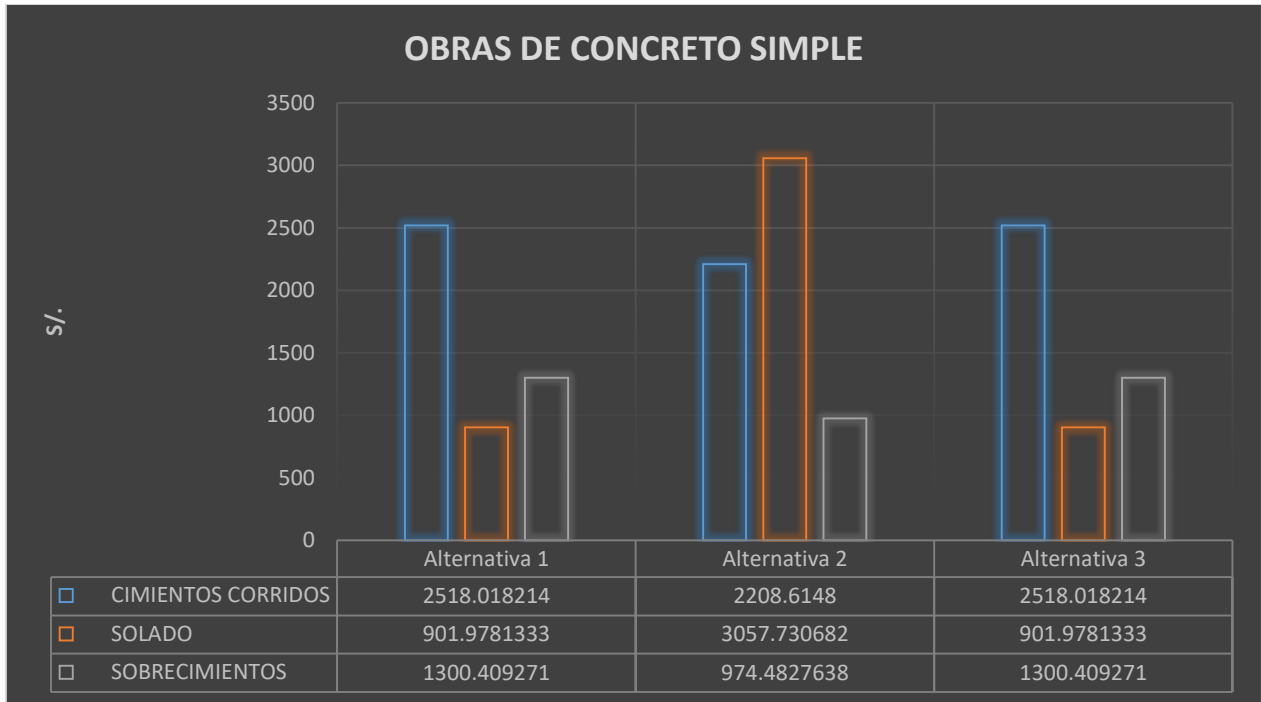
La mejor alternativa es la que presenta menores desplazamientos en cada dirección, por lo que sería la alternativa tres el mejor diseño bajo este criterio de diseño.

## 4.2 Comparación respecto al costo directo



*Figura 82: Analisis Comparativo - Movimientos de tierras*

La alternativa dos es la que genera más costos en el movimiento de tierras, pero se hace mención que la alternativa uno y tres son iguales por compartir el mismo diseño de cimentación.



*Figura 83: Análsis comparativo - Obras de concreto simple*

La alternativa dos es la que genera más costos en obras de concreto simple como son los cimientos corridos, solados y sobre cimientos pertenecen a la alternativa dos (diseño en metal), pero se hace mención que la alternativa uno y tres son iguales por compartir el mismo diseño de cimentación.





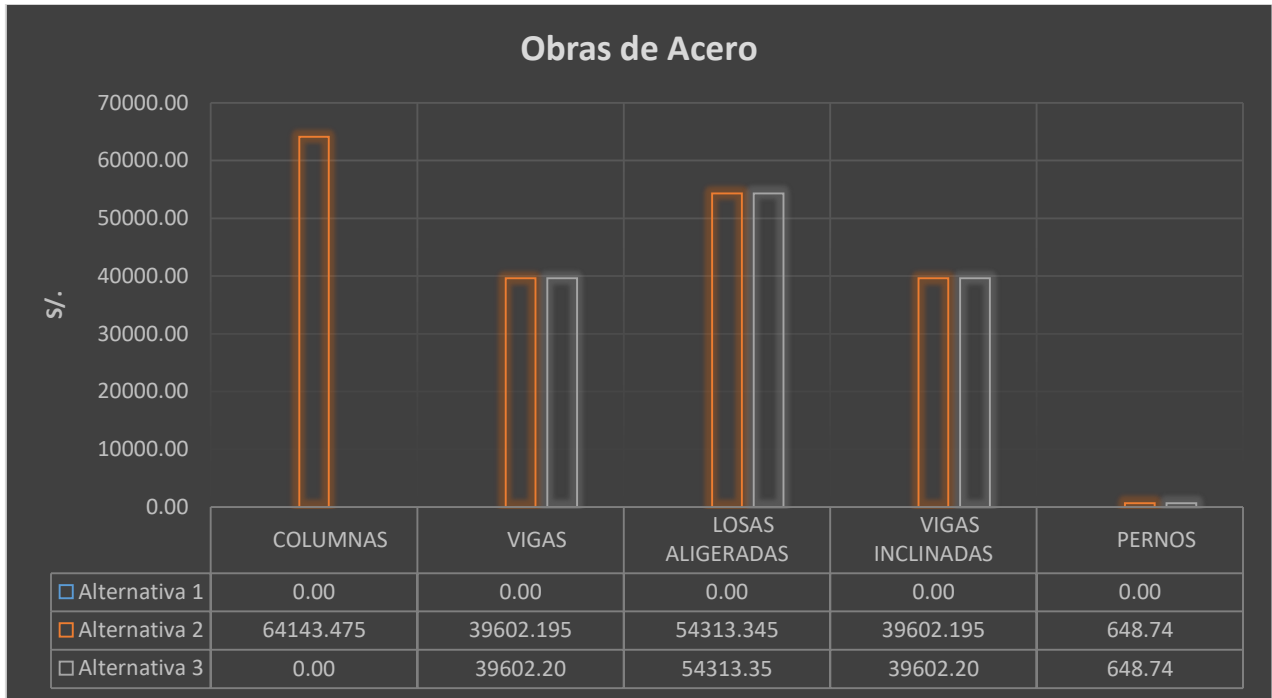
*Figura 84: Analisis Comparativo - Obras de Concreto Armado*

El mayor costo directo de la cimentación pertenece a la alternativa dos, la alternativa uno y tres son iguales en la cimentación (zapatas, vigas de cimentación y sobre cimiento armado)

Las columnas presentan un costo directo total de cincuenta y nueve mil doscientos dos soles con setecientos cuarenta y siete céntimos, pertenecen a la alternativa una y tres ya que la alternativa dos es de metal.

Las vigas de concreto armado solo son de la alternativa uno y su costo directo es de sesenta y cuatro mil trescientos veinte y nueve soles con cuarenta y tres céntimos.

Las losas aligeradas con mayor costo pertenecen a la alternativa dos y tres que mantienen un mismo diseño respecto a la losa.



*Figura 85: Obras de acero laminado*

Las vigas, losas aligeradas, vigas inclinadas son iguales en las alternativas dos y tres mientras que las columnas únicamente pertenecen a la alternativa dos.

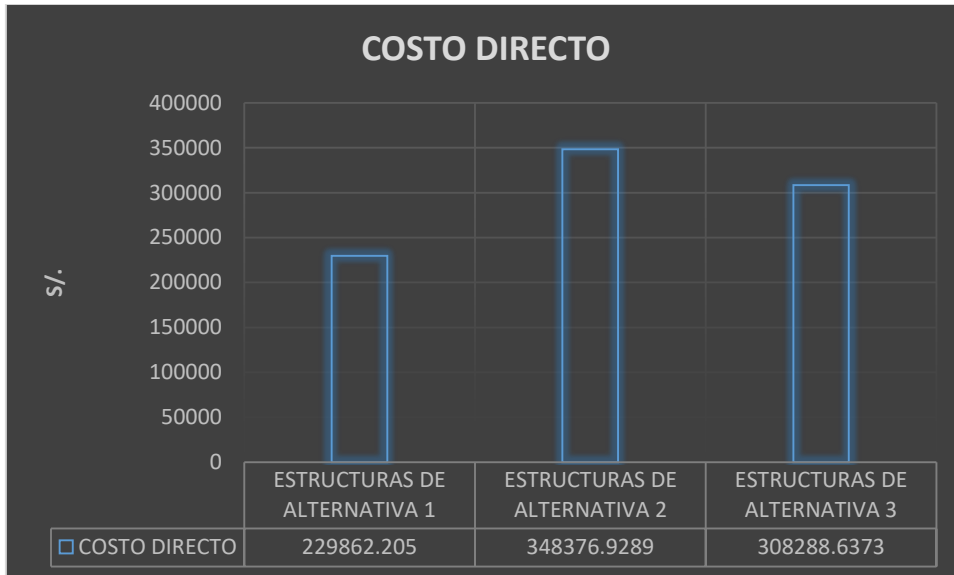


Figura 86: Analisis Comparativo - Costo Directo Total de Cada Alternativa

La alternativa más barata es la alternativa uno con un costo directo de doscientos veintinueve mil ochocientos sesenta y dos soles con veinte céntimos

Cuadro 4-1: analisis comparativo - costo de cada alternativa

ALTERNATIVAS DE DISEÑO	COSTO DIRECTO	PORCENTAJE DE COSTO
ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 1	229862.205	100.00%
ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 2	348376.9289	151.56%
ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 3	308288.6373	134.12%

Con este simple análisis se asume el costo más bajo como el 100% del costo y luego podemos apreciar que el diseño en metal y mixto son un 51.56%, y 34.12% mayor respectivamente.

### 4.3 Análisis comparativo respecto al tiempo de construcción

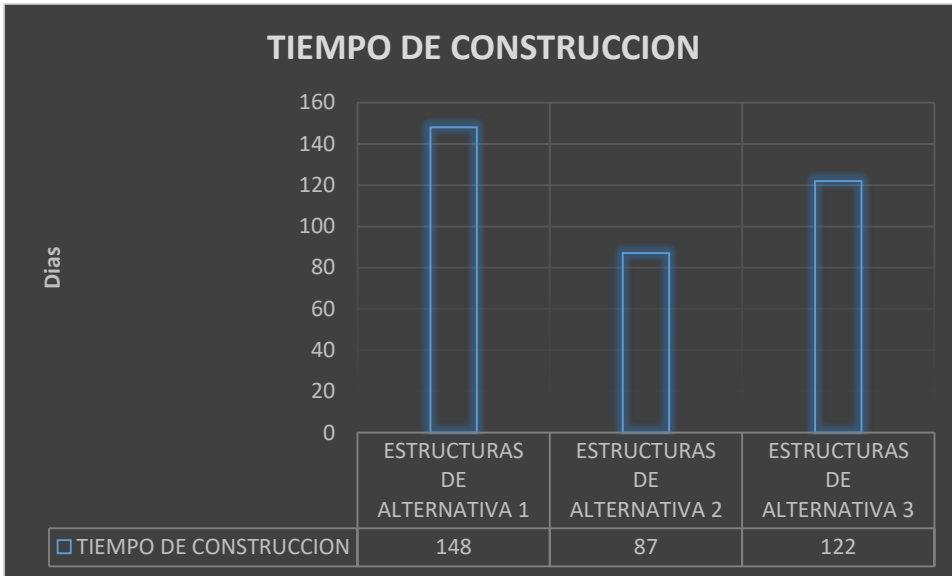


Figura 87: Analisis Comparativo - Tiempo de Construcccion

Con este pequeño análisis podemos observar en grandes rasgos que la duración de la primera alternativa son 5 meses, la segunda alternativa son dos meses y la tercera alternativa son 3 meses.

Cuadro 4-2: Analisis comparativo - Tiempo de constrccion

ALTERNATIVAS DE DISEÑO	TIEMPO DE CONSTRUCCION	PORCENTAJE DE TIEMPO
ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 1	148	170.11%
ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 2	87	100.00%
ESTRUCTURAS DE ALTERNATIVA 3	122	140.23%

Asumiendo para la menor un 100% y viendo así que la tercera y primera alternativa representan un 40.23 y 70.11% respectivamente.

## 4.4 Evaluación de las alternativas

### 4.4.1 Sistema de puntuación

*Cuadro 4-3: Pesos Relativos por variable de diseño*

PESOS RELATIVOS	FACTOR DE MULTIPLICACION
Diseño estructural (De)	2
Costo Directo (Cd)	2
Tiempo de Construcción (Tc)	1
PESO RELATIVO TOTAL (Prt)	$Prt = \frac{2xDe + 2xCd + Tc}{5}$

*Cuadro 4-4: Calificación de Diseño*

calificación de Diseño	Puntuación
Diseño Optimo	500
Diseño Aceptable	400
Diseño Regular	300
Diseño Malo	200
Diseño Pésimo	100

*Cuadro 4-5: Sistema de Calificación*

Sistema de Calificación	Intervalos de Puntuación
Diseño Optimo	[400-500>
Diseño Aceptable	[300-400>
Diseño Regular	[200-300>
Diseño Malo	[000-200>

#### 4.4.2 Evaluación de diseños, por medio de pesos relativos

*Cuadro 4-6: Pesos Relativos – Diseño Estructural*

<b>PESOS RELATIVOS</b>	<b>ALTERNATIVA 1</b>	<b>ALTERNATIVA 2</b>	<b>ALTERNATIVA 3</b>
Periodo de vibración	300	400	500
Maza desplazada en dirección X	300	500	400
Maza desplazada en dirección Y	300	400	500
Cortante Basal de Diseño	500	300	400
Porcentaje de absorción de cortante sísmico por elemento (vigas inclinadas y columnas) en dirección X	300	400	500
Porcentaje de absorción de cortante sísmico por elemento (vigas inclinadas y columnas) en dirección Y	300	400	500
Máximos desplazamientos	300	400	500
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL ( De)</b>	<b>329</b>	<b>400</b>	<b>471</b>

*Cuadro 4-7: Pesos Relativos – Costo Directo Total*

<b>PESOS RELATIVOS</b>	<b>ALTERNATIVA 1</b>	<b>ALTERNATIVA 2</b>	<b>ALTERNATIVA 3</b>
<b>Costo directo total (Ct)</b>	<b>500</b>	<b>300</b>	<b>400</b>

*Cuadro 4-8: Pesos Relativos – Tiempo de Construcción*

<b>PESOS RELATIVOS</b>	<b>ALTERNATIVA 1</b>	<b>ALTERNATIVA 2</b>	<b>ALTERNATIVA 3</b>
<b>Tiempo de Construcción (Tc)</b>	<b>300</b>	<b>500</b>	<b>400</b>

*Cuadro 4-9: Evaluación de pesos relativos por variable de diseño*

<b>PESOS RELATIVOS</b>	<b>ALTERNATIVA 1</b>	<b>ALTERNATIVA 2</b>	<b>ALTERNATIVA 3</b>
Diseño estructural (De)	658	800	942
Costo Directo (Cd)	1000	600	800
Tiempo de Construcción (Tc)	300	500	400
<b>PESO RELATIVO TOTAL (Prt)</b>	<b>392</b>	<b>380</b>	<b>428</b>

Calificación de la alternativa 1: Diseño Aceptable

Calificación de la alternativa 2: Diseño Aceptable

Calificación de la alternativa 3: Diseño Optimo

## 5 CONCLUSIONES

➤ Se realizó el diseño estructural 1 (a porticado de concreto armado), que cuenta con zapatas aisladas y una configuración estructural de cimentación y columnas iguales a las de la alternativa 3, además de un análisis de las variables: comprobación de periodo de vibración en ambas direcciones, masa desplazada según su periodo de vibración, masa desplazada en el caso de torsión o tercer modo de vibración, cortante basal de diseño, porcentaje de absorción sísmica por elemento estructural ( columnas) y desplazamientos máximos.

➤ Se realizó el diseño estructural 2 (sistema a porticado metálico), que cuenta con un diseño de zapatas combinadas con un concreto sobre de 140kg/cm<sup>2</sup> ya que son de gran canto ( las comprobaciones reglamentarias de los diseños se encuentran en los anexos) , y cuenta con una configuración estructural en cuanto a vigas, vigas inclinadas y losas son iguales a las de la alternativa 3, además de un análisis de las variables: comprobación de periodo de vibración en ambas direcciones, masa desplazada según su periodo de vibración, masa desplazada en el caso de torsión o tercer modo de vibración, cortante basal de diseño, porcentaje de absorción sísmica por elemento estructural ( columnas y vigas inclinadas) y desplazamientos máximos.

➤ Se Realizó el diseño estructural 3 (MIXTO – acero laminado y concreto armado), que cuenta con un diseño de zapatas y columnas iguales a la alternativa 1 y un diseño de vigas inclinadas, vigas y losas ( las comprobaciones reglamentarias de los diseños se encuentran en los anexos), además de un análisis de las análisis las variables: comprobación de periodo de vibración en ambas direcciones, masa desplazada según su periodo de vibración, masa desplazada en el caso de torsión o



tercer modo de vibración, cortante basal de diseño, porcentaje de absorción sísmica por elemento estructural ( columnas y vigas inclinadas) y desplazamientos máximos.

➤ Se determinó el presupuesto del sistema aporticado de concreto armado, pero solamente de las estructuras ya que es una variable de comprobación en este estudio, el cual se estimó en un costo directo total de S/229,862.21

➤ Se determinó el presupuesto 2 (sistema a porticado metálico), se determinó el presupuesto solamente de las estructuras ya que es una variable de comprobación en este estudio, del cual se determinó un costo directo total de S/348,376.93

➤ Se determinó el presupuesto 3 (MIXTO – acero laminado y concreto armado), se determinó el presupuesto solamente de las estructuras ya que es una variable de comprobación en este estudio, del cual se determinó un costo directo total de S/308,288.64

➤ Se determinó el cronograma 1 (a porticado de concreto armado), se determinó los trabajos de movimiento de tierras, obras de concreto simple, obras de concreto armado, del cual se definió un tiempo de construcción total de 148 días (5 meses)

➤ Se determinó el cronograma 2 (sistema a porticado metálico), se determinó los trabajos de movimiento de tierras, obras de concreto simple, obras de concreto armado, obras de acero laminado, del cual se definió un tiempo de construcción total de 87 días (2 meses)

➤ Se determinó el cronograma 3 (MIXTO – acero laminado y concreto armado), se determinó los trabajos de movimiento de tierras, obras de concreto simple, obras de concreto armado, obras de acero laminado, del cual se definió un tiempo de construcción total de 122 días (3 meses)

- Se Realizó el análisis comparativo entre las tres alternativas de diseño, utilizando como variables el diseño estructural, en donde se determinó que la alternativa que se comporta mejor estructuralmente es la alternativa tres, en cuanto al costo directo la alternativa más económica y por lo tanto la mejor bajo este criterio es la alternativa número uno y en cuanto al tiempo de construcción la alternativa con menor tiempo de construcción y por lo tanto la mejor bajo este criterio es la alternativa número dos.
- Se determinó que la alternativa óptima de diseño utilizando un sistema de pesos relativos bajo el criterio del autor, es el número tres (a porticado Mixto).

## **6 RECOMENDACIONES**

Dentro de este trabajo que busca romper ciertos esquemas de pensamiento o mitos como lo son los que dicen que “construir en acero es demasiado caro”, se recomienda a futuros estudiantes que tengan interés por este estudio, la complementación con otras variables de investigación y promover así la construcción en acero en nuestra región La Libertad.

Otra recomendación tiene lugar para los que elaborarán el expediente técnico de la construcción de la municipalidad distrital de Huaso, provincia de Julcan, región La Libertad; utilizar la alternativa número tres como base, por mantener un equilibrio entre el mejor comportamiento estructural, costo y tiempo de construcción. Sin embargo, se aclara que las alternativas de diseño uno y dos son diseños buenos y aceptables los cuales también los pueden usar si es el caso. (los planos y cálculos respectivos los pueden encontrar en los anexos)

## 7 REFERENCIAS

- Reyna Flores, Alisson Kimberly. 2017.** *Análisis comparativo de la respuesta sísmica de estructuras de concreto armado con y sin aisladores sísmicos en la base según su variación en la altura.* Lima : universidad cesar Vallejo, 2017.
- Zambrano Songora, Jonathan Paul. 2017.** *Análisis comparativo económico de una vivienda de estructura de acero y una de estructura convencional.* Machala, Ecuador : Universidad Técnica de Machala, 2017.
- Aguirre Ahumada, Carlos. 2010.** *Especificación ANSI/AISC 360 -10 para Construcciones de Acero.* Santiago de Chile : Asociacion Latinoamericana del Acero, 2010.
- Aliaga Carrascal, Javiera Alfredo y Vasquez Dominguez, Jose Alejandro. 2017.** *Análisis Comparativo del diseño estructural aplicando la norma sismo - resistente vigente y el proyecto de norma, para el proyecto Hospital UPAO en la Ciudad de Trujillo.* Trujillo : universidad privada Antenor Orrego, 2017.
- Carrasco Navarrete, Sebastian, y otros.** *Recomendaciones de diseño de columnas Mixtas.* Santiago de Chile : Asociacion latinoamerica del acero.
- Chavez Sánchez, Alexander y Pilco Maslucan, Juvenal Hans. 2015.** *Propuesta de diseño estructural para una edificación sismorresistente de cuatro niveles ubicado en la localidad de Chachapoyas – 2015.* Amazonas : Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza, 2015.
- S.f.** CivilGeeks. *Teoría Elástica vs Teoría Plástica.* [En línea] S.f.  
<https://civilgeeks.com/2011/10/04/teoria-elastica-vs-teoria-plastica/>.
- Condori Uchiri, Gustavo Vladimir. 2015.** *Comparación del comportamiento sísmico lineal y no-lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo-estructura.* Arequipa : Universidad Católica de Santa María, 2015.
- Delgado Contreras, Genaro. 2012.** *Costos y presupuestos en edificaciones.* Lima : Edicivil SRL tda, 2012.
- . **2008.** *Diseño estructural de una vivienda economica de 160 m2 de area techada.* Lima : s.n., 2008.
- Gacia Acurio, Mario Vladimir y Moscoso Nieves, Darwin Wilber. 2016.** *Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmico dinámico, aplicado con la norma de diseño E.030 y NCh.* Cusco : universidad andina del Cusco, 2016.
- Instituto Chileno Del Acero S.A. 2000.** *Manual de diseño para estructuras de acero.* Santiago de Chile : s.n., 2000.
- Loera Pizarro, Santiago. 2011.** *Comentarios sobre el diseño estructural.* Mexico : Universidad Nacional Autónoma de México, 2011.
- Manrique, Angel. 2010.** *Diseño simplificado de elementos de acero estructural.* Crabobo, Venezuela : entro Comercial Las Chimeneas. Modulo 1. Of. 4A-11. Valencia, 2010.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Secretaria de Gestion de riesgos. 2016.** *Guia practica para el diseño de estructuras de hormigon armado de conformidad con la norma ecuatoriana de la construccion NEC 2015.* Quito, Ecuador : s.n., 2016.

**Muños Fernandez, Angel. 2004.** *Manual de diseño en acero*. Mexico : GRUPO SACMAG, S. DE R.L. DE C.V, 2004.

*Norma Técnica E.030, Diseño Sismo Resistente. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2016.* Lima : Diario el Peruano, 2016. Decreto Supremo 003-2016.

*Norma Técnica E.050, Suelos y Cimentaciones . Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2006.* Lima : Diario el Peruano, 2006. Decreto Supremo 011-2006.

*Norma Técnica E.060, Concreto Armado . Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2009.* Lima : Diario el Peruano, 2009. Decreto Supremo 010-2009.

*Norma Tecnica E020, Cargas. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2006.* Lima : Diario el Peruano, 2006. Decreto Supremo 011-2006.

**Pajares Cabrera, Edmundo David y León Vargas, Jorge Víctor. 2009.** *Diseño de un edificio de concreto armado de 6 niveles*. Lima : Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2009.

**Ramírez Centeno , Mario. 2006.** *Notas de Diseño Estructural*. Mexico : Universidad Autónoma Metropolitana, 2006.

**Romero Mego, Andrés Oswaldo. 2014.** *Diseño estructural y comparación de una edificación multifamiliar de 06 niveles usando vigas peraltadas convencionales y una edificación utilizando vigas preesforzadas en diversos ambientes*. Lima : Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2014.

**Romo Proaño , Marcelo . 2008.** *Hormigón Armado*. Quito, Ecuador : Escuela politécnica del Ejercito, 2008.

**Ruiz Palacios, Miguel Ángel y Campos Campos, Edward Clarence. 2009.** *Diseño de un edificio de concreto armado de 7 niveles*. Lima : Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2009.

**San Bartolomé Ramos, Angel. 1998.** *Análisis de Edificios*. Lima : Pontificia Universidad Católica, 1998.

**Steel Construction Institute. 2006.** *Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural*. s.l. : Euro Inox y el Steel Construction Institute , 2006.

**Structural Engineers Association of California . 1999.** *Recommended Lateral Force*. California, EUA : s.n., 1999.

**Villarreal Castro, Genner. 2009.** *Apuntes de Diseño Sísmico*. Lima : Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2009.

**Villegas González , María Virginia. 2009.** *Diseño de un edificio de departamentos de siete pisos con muros de concreto armado*. Lima : Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2009.

**Zigurat. 10:30pm 17 dic 2015.** *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado ( Seminario Online )*. 10:30pm 17 dic 2015.

—. **2017.** *Presentacion del proyecto y construccion de una eddificaciion de uso comercial*. 2017.

## **8 ANEXOS**

### **8.1 ANEXO N°1: COMPROBACIONES DE DISEÑO**

## 8.2 Comprobaciones de alternativa 1

### 8.2.1 Diseño De Columnas

#### 8.2.1.1 Comprobaciones Del Pilar más Cargado (Columna tipo III)

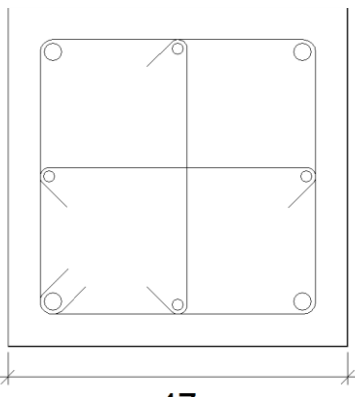
Cuadro 8-1 Datos de Columna tipo III- Forjado 4

Datos del pilar Forjado 4		
 <p style="text-align: center;">47</p>	Geometría	
	Dimensiones : 47x47 cm	
	Tramo : 10.200/14.559 m	
	Altura libre : 3.91 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'c=210$	Plano ZX : 3.91 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 3.91 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : $4\emptyset 3/4"$	Estribos : $1e\emptyset 3/8"+X1r\emptyset 3/8"+Y1r\emptyset 3/8"$	
Cara X : $2\emptyset 3/4"$	Separación : 6 - 18 cm	
Cara Y : $2\emptyset 3/4"$		
Cuantía : 1.03 %		

Cuadro 8-2 Datos de Columna tipo III -Forjado 3

Datos del pilar Forjado 3		
 <p style="text-align: center;">47</p>	Geometría	
	Dimensiones : 47x47 cm	
	Tramo : 6.800/10.200 m	
	Altura libre : 2.95 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'c=210$	Plano ZX : 2.95 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 2.95 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : $4\emptyset 3/4"$	Estribos : $1e\emptyset 3/8"+X1r\emptyset 3/8"+Y1r\emptyset 3/8"$	
Cara X : $6\emptyset 1/2"$	Separación : 6 - 12 cm	
Cara Y : $6\emptyset 1/2"$		
Cuantía : 1.20 %		

Cuadro 8-3 Datos de Columna tipo III - Forjado 2

Datos del pilar Forjado 2		
 <p style="text-align: center;">47</p>	Geometría	
	Dimensiones : 47x47 cm	
	Tramo : 3.400/6.800 m	
	Altura libre : 2.95 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=210	Plano ZX : 2.95 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 2.95 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø1"	Estribos : 1eØ3/8"+X1rØ3/8"+Y1rØ3/8"	
Cara X : 2Ø5/8"	Separación : 6 - 15 cm	
Cara Y : 2Ø5/8"		
Cuantía : 1.28 %		

Cuadro 8-4 Datos de Columna tipo III - Forjado 1

Datos del pilar Forjado 1		
 <p style="text-align: center;">47</p>	Geometría	
	Dimensiones : 47x47 cm	
	Tramo : -0.800/3.400 m	
	Altura libre : 3.75 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=210	Plano ZX : 3.75 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 3.75 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø1"	Estribos : 1eØ3/8"+X1rØ3/8"+Y1rØ3/8"	
Cara X : 2Ø5/8"	Separación : 6 - 15 cm	
Cara Y : 2Ø5/8"		
Cuantía : 1.28 %		



### 8.2.1.1.1 Comprobación de forjado 1

### 8.2.1.1.2 Estado Límite De Agotamiento Frente A Solicitaciones Normales (Combinaciones Sísmicas) (Nte E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.486} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.534} \quad \checkmark$$

$$90.775 \text{ t} \leq 284.382 \text{ t} \quad \checkmark$$

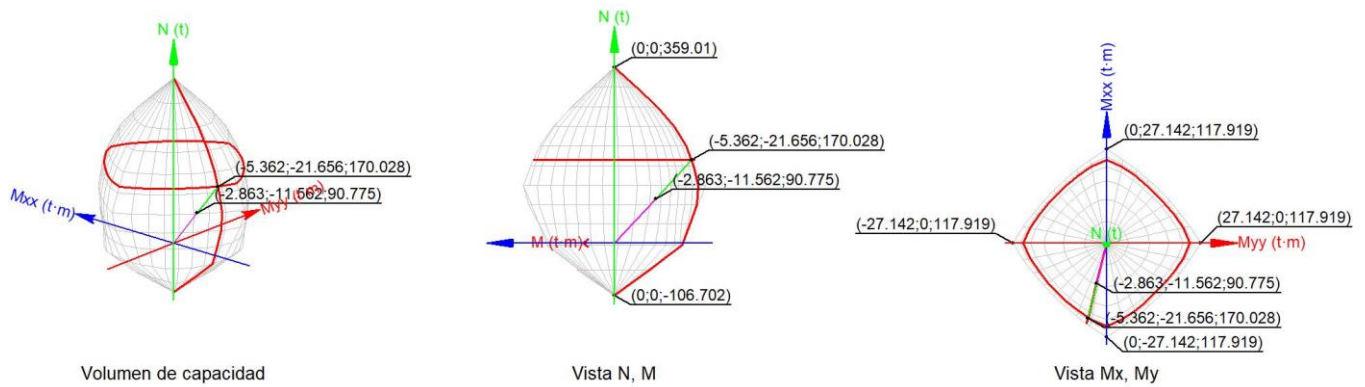


Figura 88: Diagrama de iteración por volumen de capacidad

### 8.2.1.1.2.1 Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} P_u &: \underline{90.775} \text{ t} \\ M_{u,x} &: \underline{-10.669} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{u,y} &: \underline{-1.519} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &: \underline{186.696} \text{ t} \\ \phi \cdot M_{n,x} &: \underline{-21.943} \text{ t}\cdot\text{m} \\ \phi \cdot M_{n,y} &: \underline{-3.124} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

### 8.2.1.1.2.2 Comprobación del estado límite de inestabilidad ( $\eta_2$ )

$P_u, M_c$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$P_u$ : Axil solicitante de cálculo pésimo.

$M_c$ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$\begin{aligned} P_u &: \underline{90.775} \text{ t} \\ M_{c,x} &: \underline{-11.562} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{c,y} &: \underline{-2.863} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &: \underline{170.028} \text{ t} \\ \phi \cdot M_n &: \underline{-21.656} \text{ t}\cdot\text{m} \\ \phi \cdot M_n &: \underline{-5.362} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

#### En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{27.6}{6} > 22.0$$

Donde:

$kl_u$ : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.750} \text{ m}$$

$r$ : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{13.57} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada  $P_c$  y el momento amplificado  $M_u$ , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento,  $M_c$  (Artículo 10.12.3):

$$\begin{aligned} P_u &: \underline{90.775} \text{ t} \\ M_c &: \underline{-11.562} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-10.669} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

**h**: Altura de un elemento.

$$M_{2,m} : \underline{2.642} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$h : \underline{470.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.084}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{1567.457} \text{ t}$$

Donde:

**E<sub>c</sub>**: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{219689.00} \text{ kp/cm}^2$$

**I<sub>g</sub>**: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{406640.08} \text{ cm}^4$$

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.750} \text{ m}$$

**En el eje y:**

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{27.6}{6} > 22.0$$

Donde:

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.750} \text{ m}$$

**r**: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{13.57} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada  $P_c$  y el momento amplificado  $M_u$ , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento,  $M_c$  (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \underline{90.775} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-2.863} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-2.642} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,m} : \underline{2.642} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$h : \underline{470.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.084}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{1567.457} \text{ t}$$

Donde:

**E<sub>c</sub>**: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{219689.00} \text{ kp/cm}^2$$

**I<sub>g</sub>**: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{406640.08} \text{ cm}^4$$

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.750} \text{ m}$$

#### 8.2.1.1.2.3 Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe exceder de  $\phi \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,m} : \underline{284.382} \text{ t}$$

Siendo:

**f'<sub>c</sub>**: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

**f<sub>y</sub>**: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

**A<sub>g</sub>**: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2209.00} \text{ cm}^2$$

**A<sub>st</sub>**: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$A_{st} : \underline{28.23} \text{ cm}^2$$

#### 8.2.1.1.2.4 Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes:

El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

¿La máxima deformación unitaria utilizable del concreto?  $\epsilon_{cu}$ , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.

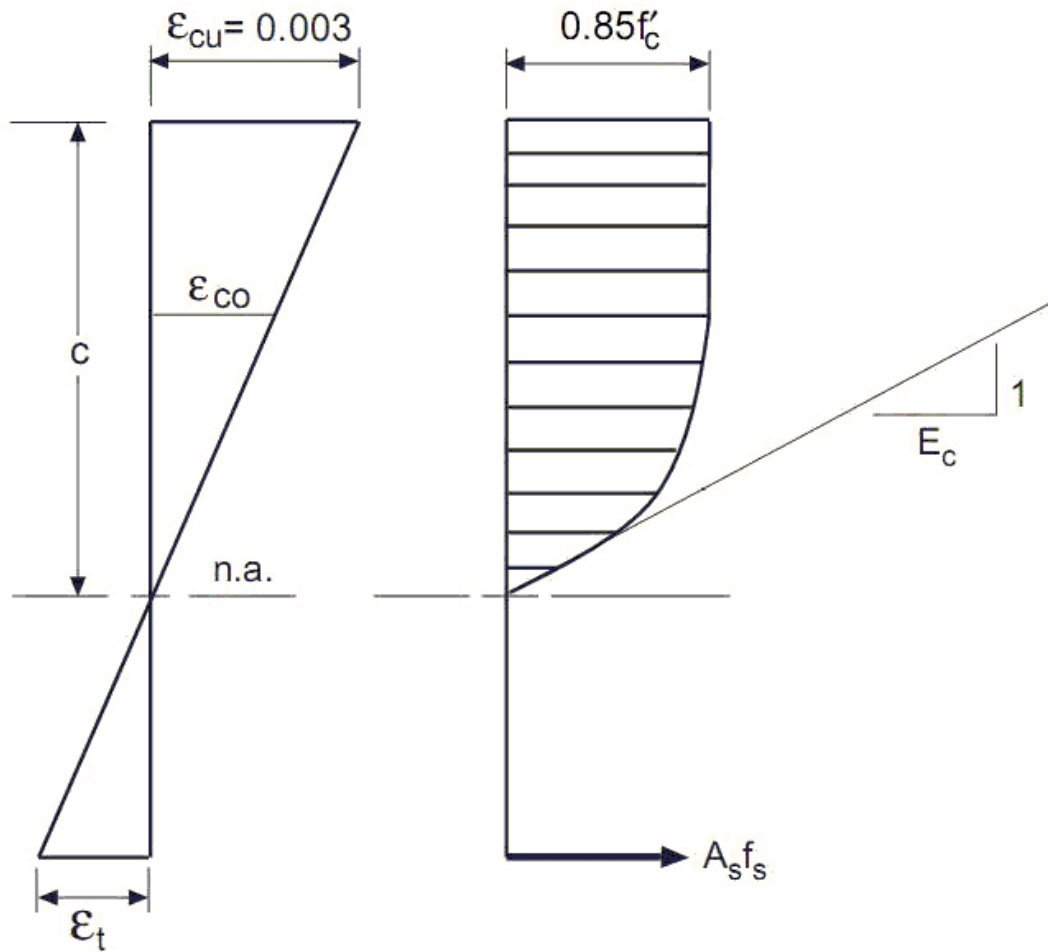
El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .

La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Figura 89: Diagrama de calculo tension – deformacion en la columna



$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$f'_c$ : 210.00 kp/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

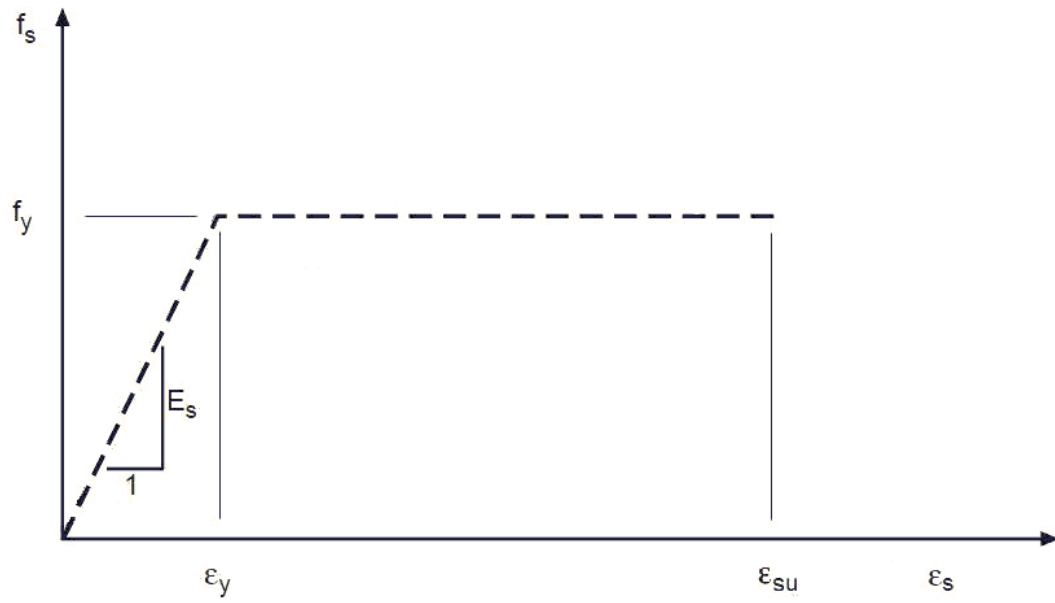
$\epsilon_{cu}$ : 0.0030

$\epsilon_{c0}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{c0}$ : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

Figura 90: Diagrama tensión - deformación adoptado del acero en la columna



$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.  $f_y$ : 4200.00 kp/cm<sup>2</sup>

8.2.1.1.2.5 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

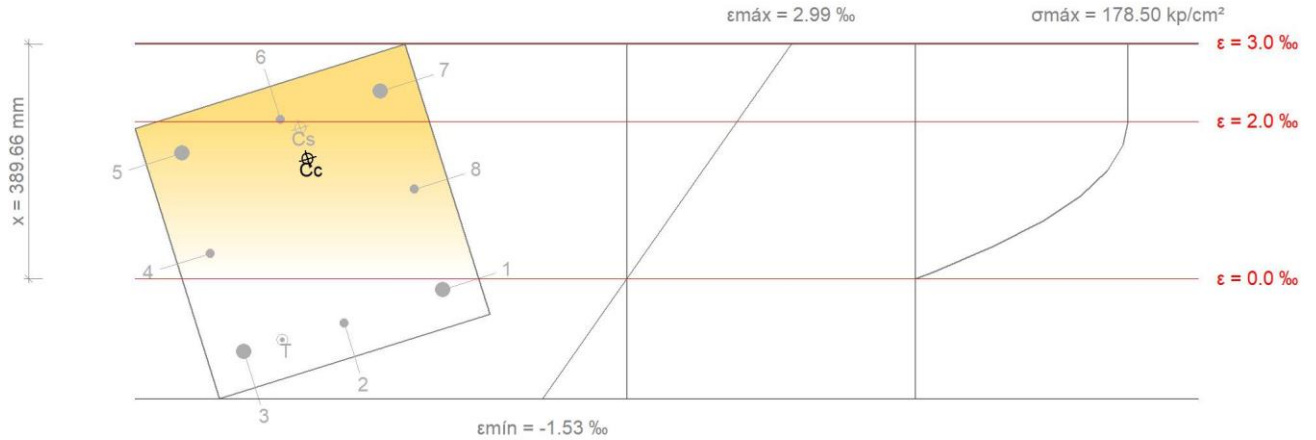


Figura 91: Equilibrio de la sección de esfuerzos de agotamiento de columna

Cuadro 8-5: Equilibrio de la sección de esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø1"	-172.77	172.78	-282.36	-0.000138
2	Ø5/8"	0.00	177.54	-1159.75	-0.000569
3	Ø1"	172.78	172.78	-1895.15	-0.000929
4	Ø5/8"	177.54	0.00	+658.03	+0.000323
5	Ø1"	172.78	-172.77	+3255.66	+0.001597
6	Ø5/8"	0.00	-177.54	+4133.05	+0.002027
7	Ø1"	-172.77	-172.77	+4200.00	+0.002388
8	Ø5/8"	-177.54	0.00	+2315.28	+0.001135

*Cuadro 8-6: Excentricidades de las resultantes a compresion y traccion de la seccion de los esfuerzos de agotamiento*

	<b>Resultante (t)</b>	<b>e.x (mm)</b>	<b>e.y (mm)</b>
Cc	204.319	-23.67	-100.99
Cs	51.919	-27.20	-153.84
T	13.341	105.83	173.60

$$\begin{aligned}
 P_n & : & 242.898 & \text{ t} \\
 M_{n,x} & : & -30.937 & \text{ t}\cdot\text{m} \\
 M_{n,y} & : & -7.660 & \text{ t}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{204.319 \text{ t}}$$

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{51.919 \text{ t}}$$

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{13.341 \text{ t}}$$

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-23.67 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-100.99 \text{ mm}}$$

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-27.20 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-153.84 \text{ mm}}$$

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{105.83 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{173.60 \text{ mm}}$$

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0009}$$

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cma} : \underline{178.50 \text{ kp/cm}^2}$$

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{sma} : \underline{1895.15 \text{ kp/cm}^2}$$



### 8.2.1.1.3 Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

#### 8.2.1.1.3.1 Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$470.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**b:** Dimensión menor de la sección del soporte. **b:** 470.00 mm

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3):

$$1.0 \geq 0.3 \quad \checkmark$$

Donde:

**b:** Dimensión menor de la sección del soporte. **b:** 470.00 mm

**h:** Dimensión mayor de la sección del soporte. **h:** 470.00 mm

#### 8.2.1.1.3.2 Armadura longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$28.23 \text{ cm}^2 \geq 22.09 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$28.23 \text{ cm}^2 \leq \frac{132.54}{\text{cm}^2} \quad \checkmark$$

Donde:

**A<sub>g</sub>:** Área total de la sección de hormigón. **A<sub>g</sub>:** 2209.00 cm<sup>2</sup>

### 8.2.1.1.3.3 Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que  $A_{sh,min}$  (Artículo 21.6.1.4):

En el eje X:

Donde:

$A_{sh,min}$ : Valor máximo de  $A_{sh1}$ ,  $A_{sh2}$ .

$$A_{sh,min} : \frac{1.80}{\quad} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \frac{1.80}{\quad} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \frac{1.03}{\quad} \text{ cm}^2$$

Siendo:

**s**: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \frac{60}{\quad} \text{ mm}$$

**b<sub>c</sub>**: Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área  $A_{sh}$  y esfuerzo de fluencia  $f_{yt}$  medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$b_c : \frac{380}{\quad} \text{ mm}$$

**f'<sub>c</sub>**: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \frac{210.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

**f<sub>yt</sub>**: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \frac{4200.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

**A<sub>g</sub>**: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \frac{2209.00}{\quad} \text{ cm}^2$$

**A<sub>ch</sub>**: Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$A_{ch} : \frac{1447.61}{\quad} \text{ cm}^2$$

En el eje Y:

$$2.14 \text{ cm}^2 \geq 1.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

**A<sub>sh,min</sub>**: Valor máximo de A<sub>sh1</sub>, A<sub>sh2</sub>.

$$\mathbf{A_{sh,min}} : \quad \underline{1.80} \quad \text{cm}^2$$

$$\mathbf{A_{sh1}} : \quad \underline{1.80} \quad \text{cm}^2$$

$$\mathbf{A_{sh2}} : \quad \underline{1.03} \quad \text{cm}^2$$

Siendo:

**s**: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$\mathbf{s} : \quad \underline{60} \quad \text{mm}$$

**b<sub>c</sub>**: Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A<sub>sh</sub> y esfuerzo de fluencia f<sub>yt</sub> medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$\mathbf{b_c} : \quad \underline{380} \quad \text{mm}$$

**f'<sub>c</sub>**: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\mathbf{f'_c} : \quad \underline{210.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

**f<sub>yt</sub>**: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$\mathbf{f_{yt}} : \quad \underline{4200.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

**A<sub>g</sub>**: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_g} : \quad \underline{2209.00} \quad \text{cm}^2$$

**A<sub>ch</sub>**: Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$\mathbf{A_{ch}} : \quad \underline{1447.61} \quad \text{cm}^2$$

La separación del refuerzo transversal no debe exceder

$s_{o,max}$  (Artículo 21.6.4.2):

$$60 \text{ mm} \leq 96 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{o,max}$ : Valor mínimo de  $s_{o1}$ ,  $s_{o2}$ ,  $s_{o3}$ .

$$s_{o,max} : \underline{96} \text{ mm}$$

$$s_{o1} : \underline{157} \text{ mm}$$

$$s_{o2} : \underline{96} \text{ mm}$$

$$s_{o3} : \underline{100} \text{ mm}$$

Siendo:

$b_{min}$ : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{470.00} \text{ mm}$$

$d_b$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias,  $h_x$ , no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X y Y:

$$190 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

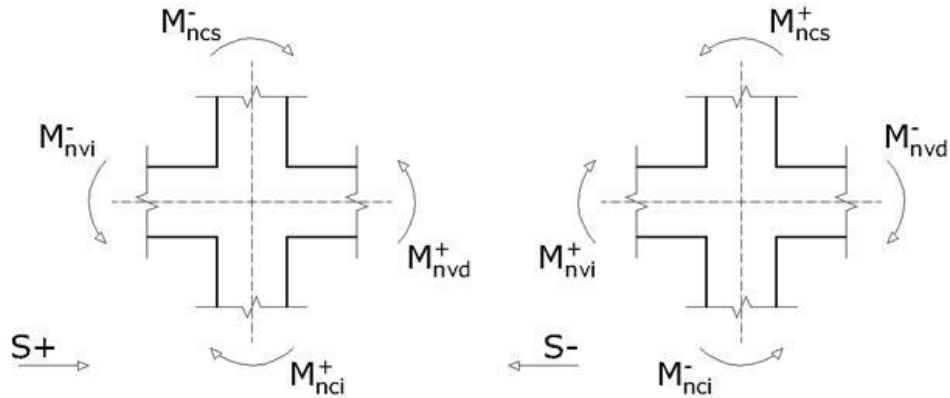
$h_x$ : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$h_x : \underline{190} \text{ mm}$$

8.2.1.1.3.4 Resistencia mínima a flexión de columnas. (NTE-E.060)

Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la ecuación:

Figura 92: Resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos



Fuente: Norma E060-2009

$$47.12 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 47.06 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$M_{nc}$ : Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo.

La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo:  $N_d = 51.14$ .

$M_{nv}$ : Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Cuadro 8-7 Momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo

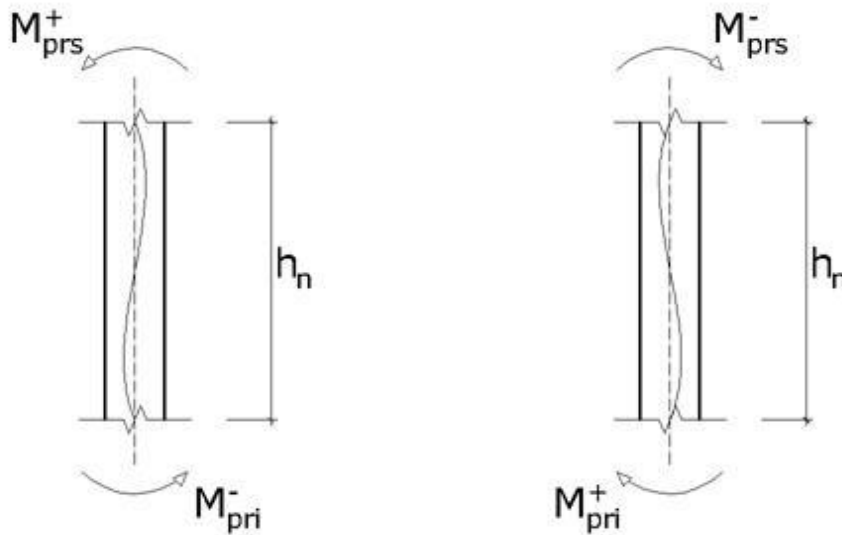
Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$M_{nc}$ (t·m)	47.12	47.12	47.12	47.12
$M_{nv}$ (t·m)	33.90	39.22	21.60	21.60
(*): pésimo	✓	✓ *	✓	✓

### 8.2.1.1.3.5 Requisitos de resistencia al cortante en columnas. (NTE-E.060)

La fuerza de cortante de diseño,  $V_u$ , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión,  $M_{pr}$ , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas,  $P_u$ , que actúan en él.

No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en  $M_{pr}$  de los elementos transversales que llegan al nudo.

Figura 93: Resistencia de cortante en Columnas



Fuente: Norma E060-2009

Se debe satisfacer:

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

$\phi$ : 0.85

$V_n$ : Resistencia nominal a cortante.

$V_u$ : Fuerza cortante de diseño, valor máximo entre  $V_{u1}$ ,  $V_{u2}$ .

Siendo:

$h_n$ : Altura libre del elemento.

$M_{pr}$ : Resistencia probable a la flexión del elemento.

Donde:

$M_n$ : Resistencia nominal a la flexión del elemento.

*Cuadro 8-8 Resistencia nominal a flexion del elemento*

	$h_n$ (m)	$M_{pri}^+$ (t·m)	$M_{pri}^-$ (t·m)	$M_{prs}^+$ (t·m)	$M_{prs}^-$ (t·m)	$V_{u1}$ (t)	$V_{u2}$ (t)	$V_u$ (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
<b>Cortante en el eje X</b>	3.75	26.50	26.50	16.95	19.61	11.59	12.30	12.30	74.58	✓ *
<b>Cortante en el eje Y</b>	3.75	26.50	26.50	10.80	10.80	9.95	9.95	9.95	74.58	✓

(\*): pésimo

## 8.2.2 Diseño De Vigas

### 8.2.2.1 Vigas más Representativas del Forjado 1y2

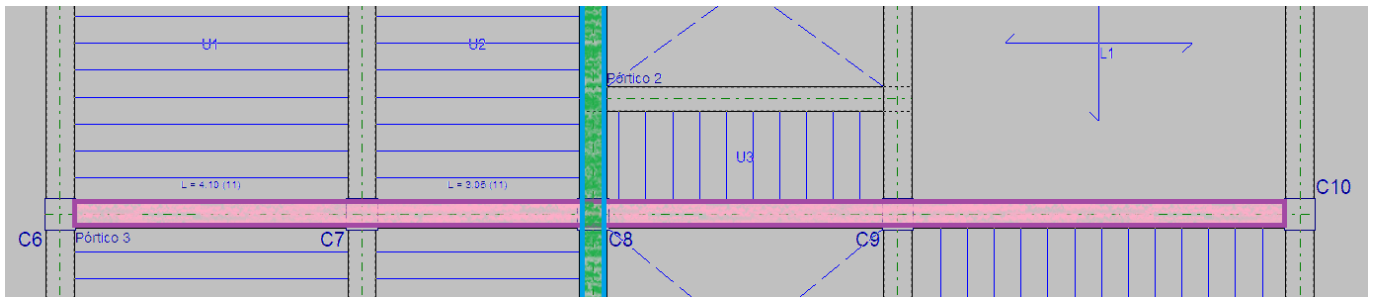


Figura 94: Viga en dirección "X" eje "B" (Pórtico 3)

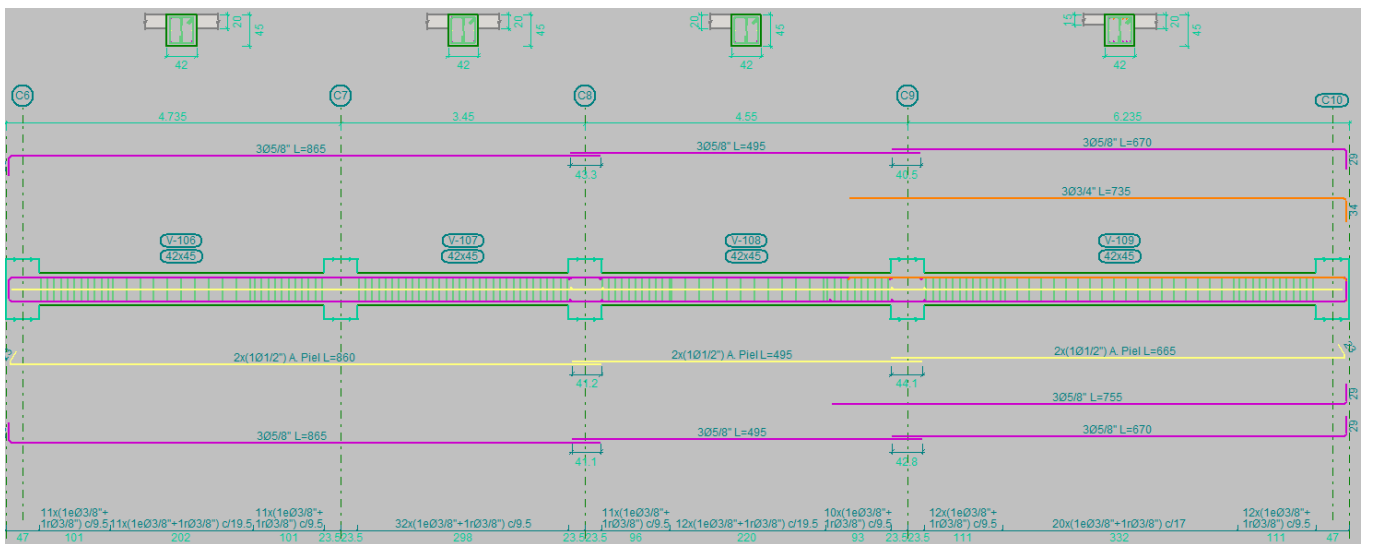


Figura 95: Armado de pórtico 3 Forjados 1y2



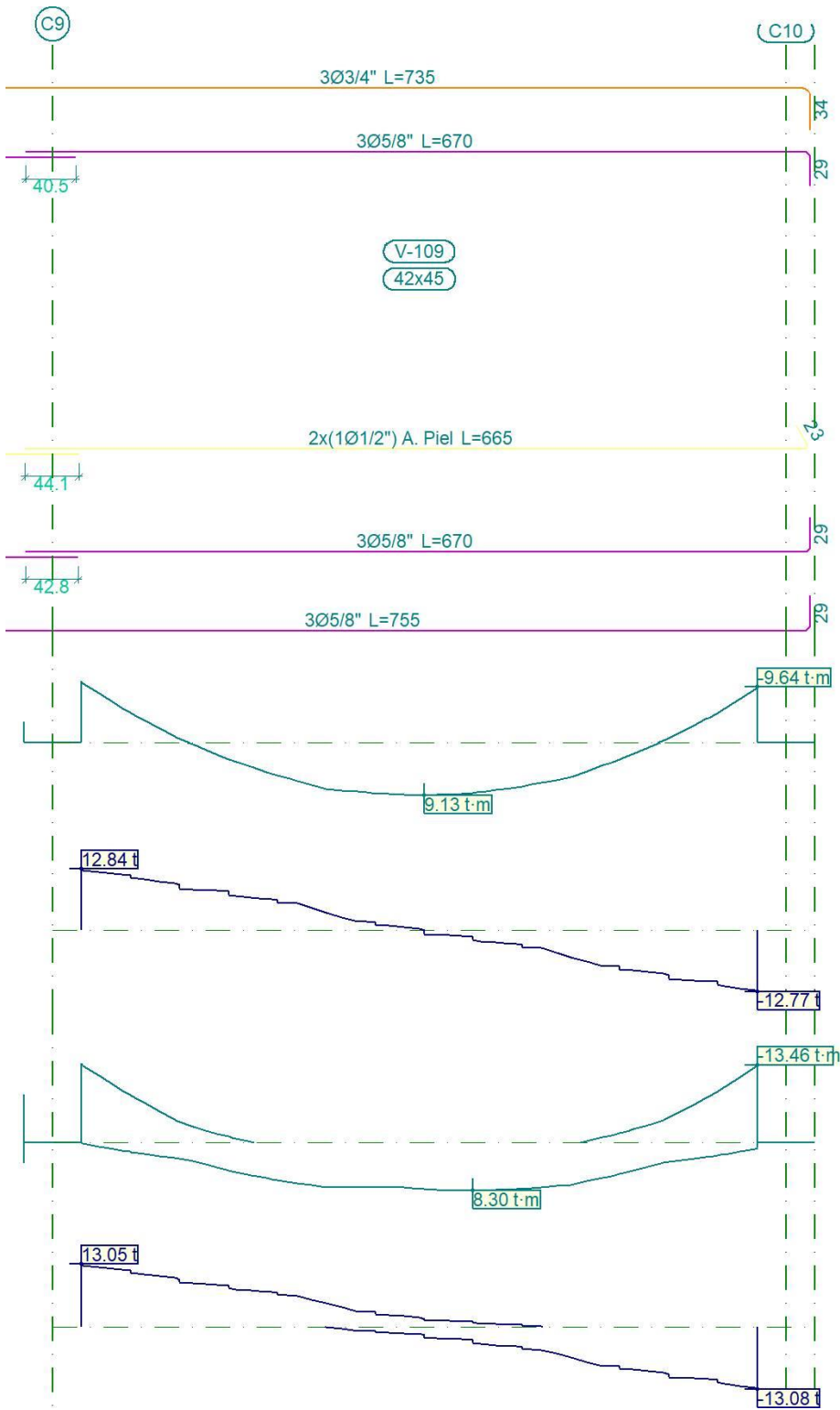


Figura 96 Portico 3- Tramo mas critico entre columnas 9 y 10

Cuadro 8-9 Análisis de tramo más crítico del pórtico 3 forjado 1y2

Pórtico 3		Tramo: V-109			
Sección		42x45			
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]	<b>-13.71</b>	--	<b>-13.46</b>
	x	[m]	0.00	--	5.53
	Momento máx.	[t·m]	<b>6.95</b>	<b>8.30</b>	<b>7.69</b>
	x	[m]	1.77	3.21	3.77
	Cortante mín.	[t]	--	<b>-4.81</b>	<b>-13.08</b>
	x	[m]	--	3.69	5.53
	Cortante máx.	[t]	<b>13.05</b>	<b>5.67</b>	<b>0.02</b>
	x	[m]	0.00	1.89	3.77
	Torsor mín.	[t]	<b>-0.21</b>	<b>-0.21</b>	<b>-0.18</b>
	x	[m]	1.21	3.21	5.21
Área Sup.	Torsor máx.	[t]	<b>0.28</b>	<b>0.29</b>	<b>0.27</b>
		x	[m]	0.77	2.81
Área Inf.	[cm <sup>2</sup> ]	Real	<b>14.52</b>	<b>14.52</b>	<b>14.52</b>
		Nec.	10.03	3.63	9.84
Área Transv.	[cm <sup>2</sup> /m]	Real	<b>11.94</b>	<b>11.94</b>	<b>11.94</b>
		Nec.	7.26	9.64	7.26
F. Activa		Real	<b>22.52</b>	<b>12.58</b>	<b>22.52</b>
		Nec.	3.57	3.57	3.57
			<b>2.79 mm, L/1983 (L: 5.53 m)</b>		

### 8.2.2.1.1 Comprobaciones de la viga en el tramo más crítico

Cuadro 8-10 Datos de la viga - tramos mas critico

Datos de la viga	
	<b>Geometría</b>
	Dimensiones : 42x45
	Luz libre : 5.5 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	<b>Materiales</b>
	Hormigón : $f'c=210$
	Armadura longitudinal : Grado 60
	Armadura transversal : Grado 60

#### 8.2.2.1.1.1 Comprobaciones De Resistencia

##### 8.2.2.1.1.1.1 Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.716} \quad \checkmark$$

### 8.2.2.1.1.1.1 Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$P_u$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \frac{0.000}{\quad} t$$

$M_u$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \frac{-13.711}{\quad} t \cdot m$$

$$M_{u,y} : \frac{0.000}{\quad} t \cdot m$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$ : Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{0.000}{\quad} t$$

$\phi \cdot M_n$ : Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_n : \frac{-19.148}{\quad} t \cdot m$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{0.000}{\quad} t \cdot m$$

### 8.2.2.1.1.1.2 Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes:

*Texto Extraído 8-2: Calculo de la capacidad resistente en vigas*

El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

La máxima deformación unitaria utilizable del concreto,  $\epsilon_{cu}$ , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.

El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero.

Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .

Fuente: Norma E060- Artículo 10.2

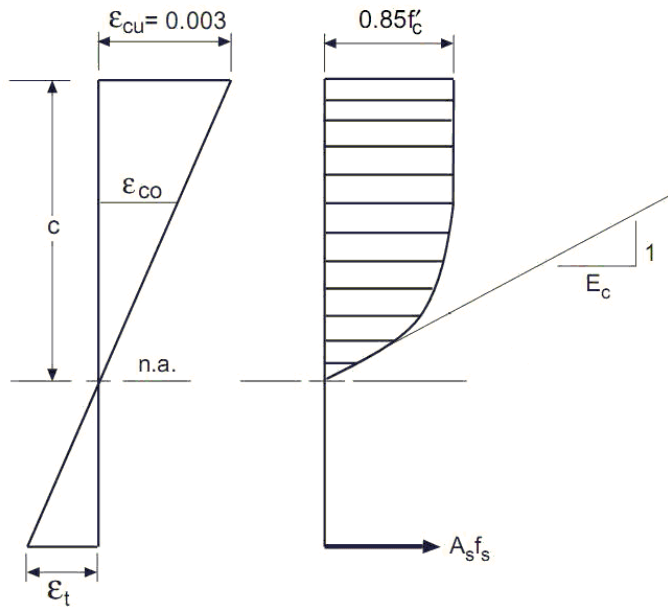


Figura 97 Diagrama de tensión - deformación del hormigón en la sección de la viga  
 Fuente: Norma E060- Artículo 10.2

<b>f'c</b> : Resistencia especificada a la compresión del concreto.	<b>f'c</b> : <u>210.00</u> kp/cm <sup>2</sup>
<b>ε<sub>cu</sub></b> : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.	<b>ε<sub>cu</sub></b> : <u>0.0030</u>
<b>ε<sub>co</sub></b> : Deformación unitaria bajo carga máxima.	<b>ε<sub>co</sub></b> : <u>0.0020</u>

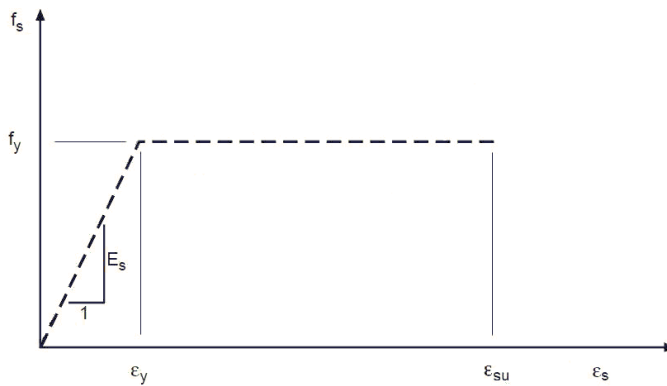


Figura 98: Diagrama adoptado de calculculo tension - deformacion del acero en la seccion  
 Fuente: Norma E060- Artículo 10.2

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y$ : 4200.0 kp/cm

8.2.2.1.1.1.3 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

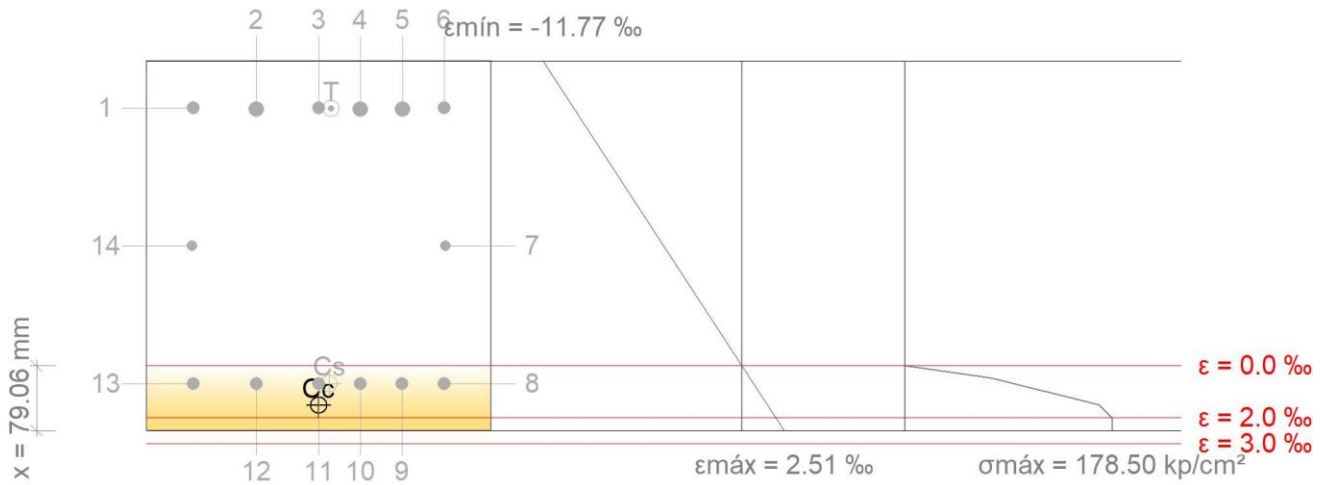


Figura 99: Equilibrio de la sección para esfuerzos de agotamiento, de viga

Cuadro 8-11: Equilibrio de la seccion de la viga para las solicitantes de calculo pesimo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-152.54	167.54	-4200.00	-0.009950
2	Ø3/4"	-76.27	165.95	-4200.00	-0.009900
3	Ø5/8"	0.00	167.54	-4200.00	-0.009950
4	Ø3/4"	50.32	165.95	-4200.00	-0.009900
5	Ø3/4"	102.22	165.95	-4200.00	-0.009900
6	Ø5/8"	152.54	167.54	-4200.00	-0.009950
7	Ø1/2"	154.13	0.00	0.00	-0.004632
8	Ø5/8"	152.54	-167.54	+1397.82	+0.000686
9	Ø5/8"	101.69	-167.54	+1397.82	+0.000686
10	Ø5/8"	50.85	-167.54	+1397.82	+0.000686
11	Ø5/8"	0.00	-167.54	+1397.82	+0.000686
12	Ø5/8"	-76.27	-167.54	+1397.82	+0.000686
13	Ø5/8"	-152.54	-167.54	+1397.82	+0.000686
14	Ø1/2"	-154.12	0.00	0.00	-0.004632

Cuadro 8-12 Excentricidades resultantes a traccion y compresion de los materiales en laviga

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	43.526	0.00	-194.07
Cs	16.690	0.00	-167.54
T	60.216	0.00	166.61

$P_n$  : 0.000 t

$M_{n,x}$  : -21.276 t·m

$M_{n,y}$  : 0.000 t·m

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	:	<u>43.526</u> t
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	:	<u>16.690</u> t
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	:	<u>60.216</u> t
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	:	<u>0.00</u> mm
	:	<u>-194.07</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	:	<u>0.00</u> mm
	:	<u>-167.54</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	:	<u>0.00</u> mm
	:	<u>166.61</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	:	<u>0.0025</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	:	<u>0.0099</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	:	<u>178.50</u> kp/cm
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	:	<u>4200.0</u> kp/cm

8.2.2.1.1.1.4 Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.785 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$1.80 \text{ kp/cm}^2 \leq 29.29 \text{ kp/cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

<b>σ<sub>u,Tv</sub></b> : Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.	<b>σ<sub>u,Tv</sub></b> :	<u>1.80</u>	kp/cm <sup>2</sup>
<b>σ<sub>n,Tv</sub></b> : Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión.	<b>σ<sub>n,Tv</sub></b> :	<u>39.05</u>	kp/cm <sup>2</sup>
<b>φ</b> : Factor de reducción de resistencia.	<b>φ</b> :	<u>0.75</u>	



Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

Donde:

<b>T<sub>u</sub></b> : Torsión amplificada en la sección.	:	<u>0.315</u>	t·m
<b>A<sub>oh</sub></b> : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.	:	<u>1191.28</u>	cm <sup>2</sup>
<b>p<sub>h</sub></b> : Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo.	:	<u>1381.90</u>	mm

Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y

Donde:

<b>V<sub>c</sub></b> : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.	:	<u>14.008</u>	t
<b>b<sub>w</sub></b> : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.	:	<u>420.00</u>	mm
<b>d</b> : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.	:	<u>391.60</u>	mm
<b>f'<sub>c</sub></b> : Resistencia especificada a compresión del concreto.	:	<u>210.00</u>	kp/cm <sup>2</sup>

8.2.2.1.1.1.1.5 Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.  
(NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.765 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$4.788 \text{ t}\cdot\text{m} \geq \frac{0.315}{0.75} \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

**T<sub>n</sub>**: Resistencia nominal a torsión.

$$T_n : \frac{6.384}{0.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**T<sub>u</sub>**: Torsión amplificada en la sección.

$$T_u : \frac{0.315}{0.75} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**φ**: Factor de reducción de resistencia.

$$\phi : \frac{0.75}{0.75}$$

Resistencia torsional mayorada (Artículo 11.6.3.6).

Donde:

**A<sub>t</sub>**: Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión.

$$A_t : \frac{0.71}{0.75} \text{ cm}^2$$

**s**: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \frac{95}{0.75} \text{ mm}$$

**f<sub>yt</sub>**: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

$$f_{yt} : \frac{4200.00}{0.75} \text{ kp/cm}^2$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \frac{45.0}{0.75} \text{ grados}$$

**A<sub>o</sub>**: Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo.

$$A_o : \frac{1012.59}{0.75} \text{ cm}^2$$

Siendo:

**A<sub>oh</sub>**: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{oh} : \frac{1191.28}{0.75} \text{ cm}^2$$

### 8.2.2.1.1.1.2 Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

#### 8.2.2.1.1.1.2.1 Alcance (21.5.1.2)

La luz libre del elemento  $l_n$ , no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

$$5530 \text{ mm} \geq 1800 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$l_n$ : luz libre del elemento.

$$l_n : \underline{5530} \text{ mm}$$

$h$ : Peralte del elemento.

$$h : \underline{450} \text{ mm}$$

#### 8.2.2.1.1.1.2.2 Alcance (21.5.1.3)

$$420 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$h$ : Peralte del elemento.

$$h : \underline{450} \text{ mm}$$

#### 8.2.2.1.1.1.2.3 Refuerzo longitudinal (21.5.2.1)

Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

$$0.00768 \leq \quad \checkmark$$

#### 8.2.2.1.1.1.2.4 Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.3)

En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

$$153 \text{ mm} \leq 300 \quad \checkmark$$

#### 8.2.2.1.1.1.2.5 Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.2)

Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

- (a)  $d/4$ ,
- (b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de
- (d) 300 mm.

$$95 \text{ mm} \leq 98 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**d**: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \quad \underline{392.5} \text{ mm}$$

**d<sub>b</sub>**: Diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$\mathbf{d_b} : \quad \underline{15.92} \text{ mm}$$

**d<sub>be</sub>**: Diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

$$\mathbf{d_{be}} : \quad \underline{9.53} \text{ mm}$$

#### 8.2.2.1.1.1.2.6 Refuerzo longitudinal (21.5.2.2)

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.



Donde:

$\phi \cdot M_n$ : Resistencia a momento.

$\phi \cdot M_{n,a}$ : Resistencia a momento proporcionada en la cara del nudo.

Cuadro 8-13 Resistencia a momento positivo en la cara del nudo

Resistencia a momento	$\phi \cdot M_n$ (N·mm)	$(1/4) \cdot \phi \cdot M_{n,a}$ (N·mm)		
	x=...	x=0	x=Ln	
$\phi \cdot M_n^+$ (N·mm)	158263876	43962188	52807403	✓
$\phi \cdot M_n^-$ (N·mm)	187844410			✓
$(1/2) \cdot \phi \cdot M_n^-$ (N·mm)	93922205			✓ *

### 8.2.2.1.1.2 Comprobación De Figuración

#### 8.2.2.1.1.2.1 Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$1.09 \leq 2.65 \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo C9, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las Donde:

**Z<sub>max</sub>**: Máximo valor admisible del parámetro de control Z<sub>max</sub>.  $Z_{max} : \frac{2.65}{1} \text{ t/mm}$

**Z**: Parámetro de control.  $Z : \frac{1.09}{1} \text{ t/mm}$

Siendo:

**f<sub>s</sub>**: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.  $f_s : \frac{1270.21}{1} \text{ kp/cm}^2$

**d<sub>c</sub>**: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.  $d_c : \frac{57.46}{1} \text{ mm}$

**A<sub>ct</sub>**: [mm<sup>2</sup>] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.  $A_{ct} : \frac{10982.5}{0} \text{ mm}^2$

8.2.2.1.1.2.2 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$N_{ed}, M_{ed}$  Esfuerzos solicitantes.

$N_{ed}$ : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$M_{ed,x}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

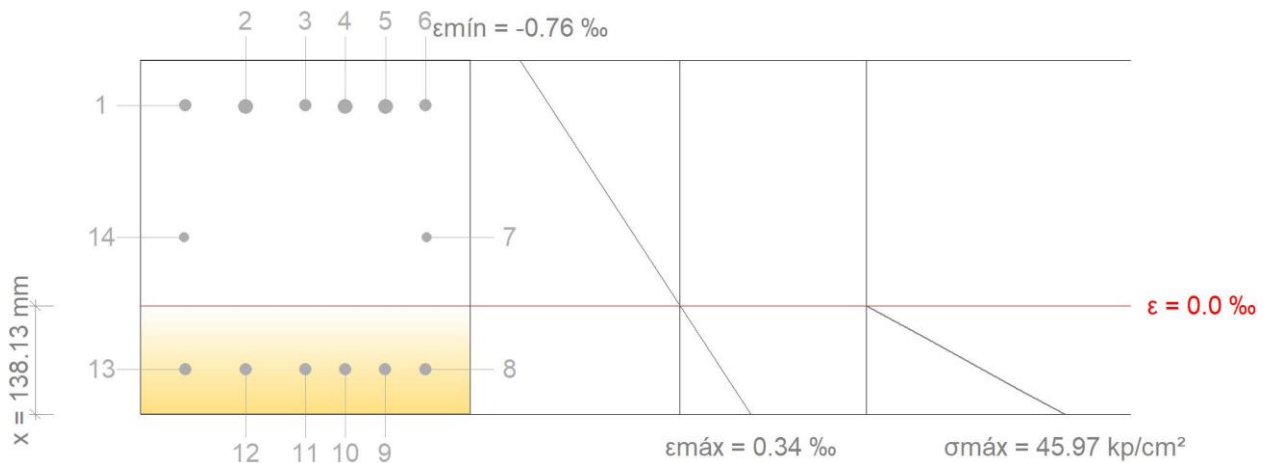
$M_{ed,y}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$N_{ed} : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{ed} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed} : -6.215 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Figura 100 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón



Cuadro 8-14 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$f_s$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$
1	Ø5/8"	-152.54	167.54	-1270.21	-0.000623
2	Ø3/4"	-76.27	165.95	-1262.28	-0.000619
3	Ø5/8"	0.00	167.54	-1270.21	-0.000623
4	Ø3/4"	50.32	165.95	-1262.28	-0.000619
5	Ø3/4"	102.22	165.95	-1262.28	-0.000619
6	Ø5/8"	152.54	167.54	-1270.21	-0.000623
7	Ø1/2"	154.13	0.00	0.00	-0.000213
14	Ø1/2"	-154.12	0.00	0.00	-0.000213

### 8.2.2.1.1.3 Comprobaciones De Flecha

#### 8.2.2.1.1.3.1 Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "2.79 m" para la combinación de acciones: Peso propio +Cargas muertas – Tabiquería +Cargas muertas – Pavimento +Sobrecarga de uso

$$2.79 \text{ mm} \leq \frac{11.52}{\text{mm}} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$ : límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \frac{11.52}{\text{mm}}$$

$$f_{A,lim} = L/480$$

**L**: longitud de referencia

$$L : \frac{5.53}{\text{m}}$$

$f_{A,max}$ : flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \frac{2.79}{\text{mm}}$$

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$ : flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{T,max}(t_{ed},\infty) : \frac{3.96}{\text{mm}}$$

8.2.2.1.1.3.2 Flecha total a plazo infinito

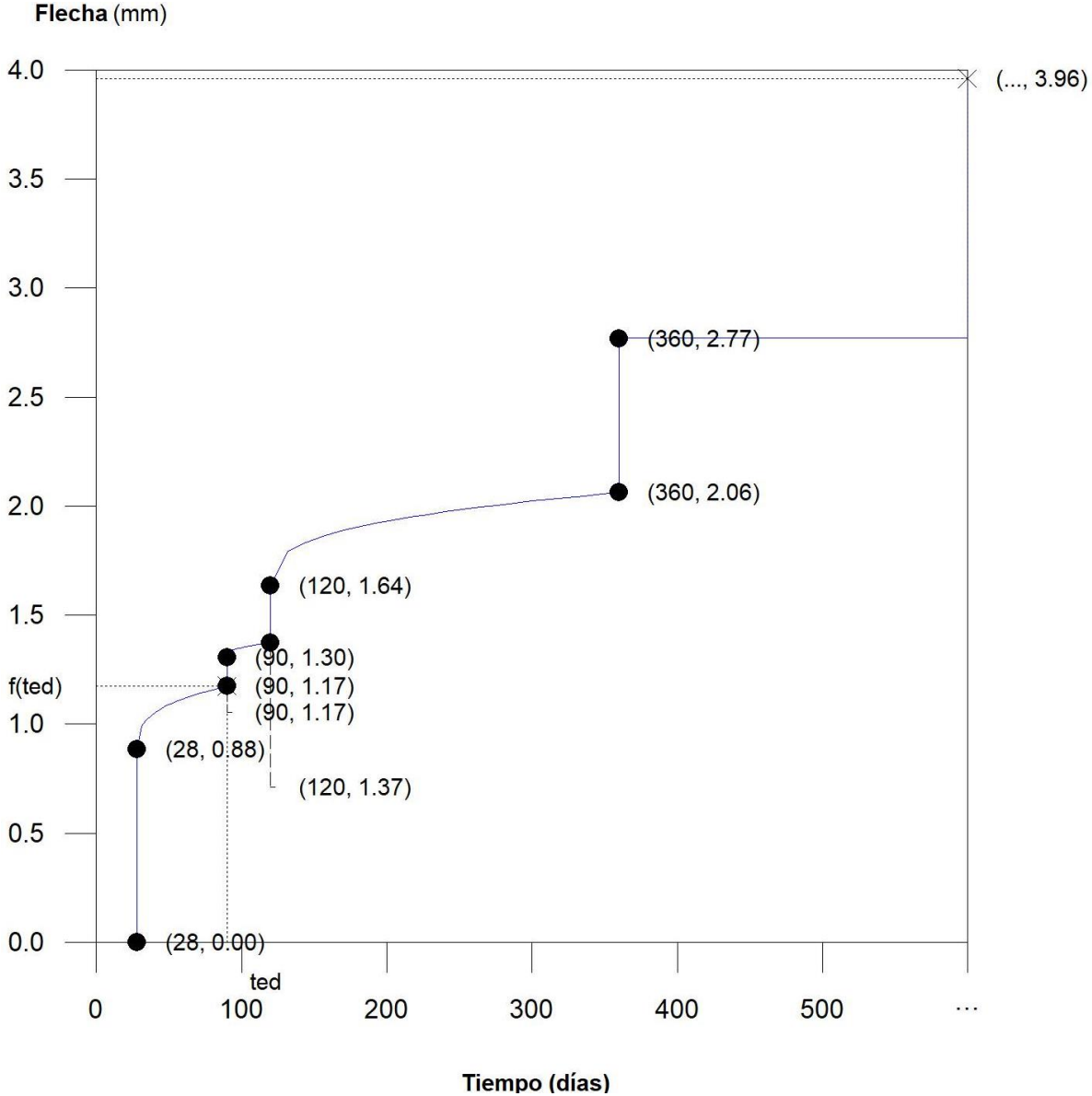


Figura 101: Flecha total a plazo infinito ( Flecha Vs tiempo)



*Cuadro 8-15 Flecha roral maxima producida a partir del instante "3 meses"*

Escalón de carga	$t_i$ (días)	$t_f$ (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_o, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.88	0.88	0.29	1.17	1.17
2-3	90	120	1.17	0.13	1.30	0.07	1.37	1.37
3-4	120	360	1.37	0.26	1.64	0.43	2.06	2.06
4- $\infty$	360	$\infty$	2.06	0.71	2.77	1.19	3.96	3.96

Donde:

**$t_i$** : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

**$t_f$** : instante final de cada intervalo de carga considerado

**$f_0(t_i)$** : flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de  $t_i$

**$\Delta f_i(t_i)$** : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$

**$f(t_i)$** : flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de  $t_i$

**$f_{dif}(t_o, t_f)$** : flecha total diferida producida en el intervalo  $(t_i, t_f)$

**$f_{tot}(t_f)$** : flecha total producida hasta el instante  $t_f$

**$f_{tot,max}(t_f)$** : flecha total máxima producida hasta el instante  $t_f$

## 8.2.3 DISEÑO DE LOSAS

### 8.2.3.1 Momentos de diseño (momento XY (t.m/m) $1.4pp+1.4cm+1.7Qa$ )

#### 8.2.3.1.1 Forjado 1y2

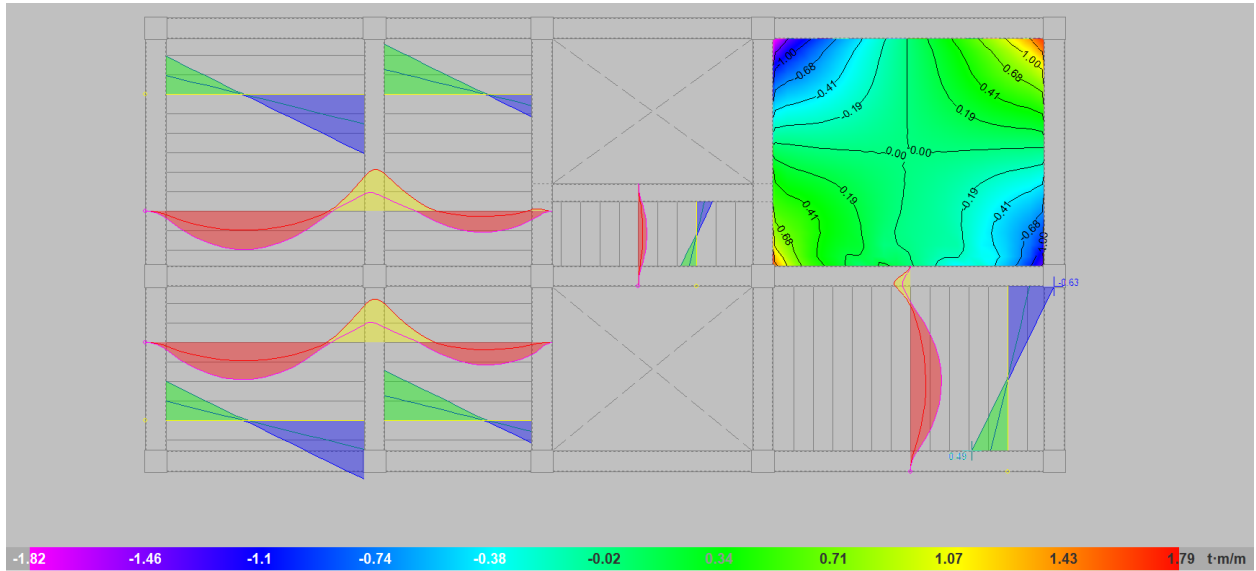


Figura 102 Momentos de diseño losa de forjado 1 y 2

#### 8.2.3.1.2 Forjado 3

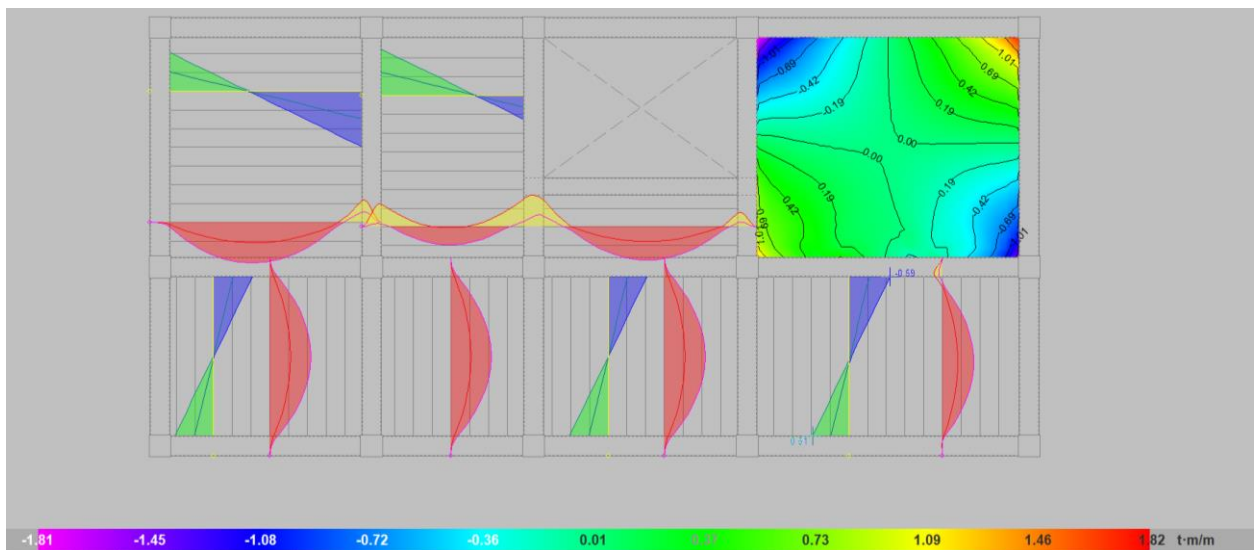


Figura 103: Momentos de diseño losa de forjado 3

### 8.2.3.1.3 Forjado 4 (Cubierta)

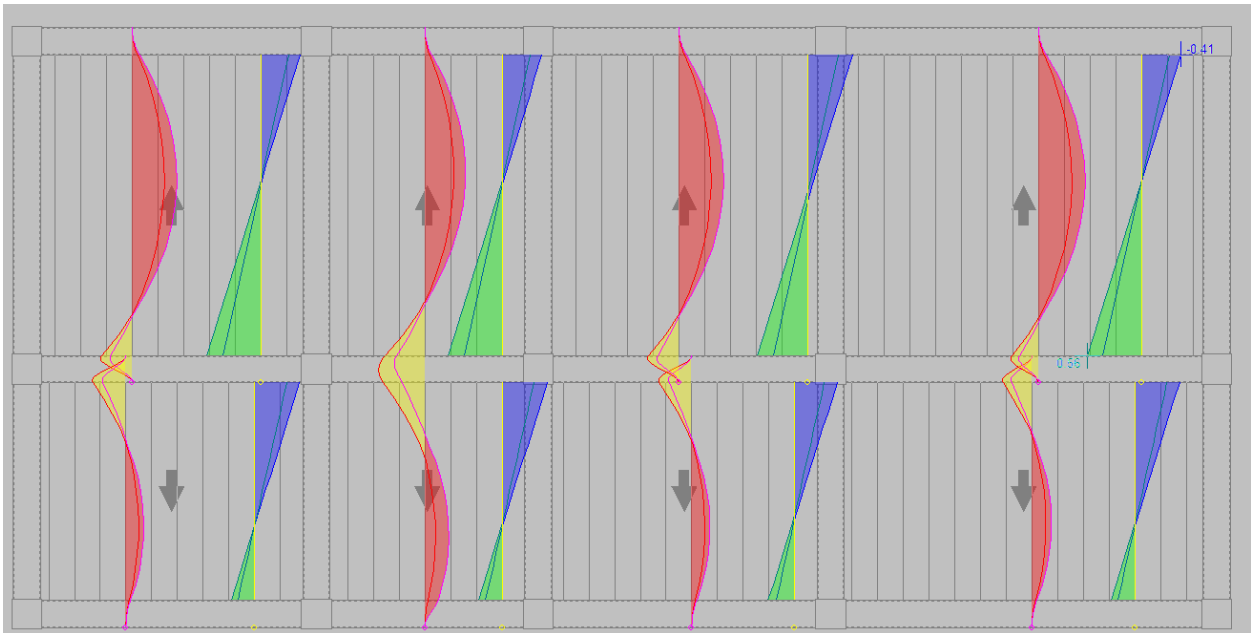


Figura 104: Momentos de diseño losa de forjado 4

### 8.2.3.2 Armado de losas

#### 8.2.3.2.1 Forjado 1y2

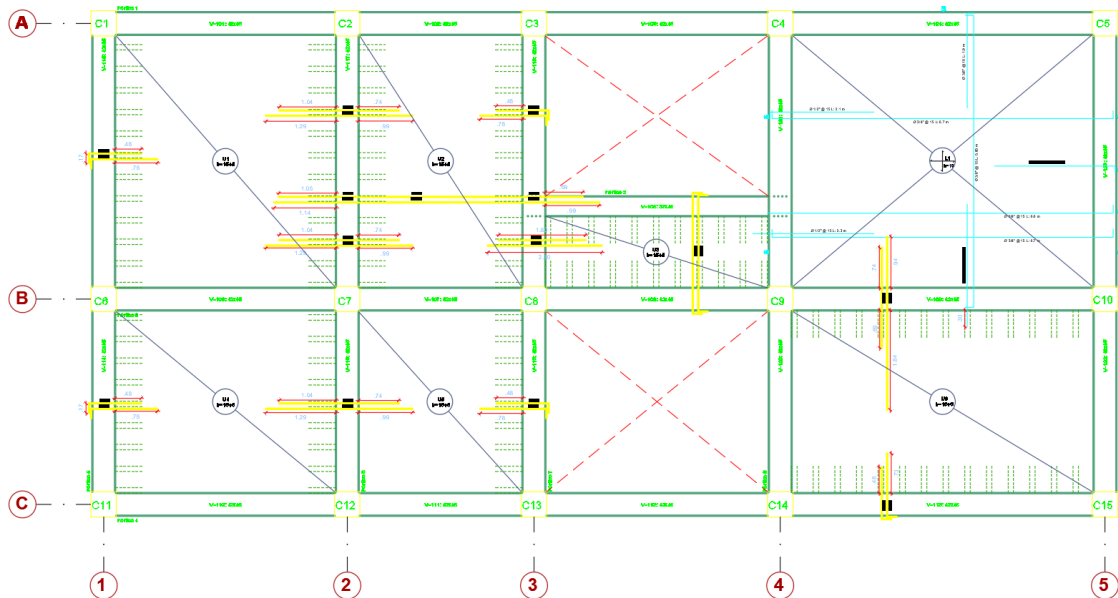


Figura 105: Armado de losas forjados 1 y 2

### 8.2.3.2.2 Modelo estructural de losa – forjados 1y2

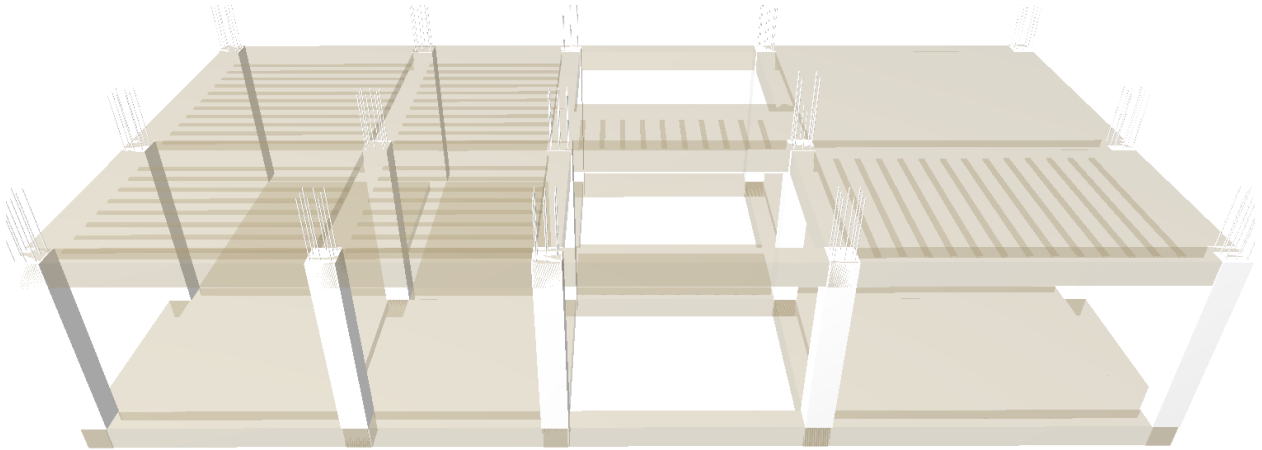


Figura 106: Modelo estructural de losa forjados 1 y 2

### 8.2.3.2.3 Forjado 3

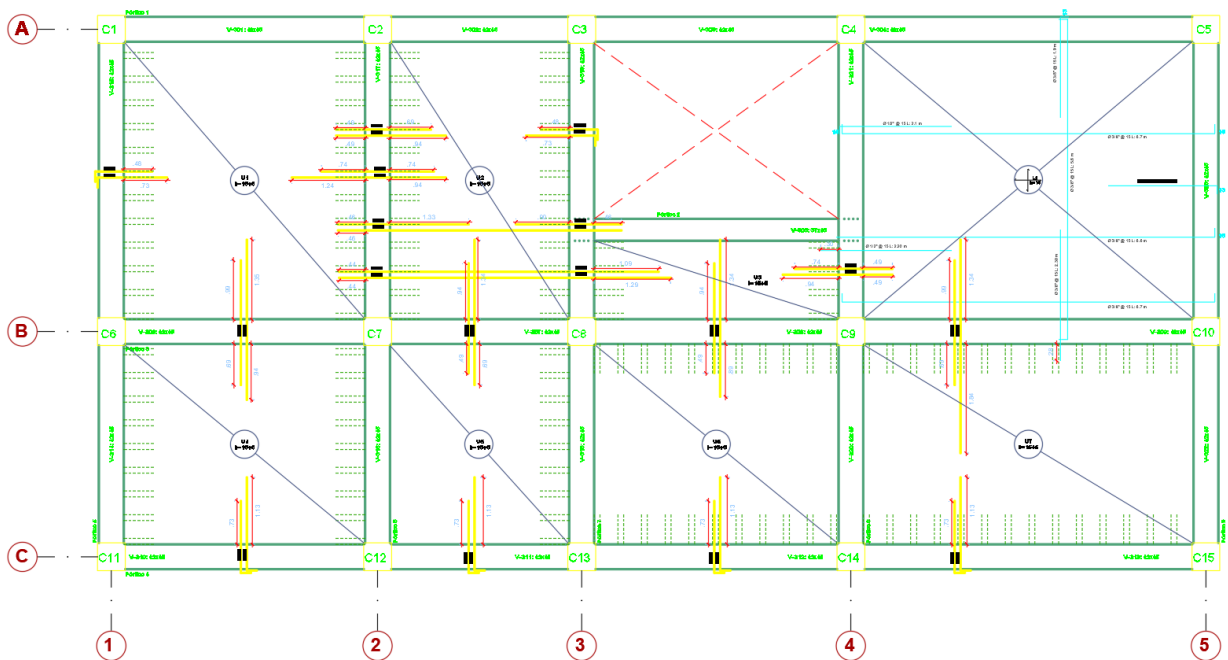


Figura 107: Armado de losa forjado 3

### 8.2.3.2.4 Modelo estructural de losa

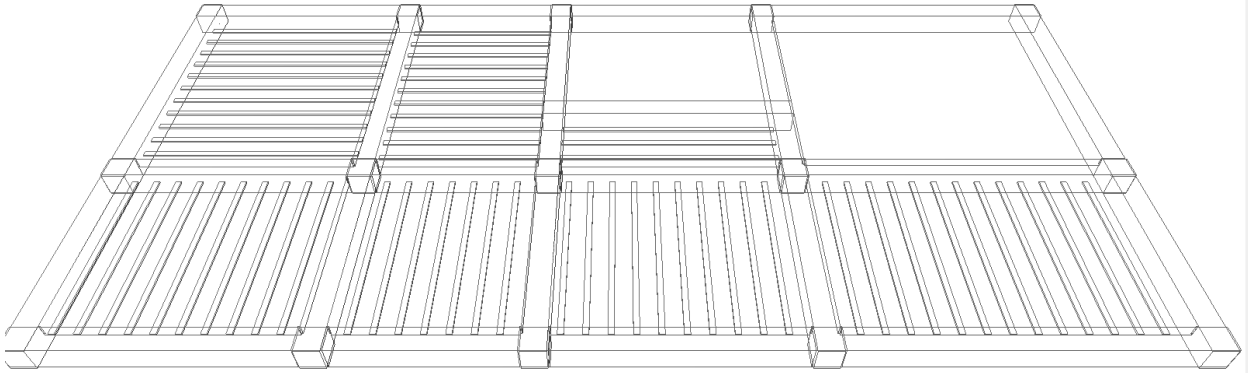


Figura 108: Modelo estructural de losa Forjado 3

### 8.2.3.2.5 Forjado 4

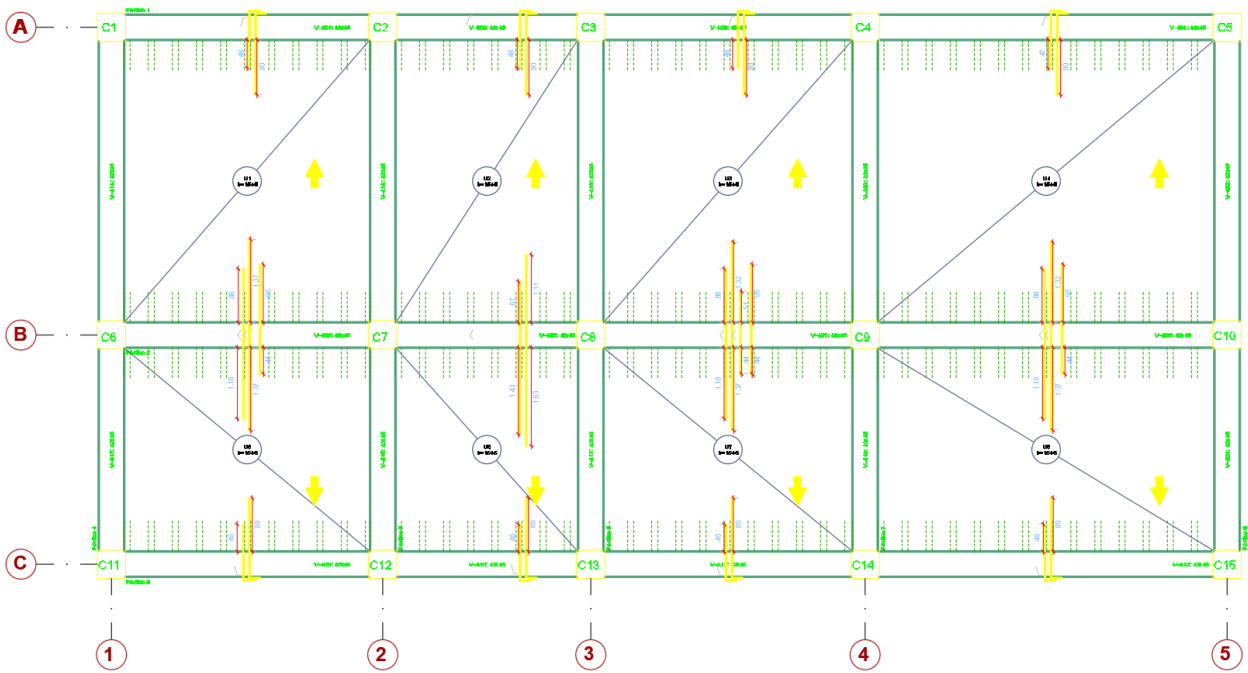


Figura 109: Armado de losa Forjado 4

### 8.2.3.2.6 Modelo estructural de losa

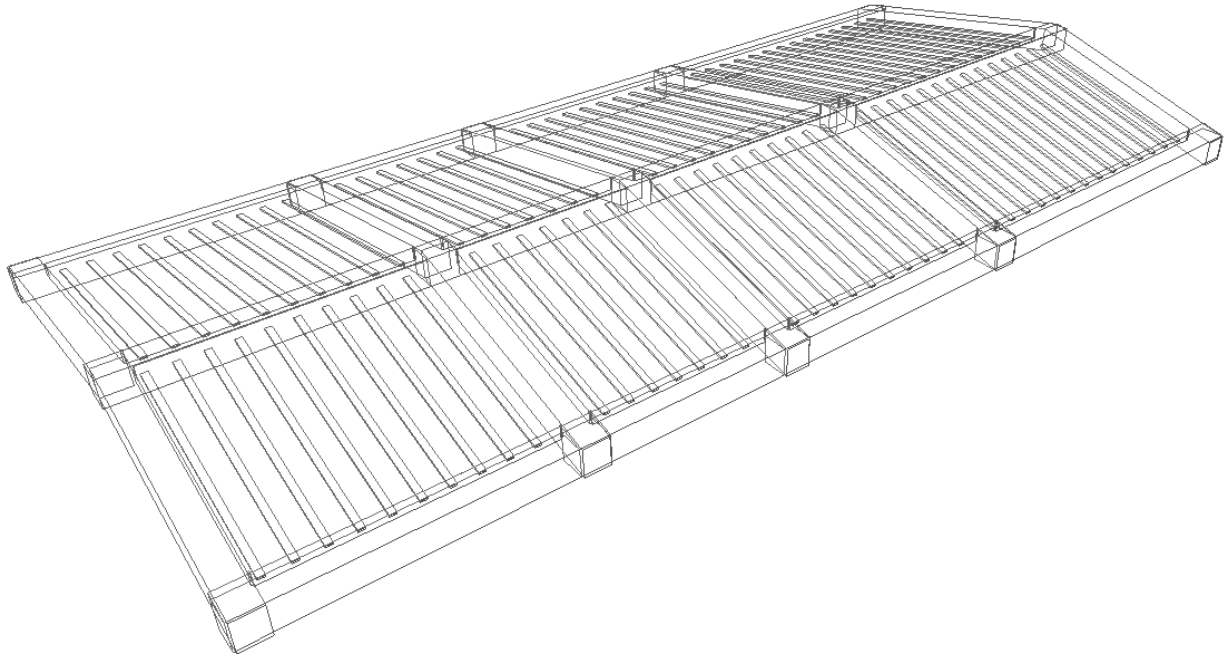


Figura 110: Modelo estructural de losa forjado 4

### 8.2.4 Diseño De Cimentación

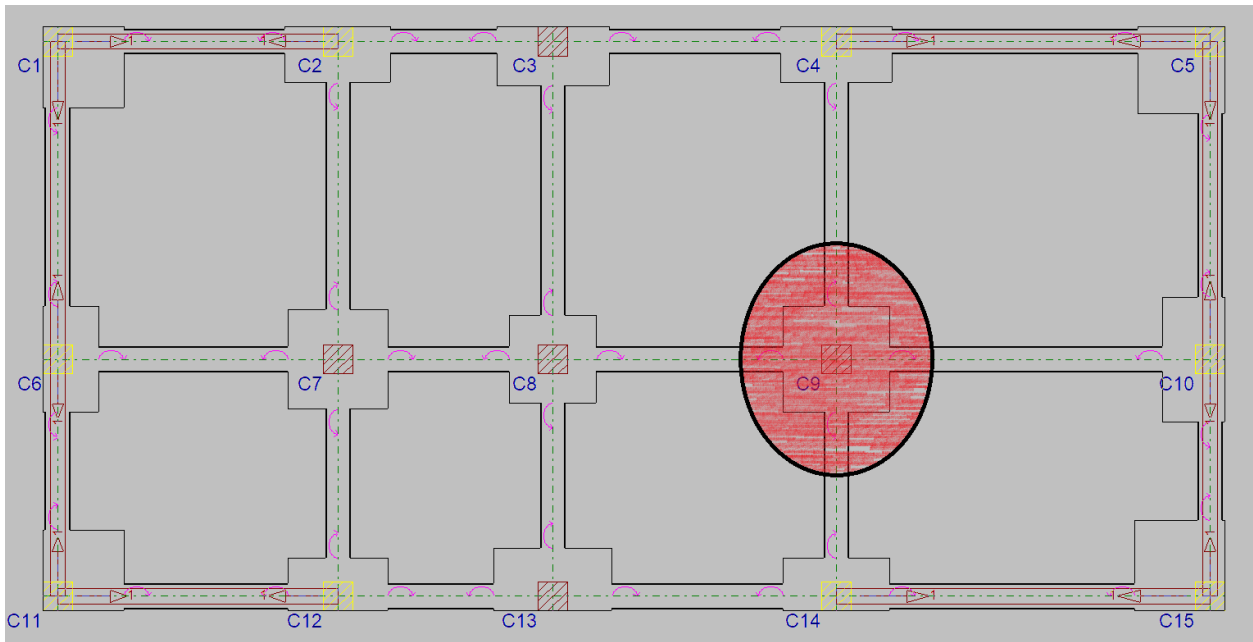
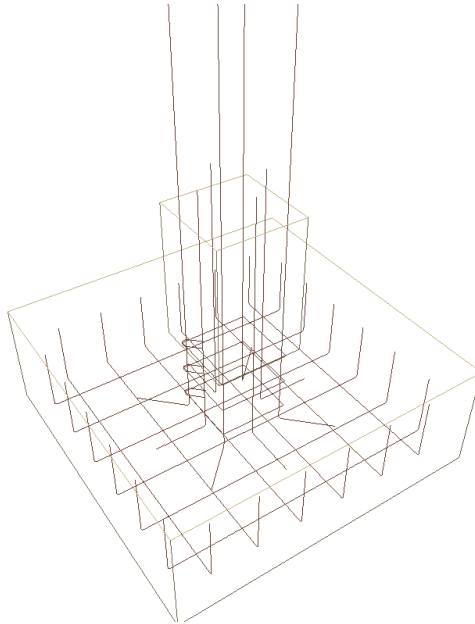


Figura 111: Diseño de cimentación - zapata más cargada

#### 8.2.4.1 Comprobaciones de diseño de zapata más cargada (C9)



*Figura 112: Modelo estructural de zapata "C9"*

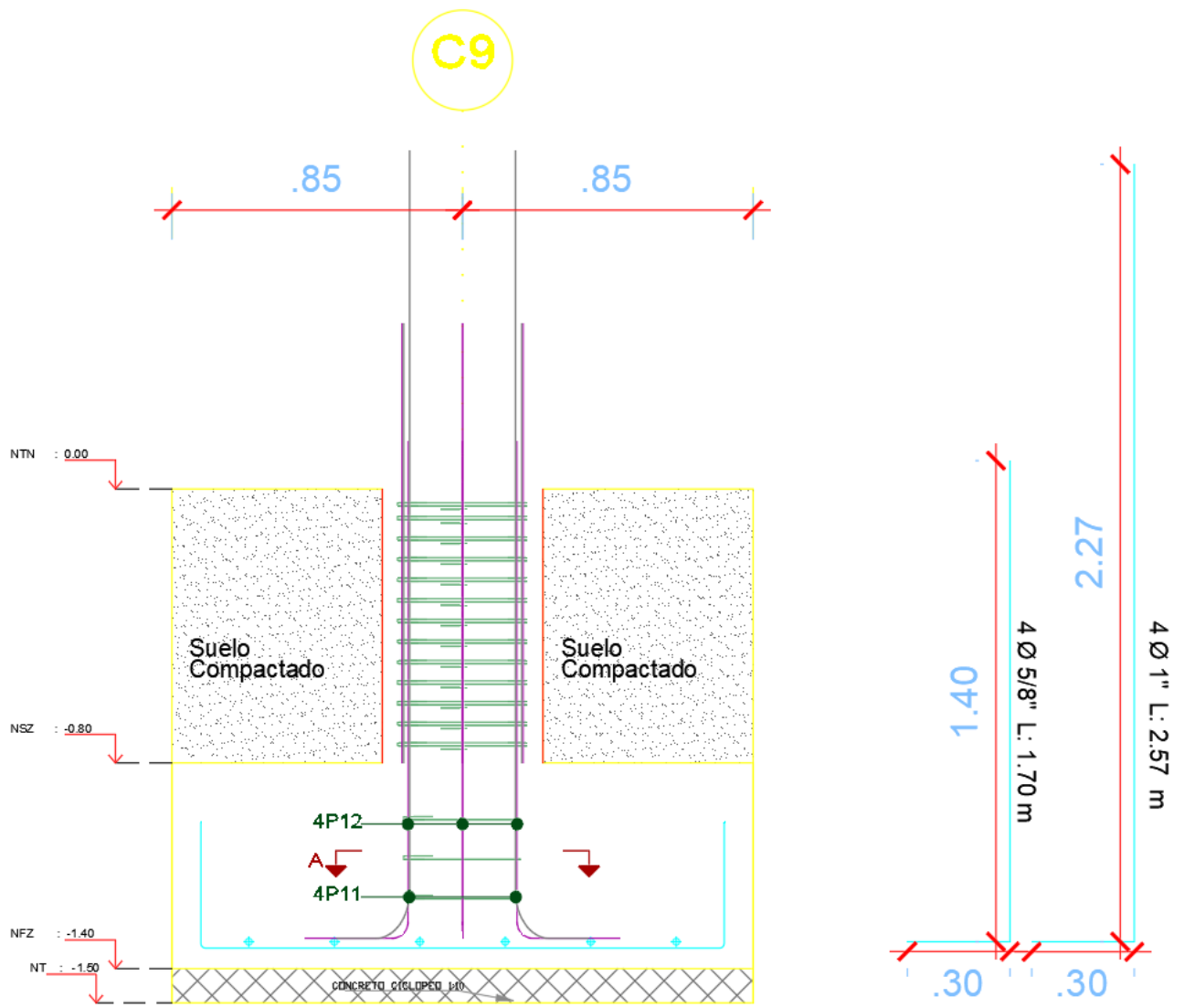


Figura 113: Zapata "C9" – Vista perfil



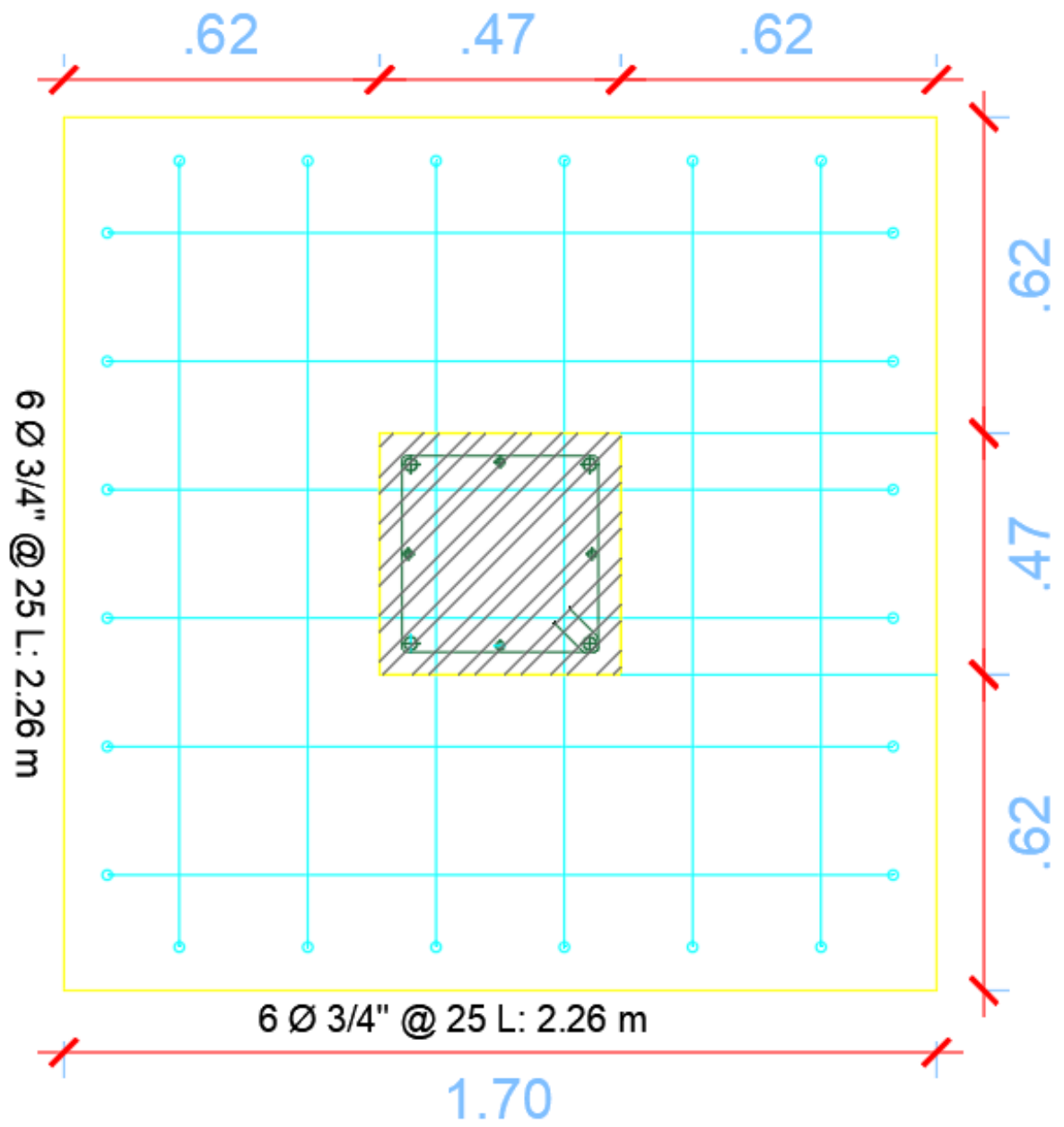


Figura 114: Zapata "C9" - Vista en planta

### 8.2.4.2 Tensiones sobre el terreno

Cuadro 8-16 Tensiones sobre el terreno

Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 3.3 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.803 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.3 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.947 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 4.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.803 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.947 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple

### 8.2.4.3 Flexión en la zapata

Cuadro 8-17: Flexion en la zapata

Flexión en la zapata:		
En dirección X:	Momento: 20.72 t·m	Cumple
En dirección Y:	Momento: 21.47 t·m	Cumple

### 8.2.4.4 Cortante en la Zapata

Cuadro 8-18 Cortante en la Zapata

Cortante en la zapata:		
En dirección X:	Cortante: 10.51 t	Cumple
En dirección Y:	Cortante: 13.18 t	Cumple

8.2.4.5 *Compresión oblicua en la zapata:*

*Cuadro 8-19: Compresion oblicua en la zapata*

Compresión oblicua en la zapata:		
	Máximo: 630 t/m <sup>2</sup>	
Situaciones persistentes:	Calculado: 127.82 t/m <sup>2</sup>	Cumple
Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 116.43 t/m <sup>2</sup>	Cumple

8.2.4.6 *Canto mínimo*

*Cuadro 8-20: Canto minimo*

Canto mínimo:		
	Mínimo: 36 cm	
Capítulo 15.7 (norma NTE E.060: 2009)	Calculado: 60 cm	Cumple

8.2.4.7 *Cuantía geométrica mínima*

*Cuadro 8-21: Cuantia geometrica minima*

Cuantía geométrica mínima:		
Comprobación	Valores	Estado
Mínimo: 0.0018		
<i>Capítulo 7.12 (norma NTE E.060: 2009)</i>		
Armado inferior dirección	Calculado:	Cumple
Armado inferior dirección	Calculado:	Cumple

#### 8.2.4.8 Diámetro mínimo de las barras

Cuadro 8-22: Diámetro mínimo de las barras

Diámetro mínimo de las barras:		
Mínimo: 10 mm		Cumple
Parrilla inferior:	Calculado: 19.05 mm	

#### 8.2.4.9 Longitud de anclaje:

Cuadro 8-23: Longitud de anclaje

Longitud de anclaje:		
Mínimo: 42 cm		
Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 42 cm	Cumple
Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 42 cm	Cumple
Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 42 cm	Cumple
Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 42 cm	Cumple

#### 8.2.4.10 Datos adicionales

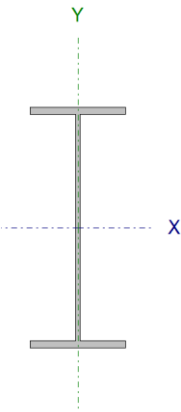
Relación rotura pésima (En dirección X)	: 0.82
Relación rotura pésima (En dirección Y)	: 0.85
Cortante de agotamiento (En dirección X)	: 59.17 t
Cortante de agotamiento (En dirección Y)	: 59.17 t

### 8.3 Comprobaciones de alternativa 2 (Aporticado de acero laminado)

#### 8.3.1 Diseño De Columnas

##### 8.3.1.1 Comprobaciones Del Pilar más Cargado (Pilar C11)

Cuadro 8-24: NIVEL 1 (-0.8 - 3.4 M)

Perfil: IPE 500 Material: Acero (A36)							
	Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
	Pie	Cabeza		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	-0.80	3.40	3.800	115.52	48323.85	2119.38	89.29
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β	1.00	1.00	1.00	1.00			
L <sub>K</sub>	3.800	3.800	3.800	3.800			
C <sub>b</sub>	-		1.000				
Notación: β: Coeficiente de pandeo L <sub>K</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

##### 8.3.1.1.1 Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es\*:

$$\lambda : \underline{89} \quad \checkmark$$

Donde:

λ: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{89}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{4200} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.90}$$

r<sub>y</sub>: Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{4.28} \text{ cm}$$

le:

$$r_y : \underline{4.28} \text{ cm}$$

Donde:

I<sub>y</sub>: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{2119.38} \text{ cm}^4$$

**A:** Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{115.52} \text{ cm}^2$$

### 8.3.1.1.2 Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.427} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo  $P_r$  se produce en el nudo -0.80, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$ .

Donde:

**P<sub>r</sub>**: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{P}_r : \underline{74.577} \text{ t}$$

**P<sub>c</sub>**: Resistencia de diseño a compresión

$$\mathbf{P}_c : \underline{174.570} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

**φ<sub>p</sub>**: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\mathbf{\phi}_p : \underline{0.90}$$

**P<sub>n</sub>**: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

$$\mathbf{P}_n : \underline{193.967} \text{ t}$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

**A:** Área bruta de la sección de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{115.52} \text{ cm}^2$$

**F<sub>cr</sub>**: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$\mathbf{F}_{cr} : \underline{1679.08} \text{ kp/cm}^2$$

a) Cuando:

Donde:

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$\mathbf{F}_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas,  $F_e$  es el menor valor de:

$$\mathbf{F}_e : \underline{2556.50} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{F}_e : \underline{4901.44} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

<b>E:</b> Módulo de elasticidad del acero	:	<u>2038735.98</u> kp/cm <sup>2</sup>
<b>C<sub>w</sub>:</b> Constante de alabeo de la sección	:	<u>1251789.13</u> cm <sup>6</sup>
<b>K<sub>z</sub>:</b> Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z	:	<u>0.90</u>
<b>L:</b> Longitud de la barra	:	<u>4200</u> mm
<b>G:</b> Módulo de elasticidad transversal del acero	:	<u>815494.39</u> kp/cm <sup>2</sup>
<b>J:</b> Momento de inercia a torsión uniforme	:	<u>89.29</u> cm <sup>4</sup>
<b>I<sub>x</sub>:</b> Momento de inercia respecto al eje X	:	<u>48323.85</u> cm <sup>4</sup>
<b>I<sub>y</sub>:</b> Momento de inercia respecto al eje Y	:	<u>2119.38</u> cm <sup>4</sup>
<b>F<sub>e</sub>:</b> Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:	:	<u>2556.50</u> kp/cm <sup>2</sup>
	:	<u>58290.51</u> kp/cm <sup>2</sup>
	:	<u>2556.50</u> kp/cm <sup>2</sup>

Donde:

<b>E:</b> Módulo de elasticidad del acero	:	<u>2038735.98</u> kp/cm <sup>2</sup>
<b>K:</b> Factor de longitud efectiva.	:	<u>0.90</u>
	:	<u>0.90</u>
<b>L:</b> Longitud de la barra	:	<u>4200</u> mm
<b>r:</b> Radio de giro dominante	:	<u>20.45</u> cm
	:	<u>4.28</u> cm

Donde:

<b>I:</b> Momento de inercia	:	<u>48323.85</u> cm <sup>4</sup>
	:	<u>2119.38</u> cm <sup>4</sup>
<b>A:</b> Área total de la sección transversal de la barra.	:	<u>115.52</u> cm <sup>2</sup>

**Q:** 1.00

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

**Q<sub>s</sub>**: se calcula de la siguiente forma:

1.00

a) para alas en pilares laminados u otras barras comprimidas que incluyan elementos no rigidizados

i) Cuando:

1.00

Donde:

**b**: Ancho del elemento comprimido no rigidizado

100.00 mm

**t**: Espesor del ala

16.00 mm

**E**: Módulo de elasticidad del acero

2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

1.00

Donde:

**A**: Área total de la sección transversal de la barra.

115.52 cm<sup>2</sup>

**A<sub>eff</sub>**: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'h<sub>e</sub>'.

115.52 cm<sup>2</sup>

a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme

ii) Cuando:

468.00 mm

Donde:

**h**: Ancho del elemento comprimido no rigidizado

468.00 mm

**t**: Espesor del alma

10.20 mm

**E**: Módulo de elasticidad del acero

2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>



### 8.3.1.1.3 Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$: \underline{0.045} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo -0.80, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SY$ .

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_r: & \text{ Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD} & : & \underline{1.951} \text{ t}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M}_c: & \text{ Resistencia de diseño a flexión} & : & \underline{43.325} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$$\begin{aligned} \phi_b: & \text{ Factor de resistencia a flexión} & : & \underline{0.90} \\ \mathbf{M}_n: & \text{ La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b} & : & \underline{48.139} \text{ t}\cdot\text{m} \\ \text{Donde:} & & & \\ \mathbf{M}_r: & \text{ Resistencia a flexión requerida} & : & \underline{1.537} \text{ t}\cdot\text{m} \\ & & : & \underline{1.951} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

#### 8.3.1.1.3.1 Fluencia

$$\mathbf{M}_n : \underline{55.915} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_y: & \text{ Límite elástico mínimo especificado} & \mathbf{F}_y: & \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2 \\ \mathbf{Z}_x: & \text{ Módulo resistente plástico respecto al eje X} & \mathbf{Z}_x: & \underline{2194.12} \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

### 8.3.1.1.3.2 Pandeo lateral

b) Si  $L_p < L_b \leq L_r$ :

$$: \underline{48.139} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{F_y}: \text{Límite elástico mínimo especificado} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{C_b}: \text{Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:} : \underline{1.00}$$

$$: \underline{55.915} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{Z_x}: \text{Módulo resistente plástico respecto al eje X} : \underline{2194.12} \text{ cm}^3$$

$$: \underline{1932.95} \text{ cm}^3$$

Donde:

$$\mathbf{I_x}: \text{Momento de inercia respecto al eje X} : \underline{48323.85} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{y}: \text{Distancia a la fibra extrema en flexión} : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{L_b}: \text{Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal} : \underline{3800} \text{ mm}$$

$$: \underline{2132.23} \text{ mm}$$

Donde:

$$\mathbf{E}: \text{Módulo de elasticidad del acero} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$: \underline{4.28} \text{ cm}$$

Donde:

$$\mathbf{I_y}: \text{Momento de inercia respecto al eje Y} : \underline{2119.38} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{A}: \text{Área total de la sección transversal de la barra.} : \underline{115.52} \text{ cm}^2$$

$$: \underline{6729.09} \text{ mm}$$

Donde:

$$\mathbf{E}: \text{Módulo de elasticidad del acero} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{J}: \text{Momento de inercia a torsión uniforme} : \underline{89.29} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{h_o}: \text{Distancia entre los baricentros de las alas} : \underline{484.00} \text{ mm}$$

$$: \underline{51.62} \text{ mm}$$

Donde:

$$\mathbf{I_y}: \text{Momento de inercia respecto al eje Y} : \underline{2119.38} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{C_w}: \text{Constante de alabeo de la sección} : \underline{1251789.13} \text{ cm}^6$$

Para c:

#### 8.3.1.1.4 Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

$$: \underline{0.152} \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{M_r}: \text{Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD} : \underline{1.172} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M_c}: \text{Resistencia de diseño a flexión} : \underline{7.704} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$$\phi_b: \text{Factor de resistencia a flexión} : \underline{0.90}$$

$$\mathbf{M_n}: \text{La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1} : \underline{8.560} \text{ t}\cdot\text{m}$$

#### 8.3.1.1.4.1 Fluencia

$$\underline{8.560} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{F_y}: \text{Límite elástico mínimo especificado} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{Z_y}: \text{Módulo resistente plástico respecto al eje Y} : \underline{335.88} \text{ cm}^3$$

$$\mathbf{S_y}: \text{Módulo resistente elástico respecto al eje Y} : \underline{211.94} \text{ cm}^3$$

Donde:

$$\mathbf{I_y}: \text{Momento de inercia respecto al eje Y} : \underline{2119.38} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{x}: \text{Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro} : \underline{100.00} \text{ mm}$$

### 8.3.1.1.4.2 Pandeo local del ala

Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

### 8.3.1.1.5 Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$: \underline{0.005} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$ .

Donde:

$$\mathbf{V_r}: \text{Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD} : \underline{0.483} \text{ t}$$

$\mathbf{V_c}$ : Resistencia de diseño a cortante

$$: \underline{88.073} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$$\phi_v: \text{Factor de resistencia a cortante} : \underline{0.90}$$

$\mathbf{V_n}$ : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-7).

$$: \underline{97.859} \text{ t}$$

Donde:

$$\mathbf{F_y}: \text{Límite elástico mínimo especificado} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$: \underline{64.00} \text{ cm}^2$$

Donde:

$$\mathbf{b_f}: \text{Anchura total del ala} : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{t_f}: \text{Espesor del ala} : \underline{16.00} \text{ mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma,  $C_v$ , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$: \underline{1.00}$$

Donde:

$$\mathbf{b}: \text{La mitad del ancho total del ala} : \underline{100.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{t_f}: \text{Espesor del ala} : \underline{16.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{E}: \text{Módulo de elasticidad del acero} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{K_v}: \text{Coeficiente de abolladura del alma} : \underline{1.20}$$

### 8.3.1.1.6 Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\underline{0.011} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo 3.40, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SY$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD 0.893 t

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante 77.982 t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

$\phi_v$ : Factor de resistencia a cortante 1.00

$V_n$ : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma: para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$\underline{77.982} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

$$\underline{51.00} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$d$ : Canto total 500.00 mm

$t_w$ : Espesor del alma 10.20 mm

#### 8.3.1.1.6.1 Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$C_v$ : Coeficiente de cortante del alma 1.00

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo 468.00 mm

$E$ : Módulo de elasticidad del acero 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

### 8.3.1.1.6.2 Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

<b>h</b> : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo	:	<u>468.00</u>	mm
<b>t<sub>w</sub></b> : Espesor del alma	:	<u>10.20</u>	mm
<b>E</b> : Módulo de elasticidad del acero	:	<u>2038735.98</u>	kp/cm <sup>2</sup>
<b>F<sub>y</sub></b> : Límite elástico mínimo especificado	:	<u>2548.42</u>	kp/cm <sup>2</sup>

### 8.3.1.1.7 Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.683} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo 3.40, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta < \underline{0.001} \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta : \underline{0.683} \checkmark$$

$$\eta < \underline{0.001} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.466} \checkmark$$

### 8.3.1.1.7.1 Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

**T<sub>r</sub>**: Resistencia a torsión requerida 0.000 t·m  
0.768 t·m

Donde:

**φ<sub>T</sub>**: Factor de resistencia para torsión 0.90

**T<sub>n</sub>**: Resistencia nominal a torsión, definida como: 0.853 t·m

Donde:

**C**: Módulo resistente a torsión 55.80 cm<sup>3</sup>

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

1529.05 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

### 8.3.1.1.7.2 Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

**f<sub>a</sub>**: Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

: 642.00 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**P<sub>r</sub>**: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD). : 74.163 t

**A**: Área total de la sección transversal de la barra. : 115.52 cm<sup>2</sup>

**f<sub>bx</sub>**: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x. : 38.84 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**M<sub>rx</sub>**: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD). : 0.751 t·m

**I<sub>x</sub>**: Momento de inercia respecto al eje X : 48323.85 cm<sup>4</sup>

**y**: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad. : -250.00 mm

**f<sub>by</sub>**: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

553.07 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**M<sub>ry</sub>**: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

1.172 t·m

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

2119.38 cm<sup>4</sup>

**x**: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

-100.00 mm

**f<sub>vx</sub>**: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

0.00 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**V<sub>x</sub>**: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

0.483 t

**Q<sub>y</sub>**: Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

0.00 cm<sup>3</sup>

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

2119.38 cm<sup>4</sup>

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

16.00 mm

**f<sub>vy</sub>**: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

0.00 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**V<sub>y</sub>**: Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

0.287 t

**Q<sub>x</sub>**: Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

0.00 cm<sup>3</sup>

**I<sub>x</sub>**: Momento de inercia respecto al eje X

48323.85 cm<sup>4</sup>

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

16.00 mm

**f<sub>t</sub>**: Tensión tangencial debida a torsión.

0.00 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**T<sub>r</sub>**: Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).

0.000 t·m

**J**: Momento de inercia a torsión uniforme

89.29 cm<sup>4</sup>

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

16.00 mm



Fa: Resistencia a compresión de la sección.

$$\frac{1511.17}{\text{kp/cm}^2}$$

Donde:

$\phi_c$ : Factor de seguridad para compresión.

$$\frac{0.90}{\text{kp/cm}^2}$$

$F_{cr}$ : Resistencia crítica de pandeo (calculada según el Capítulo E).

$$\frac{1679.08}{\text{kp/cm}^2}$$

$F_{bx}$ ,  $F_{by}$ : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$$\frac{2293.58}{\text{kp/cm}^2}$$

$$\frac{2293.58}{\text{kp/cm}^2}$$

Donde:

$\phi_b$ : Factor de resistencia para flexión.

$$\frac{0.90}{\text{kp/cm}^2}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$\frac{2548.42}{\text{kp/cm}^2}$$

$F_{vx}$ ,  $F_{vy}$ : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$\frac{1324.20}{\text{kp/cm}^2}$$

$$\frac{1324.20}{\text{kp/cm}^2}$$

Donde:

$\phi_v$ : Factor de resistencia para cortante.

$$\frac{0.90}{\text{kp/cm}^2}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$\frac{2548.42}{\text{kp/cm}^2}$$

$F_T$ : Resistencia a torsión de la sección.

$$\frac{1324.20}{\text{kp/cm}^2}$$

Donde:

$\phi_T$ : Factor de resistencia para torsión

$$\frac{0.90}{\text{kp/cm}^2}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$\frac{2548.42}{\text{kp/cm}^2}$$

### 8.3.2 Diseño De Vigas

#### 8.3.2.1 Vigas más Representativa (Forjado 3 – Pórtico 3)

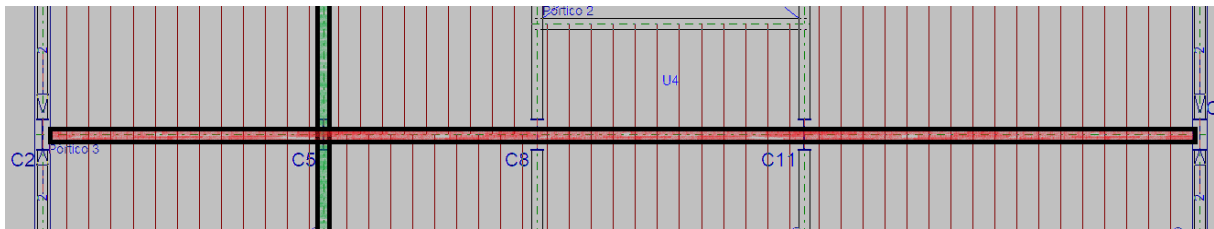


Figura 115: viga mas cargada desde el forjado 1 al 3

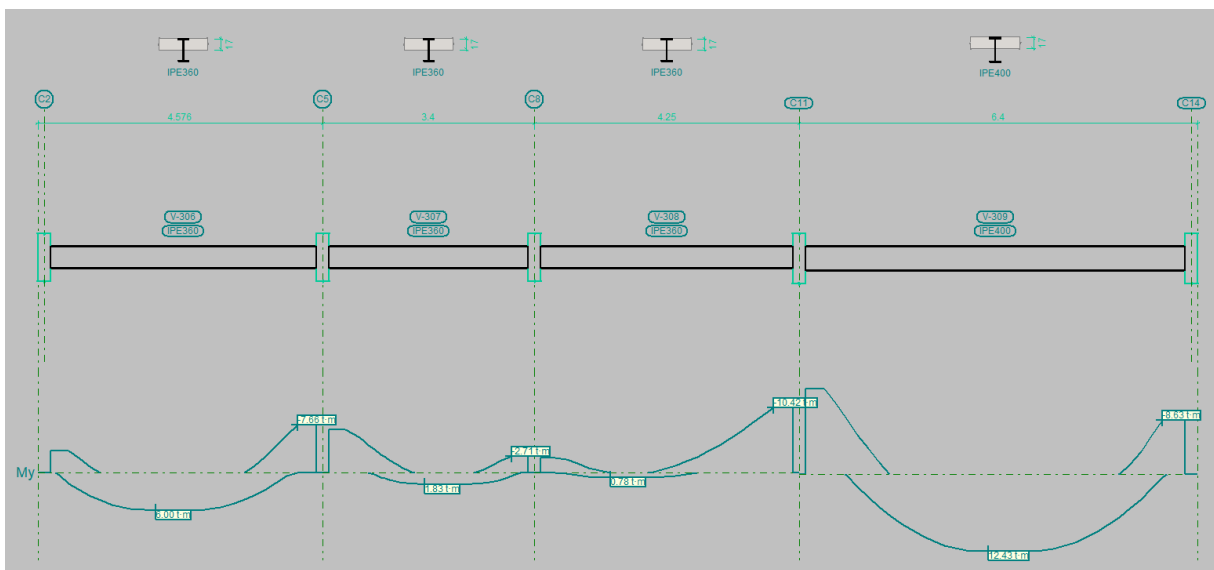
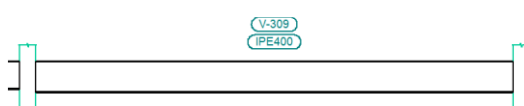


Figura 116: Diagrama de envolventes de diseño de la viga más cargada ( forjado 3 - pórtico 3)

Cuadro 8-25: Datos de la viga mas cargada

Datos de la viga	
	Geometría
	Referencia del perfil : IPE400
	Materiales
	Acero : A36

### 8.3.2.1.1 Comprobaciones de la viga en el tramo más crítico

Cuadro 8-26: Resumen de las comprobaciones

Tramo	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	$PM_xM_yV_xV_yT$	
V-309: C11 - C14	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(2)	x: 0 m $\eta = 73.2$	N.P.(3)	N.P.(4)	x: 0 m $\eta = 31.2$	x: 0 m $\eta = 51.3$	<b>CUMPLE</b> $\eta = 73.2$

**Notación:**

$P_t$ : Resistencia a tracción

$\lambda_c$ : Limitación de esbeltez para compresión

$P_c$ : Resistencia a compresión

$M_x$ : Resistencia a flexión eje X

$M_y$ : Resistencia a flexión eje Y

$V_x$ : Resistencia a corte X

$V_y$ : Resistencia a corte Y

$PM_xM_yV_xV_yT$ : Esfuerzos combinados y torsión

x: Distancia al origen de la barra

$\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%)

N.P.: No procede

### 8.3.2.1.1.1 COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

#### 8.3.2.1.1.1.1 Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.732} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo C11, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{13.657} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{18.648} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$\phi_b$ : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$M_n$ : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{20.720} \text{ t}\cdot\text{m}$$

#### 8.3.2.1.1.1.1.1 Fluencia

$$M_n : \underline{33.312} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{1307.15} \text{ cm}^3$$

#### 8.3.2.1.1.1.1.2 Pandeo lateral

b) Si  $L_p < L_b \leq L_r$ :

$$M_n : \underline{20.720} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$C_b$ : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p : \underline{33.312} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

**Z<sub>x</sub>**: Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$\mathbf{Z_x} : \underline{1307.15} \text{ cm}^3$$

$$\mathbf{S_x} : \underline{1161.22} \text{ cm}^3$$

Donde:

**I<sub>x</sub>**: Momento de inercia respecto al eje X

$$\mathbf{I_x} : \underline{23224.36} \text{ cm}^4$$

**y**: Distancia a la fibra extrema en flexión

$$\mathbf{y} : \underline{200.00} \text{ mm}$$

**L<sub>b</sub>**: Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$\mathbf{L_b} : \underline{6300} \text{ mm}$$

$$\mathbf{L_p} : \underline{1950.01} \text{ mm}$$

Donde:

**E**: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{r_y} : \underline{3.92} \text{ cm}$$

Donde:

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$\mathbf{I_y} : \underline{1296.01} \text{ cm}^4$$

**A**: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{84.46} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{L_r} : \underline{6301.93} \text{ mm}$$

Donde:

**E**: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

**J**: Momento de inercia a torsión uniforme

$$\mathbf{J} : \underline{51.08} \text{ cm}^4$$

**h<sub>o</sub>**: Distancia entre los baricentros de las alas

$$\mathbf{h_o} : \underline{386.50} \text{ mm}$$

$$\mathbf{r_{ts}} : \underline{46.60} \text{ mm}$$

Donde:

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$\mathbf{I_y} : \underline{1296.01} \text{ cm}^4$$

**C<sub>w</sub>**: Constante de alabeo de la sección

$$\mathbf{C_w} : \underline{490786.82} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$\mathbf{c} : \underline{1.00}$$

### 8.3.2.1.1.1.2 Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.312} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo C11, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{16.409} \text{ t}$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{52.599} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

$\phi_v$ : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

$V_n$ : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n : \underline{52.599} \text{ t}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{34.40} \text{ cm}^2$$

Donde:

$d$ : Canto total

$$d : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{8.60} \text{ mm}$$

### 8.3.2.1.1.2.1 Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

**C<sub>v</sub>**: Coeficiente de cortante del alma

**C<sub>v</sub>**: 1.00

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

**h**: 373.00 mm

**E**: Módulo de elasticidad del acero

**E**: 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

### 8.3.2.1.1.2.2 Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

**h**: 373.00 mm

**t<sub>w</sub>**: Espesor del alma

**t<sub>w</sub>**: 8.60 mm

**E**: Módulo de elasticidad del acero

**E**: 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado

**F<sub>y</sub>**: 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

### 8.3.2.1.1.3 Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.513} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo C11, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$ .

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta : \underline{0.513} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.098} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.273} \quad \checkmark$$

#### 8.3.2.1.1.3.1 Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

$T_r$ : Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_c : \underline{0.521} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$\varphi_T$ : Factor de resistencia para torsión

$$\varphi_T : \underline{0.90}$$

$T_n$ : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n : \underline{0.578} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C$ : Módulo resistente a torsión

$$C : \underline{37.83} \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n : \underline{1529.05} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$



### 8.3.2.1.1.3.2 Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

**f<sub>a</sub>**: Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**P<sub>r</sub>**: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$P_r : \underline{0.000} \text{ t}$$

**A**: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{84.46} \text{ cm}^2$$

**f<sub>bx</sub>**: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} : \underline{-1176.13} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**M<sub>rx</sub>**: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : \underline{13.657} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**I<sub>x</sub>**: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{23224.36} \text{ cm}^4$$

**y**: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : \underline{200.00} \text{ mm}$$

**f<sub>by</sub>**: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**M<sub>ry</sub>**: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{1296.01} \text{ cm}^4$$

**x**: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$x : \underline{0.00} \text{ mm}$$

**f<sub>vx</sub>**: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**V<sub>x</sub>**: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_x : \underline{0.000} \text{ t}$$

**Q<sub>y</sub>**: Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_y : \underline{54.68} \text{ cm}^3$$

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{1296.01} \text{ cm}^4$$

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{13.50} \text{ mm}$$

$f_{vy}$ : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

$$f_{vy} : \underline{128.05} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$V_y$ : Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_y : \underline{16.409} \text{ t}$$

$Q_x$ : Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_x : \underline{-234.80} \text{ cm}^3$$

$I_x$ : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{23224.36} \text{ cm}^4$$

$b$ : Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{13.50} \text{ mm}$$

$f_T$ : Tensión tangencial debida a torsión.

$$f_T : \underline{2.29} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$T_r$ : Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$T_r : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$J$ : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{51.08} \text{ cm}^4$$

$b$ : Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{13.50} \text{ mm}$$

$F_a$ : Resistencia a tracción de la sección.

$$F_a : \underline{2293.58} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\phi_t$ : Factor de seguridad para tracción.

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$F_{bx}$ ,  $F_{by}$ : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$$F_{bx} : \underline{2293.58} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{by} : \underline{2293.58} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\phi_b$ : Factor de resistencia para flexión.

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$F_{vx}$ ,  $F_{vy}$ : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$F_{vx} : \underline{1324.20} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{vy} : \underline{1324.20} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\phi_v$ : Factor de resistencia para cortante.

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$F_T$ : Resistencia a torsión de la sección.

$$F_T : \underline{1324.20} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\phi_T$ : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

### 8.3.2.1.1.2 COMPROBACIONES DE FLECHA

#### 8.3.2.1.1.2.1 Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "3.11 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$2.65 \text{ mm} \leq 16.94 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,Q,lim}$ : límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso

$$f_{i,Q,lim} : \underline{16.94} \text{ mm}$$

$$f_{i,Q,lim} = L/360$$

**L**: longitud de referencia

$$L : \underline{6.10} \text{ m}$$

$f_{i,Q}$ : flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas

$$f_{i,Q} : \underline{2.65} \text{ mm}$$

#### 8.3.2.1.1.2.2 Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "3.11 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$4.78 \text{ mm} \leq 20.33 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$ : límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{20.33} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/300$$

**L**: longitud de referencia

$$L : \underline{6.10} \text{ m}$$

$f_{A,max}$ : flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"  
 $= f_T - f_i (t = t_{ed})$

$$f_{A,max} : \underline{4.78} \text{ mm}$$

$f_T$ : flecha instantánea máxima

$$f_T : \underline{6.88} \text{ mm}$$

$f_i (t = t_{ed})$ : flecha instantánea en el instante  $t = t_{ed}$

$$f_i (t = t_{ed}) : \underline{2.10} \text{ mm}$$

$t_{ed}$ : Construcción del elemento dañable

$$t_{ed} : \underline{3 \text{ meses}}$$

### 8.3.2.2 DISEÑO DE VIGAS INCLINADAS ENTRE NIVELES

#### 8.3.2.2.1 Comprobación de viga diagonal de Arriostamiento entre Cimentación Y Nivel 1 (C10-C13)

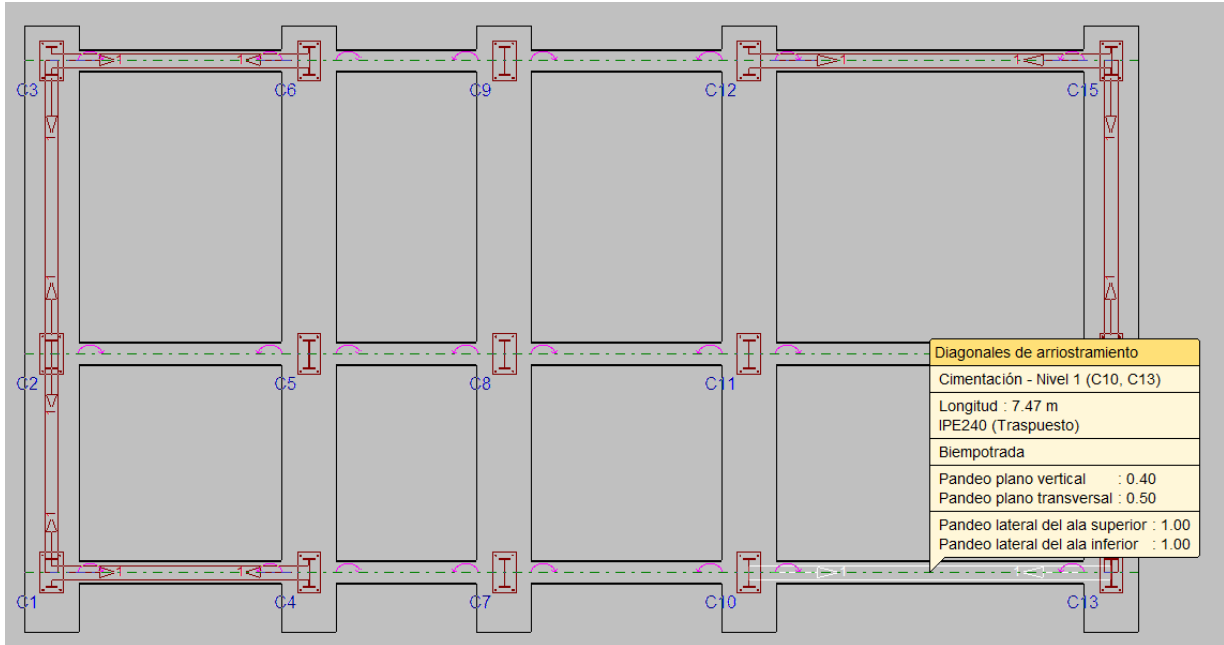


Figura 117: Viga diagonal de arriostamiento nivel 1 (C10-C13)

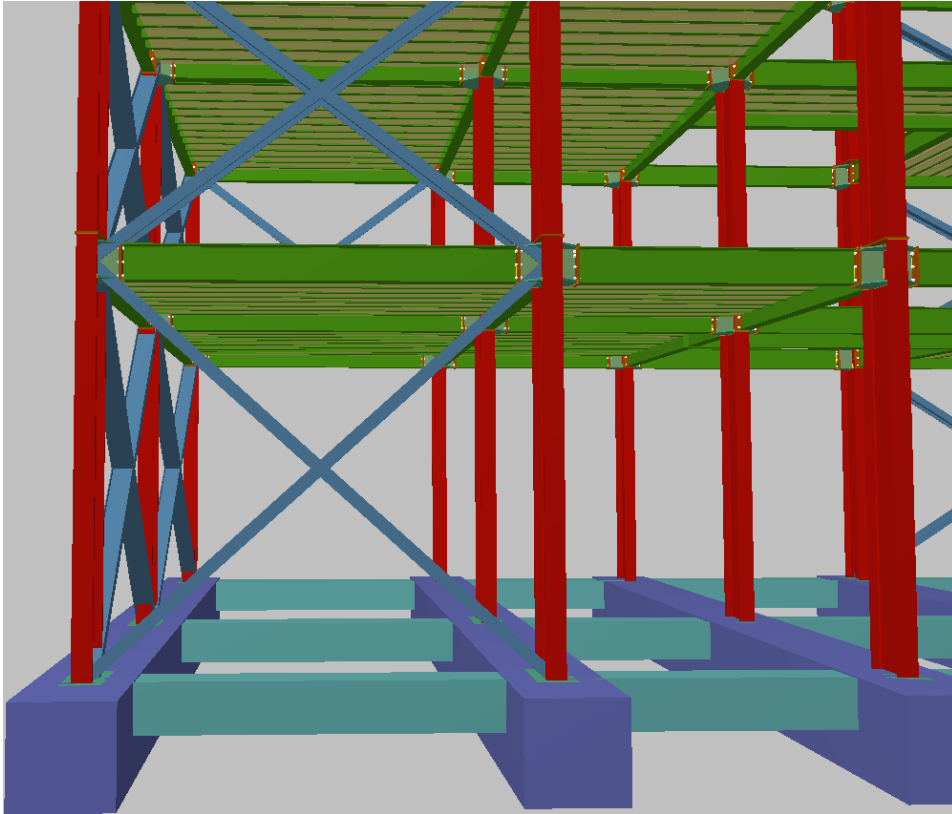
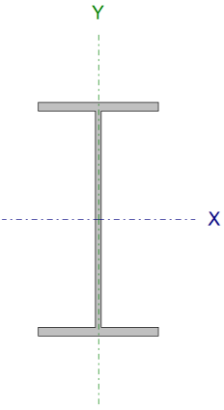


Figura 118: Vista en perfil de la viga diagonal de arriostramiento nivel 1 (C10-C13)

Cuadro 8-27: Cimentación - Nivel 1 (C10, C13) (Biempotrada)

Perfil: IPE240Material: Acero (A36)							
	Origen	Extremo	Longitud (m)	Características mecánicas			
	Cimentación (C10, C13)	Nivel 1 (C13, C10)	7.470	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
				39.12	3911.44	277.95	12.88
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
	β	0.40	0.50	0.50	0.50		
	L <sub>K</sub>	2.989	3.737	3.737	3.737		
	C <sub>b</sub>	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L <sub>K</sub> : Longitud de pandeo (m) C <sub>b</sub> : Factor de modificación para el momento crítico							

**Cuadro 8-28: COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))**

Tramo	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	$\frac{PM_xM_yV_xV_y}{T}$	
Cimentación - Nivel 1 (C10, C13)	$\eta = 7.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 19.0$	$\eta = 0.8$	$\eta = 4.9$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 25.1$	<b>CUMPLE</b> $\eta = 25.1$

**Notación:**

$P_t$ : Resistencia a tracción

$\lambda_c$ : Limitación de esbeltez para compresión

$P_c$ : Resistencia a compresión

$M_x$ : Resistencia a flexión eje X

$M_y$ : Resistencia a flexión eje Y

$V_x$ : Resistencia a corte X

$V_y$ : Resistencia a corte Y

$\frac{PM_xM_yV_xV_y}{T}$ : Esfuerzos combinados y torsión

$x$ : Distancia al origen de la barra

$\eta$ : Coeficiente de aprovechamiento (%)

### 8.3.2.2.1.1 Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

0.077 ✓

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo  $P_r$  se produce para la combinación de hipótesis  $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CM + SX$ .

Donde:

$P_r$ : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD 6.920 t

$P_c$ : Resistencia de diseño a tracción 89.725 t

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

$\phi_t$ : Factor de resistencia a tracción, tomado como: 0.90

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

99.694 t

Donde:

$A$ : Área bruta de la sección de la barra. 39.12 cm<sup>2</sup>

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

### 8.3.2.2.1.2 Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es\*:

$$: \underline{112} \checkmark$$

Donde:

$\lambda$ : Coeficiente de esbeltez

$$: \underline{112}$$

Donde:

**L**: Longitud de la barra

$$: \underline{7470} \text{ mm}$$

**K**: Factor de longitud efectiva.

$$: \underline{0.40}$$

**r<sub>y</sub>**: Radio de giro respecto al eje Y

$$: \underline{2.67} \text{ cm}$$

Donde:

$$: \underline{2.67} \text{ cm}$$

Donde:

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$: \underline{277.95} \text{ cm}^4$$

**A**: Área total de la sección transversal de la barra.

$$: \underline{39.12} \text{ cm}^2$$

### 8.3.2.2.1.3 Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$: \underline{0.190} \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo  $P_r$  se produce para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - SX$ .

Donde:

**P<sub>r</sub>**: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$: \underline{8.746} \text{ t}$$

**P<sub>c</sub>**: Resistencia de diseño a compresión

$$: \underline{46.064} \text{ t}$$



La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

$\phi_p$ : Factor de resistencia a compresión, tomado como:  $\phi_p : \underline{0.90}$   
 $P_n$ : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:  $P_n : \underline{51.183 \text{ t}}$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

$A$ : Área bruta de la sección de la barra.  $A : \underline{39.12 \text{ cm}^2}$   
 $F_{cr}$ : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:  $F_{cr} : \underline{1308.35 \text{ kp/cm}^2}$

i) Cuando:

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras  $F_y : \underline{2548.42 \text{ kp/cm}^2}$   
 $F_e$ : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:  $F_e : \underline{1599.86 \text{ kp/cm}^2}$   
 $F_{ex}$ :  $F_{ex} : \underline{14408.95 \text{ kp/cm}^2}$   
 $F_{ey}$ :  $F_{ey} : \underline{1599.86 \text{ kp/cm}^2}$

Donde:

$E$ : Módulo de elasticidad del acero  $E : \underline{2038735.98 \text{ kp/cm}^2}$   
 $K$ : Factor de longitud efectiva.  $K_x : \underline{0.50}$   
 $K_y : \underline{0.40}$   
 $L$ : Longitud de la barra  $L : \underline{7470 \text{ mm}}$   
 $r$ : Radio de giro dominante  $r_x : \underline{10.00 \text{ cm}}$   
 $r_y : \underline{2.67 \text{ cm}}$

Donde:

$I$ : Momento de inercia  $I_x : \underline{3911.44 \text{ cm}^4}$   
 $I_y : \underline{277.95 \text{ cm}^4}$

$A$ : Área total de la sección transversal de la barra.  $A : \underline{39.12 \text{ cm}^2}$

### 8.3.2.2.1.4 Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

$$: \underline{0.008} \quad \checkmark$$

**M<sub>r</sub>**: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$: \underline{0.047} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

**M<sub>c</sub>**: Resistencia de diseño a flexión

$$: \underline{6.166} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

**φ<sub>b</sub>**: Factor de resistencia a flexión

$$: \underline{0.90}$$

**M<sub>n</sub>**: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$: \underline{6.851} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

**M<sub>r</sub>**: Resistencia a flexión requerida

$$: \underline{0.047} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$: \underline{0.045} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

#### 8.3.2.2.1.4.1 Fluencia

$$\underline{9.344} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado

$$\underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

**Z<sub>x</sub>**: Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$\underline{366.65} \quad \text{cm}^3$$

### 8.3.2.2.1.4.2 Pandeo Lateral

b) Si  $L_p < L_b \leq L_r$ :

$$: \underline{6.851} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{F}_y: \text{Límite elástico mínimo especificado} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$\mathbf{C}_b$ : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$: \underline{1.00}$$

$$: \underline{9.344} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{Z}_x: \text{Módulo resistente plástico respecto al eje X} : \underline{366.65} \text{ cm}^3$$

$$: \underline{325.95} \text{ cm}^3$$

Donde:

$$\mathbf{I}_x: \text{Momento de inercia respecto al eje X} : \underline{3911.44} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{y}: \text{Distancia a la fibra extrema en flexión} : \underline{120.00} \text{ mm}$$

$\mathbf{L}_b$ : Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$: \underline{3737} \text{ mm}$$

$$: \underline{1326.91} \text{ mm}$$

Donde:

$$\mathbf{E}: \text{Módulo de elasticidad del acero} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$: \underline{2.67} \text{ cm}$$

Donde:

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y : 277.95 cm<sup>4</sup>

**A**: Área total de la sección transversal de la barra. : 39.12 cm<sup>2</sup>

: 4737.95 mm

Donde:

**E**: Módulo de elasticidad del acero : 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

**J**: Momento de inercia a torsión uniforme : 12.88 cm<sup>4</sup>

**h<sub>o</sub>**: Distancia entre los baricentros de las alas : 230.20 mm

: 31.46 mm

Donde:

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y : 277.95 cm<sup>4</sup>

**C<sub>w</sub>**: Constante de alabeo de la sección : 37449.17 cm<sup>6</sup>

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica  
en doble T:

: 1.00

### 8.3.2.2.1.5 Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

0.049 ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Q_a$ .

Donde:

**M<sub>r</sub>**: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD 0.084 t·m

**M<sub>c</sub>**: Resistencia de diseño a flexión 1.696 t·m

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

**φ<sub>b</sub>**: Factor de resistencia a flexión 0.90

**M<sub>n</sub>**: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1 1.884 t·m

### 8.3.2.2.1.5.1 Fluencia

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado : 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

$Z_y$ : Módulo resistente plástico respecto al eje Y : 73.92 cm<sup>3</sup>

$S_y$ : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

: 1.884 t·m

: 46.33 cm<sup>3</sup>

Donde:

$I_y$ : Momento de inercia respecto al eje Y : 277.95 cm<sup>4</sup>

$x$ : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro : 60.00 mm

### 8.3.2.2.1.5.2 Pandeo Local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

### 8.3.2.2.1.6 Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v$  : 0.003 ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD : 0.097 t

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$V_c$  : 32.367 t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$\phi_v$ : Factor de resistencia a cortante

$\phi_v$  : 0.90

$V_n$ : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-7).

Donde:

**F<sub>v</sub>**: Límite elástico mínimo especificado

**V<sub>n</sub>**: 35.963 t

**F<sub>y</sub>**: 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

**A<sub>w</sub>**: 23.52 cm<sup>2</sup>

Donde:

**b<sub>f</sub>**: Anchura total del ala

**t<sub>f</sub>**: Espesor del ala

**b<sub>f</sub>**: 120.00 mm

**t<sub>f</sub>**: 9.80 mm

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C<sub>v</sub>, se calcula de la siguiente forma:

i)

Donde:

**b**: La mitad del ancho total del ala

**t<sub>f</sub>**: Espesor del ala

**E**: Módulo de elasticidad del acero

**K<sub>v</sub>**: Coeficiente de abolladura del alma

**C<sub>v</sub>**: 1.00

**b**: 60.00 mm

**t<sub>f</sub>**: 9.80 mm

**E**: 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

**K<sub>v</sub>**: 1.20

### 8.3.2.2.1.7 Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v < \underline{0.001}$  ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V<sub>r</sub> se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SY.

Donde:

**V<sub>r</sub>**: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

**V<sub>c</sub>**: Resistencia de diseño a cortante

**V<sub>r</sub>**: 0.011 t

**V<sub>c</sub>**: 22.752 t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

**φ<sub>v</sub>**: Factor de resistencia a cortante

**φ<sub>v</sub>**: 1.00

**V<sub>n</sub>**: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

Donde:

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado

Donde:

**d**: Canto total

**t<sub>w</sub>**: Espesor del alma

$$\mathbf{V}_n : \underline{\quad 22.752 \quad} \text{ t}$$

$$\mathbf{F}_y : \underline{\quad 2548.42 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{A}_w : \underline{\quad 14.88 \quad} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{d} : \underline{\quad 240.00 \quad} \text{ mm}$$

$$\mathbf{t}_w : \underline{\quad 6.20 \quad} \text{ mm}$$

### 8.3.2.2.1.7.1 Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

**C<sub>v</sub>**: Coeficiente de cortante del alma

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

**E**: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{C}_v : \underline{\quad 1.00 \quad}$$

$$\mathbf{h} : \underline{\quad 220.40 \quad} \text{ mm}$$

$$\mathbf{E} : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

### 8.3.2.2.1.7.2 Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

**t<sub>w</sub>**: Espesor del alma

**E**: Módulo de elasticidad del acero

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado

$$\mathbf{h} : \underline{\quad 220.40 \quad} \text{ mm}$$

$$\mathbf{t}_w : \underline{\quad 6.20 \quad} \text{ mm}$$

$$\mathbf{E} : \underline{\quad 2038735.98 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{F}_y : \underline{\quad 2548.42 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

### 8.3.2.2.1.8 Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.251} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - SX$ .

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta < \underline{0.001} \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta : \underline{0.251} \checkmark$$

$$\eta < \underline{0.001} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.063} \checkmark$$



### 8.3.2.2.1.8.1 Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

$$\mathbf{T}_r: \text{Resistencia a torsión requerida} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$: \underline{0.181} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\phi_T: \text{Factor de resistencia para torsión} : \underline{0.90}$$

$\mathbf{T}_n$ : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$: \underline{0.201} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{C}: \text{Módulo resistente a torsión} : \underline{13.14} \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$: \underline{1529.05} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$$\mathbf{F}_y: \text{Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

### 8.3.2.2.1.8.2 Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

$\mathbf{f}_a$ : Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$: \underline{215.18} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\mathbf{P}_r$ : Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$: \underline{8.418} \text{ t}$$

$\mathbf{A}$ : Área total de la sección transversal de la barra.

$$: \underline{39.12} \text{ cm}^2$$

$\mathbf{f}_{bx}$ : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$: \underline{0.09} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\mathbf{M}_{rx}$ : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$: \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\mathbf{I}_x$ : Momento de inercia respecto al eje X

$$: \underline{3911.44} \text{ cm}^4$$

$\mathbf{y}$ : Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$: \underline{-120.00} \text{ mm}$$

$\mathbf{f}_{by}$ : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$: \underline{156.64} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\mathbf{M}_{ry}$ : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$: \underline{0.073} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\mathbf{I}_y$ : Momento de inercia respecto al eje Y

$$: \underline{277.95} \text{ cm}^4$$

$\mathbf{x}$ : Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$: \underline{-60.00} \text{ mm}$$

**$f_{vx}$** : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

: 0.00 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**$V_x$** : Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

: 0.088 t

**$Q_y$** : Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

: 0.00 cm<sup>3</sup>

**$I_y$** : Momento de inercia respecto al eje Y

: 277.95 cm<sup>4</sup>

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

: 9.80 mm

**$f_{vy}$** : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

: 0.00 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**$V_y$** : Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

: 0.001 t

**$Q_x$** : Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

: 0.00 cm<sup>3</sup>

**$I_x$** : Momento de inercia respecto al eje X

: 3911.44 cm<sup>4</sup>

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

: 9.80 mm

**$f_r$** : Tensión tangencial debida a torsión.

: -0.04 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**$T_r$** : Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).

: 0.000 t·m

**J**: Momento de inercia a torsión uniforme

: 12.88 cm<sup>4</sup>

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

: 9.80 mm

**F<sub>a</sub>**: Resistencia a compresión de la sección.

---

: 1177.51 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**φ<sub>c</sub>**: Factor de seguridad para compresión.

: 0.90

**F<sub>cr</sub>**: Resistencia crítica de pandeo (calculada según el Capítulo E).

: 1308.35 kp/cm<sup>2</sup>

**F<sub>bx</sub>**, **F<sub>by</sub>**: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

: 2293.58 kp/cm<sup>2</sup>

: 2293.58 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**φ<sub>b</sub>**: Factor de resistencia para flexión.

: 0.90

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

: 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

**F<sub>Vx</sub>**, **F<sub>Vy</sub>**: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

: 1324.20 kp/cm<sup>2</sup>

: 1324.20 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**φ<sub>v</sub>**: Factor de resistencia para cortante.

: 0.90

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

: 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

**F<sub>T</sub>**: Resistencia a torsión de la sección.

: 1324.20 kp/cm<sup>2</sup>

Donde:

**φ<sub>T</sub>**: Factor de resistencia para torsión

: 0.90

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

: 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

### 8.3.3 DISEÑO DE LOSAS

#### 8.3.3.1 Diagramas de envolventes y cortantes de Viguetas en Cada nivel

##### 8.3.3.1.1 nivel 1

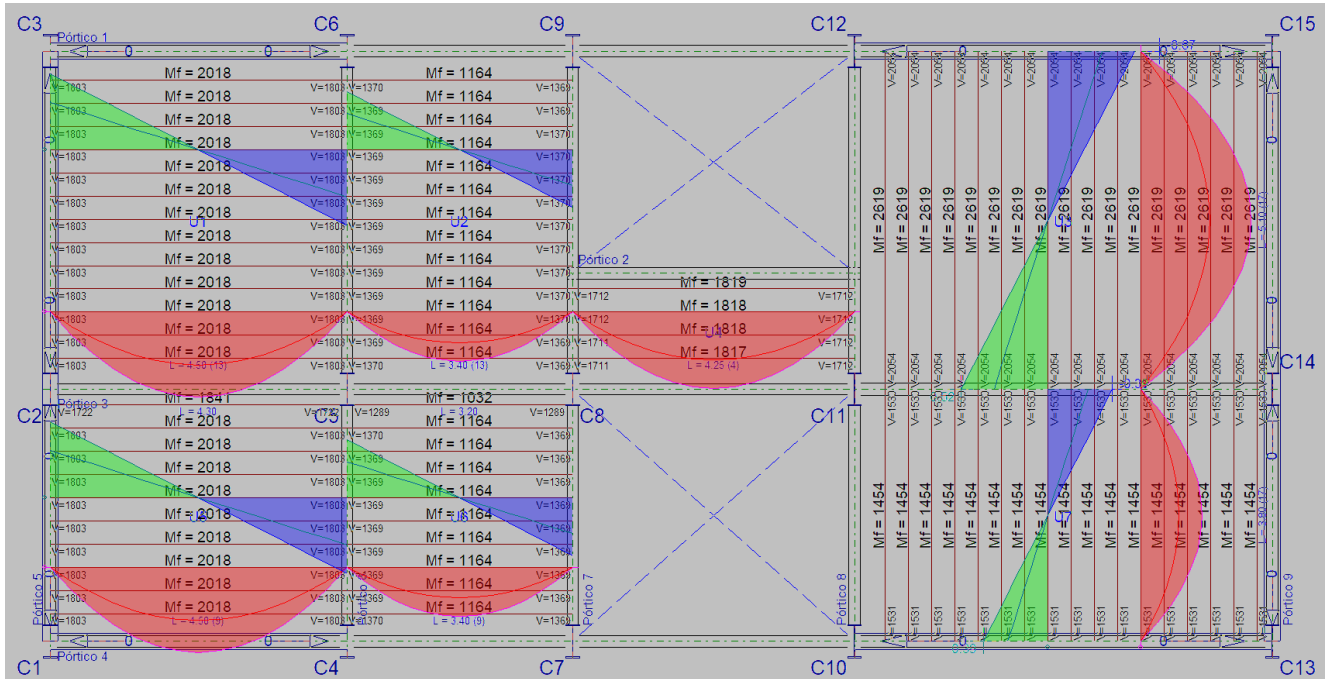


Figura 119: Diagramas de envolventes y cortantes de Viguetas nivel 1

### 8.3.3.1.2 nivel 2

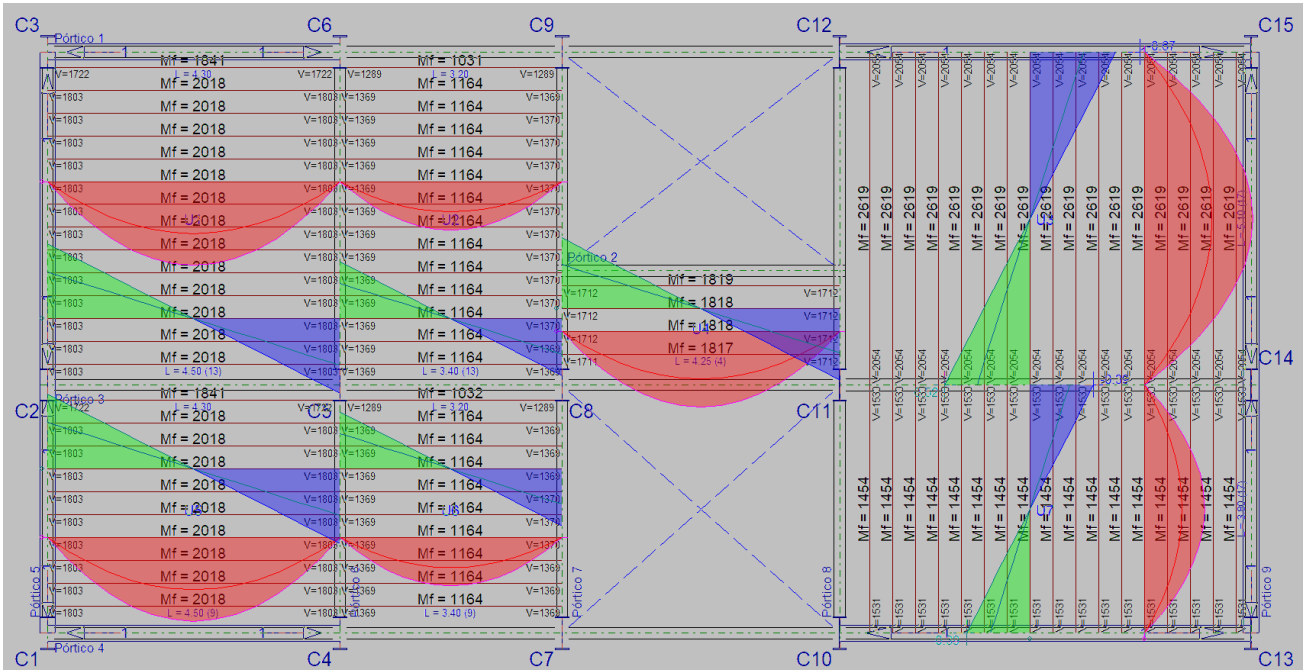


Figura 120: Diagramas de envolventes y cortantes de Viguetas nivel 2

### 8.3.3.1.3 nivel 3

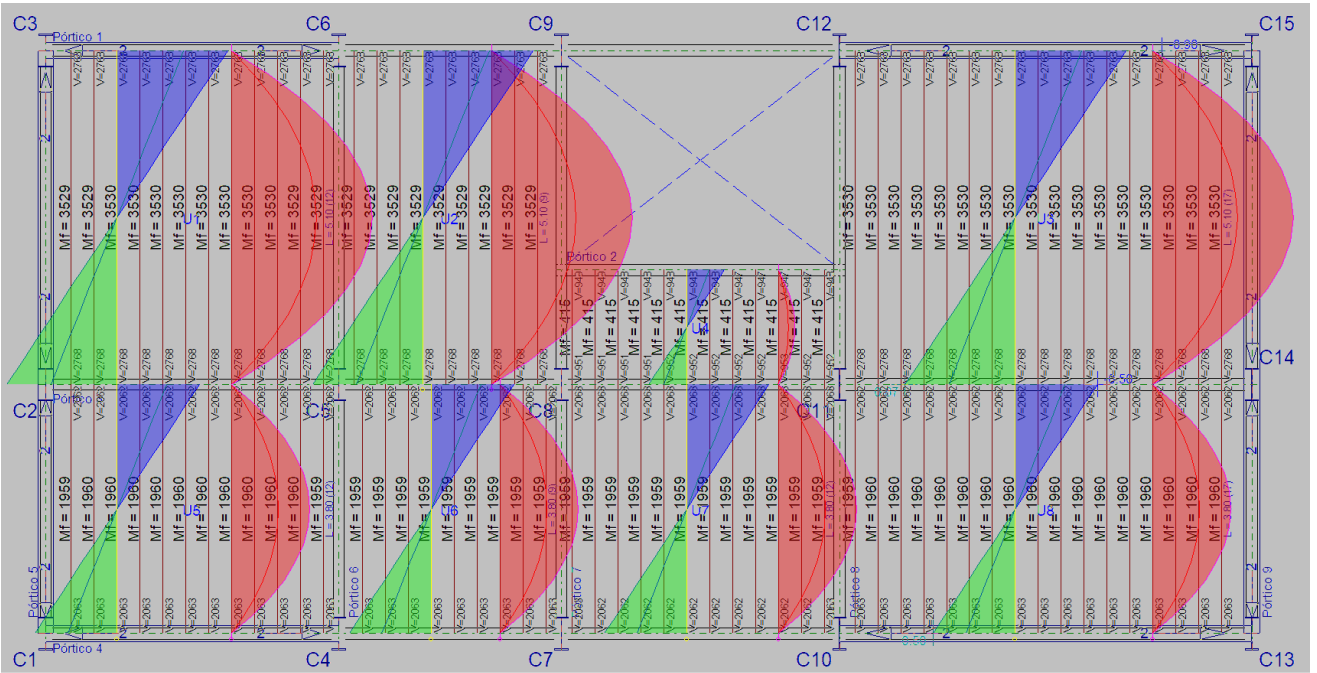


Figura 121: Diagramas de envolventes y cortantes de Viguetas nivel 3

### 8.3.3.1.4 nivel 4

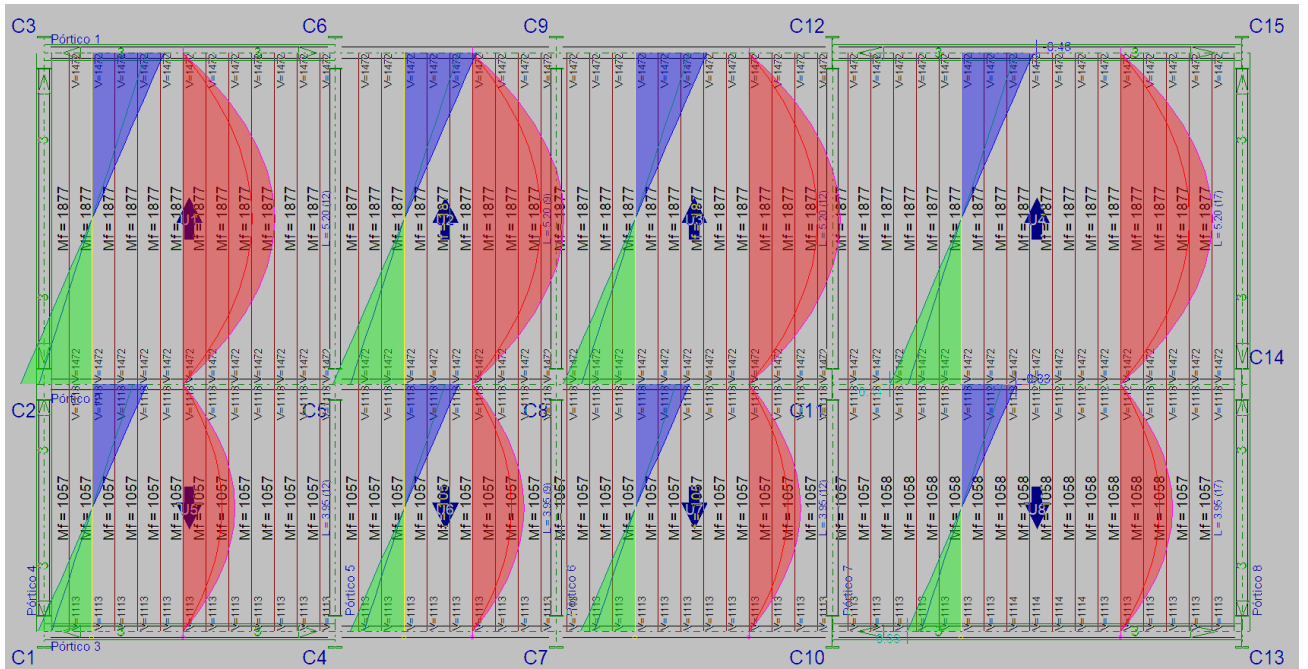


Figura 122: Diagramas de envolventes y cortantes de Viguetas nivel 4

### 8.3.3.2 Comprobación de losas

#### 8.3.3.2.1 losa nivel1

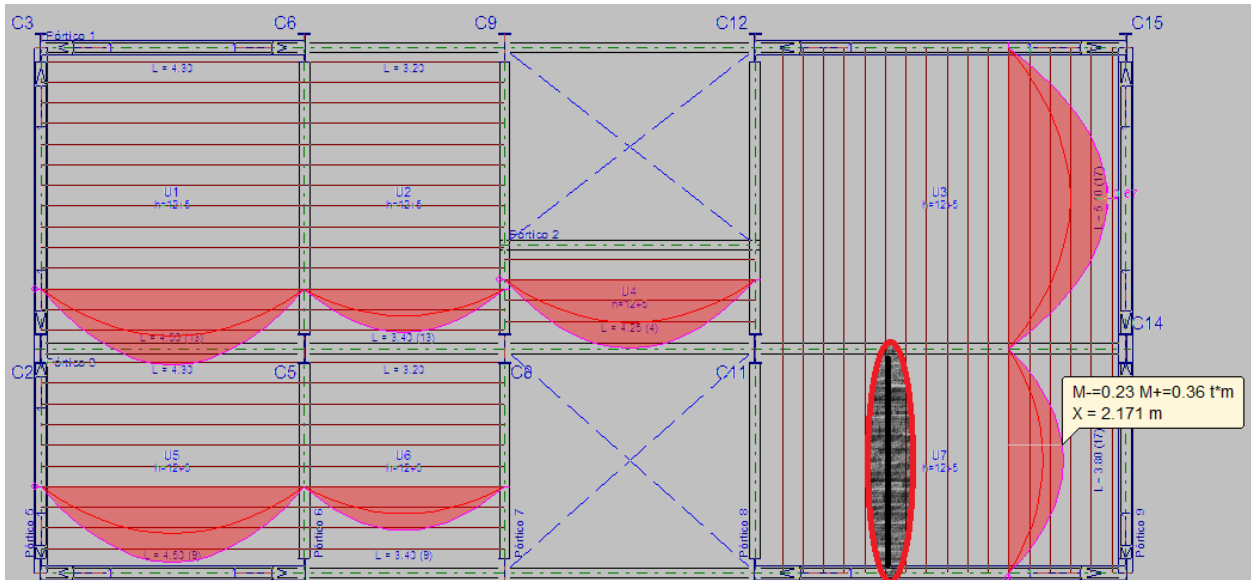


Figura 123: comprobacion de losas de nivel 1 ( vigueta metalica)

Cuadro 8-29: Datos de la vigueta

Datos de la vigueta	
Geometría	
Coordenadas	: (15.141, 0.25) - (15.141, 4.049)
Perfil	: IPE120
Longitud libre	: 3.799 m



Cuadro 8-30: RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES ( Vigueta Metalica)

Perfil	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	$PM_xM_yV_xV_yT$	
IPE120	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 1.899 m $\eta = 36.5$	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(4)</sup>	x: 0 m $\eta = 6.6$	N.P. <sup>(5)</sup>	<b>CUMPLE</b> $\eta = 36.5$
<p><i>Notación:</i>  <math>P_t</math>: Resistencia a tracción  <math>\lambda_c</math>: Limitación de esbeltez para compresión  <math>P_c</math>: Resistencia a compresión  <math>M_x</math>: Resistencia a flexión eje X  <math>M_y</math>: Resistencia a flexión eje Y  <math>V_x</math>: Resistencia a corte X  <math>V_y</math>: Resistencia a corte Y  <math>PM_xM_yV_xV_yT</math>: Esfuerzos combinados y torsión  x: Distancia al origen de la barra  <math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)  N.P.: No procede</p>									

Cuadro 8-31: Flechas Vano (secante)

COMPROBACIONES DE FLECHA			
<b>Flechas: Vano (secante). Luz total: 3.80 m</b>			
Total a plazo infinito	0.881 cm	≤	380 / 500 + 1: 1.76 cm ✓
	L/432	≤	L/250 ✓
Activa	0.527 cm	≤	380 / 1000 + 0.5: 0.88 cm ✓
	L/722	≤	L/500 ✓

### 8.3.3.2.1.1 Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.365} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en un punto situado a una distancia de 1.900 m del nudo (15.141, 0.25), para la combinación de acciones G, Q.

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.509} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{1.393} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$\phi_b$ : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$M_n$ : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \underline{1.548} \text{ t}\cdot\text{m}$$

#### 8.3.3.2.1.1.1 Fluencia

$$M_n : \underline{1.548} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{60.73} \text{ cm}^3$$

#### 8.3.3.2.1.1.2 Pandeo lateral

a) Si  $L_b \leq L_p$ , el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

$L_b$ : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{0} \text{ mm}$$

$$L_p : \underline{716.68} \text{ mm}$$

Donde:

**E:** Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

**F<sub>y</sub>:** Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y : \underline{1.44} \text{ cm}$$

Donde:

**I<sub>y</sub>:** Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{27.38} \text{ cm}^4$$

**A:** Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{13.21} \text{ cm}^2$$

### 8.3.3.2.1.2 Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.066} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo (15.141, 0.25), para la combinación de hipótesis G, Q.

Donde:

**V<sub>r</sub>:** Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.536} \text{ t}$$

**V<sub>c</sub>:** Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{8.073} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

**φ<sub>v</sub>:** Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

**V<sub>n</sub>:** se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n : \underline{8.073} \text{ t}$$

Donde:

**F<sub>y</sub>:** Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{5.28} \text{ cm}^2$$

Donde:

**d:** Canto total

$$d : \underline{120.00} \text{ mm}$$

**t<sub>w</sub>:** Espesor del alma

$$t_w : \underline{4.40} \text{ mm}$$

### 8.3.3.2.1.2.1 Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

**C<sub>v</sub>**: Coeficiente de cortante del alma

**C<sub>v</sub>**: 1.00

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

**h**: 107.40 mm

**E**: Módulo de elasticidad del acero

**E**: 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

### 8.3.3.2.1.2.2 Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

**h**: 107.40 mm

**t<sub>w</sub>**: Espesor del alma

**t<sub>w</sub>**: 4.40 mm

**E**: Módulo de elasticidad del acero

**E**: 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado

**F<sub>y</sub>**: 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

## 8.3.4 Diseño de Uniones

### 8.3.4.1 Especificaciones para uniones soldadas

#### 8.3.4.1.1 Norma:

ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings Chapter J. Design of Connections.

#### 8.3.4.1.2 Materiales:

- Perfiles (Material base): A36.

- Material de aportación (soldaduras): Electrodo de la serie E60XX. Para los materiales empleados y el procedimiento de soldadura SMAW (Arco eléctrico con electrodo revestido), se cumplen las condiciones de compatibilidad entre materiales exigidas por el artículo J.2.6.

#### 8.3.4.1.3 Definiciones para soldaduras en ángulo:

- Garganta efectiva: es igual a la menor distancia medida desde la raíz a la cara plana teórica de la soldadura (J.2.2a).

- Lado del cordón: es el menor de los dos lados situados en las caras de fusión del mayor triángulo que puede ser inscrito en la sección de la soldadura (AWS D1.1/D1.1M:2002 Annex B).

- Raíz de la soldadura: es la intersección de las caras de fusión (AWS D1.1/D1.1M:2002 Annex B).

- Longitud efectiva del cordón de soldadura: es igual a la longitud total de la soldadura con dimensiones uniformes, incluidos los retornos (art. 2.3.2.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).

#### 8.3.4.1.4 Disposiciones constructivas:

1) Las prescripciones consideradas en este proyecto se aplican a uniones soldadas donde:

- Los aceros de las piezas a unir tienen un límite elástico no mayor que 100 ksi [690 MPa] (artículo 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).

- Los espesores de las piezas a unir son al menos de 1/8 in [3mm] (artículo 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).

- Las piezas soldadas no son de sección tubular.

2) En soldaduras a tope de penetración total o parcial se cumple que:

- La longitud efectiva de las soldaduras de penetración total o parcial es igual a la dimensión de las piezas unidas perpendicular a la dirección de las tensiones de tracción o compresión. (art. 2.3.1.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).

- En soldaduras de penetración total, la garganta efectiva es igual al menor espesor de las piezas unidas (art. 2.3.1.2 of AWS D1.1/D1.1M:2002).

- En soldaduras de penetración parcial, el espesor mínimo de la garganta efectiva cumple con los valores de la siguiente Cuadro:

**Cuadro 8-32: Cuadro J2.3 ANSI/AISC 360-10**

<b>Cuadro J2.3 ANSI/AISC 360-10</b>	
Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Espesor mínimo de garganta efectiva (mm)
Menor o igual que 6	3
Menor o igual que 13	5
Menor o igual que 19	6
Menor o igual que 38	8
Menor o igual que 57	10
Menor o igual que 150	13
Mayor que 150	16

El espesor de garganta efectiva de las soldaduras de penetración parcial se determina según la Cuadro J2.1.

3) En soldaduras en ángulo se cumple que:

- El tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo cumple con los valores de la siguiente Cuadro:

**Cuadro 8-33: Cuadro J2.4 ANSI/AISC 360-10**

<b>Cuadro J2.4 ANSI/AISC 360-10</b>	
Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo <sup>(*)</sup> (mm)
Menor o igual que 6	3
Menor o igual que 13	5
Menor o igual que 19	6
Mayor que 19	8

<sup>(\*)</sup>Ejecutada en una sola pasada

- El tamaño máximo del lado de una soldadura en ángulo a lo largo de los bordes de piezas soldadas cumple con el artículo J2.2b, el cual exige que:

- debe ser menor o igual que el espesor de la pieza si dicho espesor es menor que 6 mm,

- debe ser menor o igual que el espesor de la pieza menos 2 mm si dicho espesor es mayor o igual que 6 mm

- La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo cumple que es mayor o igual que 4 veces el tamaño de su lado, o bien que el lado no se considera mayor que el 25 % de la longitud efectiva de la soldadura. Adicionalmente, la longitud efectiva de una soldadura en ángulo sujeta a cualquier sollicitación de cálculo no es inferior a 40 mm (J2.2b).

4) En el detalle de las soldaduras se indica la longitud efectiva del cordón (longitud sobre la cual el cordón tiene su tamaño completo). Para alcanzar dicha longitud, puede ser necesario prolongar el cordón rodeando las esquinas, con el mismo tamaño de cordón.

5) Las soldaduras en ángulo de uniones en 'T' con ángulos menores que 30° no se consideran como efectivas para la transmisión de las cargas aplicadas (artículo 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002).

6) En los procesos de fabricación y montaje se deberá cumplir con los requisitos indicados en el capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002 y capítulo M de ANSI/AISC 360-10. En lo que respecta a la preparación del metal base, se exige que las superficies sobre las cuales se depositará el metal de aportación sean suaves, uniformes, y libres de desgarramientos, fisuras y otras discontinuidades que afectarían a la calidad o resistencia de la soldadura. Las superficies a soldar y las superficies adyacentes a una soldadura, deberán estar también libres de laminillas, escamas, óxido suelto o adherido, escoria, herrumbre, humedad, aceite, grasa y otros materiales extraños que impidan una soldadura apropiada o produzcan emisiones perjudiciales.

#### 8.3.4.1.5 Comprobaciones:

- La resistencia de cálculo de los cordones de soldadura se determina conforme al artículo J.2.4 ANSI/AISC 360-10.

- El método utilizado para la comprobación de la resistencia de los cordones de soldadura es aquel en el que las tensiones calculadas en los cordones (resultante vectorial), se consideran como tensiones de corte aplicadas sobre el área efectiva (artículo J.2.4 ANSI/AISC 360-10).

- El área efectiva de un cordón de soldadura es igual al producto de la longitud efectiva del cordón por el espesor de garganta efectiva (artículo J2.2a ANSI/AISC 360-10).

- Los esfuerzos provenientes de combinaciones sísmicas se han mayorado por un factor igual a 1.375.

#### 8.3.4.2 Especificaciones para uniones atornilladas

##### 8.3.4.2.1 Norma:

ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings Chapter J, J1 General provisions and J3 Bolts and Threaded parts.

##### 8.3.4.2.2 Materiales:

- Perfiles (Material base): A36.

- Clase de acero de los tornillos empleados: ASTM A325 (artículo J3 ANSI/AISC 360-10).

### 8.3.4.2.3 Disposiciones constructivas:

1) Se han considerado las siguientes distancias mínimas y máximas entre ejes de agujeros y entre éstos y los bordes de las piezas:

**Cuadro 8-34: Disposiciones constructivas para tornillos, según artículos J3.3. , J3.4. y J3.5. ANSI/AISC 360-10**

<b>Disposiciones constructivas para tornillos, según artículos J3.3. , J3.4. y J3.5. ANSI/AISC 360-10</b>				
Distancias	Al borde de la pieza		Entre agujeros	Entre tornillos
	$d_b$	mm		
Mínimas	5/8"	7/8"	$2 \frac{2}{3} \cdot d_b$	--
Máximas	150 mm 12t		--	180 mm 14t
<i>Notas:</i> $d_b$ : Diámetro del tornillo $t$ : Menor espesor de las piezas que se unen.				

2) Una vez montadas las piezas, todas las superficies de unión, incluidas las adyacentes a las cabezas de los tornillos, tuercas y arandelas, deben estar libres de laminillas (excepto aquellas firmemente adheridas al material), rebabas, suciedad o cualquier otra materia extraña que impida el perfecto contacto entre las piezas.

3) Los taladros deben estar alineados para permitir la inserción de los tornillos sin dañar sus roscas.

4) Debe comprobarse antes de la colocación que las tuercas pueden desplazarse libremente sobre el tornillo correspondiente.

5) En cada tornillo se colocará una arandela en el lado de la cabeza y otra en el lado de la tuerca.

6) Los agujeros deben realizarse por taladrado u otro proceso que proporcione un acabado equivalente.

7) No se permite la reutilización de tornillos ASTM A325 galvanizados. Los demás tornillos ASTM A325 pueden ser reutilizados una sola vez, si así lo aprueba el ingeniero responsable. El reapriete de tornillos previamente apretados que se hayan aflojado durante el apriete de tornillos vecinos no se considera reutilización.

8) Condiciones para el apriete de los tornillos no pretensados (Bearing-Type Connections):

- Cada conjunto de tornillo, tuerca y arandelas debe alcanzar la condición de apretado a tope sin sobrepretensar los tornillos. Esta condición es la que conseguiría un operario con unos pocos impactos aplicados por una llave de impacto o por el esfuerzo máximo aplicado por un operario usando una llave normal.

- El apriete debe realizarse desde los tornillos ubicados en la parte más rígida de la unión, prosiguiendo en la dirección de los bordes libres. Incluso es conveniente realizar algún ciclo de apriete adicional.



### 8.3.4.2.4 Comprobaciones:

- Se realizan las comprobaciones indicadas en los artículos J3.6., J3.7., J3.8., J3.9. y J3.10. de ANSI/AISC 360-10.

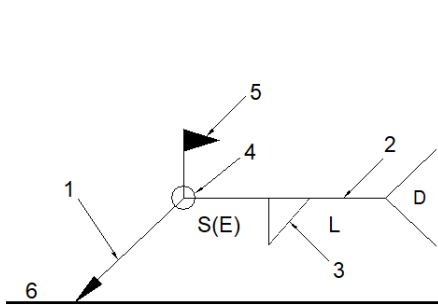
- Los esfuerzos provenientes de combinaciones sísmicas se han mayorado por un factor igual a 1.375.

### 8.3.4.3 Referencias y simbología

Para la representación de los símbolos de soldaduras se consideran las indicaciones de la norma ANSI/AWS A2.4-98 'STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION'.

#### 8.3.4.3.1 Método de representación de soldaduras

Conforme a la Figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 y a los tipos de soldaduras empleadas en este proyecto, se desarrolla el siguiente esquema de representación de una soldadura:



Referencias:

1: flecha (conexión entre 2 y 6)

2: línea de referencia

3: símbolo de soldadura

4: símbolo soldadura perimetral.

5: símbolo de soldadura en el lugar de montaje.

6: línea del dibujo que identifica la unión propuesta.

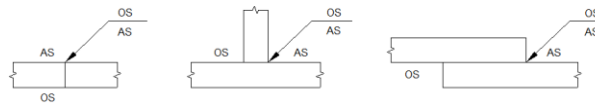
S: profundidad del bisel. En soldaduras en ángulo, es el lado del cordón de soldadura.

(E): tamaño del cordón en soldaduras a tope.

L: longitud efectiva del cordón de soldadura

D: dato suplementario. En general, la serie de electrodo a utilizar y el proceso precualificado de soldeo.

La información relacionada con el lado de la unión soldada a la que apunta la flecha, se coloca por debajo de la línea de referencia, mientras que para el lado opuesto, se indica por encima de la línea de referencia:



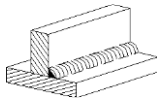

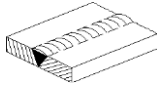

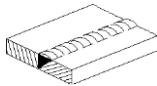

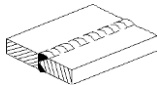

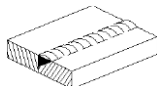

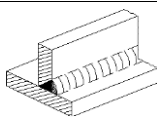

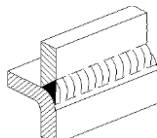

Donde:

OS(Other Side): es el otro lado de la flecha

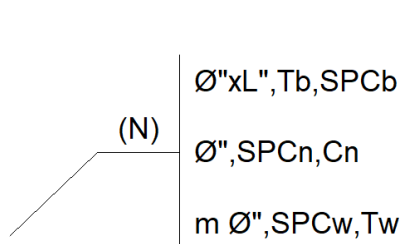
AS(Arrow Side): es el lado de la flecha

### 8.3.4.3.2 Referencia

*Cuadro 8-35: Referencias de soldadura*

Designación	Ilustración	Símbolo
Soldadura en ángulo		
Soldadura a tope en 'V' simple (con chaflán)		
Soldadura a tope en bisel simple		
Soldadura a tope en bisel doble		
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		

### 8.3.4.3.3 Método de representación de los tornillos de una unión



Referencias:

- N: Cantidad de tornillos
- Ø"[in]: Diámetro nominal
- L"[in]: Longitud nominal del tornillo
- Tb: Tipo o grado del tornillo
- SPCb: Clase de calidad del acero del tornillo
- SPCn: Clase de calidad del acero de la tuerca
- Cn: Clase o grado de la tuerca
- m: Cantidad de arandelas
- SPCw: Clase de acero de la arandela
- Tw: Tipo o grado de la arandela

#### 8.3.4.4 Relación

*Cuadro 8-36: relacion de nudos*

Tipo	Cantidad	Nudos
1	6	C1 (Nivel 1), C1 (Nivel 2), C1 (Nivel 3), C15 (Nivel 1), C15 (Nivel 2) y C15 (Nivel 3)
2	5	C3 (Nivel 1), C3 (Nivel 2), C3 (Nivel 3), C13 (Nivel 2) y C13 (Nivel 3)
3	1	C13 (Nivel 1)
4	3	C2 (Nivel 1), C2 (Nivel 2) y C2 (Nivel 3)
5	12	C4 (Nivel 1), C4 (Nivel 2), C4 (Nivel 3), C6 (Nivel 1), C6 (Nivel 3), C7 (Nivel 3), C10 (Nivel 1), C10 (Nivel 2), C10 (Nivel 3), C12 (Nivel 1), C12 (Nivel 2) y C12 (Nivel 3)
6	1	C6 (Nivel 2)
7	4	C7 (Nivel 1), C7 (Nivel 2), C9 (Nivel 1) y C9 (Nivel 2)
8	1	C9 (Nivel 3)
9	1	C5 (Nivel 1)
10	1	C5 (Nivel 2)
11	1	C5 (Nivel 3)
12	2	C8 (Nivel 1) y C8 (Nivel 2)
13	1	C8 (Nivel 3)

#### 8.3.4.5 Diseño de unión más usada (Unión tipo 5)

##### 8.3.4.5.1 Alcance

Nudos (12): C4 (Nivel 1), C4 (Nivel 2), C4 (Nivel 3), C6 (Nivel 1), C6 (Nivel 3), C7 (Nivel 3), C10 (Nivel 1), C10 (Nivel 2), C10 (Nivel 3), C12 (Nivel 1), C12 (Nivel 2) y C12 (Nivel 3).

### 8.3.4.5.2 Detalle

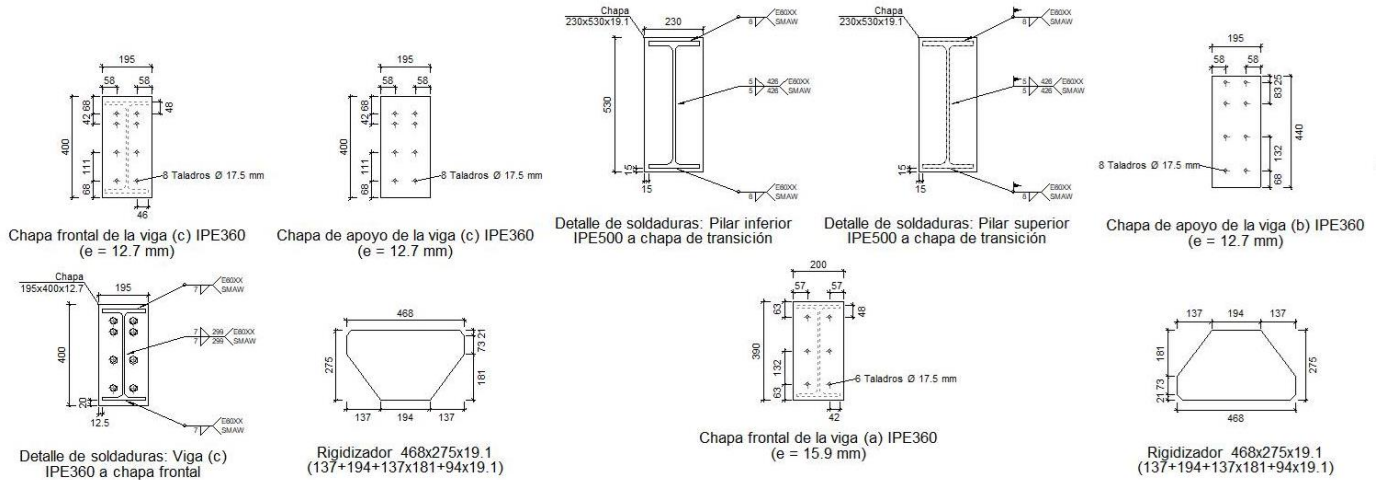


Figura 124: Detalles de union -1

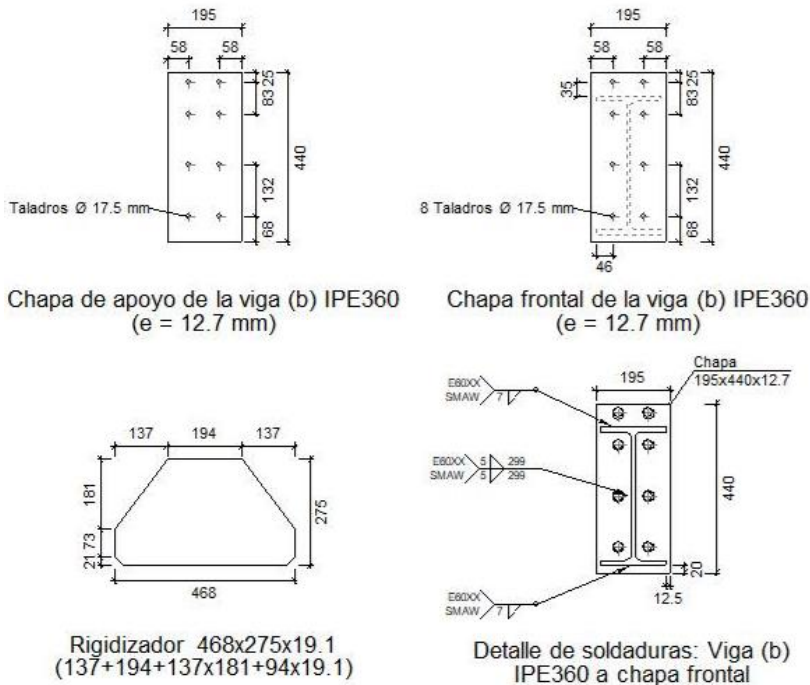


Figura 125: Detalles de union -2

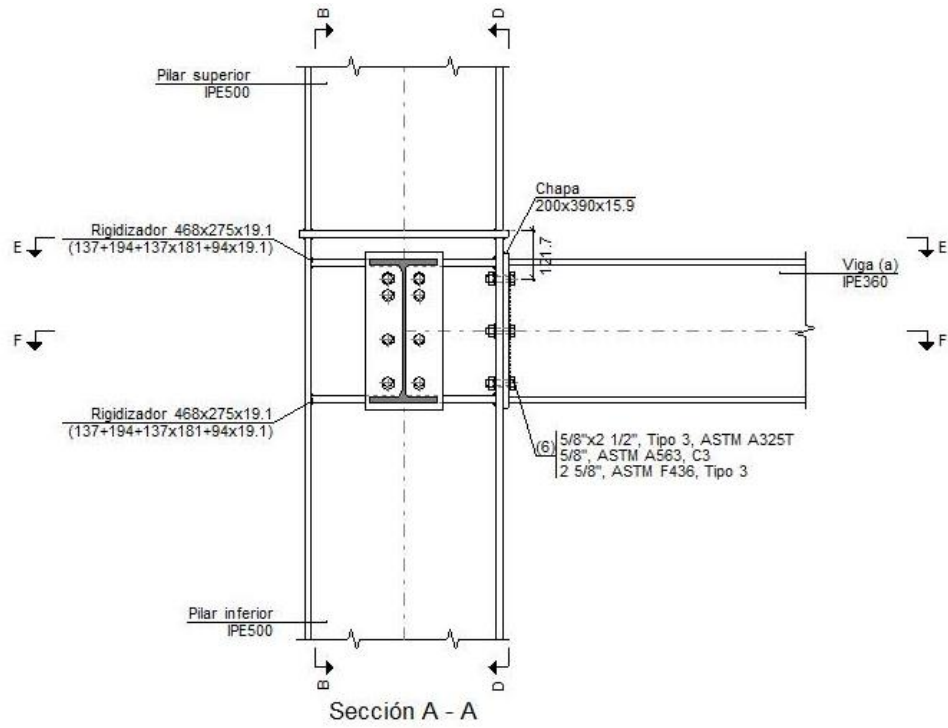


Figura 126: Detalles de union - 3

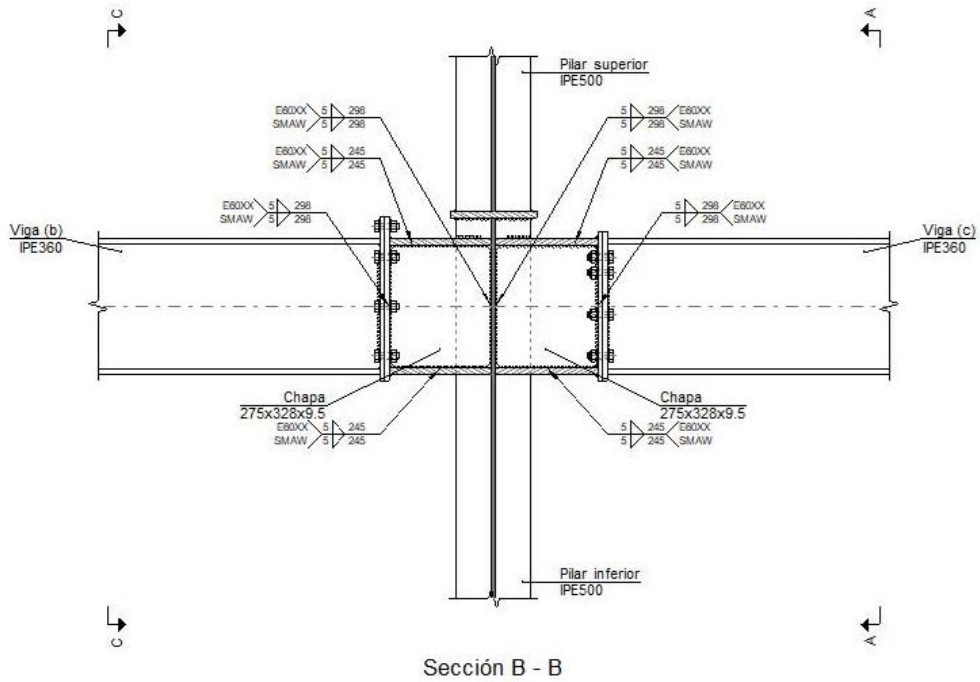


Figura 127: Detalles de union - 4

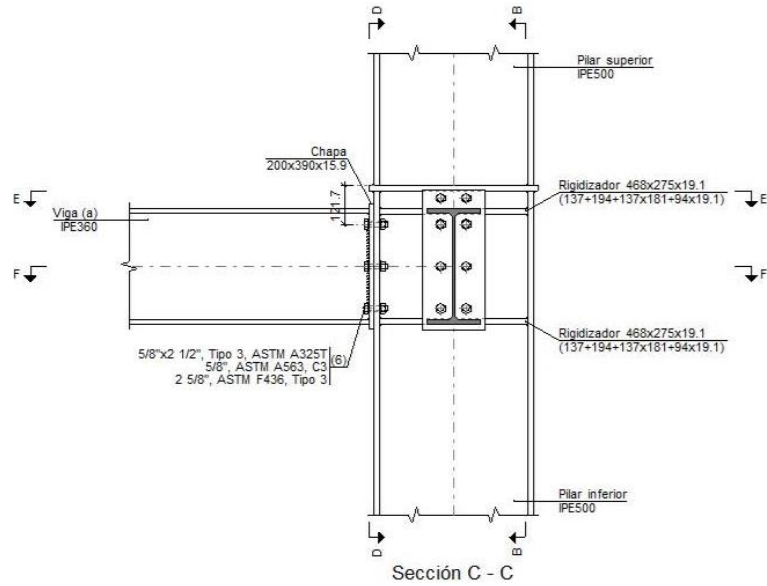


Figura 128: Detalles de union -5

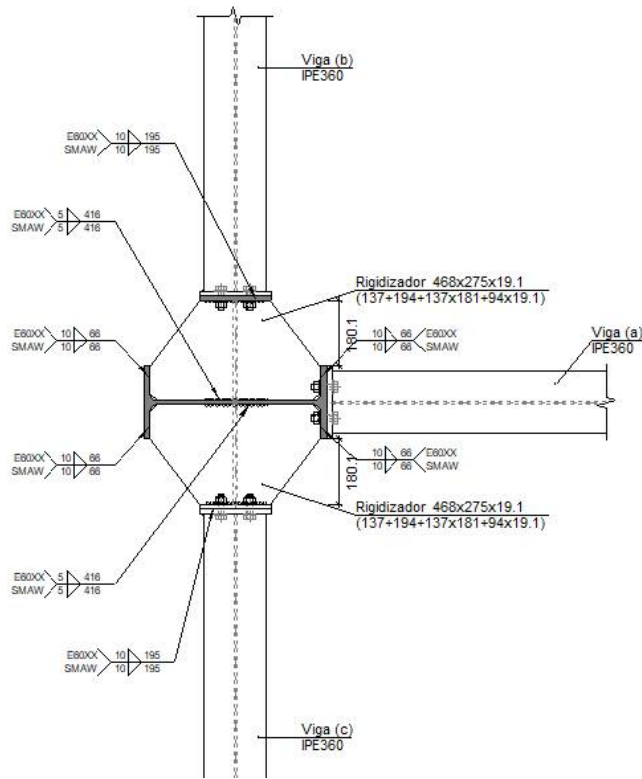


Figura 129: Detalles de union -6

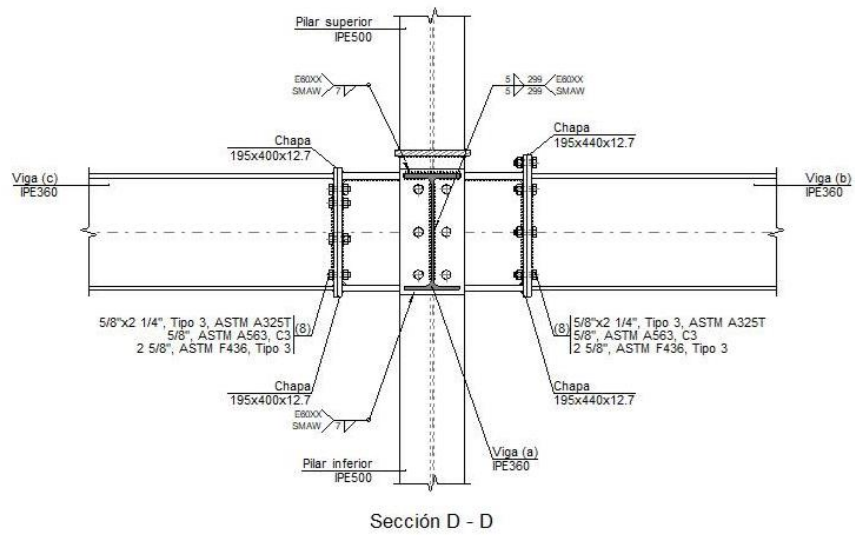


Figura 130: Detalles de union -7

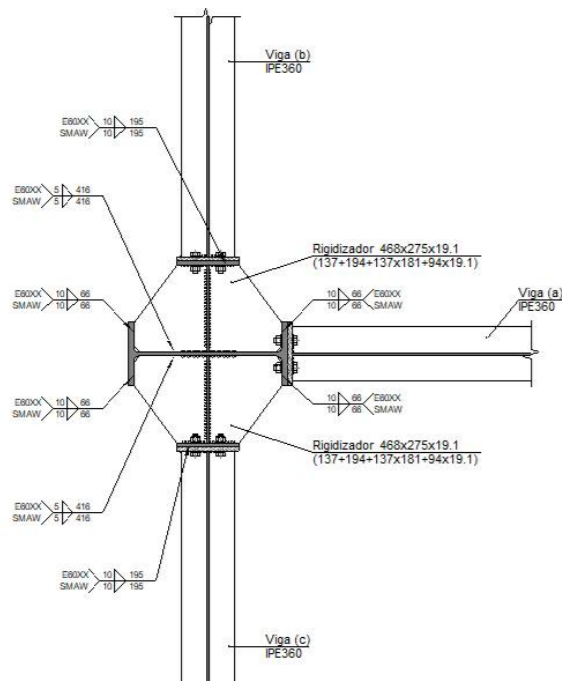
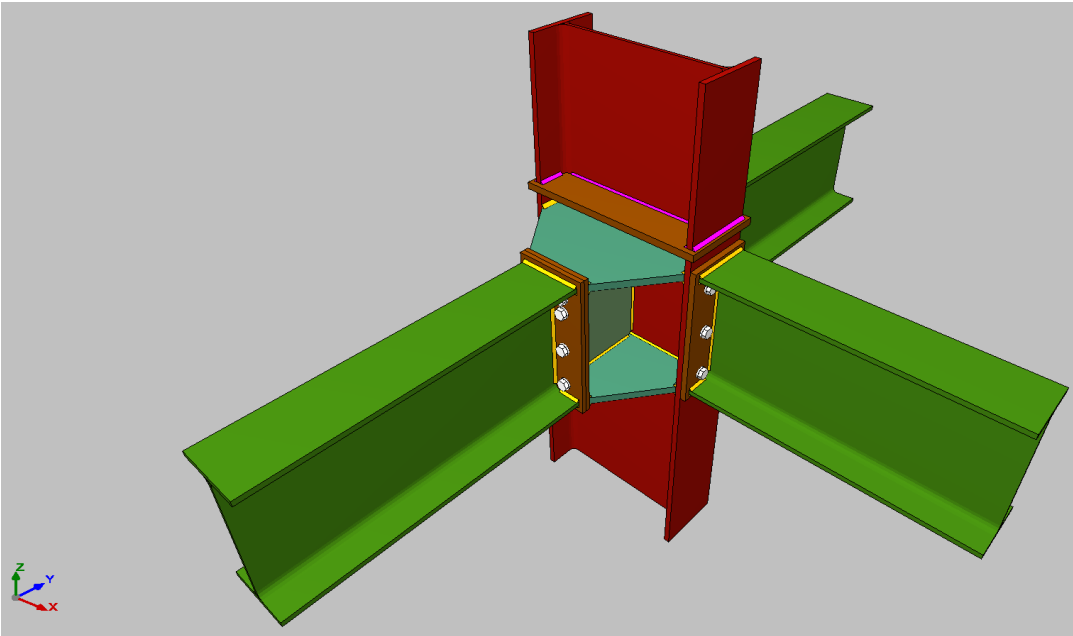


Figura 131: Detalles de union -8

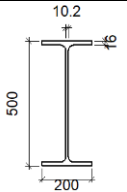
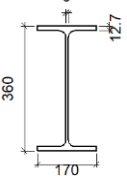


*Figura 132: Modelo de union tipo 5*

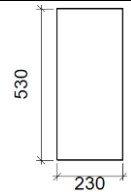
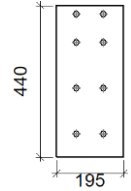
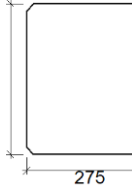


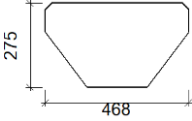
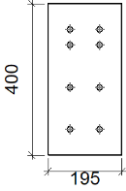
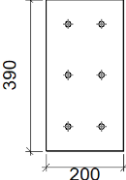
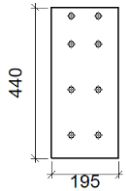
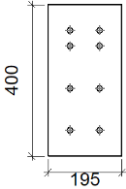
### 8.3.4.5.3 Descripción de los componentes de la unión

*Cuadro 8-37: Perfiles de union Pilar - Viga*

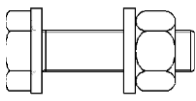
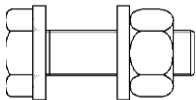
Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	F <sub>y</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )
Pilar	IPE500		500	200	16	10.2	A36	2548.4	4077.5
Viga	IPE360		360	170	12.7	8	A36	2548.4	4077.5

*Cuadro 8-38: Elementos complementarios de union*

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría				Taladros		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	F <sub>y</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )
Chapa de transición		230	530	19.1	-	-	A36	2548.4	4077.5
Chapa de apoyo de la viga IPE360		195	440	12.7	8	17.5	A36	2548.4	4077.5
Chapa vertical de la viga IPE360		275	328.3	9.5	-	-	A36	2548.4	4077.5

Rigidizador		468	275	19.1	-	-	A36	2548.4	4077.5
Chapa de apoyo de la viga IPE360		195	400	12.7	8	17.5	A36	2548.4	4077.5
Chapa frontal: Viga (a) IPE360		200	390	15.9	6	17.5	A36	2548.4	4077.5
Chapa frontal: Viga (b) IPE360		195	440	12.7	8	17.5	A36	2548.4	4077.5
Chapa frontal: Viga (c) IPE360		195	400	12.7	8	17.5	A36	2548.4	4077.5

Cuadro 8-39: Elementos de tornillería

Elementos de tornillería					
Descripción	Geometría			Acero	
	Esquema	Diámetro	Longitud (mm)	F <sub>y</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )
5/8"x2 1/2", Tipo 3, ASTM A325T 5/8", ASTM A563, C3 2 5/8", ASTM F436, Tipo 3		5/8"	63.5	6473.0	8409.8
5/8"x2 1/4", Tipo 3, ASTM A325T 5/8", ASTM A563, C3 2 5/8", ASTM F436, Tipo 3		5/8"	57.2	6473.0	8409.8

### 8.3.4.5.4 Comprobación

#### 8.3.4.5.4.1 Pilar superior IPE500

*Cuadro 8-40: Comprobación de cordones de soldadura*

Comprobación de cordones de soldadura												
Descripción	Tipo	Ejecución	Peri met ral	Lado (mm)	Metal base	Electrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensiones			Factor de resistencia	
					F <sub>y</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	F <sub>w</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )		Pésima (kp/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kp/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	φ <sub>material base</sub>	φ <sub>soldadura</sub>
Soldadura del ala superior	En ángulo	En el lugar de montaje	X	8	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1778.2	1903.7	93.41	0.90	0.75
Soldadura del alma	En ángulo	En el lugar de montaje	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	918.8	1903.7	48.26	0.90	0.75
Soldadura del ala inferior	En ángulo	En el lugar de montaje	X	8	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1660.1	1903.7	87.21	0.90	0.75

<sup>(1)</sup>Procedimiento de soldeo

#### 8.3.4.5.4.2 Pilar inferior IPE500

*Cuadro 8-41: Comprobaciones de resistencia*

Comprobaciones de resistencia						
	Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
	Panel	Esbeltez	-	45.88	51.66	88.81
		Cortante	t	18.880	70.183	26.90
Rigidizadores	Ala	Desgarro	kp/cm <sup>2</sup>	1576.697	2293.578	68.74
		Cortante	kp/cm <sup>2</sup>	1315.780	2293.578	57.37
Viga (a) IPE360	Ala	Tracción por flexión	t	7.976	9.223	86.48
		Tracción	t	3.821	34.356	11.12
	Alma	Tracción	t	8.311	13.767	60.37
Viga (b) IPE360	Rigidizadores	Tracción	t	7.938	35.819	22.16
	Chapa de apoyo	Tracción por flexión	t	5.602	6.546	85.58
	Chapa vertical	Tracción	t	5.602	10.845	51.66
Viga (c) IPE360	Rigidizadores	Tracción	t	3.161	35.819	8.83
	Chapa de apoyo	Tracción por flexión	t	4.924	5.348	92.06
	Chapa vertical	Tracción	t	9.848	16.446	59.88

**Cuadro 8-42: Comprobación de cordones de soldadura**

Comprobación de cordones de soldadura												
Descripción	Tipo	Ejecución	Peri met ral	Lado (mm)	Metal base  F <sub>y</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	Electrodo  F <sub>w</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensiones			Factor de resistencia	
								Pésima (kp/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kp/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	φ <sub>material base</sub>	φ <sub>soldadura</sub>
Soldadura del ala superior	En ángulo	En taller	X	8	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1778.2	1903.7	93.41	0.90	0.75
Soldadura del alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	918.8	1903.7	48.26	0.90	0.75
Soldadura del ala inferior	En ángulo	En taller	X	8	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1660.1	1903.7	87.21	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador superior a la chapa frontal	En ángulo	En taller	--	10	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	937.4	1903.7	49.24	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador inferior a la chapa frontal	En ángulo	En taller	--	10	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	937.4	1903.7	49.24	0.90	0.75
Soldadura de la chapa vertical al alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	451.9	1903.7	23.74	0.90	0.75
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador superior	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1058.0	1903.7	55.58	0.90	0.75
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador inferior	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	482.1	1903.7	25.33	0.90	0.75
Soldadura de la chapa vertical a la chapa frontal	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	451.9	1903.7	23.74	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador superior a las alas	En ángulo	En taller	--	10	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1688.4	1903.7	88.69	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador superior al alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	246.2	1903.7	12.93	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	En ángulo	En taller	--	10	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1688.4	1903.7	88.69	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador inferior al alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	246.2	1903.7	12.93	0.90	0.75

Soldadura del rigidizador superior a la chapa frontal	En ángulo	En taller	--	10	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	846.5	1903.7	44.47	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador inferior a la chapa frontal	En ángulo	En taller	--	10	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	846.5	1903.7	44.47	0.90	0.75
Soldadura de la chapa vertical al alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	354.0	1903.7	18.59	0.90	0.75
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador superior	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1556.9	1903.7	81.78	0.90	0.75
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador inferior	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	377.7	1903.7	19.84	0.90	0.75
Soldadura de la chapa vertical a la chapa frontal	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	354.0	1903.7	18.59	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador superior a las alas	En ángulo	En taller	--	10	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1462.1	1903.7	76.80	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador superior al alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	246.2	1903.7	12.93	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	En ángulo	En taller	--	10	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1462.1	1903.7	76.80	0.90	0.75
Soldadura del rigidizador inferior al alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	246.2	1903.7	12.93	0.90	0.75

<sup>(1)</sup>Procedimiento de soldeo

### 8.3.4.5.5 Viga (a) IPE360

**Cuadro 8-43: Comprobaciones de resistencia**

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	t	7.976	9.363	85.19
Ala	Compresión	t	23.448	49.518	47.35
	Tracción	t	4.407	24.759	17.80
Alma	Tracción	t	7.139	15.973	44.70

**Cuadro 8-44: Comprobación de cordones de soldadura**

Comprobación de cordones de soldadura												
Descripción	Tipo	Ejecución	Peri met ral	Lado (mm)	Metal base $F_y$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Electrodo $F_w$ (kp/cm <sup>2</sup> )	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensiones			Factor de resistencia	
								Pésima (kp/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kp/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_{\text{material base}}$	$\phi_{\text{soldadura}}$
Soldadura del ala superior	En ángulo	En taller	X	7	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1534.7	1903.7	80.62	0.90	0.75
Soldadura del alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1672.4	1903.7	87.85	0.90	0.75
Soldadura del ala inferior	En ángulo	En taller	X	7	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1133.4	1903.7	59.54	0.90	0.75

<sup>(1)</sup>Procedimiento de soldeo

### 8.3.4.6 Comprobaciones para los tornillos

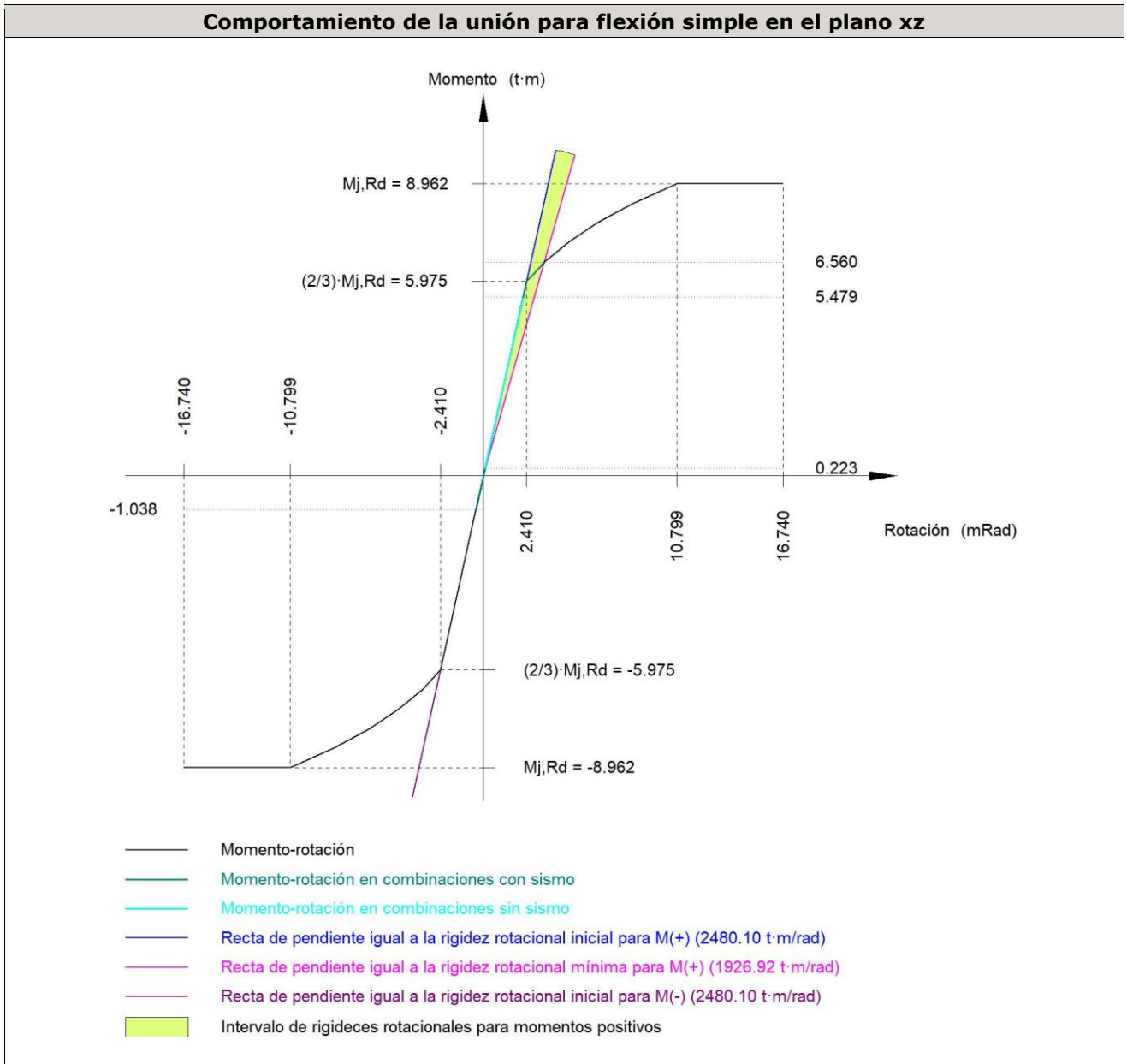
Cuadro 8-45: Comprobaciones para los tornillos

Comprobaciones para los tornillos											
Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (t)	Resistente (t)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (t)	Resistente (t)	Aprov. (%)		
1	5/8"	Sección transversal	1.337	5.618	23.79	Vástago	1.282	9.363	13.69	24.70	24.70
		Aplastamiento	1.337	18.497	7.23	Punzonamiento	1.282	26.608	4.82		
2	5/8"	Sección transversal	1.337	5.618	23.79	Vástago	1.282	9.363	13.69	24.70	24.70
		Aplastamiento	1.337	18.497	7.23	Punzonamiento	1.282	26.608	4.82		
3	5/8"	Sección transversal	1.337	5.618	23.79	Vástago	5.205	9.363	55.59	60.47	60.47
		Aplastamiento	1.337	18.497	7.23	Punzonamiento	5.205	26.608	19.56		
4	5/8"	Sección transversal	1.337	5.618	23.79	Vástago	5.205	9.363	55.59	60.47	60.47
		Aplastamiento	1.337	18.497	7.23	Punzonamiento	5.205	26.608	19.56		
5	5/8"	Sección transversal	1.337	5.618	23.79	Vástago	8.098	9.363	86.48	89.70	89.70
		Aplastamiento	1.337	18.497	7.23	Punzonamiento	8.098	26.608	30.43		
6	5/8"	Sección transversal	1.337	5.618	23.79	Vástago	8.098	9.363	86.48	89.70	89.70
		Aplastamiento	1.337	18.497	7.23	Punzonamiento	8.098	26.608	30.43		

Cuadro 8-46: Rigidez rotacional inicial

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (t·m/rad)	Plano xz (t·m/rad)
Calculada para momentos positivos	1163.91	2480.10
Calculada para momentos negativos	1163.91	2480.10

Figura 133: Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz





4) Viga (c) IPE360

**Cuadro 8-47: Comprobaciones de resistencia**

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	t	4.924	5.067	97.17
Ala	Compresión	t	24.503	49.516	49.48
	Tracción	t	3.064	24.759	12.37
Alma	Tracción	t	5.500	7.768	70.80

**Cuadro 8-48: Comprobación de cordones de soldadura**

Comprobación de cordones de soldadura												
Descripción	Tipo	Ejecución	Peri- met- ral	Lado (mm)	Metal base $F_y$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Electrodo $F_w$ (kp/cm <sup>2</sup> )	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensiones			Factor de resistencia	
								Pésima (kp/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kp/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_{\text{material base}}$	$\phi_{\text{soldadura}}$
Soldadura del ala superior	En ángulo	En taller	X	7	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1153.2	1903.7	60.58	0.90	0.75
Soldadura del alma	En ángulo	En taller	--	7	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1867.2	1903.7	98.08	0.90	0.75
Soldadura del ala inferior	En ángulo	En taller	X	7	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1153.2	1903.7	60.58	0.90	0.75

<sup>(1)</sup>Procedimiento de soldeo

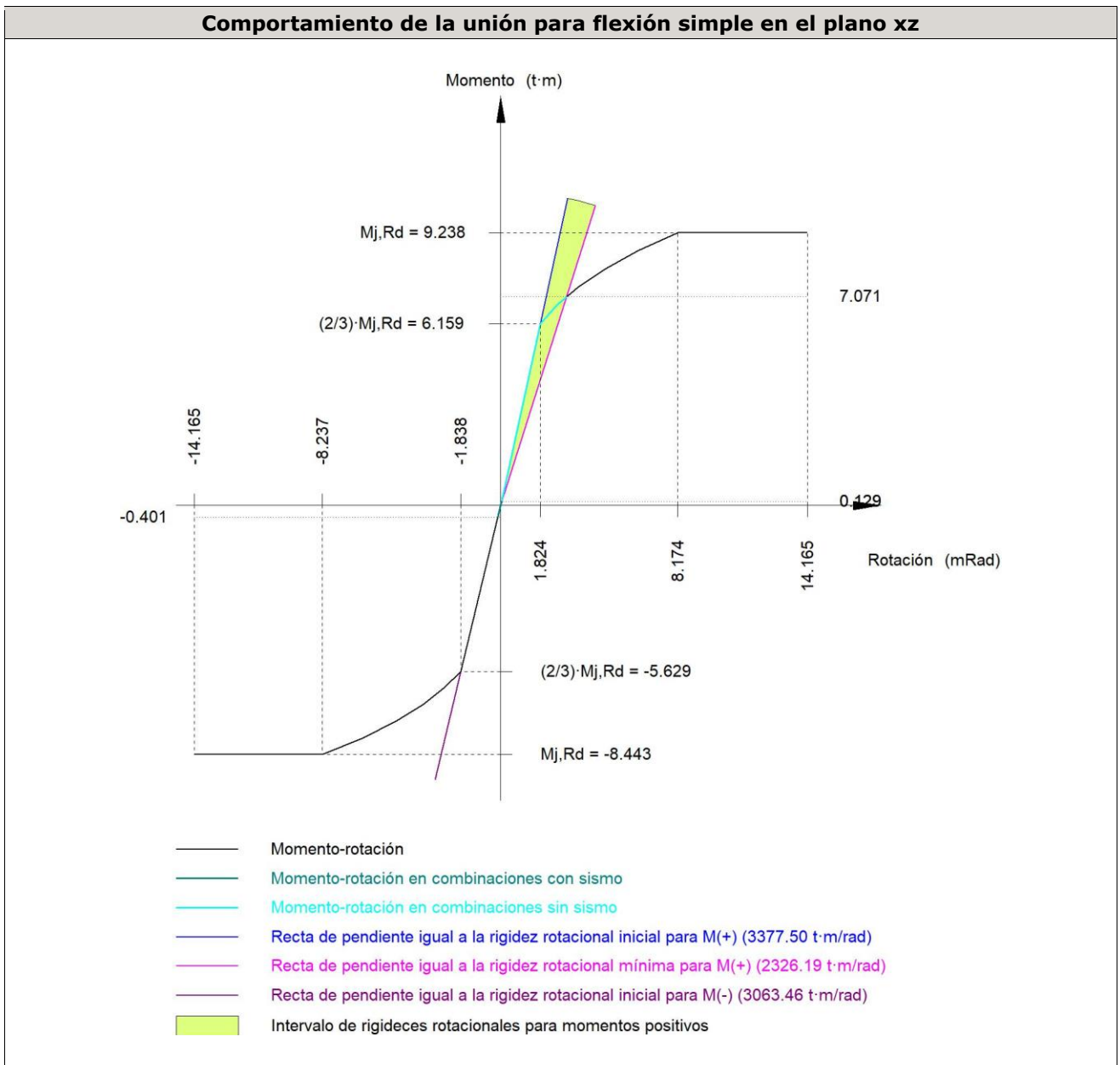
Cuadro 8-49: Comprobaciones para los tornillos

Comprobaciones para los tornillos											
Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (t)	Resistente (t)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (t)	Resistente (t)	Aprov. (%)		
1	5/8"	Sección transversal	0.932	5.618	16.60	Vástago	0.495	9.363	5.29	16.95	16.95
		Aplastamiento	0.932	14.797	6.30	Punzonamiento	0.495	21.286	2.33		
2	5/8"	Sección transversal	0.934	5.618	16.62	Vástago	0.495	9.363	5.29	16.97	16.97
		Aplastamiento	0.934	14.797	6.31	Punzonamiento	0.495	21.286	2.33		
3	5/8"	Sección transversal	0.932	5.618	16.60	Vástago	3.625	9.363	38.72	42.12	42.12
		Aplastamiento	0.932	14.797	6.30	Punzonamiento	3.625	21.286	17.03		
4	5/8"	Sección transversal	0.934	5.618	16.62	Vástago	3.625	9.363	38.72	42.13	42.13
		Aplastamiento	0.934	14.797	6.31	Punzonamiento	3.625	21.286	17.03		
5	5/8"	Sección transversal	0.932	5.618	16.60	Vástago	7.997	9.363	85.41	87.01	87.01
		Aplastamiento	0.932	11.591	8.04	Punzonamiento	7.997	21.286	37.57		
6	5/8"	Sección transversal	0.934	5.618	16.62	Vástago	7.997	9.363	85.41	87.01	87.01
		Aplastamiento	0.934	11.591	8.06	Punzonamiento	7.997	21.286	37.57		
7	5/8"	Sección transversal	0.932	5.618	16.60	Vástago	6.513	9.363	69.56	71.51	71.51
		Aplastamiento	0.932	14.797	6.30	Punzonamiento	6.513	21.286	30.60		
8	5/8"	Sección transversal	0.934	5.618	16.62	Vástago	6.513	9.363	69.56	71.51	71.51
		Aplastamiento	0.934	14.797	6.31	Punzonamiento	6.513	21.286	30.60		

Cuadro 8-50: Rigidez rotacional inicial

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (t·m/rad)	Plano xz (t·m/rad)
Calculada para momentos positivos	1384.45	3377.50
Calculada para momentos negativos	1384.45	3063.46

Figura 134: Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz



5) Viga (b) IPE360

*Cuadro 8-51: Comprobaciones de resistencia*

<b>Comprobaciones de resistencia</b>					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	t	5.602	6.153	91.05
Ala	Compresión	t	21.591	49.518	43.60
	Tracción	t	7.865	24.759	31.77
Alma	Tracción	t	4.063	14.912	27.25

*Cuadro 8-52: Comprobación de cordones de soldadura*

<b>Comprobación de cordones de soldadura</b>												
Descripción	Tipo	Ejecución	Peri met ral	Lado (mm)	Metal base	Electrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensiones			Factor de resistencia	
					F <sub>y</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	F <sub>w</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )		Pésima (kp/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kp/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	φ <sub>material base</sub>	φ <sub>soldadura</sub>
Soldadura del ala superior	En ángulo	En taller	X	7	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1352.8	1903.7	71.06	0.90	0.75
Soldadura del alma	En ángulo	En taller	--	5	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1195.3	1903.7	62.79	0.90	0.75
Soldadura del ala inferior	En ángulo	En taller	X	7	2548.4	E60XX (4230.4)	SMAW	1352.8	1903.7	71.06	0.90	0.75

<sup>(1)</sup>Procedimiento de soldeo

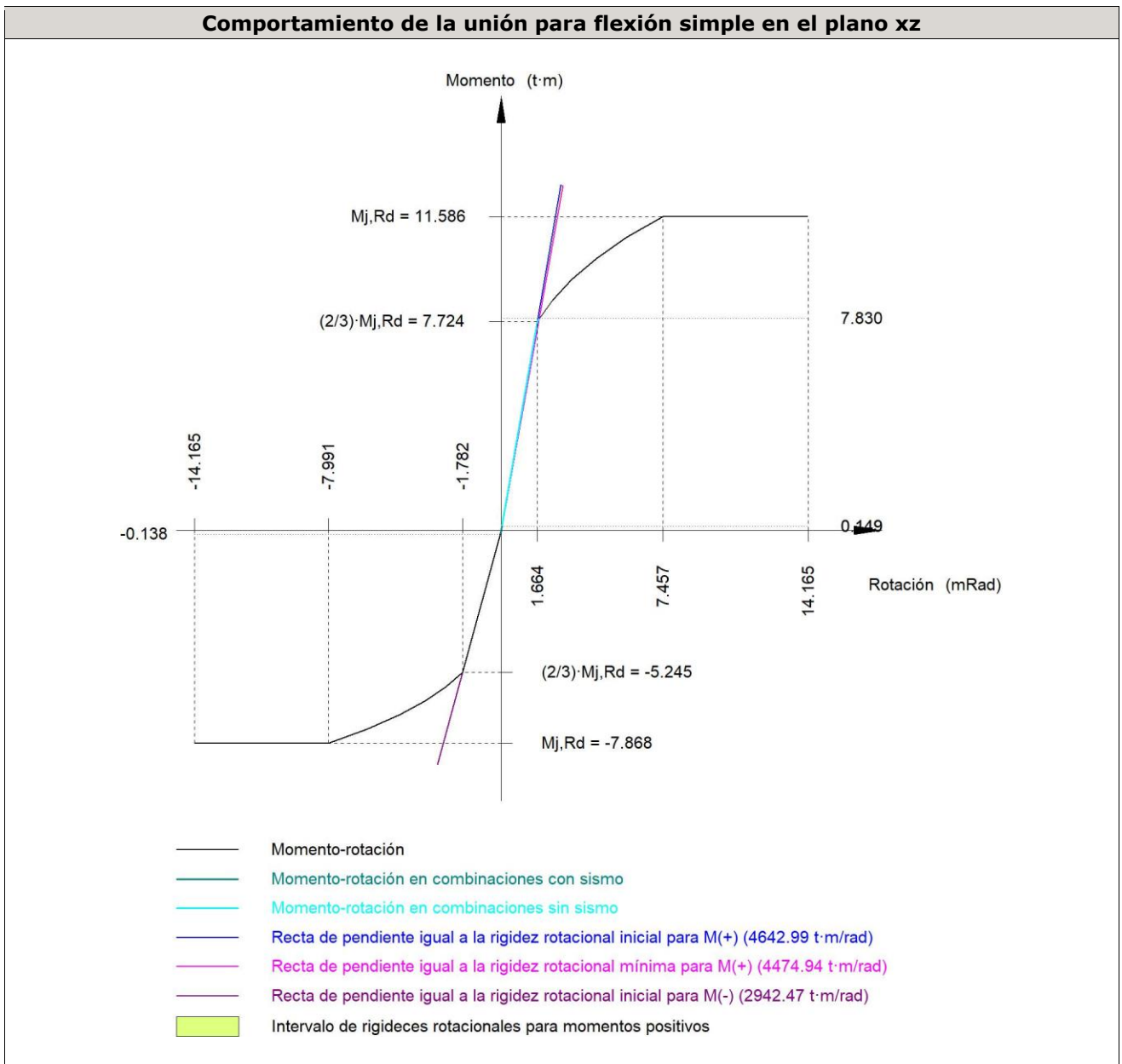
Cuadro 8-53: Comprobaciones para los tornillos

Comprobaciones para los tornillos											
Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (t)	Resistente (t)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (t)	Resistente (t)	Aprov. (%)		
1	5/8"	Sección	1.191	5.618	21.21	Vástago	0.188	9.363	2.00	21.25	21.25
		Aplastamiento	1.191	14.797	8.05	Punzonamiento	0.188	21.286	0.88		
2	5/8"	Sección	1.191	5.618	21.20	Vástago	0.188	9.363	2.00	21.24	21.24
		Aplastamiento	1.191	14.797	8.05	Punzonamiento	0.188	21.286	0.88		
3	5/8"	Sección	1.191	5.618	21.21	Vástago	2.956	9.363	31.57	38.03	38.03
		Aplastamiento	1.191	14.797	8.05	Punzonamiento	2.956	21.286	13.89		
4	5/8"	Sección	1.191	5.618	21.20	Vástago	2.956	9.363	31.57	38.03	38.03
		Aplastamiento	1.191	14.797	8.05	Punzonamiento	2.956	21.286	13.89		
5	5/8"	Sección	1.191	5.618	21.21	Vástago	4.811	9.363	51.39	55.59	55.59
		Aplastamiento	1.191	14.797	8.05	Punzonamiento	4.811	21.286	22.60		
6	5/8"	Sección	1.191	5.618	21.20	Vástago	4.811	9.363	51.39	55.59	55.59
		Aplastamiento	1.191	14.797	8.05	Punzonamiento	4.811	21.286	22.60		
7	5/8"	Sección	1.191	5.618	21.21	Vástago	8.526	9.363	91.05	93.49	93.49
		Aplastamiento	1.191	7.617	15.64	Punzonamiento	8.526	21.286	40.05		
8	5/8"	Sección	1.191	5.618	21.20	Vástago	8.526	9.363	91.05	93.49	93.49
		Aplastamiento	1.191	7.617	15.64	Punzonamiento	8.526	21.286	40.05		

Cuadro 8-54: Rigidez rotacional inicial

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (t·m/rad)	Plano xz (t·m/rad)
Calculada para momentos positivos	1540.43	4642.99
Calculada para momentos negativos	1540.43	2942.47

Figura 135: Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz





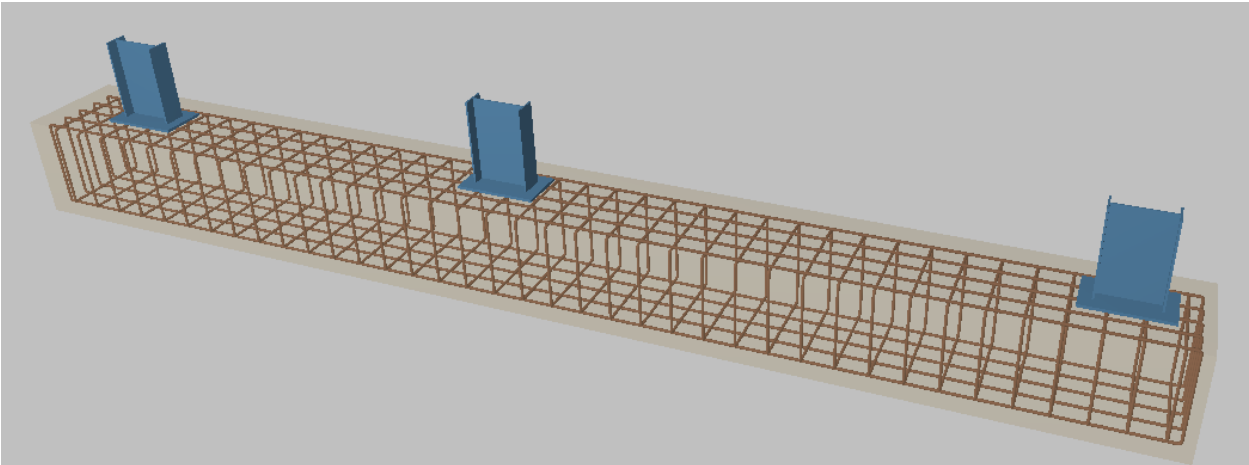


Figura 138: Modelo de zapata combinada C7,C8,C9

### 8.3.5.1.1 Tensiones sobre el terreno

Cuadro 8-55: Tensiones sobre el terreno

Referencia: (C7-C8-C9)		
Dimensiones: 1055 x 95 x 95		
Armados: Xi:Ø1"c/17.5 Yi:Ø1"c/27.5 Xs:Ø1"c/17.5 Ys:Ø1"c/27.5		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 3.3 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.834 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.3 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.842 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 4.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.88 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.125 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.96 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple



### 8.3.5.1.2 Flexión en la zapata

*Cuadro 8-56: Flexion en la zapata*

Comprobación	Valores	Estado
En dirección X:	Momento: -15.94	Cumple
En dirección Y:	Momento: 2.06	Cumple

### 8.3.5.1.3 Cortante en la Zapata

*Cuadro 8-57: Cortante en la zapata*

	valores	Estado
En dirección X:	Cortante: 15.01 t	Cumple
En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple

### 8.3.5.1.4 Compresión oblicua en la zapata:

*Cuadro 8-58: Compresion oblicua en la zapata*

	Valores	Estado
Compresión oblicua en la zapata:	Máximo: 420 t/m <sup>2</sup>	
Situaciones persistentes:	Calculado: 26.25 t/m <sup>2</sup>	Cumple
Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 22.65 t/m <sup>2</sup>	Cumple

### 8.3.5.1.5 Canto mínimo

*Cuadro 8-59: Canto minimo*

	Valores	Estado
	Mínimo: 36 cm	Cumple
Capítulo 15.7 (norma NTE E.060: 2009)	Calculado: 95 cm	

### 8.3.5.1.6 Espacio para anclar arranques en cimentación

*Cuadro 8-60: Espacio para anclar arranques en cimentación*

	<b>Valores</b>	<b>Estado</b>
Mínimo: 82 cm		
C7:	Calculado: 85 cm	Cumple
C8:	Calculado: 85 cm	Cumple
C9:	Calculado: 85 cm	Cumple

### 8.3.5.1.7 Cuantía geométrica mínima

*Cuadro 8-61: Cuantía geométrica mínima*

	<b>Valores</b>	<b>Estado</b>
Mínimo: 0.0018		
<i>Capítulo 7.12 (norma NTE E.060: 2009)</i>		
Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.003	Cumple
Armado superior dirección X:	Calculado: 0.003	Cumple
Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple

### 8.3.5.1.8 Información adicional

Zapata de tipo rígido

Relación rotura pésima (En dirección X) : 0.29

Relación rotura pésima (En dirección Y) : 0.01

Cortante de agotamiento (En dirección X) : 44.47 t

Cortante de agotamiento (En dirección Y) : 0.00 t

### 8.3.6 Diseño de pernos de Anclaje

#### 8.3.6.1 Placa de anclaje más común C11

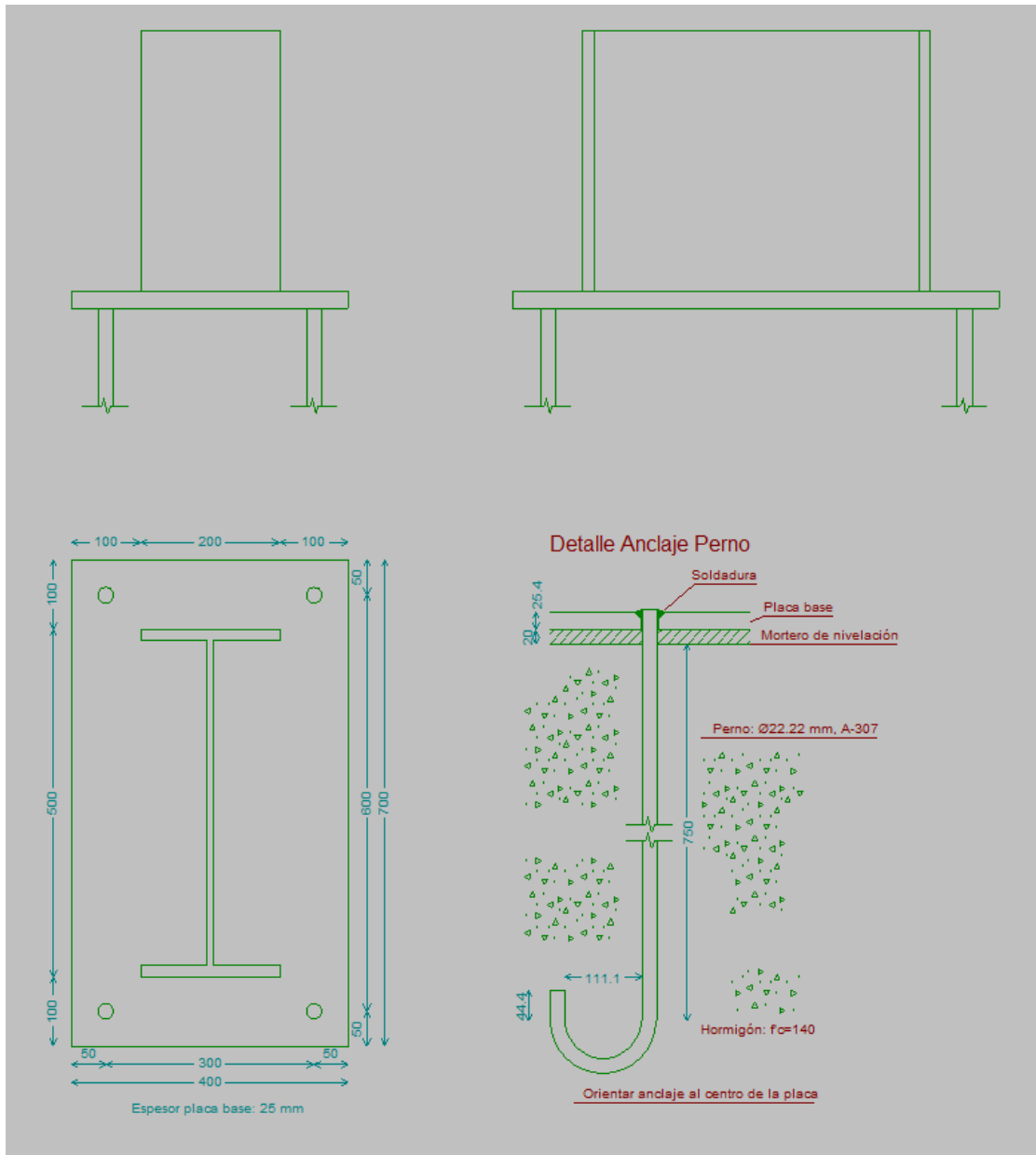
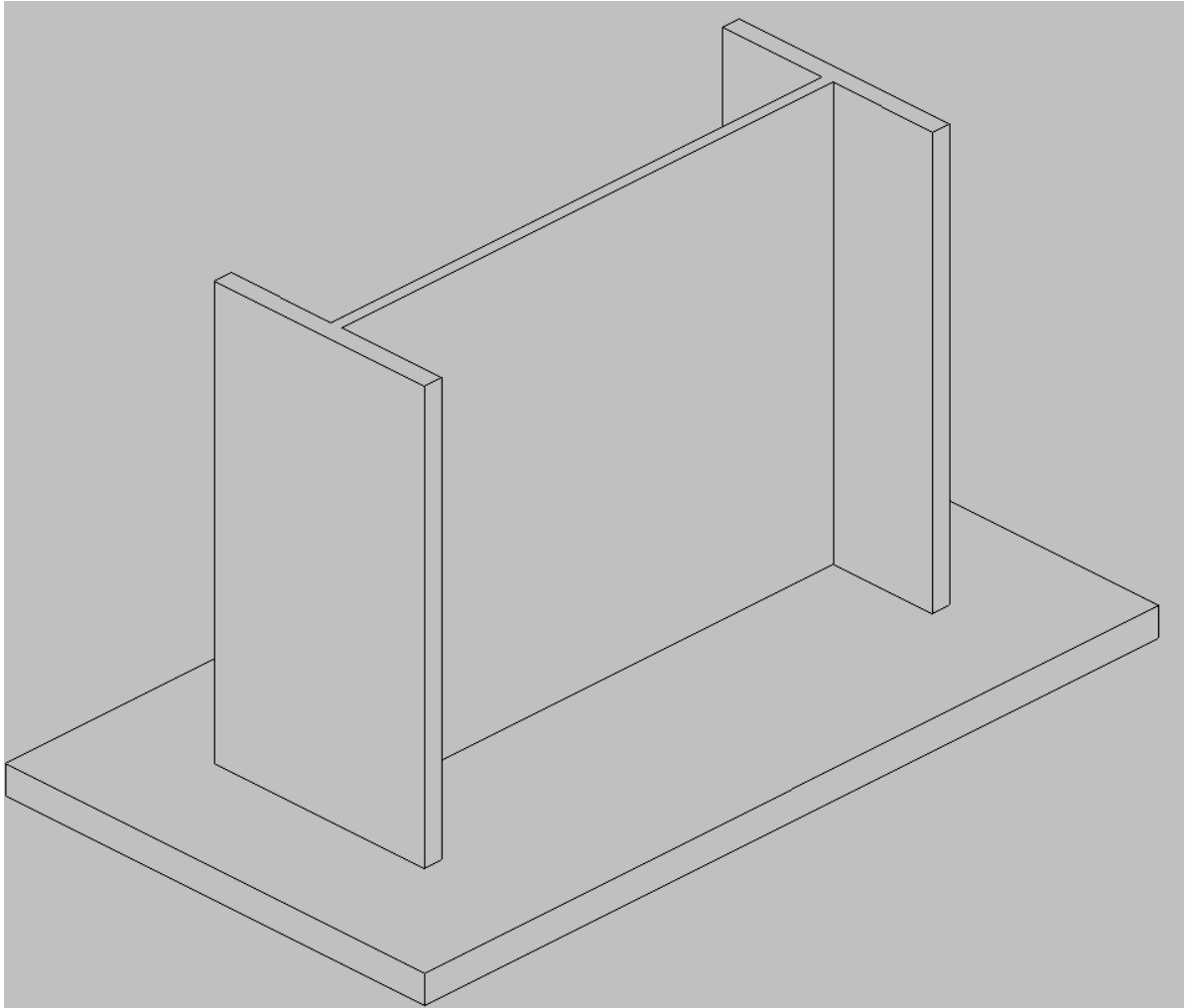


Figura 139: Detalles de placa C11



*Figura 140: Isometrico de placa de anclaje*

### 8.3.6.1.1 Comprobaciones de placa de anclaje

*Cuadro 8-62: Separación mínima entre pernos y pernos – borde*

Referencia: C11 -Placa base: Ancho X: 400 mm Ancho Y: 700 mm Espesor: 25 mm - Pernos: 4Ø22.22 mm L=75 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: 1.5 diámetros	Mínimo: 33 Calculado: 301	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 2 diámetros	Mínimo: 44 Calculado: 50	Cumple

*Cuadro 8-63: Longitud mínima del perno*

Comprobación	Valores	Estado
Longitud mínima del perno:	Mínimo: 43 cm	Cumple
Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Calculado: 75 cm	

*Cuadro 8-64: Anclaje perno en hormigón*

Comprobación	Valores	Estado
Anclaje perno en hormigón:		
Tracción:	Máximo: 6.201 t	Cumple
	Calculado: 0 t	
Cortante:	Máximo: 4.341 t	Cumple
	Calculado: 0.263 t	
Tracción + Cortante:	Máximo: 6.201 t	Cumple
	Calculado: 0.376 t	

*Cuadro 8-65: Tracción en vástago de pernos*

Comprobación	Valores	Estado
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 10.857 t	Cumple
	Calculado: 0 t	

*Cuadro 8-66: Tensión de Von Mises en vástago de pernos*

Comprobación	Valores	Estado
Tensión de Von Mises en vástago de	Máximo: 2798.17 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
	Calculado: 118.858 kp/cm <sup>2</sup>	

*Cuadro 8-67: Tensión de Von Mises en secciones globales*

Comprobación	Valores	Estado
Tensión de Von Mises en secciones globales:		
Máximo: 2548.42 kp/cm <sup>2</sup>		
Derecha:	Calculado: 1662.48 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Izquierda:	Calculado: 2075.1 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Arriba:	Calculado: 1691.34 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Abajo:	Calculado: 1814.63 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple

*Cuadro 8-68: Limitación de la deformabilidad de los vuelos*

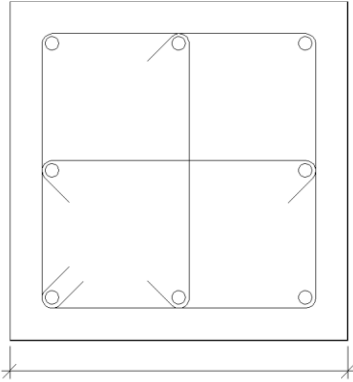
Comprobación	Valores	Estado
Flecha global	Mínimo: 250	
Limitación de la deformabilidad de los vuelos		
Derecha:	Calculado: 959.055	Cumple
Izquierda:	Calculado: 739.848	Cumple
Arriba:	Calculado: 648.98	Cumple
Abajo:	Calculado: 601.454	Cumple

## 8.4 Comprobaciones de alternativa 3 (Aporticado Mixto – acero y concreto)

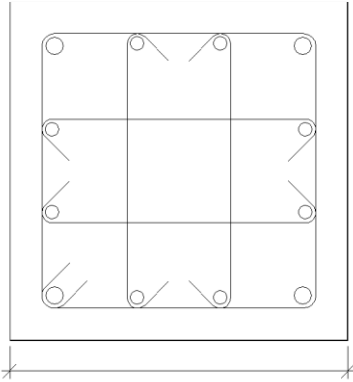
### 8.4.1 Diseño De Columnas

#### 8.4.1.1 Comprobaciones Del Pilar Lateral más Cargado (C10- Solo el forjado 4)

Cuadro 8-69: FORJADO 4 (10.2 - 14.223 M)

Datos del pilar		
 <p style="text-align: center;">47</p>	Geometría	
	Dimensiones : 47x47 cm	
	Tramo : 10.200/14.583 m	
	Altura libre : 4.02 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'c=210$	Plano ZX : 4.02 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 4.02 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø3/4"	Estribos : 1eØ3/8"+X1rØ3/8"+Y1rØ3/8"	
Cara X : 2Ø3/4"	Separación : 6 - 18 cm	
Cara Y : 2Ø3/4"		
Cuantía : 1.03 %		

Cuadro 8-70: FORJADO 3 (6.8 - 9.84 M)

Datos del pilar		
 <p style="text-align: center;">47</p>	Geometría	
	Dimensiones : 47x47 cm	
	Tramo : 6.800/10.200 m	
	Altura libre : 3.04 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'c=210$	Plano ZX : 3.04 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 3.04 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø1"	Estribos : 1eØ3/8"+X2rØ3/8"+Y2rØ3/8"	
Cara X : 4Ø3/4"	Separación : 8 - 18 cm	
Cara Y : 4Ø3/4"		
Cuantía : 1.95 %		

### 8.4.1.1.1 Estado Límite De Agotamiento Frente A Solicitaciones Normales (Combinaciones Sísmicas) (Nte E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '10.871 m', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+SX".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.175} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.177} \quad \checkmark$$

$$5.884 \text{ t} \leq 272.158 \text{ t} \quad \checkmark$$

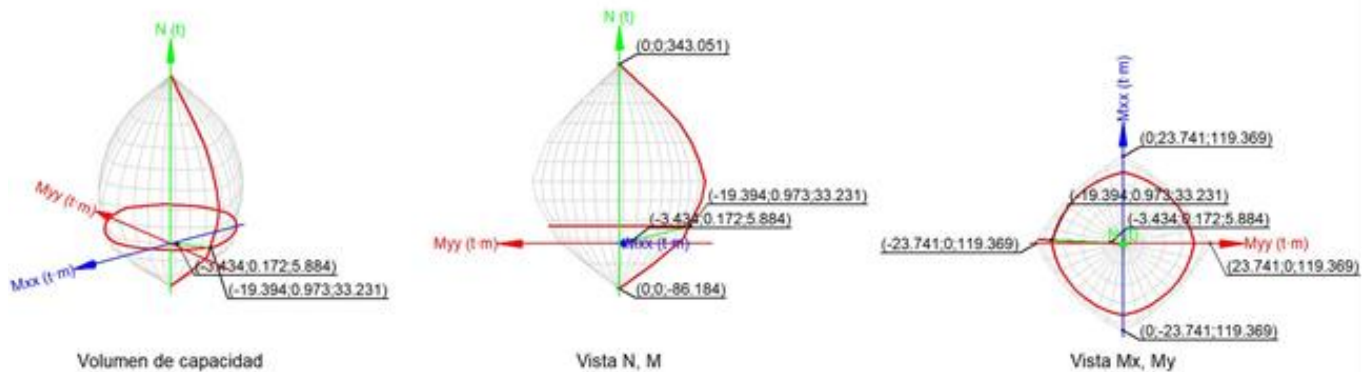


Figura 141: Estado Límite De Agotamiento Frente A Solicitaciones Normales (Combinaciones Sísmicas)



#### 8.4.1.1.1 Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$P_u, M_u$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} P_u: \text{Esfuerzo normal de cálculo.} & : \underline{5.884} \text{ t} \\ M_u: \text{Momento de cálculo de primer orden.} & : \underline{0.079} \text{ t}\cdot\text{m} \\ & : \underline{-3.414} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p $\acute{e}$ simos.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n: \text{Axil de agotamiento.} & : \underline{33.547} \text{ t} \\ \phi \cdot M_n: \text{Momentos de agotamiento.} & : \underline{0.449} \text{ t}\cdot\text{m} \\ & : \underline{-19.465} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

#### 8.4.1.1.2 Comprobación del estado l $\acute{i}$ mite de inestabilidad ( $\eta_2$ )

$$\begin{aligned} P_u: \text{Axil solicitante de c $\acute{a}$ lculo p $\acute{e}$ simo.} & : \underline{5.884} \text{ t} \\ M_c: \text{Momento flector solicitante de c $\acute{a}$ lculo p $\acute{e}$ simo.} & : \underline{0.172} \text{ t}\cdot\text{m} \\ & : \underline{-3.434} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p $\acute{e}$ simos.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n: \text{Axil de agotamiento.} & : \underline{33.231} \text{ t} \\ \phi \cdot M_n: \text{Momentos de agotamiento.} & \begin{aligned} x & : \underline{0.973} \text{ t}\cdot\text{m} \\ y & : \underline{-19.394} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned} \end{aligned}$$

#### En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$> \quad \mathbf{22.0}$$

Donde:

$$k l_u: \text{Longitud efectiva.} \quad : \underline{4.023} \text{ m}$$

$$r: \text{Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.} \quad : \underline{13.57} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada  $P_c$  y el momento amplificado  $M_u$ , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento,  $M_c$  (Artículo 10.12.3):

$$\begin{aligned} & : \underline{5.884} \text{ t} \\ & : \underline{0.172} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Donde:

$$: \underline{0.171} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$: \underline{0.171} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**h**: Altura de un elemento. : 470.00 mm

: 1.006

Siendo:

: 1361.717 t

Donde:

**E<sub>c</sub>**: Módulo de elasticidad del concreto. : 219689.00 kp/cm<sup>2</sup>

**I<sub>g</sub>**: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. : 406640.08 cm<sup>4</sup>

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva. : 4.023 m

### En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

**29.7 > 22.0**

Donde:

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva.

**kl<sub>u</sub>** : 4.023 m

**r**: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

**r** : 13.57 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada  $P_c$  y el momento amplificado  $M_u$ , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento,  $M_c$  (Artículo 10.12.3):

**P<sub>u</sub>** : 5.884 t

**M<sub>c</sub>** : -3.434 t·m

Donde:

**M<sub>2</sub>** : -3.414 t·m

Siendo:

**M<sub>2,min</sub>** : 0.171 t·m

**h**: Altura de un elemento.

**h** : 470.00 mm

**δ<sub>ns</sub>** : 1.006

Siendo:

$$: \underline{1361.717} \text{ t}$$

Donde:

**E<sub>c</sub>**: Módulo de elasticidad del concreto.

$$: \underline{219689.00} \text{ kp/cm}^2$$

**I<sub>g</sub>**: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$: \underline{406640.08} \text{ cm}^4$$

**kl<sub>u</sub>**: Longitud efectiva.

$$: \underline{4.023} \text{ m}$$

#### 8.4.1.1.1.3 Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada  $P_u$  de elementos en compresión no debe exceder de  $\phi \cdot P_{n,max}$  (Artículo 10.3.6).

$$: \underline{272.158} \text{ t}$$

Siendo:

**f'<sub>c</sub>**: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$: \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

**f<sub>y</sub>**: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$: \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

**A<sub>g</sub>**: Área total de la sección de hormigón.

$$: \underline{2209.00} \text{ cm}^2$$

**A<sub>st</sub>**: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$: \underline{22.80} \text{ cm}^2$$

#### 8.4.1.1.4 Cálculo de la capacidad resistente

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

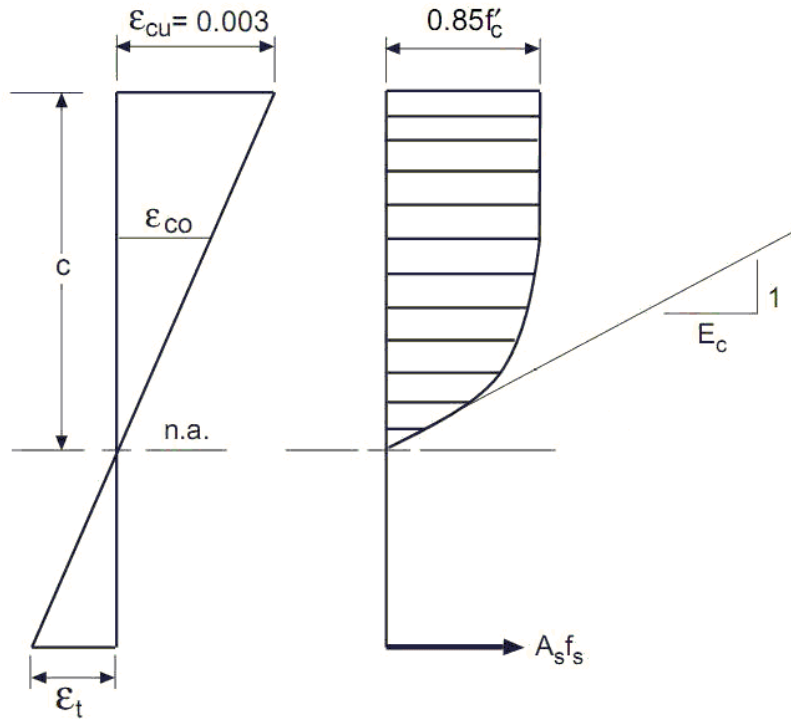


Figura 142: diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del concreto.  $f'_c$  : 210.00 kp/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.  $\epsilon_{cu}$  : 0.0030  
 $\epsilon_{co}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima.  $\epsilon_{co}$  : 0.0020  
 Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

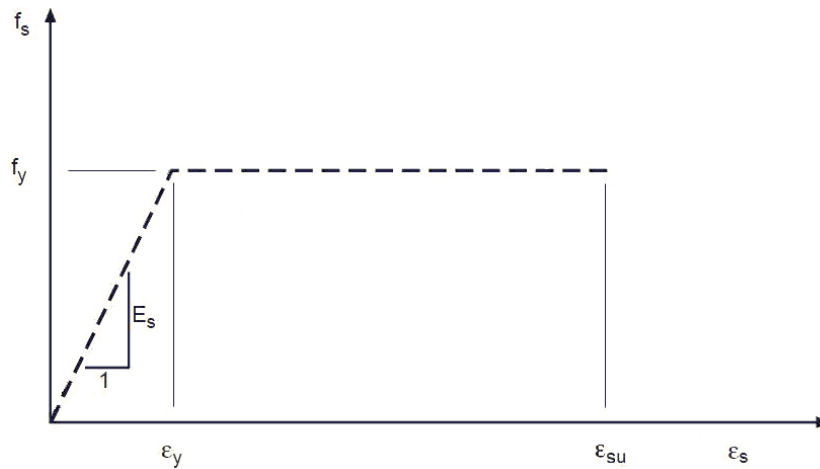


Figura 143: diagrama adoptado de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas

#### 8.4.1.1.2 Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

##### 8.4.1.1.2.1 Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$470.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**b**: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$\mathbf{b} : \underline{470.00} \text{ mm}$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3):

$$1.0 \geq 0.3 \quad \checkmark$$

Donde:

**b**: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$\mathbf{b} : \underline{470.00} \text{ mm}$$

**h**: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$\mathbf{h} : \underline{470.00} \text{ mm}$$

#### 8.4.1.1.2.2 Armadura longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$22.80 \text{ cm}^2 \geq 22.09 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$22.80 \text{ cm}^2 \leq 132.54 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2209.00} \text{ cm}^2$$

#### 8.4.1.1.2.3 Armadura transversal

En el eje X:

$$\geq 1.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{sh,min}$ : Valor máximo de  $A_{sh1}$ ,  $A_{sh2}$ .

$$: \underline{1.80} \text{ cm}^2$$

$$: \underline{1.80} \text{ cm}^2$$

$$: \underline{1.03} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$s$ : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$: \underline{60} \text{ mm}$$

$b_c$ : Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área  $A_{sh}$  y esfuerzo de fluencia  $f_{yt}$  medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$: \underline{380} \text{ mm}$$

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$: \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$f_{yt}$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$: \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$A_g$ : Área total de la sección de hormigón.

$$: \underline{2209.00} \text{ cm}^2$$

$A_{ch}$ : Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$: \underline{1447.61} \text{ cm}^2$$

En el eje Y:

$$\geq 1.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{sh,min}$ : Valor máximo de  $A_{sh1}$ ,  $A_{sh2}$ .

$$: \underline{1.80} \text{ cm}^2$$

$$: \underline{1.80} \text{ cm}^2$$

$$: \underline{1.03} \text{ cm}^2$$

Siendo:

**s**: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. : 60 mm

**b<sub>c</sub>**: Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A<sub>sh</sub> y esfuerzo de fluencia f<sub>yt</sub> medida centro a centro del refuerzo de confinamiento. : 380 mm

**f'<sub>c</sub>**: Resistencia especificada a la compresión del concreto. : 210.00 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yt</sub>**: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. : 4200.00 kp/cm<sup>2</sup>

**A<sub>g</sub>**: Área total de la sección de hormigón. : 2209.00 cm<sup>2</sup>

**A<sub>ch</sub>**: Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento. : 1447.61 cm<sup>2</sup>

La separación del refuerzo transversal no debe exceder s<sub>o,max</sub> (Artículo 21.6.4.2):

$$60 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**s<sub>o,max</sub>**: Valor mínimo de s<sub>o1</sub>, s<sub>o2</sub>, s<sub>o3</sub>.

$$\mathbf{s_{o,max}} : \underline{100} \text{ mm}$$

$$\mathbf{s_{o1}} : \underline{157} \text{ mm}$$

$$\mathbf{s_{o2}} : \underline{114} \text{ mm}$$

$$\mathbf{s_{o3}} : \underline{100} \text{ mm}$$

Siendo:

**b<sub>min</sub>**: Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$\mathbf{b_{min}} : \underline{470.00} \text{ mm}$$

**d<sub>b</sub>**: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\mathbf{d_b} : \underline{19.0} \text{ mm}$$

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h<sub>x</sub>, no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X:

$$190 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$h_x$ : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$h_x : \underline{\quad 190 \quad} \text{ mm}$$

En el eje Y:

$$190 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$h_x$ : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$h_x : \underline{\quad 190 \quad} \text{ mm}$$

#### 8.4.1.1.2.4 Resistencia mínima a flexión de columnas. (NTE-E.060)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad

#### 8.4.1.1.2.5 Requisitos de resistencia al cortante en columnas. (NTE-E.060)

La fuerza de cortante de diseño,  $V_u$ , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión,  $M_{pr}$ , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas,  $P_u$ , que actúan en él.

No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en  $M_{pr}$  de los elementos transversales que llegan al nudo

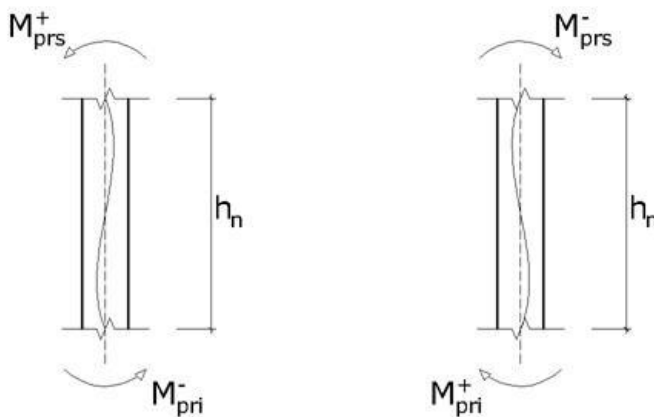


Figura 144: resistencias máximas probables en flexión,  $M_{pr}$



Se debe satisfacer:

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

$\phi$ : 0.85

$V_n$ : Resistencia nominal a cortante.

$V_u$ : Fuerza cortante de diseño, valor máximo entre  $V_{u1}$ ,  $V_{u2}$ .

Siendo:

$h_n$ : Altura libre del elemento.

$M_{pr}$ : Resistencia probable a la flexión del elemento.

Donde:

$M_n$ : Resistencia nominal a la flexión del elemento.

*Cuadro 8-71: Resistencia nominal a la flexión del elemento*

	$h_n$ (m)	$M_{pri}^+$ (t·m)	$M_{pri}^-$ (t·m)	$M_{prs}^+$ (t·m)	$M_{prs}^-$ (t·m)	$V_{u1}$ (t)	$V_{u2}$ (t)	$V_u$ (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
<b>Cortante en el eje X</b>	4.02	8.83	8.83	16.86	16.86	6.39	6.39	6.39	52.44	✓
<b>Cortante en el eje Y</b>	4.02	17.36	17.36	16.86	16.86	8.51	8.51	8.51	60.92	✓ *

## 8.4.2 Diseño De Vigas

### 8.4.2.1 Vigas más Representativas del Forjado 4 (Pórtico 7 dirección Y)

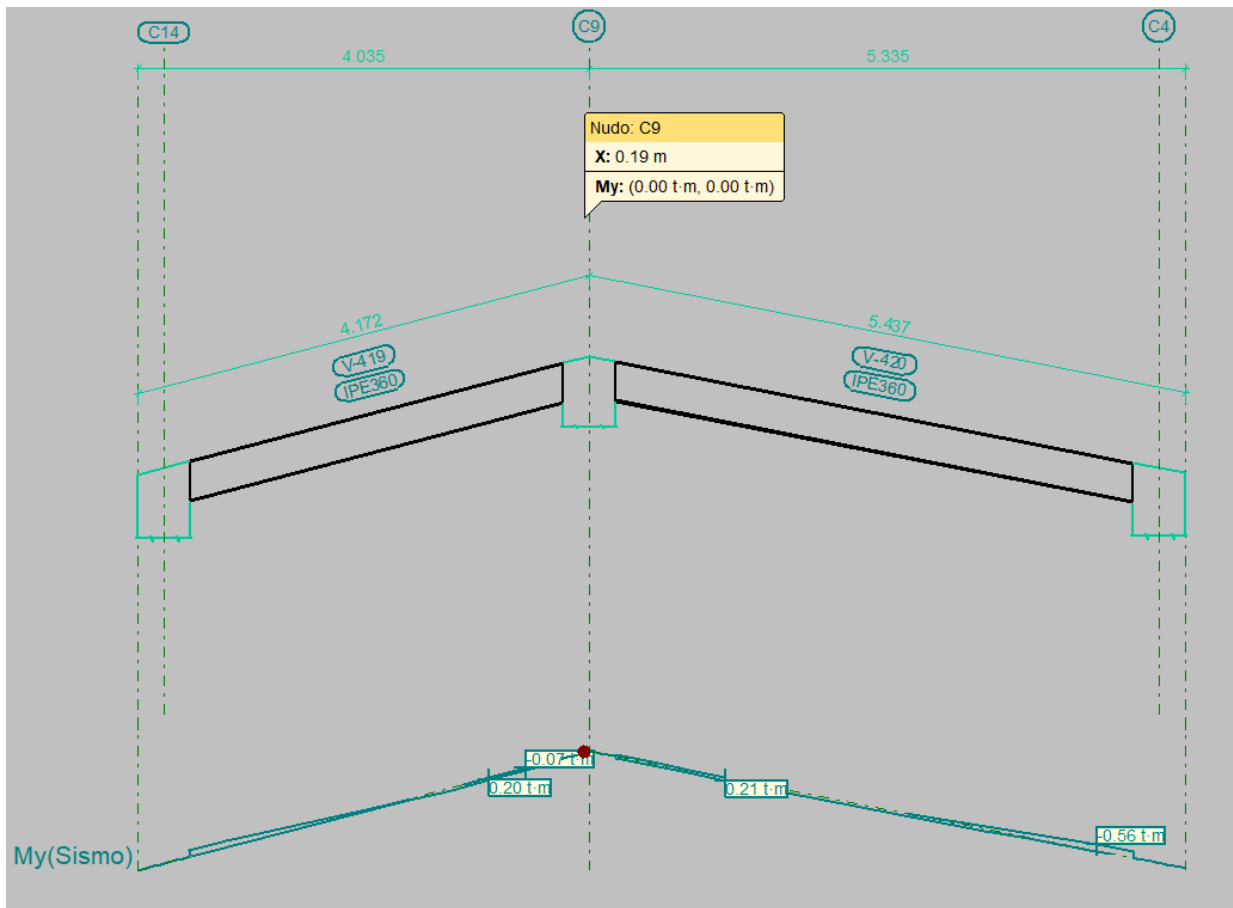



Figura 145: Portico 7 - Direccion Y

Cuadro 8-72: Descripción y datos de la viga

Datos de la viga	
	Geometría
	Referencia del perfil : IPE360
	Materiales
	Acero : A36

Cuadro 8-73: RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Tramo	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	$PM_xM_yV_xV_yT$	
V-420: C9 - C4	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 4.718 m $\eta = 3.4$	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(4)</sup>	x: 4.718 m $\eta = 1.0$	x: 4.718 m $\eta = 2.7$	<b>CUMPLE</b> $\eta = 3.4$
<p>Notación:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>P_t</math>: Resistencia a tracción</li> <li><math>\lambda_c</math>: Limitación de esbeltez para compresión</li> <li><math>P_c</math>: Resistencia a compresión</li> <li><math>M_x</math>: Resistencia a flexión eje X</li> <li><math>M_y</math>: Resistencia a flexión eje Y</li> <li><math>V_x</math>: Resistencia a corte X</li> <li><math>V_y</math>: Resistencia a corte Y</li> <li><math>PM_xM_yV_xV_yT</math>: Esfuerzos combinados y torsión</li> <li>x: Distancia al origen de la barra</li> <li><math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)</li> <li>N.P.: No procede</li> </ul>									
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</li> <li>(2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.</li> <li>(3) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.</li> <li>(4) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</li> </ul>									

### 8.4.2.1.1 COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

#### 8.4.2.1.1.1 Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.034} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en el nudo C4, para la combinación de acciones  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SY$ .

Donde:

$M_r$ : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.562} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{16.613} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$\phi_b$ : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$M_n$ : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{18.459} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

#### 8.4.2.1.1.1.1 Fluencia

$$M_n : \underline{25.972} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$Z_x$ : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{1019.15} \quad \text{cm}^3$$

#### 8.4.2.1.1.1.2 Pandeo lateral

b) Si  $L_p < L_b \leq L_r$ :

$$M_n : \underline{18.459} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$C_b$ : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p : \underline{25.972} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

**Z<sub>x</sub>**: Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$\mathbf{Z_x} : \underline{1019.15} \text{ cm}^3$$

$$\mathbf{S_x} : \underline{906.69} \text{ cm}^3$$

Donde:

**I<sub>x</sub>**: Momento de inercia respecto al eje X

$$\mathbf{I_x} : \underline{16320.34} \text{ cm}^4$$

**y**: Distancia a la fibra extrema en flexión

$$\mathbf{y} : \underline{180.00} \text{ mm}$$

**L<sub>b</sub>**: Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$\mathbf{L_b} : \underline{5100} \text{ mm}$$

$$\mathbf{L_p} : \underline{1874.77} \text{ mm}$$

Donde:

**E**: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{r_y} : \underline{3.77} \text{ cm}$$

Donde:

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$\mathbf{I_y} : \underline{1031.56} \text{ cm}^4$$

**A**: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{72.73} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{L_r} : \underline{6080.61} \text{ mm}$$

Donde:

**E**: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

**J**: Momento de inercia a torsión uniforme

$$\mathbf{J} : \underline{37.32} \text{ cm}^4$$

**h<sub>o</sub>**: Distancia entre los baricentros de las alas

$$\mathbf{h_o} : \underline{347.30} \text{ mm}$$

$$\mathbf{r_{ts}} : \underline{44.55} \text{ mm}$$

Donde:

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$\mathbf{I_y} : \underline{1031.56} \text{ cm}^4$$

**C<sub>w</sub>**: Constante de alabeo de la sección

$$\mathbf{C_w} : \underline{314010.82} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$\mathbf{c} : \underline{1.00}$$

### 8.4.2.1.1.2 Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo C4, para la combinación de hipótesis  $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SY$ .

Donde:

$V_r$ : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.453} \quad t$$

$V_c$ : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{44.037} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

$\phi_v$ : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

$V_n$ : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n : \underline{44.037} \quad t$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{28.80} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

$d$ : Canto total

$$d : \underline{360.00} \quad \text{mm}$$

$t_w$ : Espesor del alma

$$t_w : \underline{8.00} \quad \text{mm}$$

#### 8.4.2.1.1.2.1 Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

**C<sub>v</sub>**: Coeficiente de cortante del alma

**C<sub>v</sub>**: 1.00

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

**h**: 334.60 mm

**E**: Módulo de elasticidad del acero

**E**: 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

#### 8.4.2.1.1.2.2 Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

**h**: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

**h**: 334.60 mm

**t<sub>w</sub>**: Espesor del alma

**t<sub>w</sub>**: 8.00 mm

**E**: Módulo de elasticidad del acero

**E**: 2038735.98 kp/cm<sup>2</sup>

**F<sub>y</sub>**: Límite elástico mínimo especificado

**F<sub>y</sub>**: 2548.42 kp/cm<sup>2</sup>

#### 8.4.2.1.1.3 Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$\eta$ : 0.027 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo C4, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SY.

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$\eta <$  0.001 ✓

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta : \underline{0.027} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.003} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.001} \checkmark$$

#### 8.4.2.1.1.3.1 Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

$T_r$ : Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_c : \underline{0.404} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$\phi_T$ : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

$T_n$ : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n : \underline{0.449} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C$ : Módulo resistente a torsión

$$C : \underline{29.39} \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n : \underline{1529.05} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$



#### 8.4.2.1.1.3.2 Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

**f<sub>a</sub>**: Tensión normal debida al esfuerzo axil (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**P<sub>r</sub>**: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$P_r : \underline{0.000} \text{ t}$$

**A**: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{72.73} \text{ cm}^2$$

**f<sub>bx</sub>**: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} : \underline{-62.03} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**M<sub>rx</sub>**: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : \underline{0.562} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**I<sub>x</sub>**: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{16320.34} \text{ cm}^4$$

**y**: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : \underline{180.00} \text{ mm}$$

**f<sub>by</sub>**: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**M<sub>ry</sub>**: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{1031.56} \text{ cm}^4$$

**x**: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$x : \underline{0.00} \text{ mm}$$

**f<sub>vx</sub>**: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**V<sub>x</sub>**: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_x : \underline{0.000} \text{ t}$$

**Q<sub>y</sub>**: Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_y : \underline{45.88} \text{ cm}^3$$

**I<sub>y</sub>**: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{1031.56} \text{ cm}^4$$

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{12.70} \text{ mm}$$

**f<sub>vy</sub>**: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

$$f_{vy} : \underline{4.23} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

**V<sub>y</sub>**: Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_y : \underline{0.453} \text{ t}$$

**Q<sub>x</sub>**: Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_x : \underline{-187.46} \text{ cm}^3$$

**I<sub>x</sub>**: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{16320.34} \text{ cm}^4$$

**b**: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{12.70} \text{ mm}$$

$f_T$ : Tensión tangencial debida a torsión.

$$f_T : \frac{0.02}{1} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$T_r$ : Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$T_r : \frac{0.000}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$J$ : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \frac{37.32}{1} \text{ cm}^4$$

$b$ : Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \frac{12.70}{1} \text{ mm}$$

$F_a$ : Resistencia a tracción de la sección.

$$F_a : \frac{2293.58}{1} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\phi_t$ : Factor de seguridad para tracción.

$$\phi_t : \frac{0.90}{1}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \frac{2548.42}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$F_{bx}$ ,  $F_{by}$ : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$$F_{bx} : \frac{2293.58}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{by} : \frac{2293.58}{1} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\phi_b$ : Factor de resistencia para flexión.

$$\phi_b : \frac{0.90}{1}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \frac{2548.42}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$F_{vx}$ ,  $F_{vy}$ : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$F_{vx} : \frac{1324.20}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{vy} : \frac{1324.20}{1} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\phi_v$ : Factor de resistencia para cortante.

$$\phi_v : \frac{0.90}{1}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \frac{2548.42}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$F_T$ : Resistencia a torsión de la sección.

$$F_T : \frac{1324.20}{1} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$\phi_T$ : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \frac{0.90}{1}$$

$F_y$ : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \frac{2548.42}{1} \text{ kp/cm}^2$$

### 8.4.2.1.2 COMPROBACIONES DE FLECHA

#### 8.4.2.1.2.1 Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "3.37 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$0.01 \text{ mm} \leq 9.38 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,Q,lim}$ : límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso

$$f_{i,Q,lim} : \underline{9.38} \text{ mm}$$

$$f_{i,Q,lim} = L/360$$

**L**: longitud de referencia

$$L : \underline{3.38} \text{ m}$$

$f_{i,Q}$ : flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas

$$f_{i,Q} : \underline{0.01} \text{ mm}$$

#### 8.4.2.1.2.2 Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "1.69 m" para la combinación de acciones: Peso propio + Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento

$$0.01 \text{ mm} \leq 13.48 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$ : límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{13.48} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/300$$

**L**: longitud de referencia

$$L : \underline{4.04} \text{ m}$$

$f_{A,max}$ : flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{0.01} \text{ mm}$$

$$f_{A,max} = f_T - f_i (t = t_{ed})$$

$f_T$ : flecha instantánea máxima

$$f_T : \underline{0.08} \text{ mm}$$

$f_i (t = t_{ed})$ : flecha instantánea en el instante  $t = t_{ed}$

$$f_i (t = t_{ed}) : \underline{0.07} \text{ mm}$$

$t_{ed}$ : Construcción del elemento dañable

$$t_{ed} : \underline{3 \text{ meses}}$$

### 8.4.3 DISEÑO DE LOSAS

#### 8.4.3.1 Comprobaciones de vigueta más cargada nivel 4

*Cuadro 8-74: Datos de la Vigueta*

<b>Datos de la vigueta</b>	
Geometría	
Coordenadas	: (15.446, 4.05) - (15.446, 9.15)
Perfil	: IPE120
Longitud libre	: 5.196 m

*Cuadro 8-75: Resumen de las comprobaciones*

Perfil	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	$P_t$	$\lambda_c$	$P_c$	$M_x$	$M_y$	$V_x$	$V_y$	$PM_xM_yV_xV_yT$	
IPE120	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	x: 2.598 m $\eta = 39.6$	N.P. <sup>(3)</sup>	N.P. <sup>(4)</sup>	x: 5.197 m $\eta = 5.4$	N.P. <sup>(5)</sup>	<b>CUMPLE</b> $\eta = 39.6$
<p>Notación:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>P_t</math>: Resistencia a tracción</li> <li><math>\lambda_c</math>: Limitación de esbeltez para compresión</li> <li><math>P_c</math>: Resistencia a compresión</li> <li><math>M_x</math>: Resistencia a flexión eje X</li> <li><math>M_y</math>: Resistencia a flexión eje Y</li> <li><math>V_x</math>: Resistencia a corte X</li> <li><math>V_y</math>: Resistencia a corte Y</li> <li><math>PM_xM_yV_xV_yT</math>: Esfuerzos combinados y torsión</li> <li>x: Distancia al origen de la barra</li> <li><math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)</li> <li>N.P.: No procede</li> </ul>									
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</li> <li>(2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.</li> <li>(3) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.</li> <li>(4) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</li> <li>(5) No hay torsión u otros esfuerzos combinados, por lo que la comprobación no procede.</li> </ul>									

Cuadro 8-76: Comprobaciones de Flecha

COMPROBACIONES DE FLECHA			
<b>Flechas: Vano (secante). Luz total: 5.28 m</b>			
Total a plazo infinito	1.699 cm	≤ 528 / 500 + 1: 2.056 cm	✓
	L/311	≤ L/250	✓
Activa	0.679 cm	≤ 528 / 1000 + 0.5: 1.028 cm	✓
	L/778	≤ L/500	✓

#### 8.4.3.1.1 Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$: \underline{0.396} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo,  $M_r$ , se produce en un punto situado a una distancia de 2.598 m del nudo (15.446, 4.05), para la combinación de acciones G.

Donde:

$$\mathbf{M_r}: \text{Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD} : \underline{0.551} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M_c}: \text{Resistencia de diseño a flexión} : \underline{1.393} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$$\phi_b: \text{Factor de resistencia a flexión} : \underline{0.90}$$

$$\mathbf{M_n}: \text{La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1} : \underline{1.548} \text{ t}\cdot\text{m}$$

#### 8.4.3.1.1.1 Fluencia

$$: \underline{1.548} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{F_y}: \text{Límite elástico mínimo especificado} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{Z_x}: \text{Módulo resistente plástico respecto al eje X} : \underline{60.73} \text{ cm}^3$$

#### 8.4.3.1.1.2 Pandeo lateral

a) Si  $L_b \leq L_p$ , el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

$$\mathbf{L_b}: \text{Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal} : \underline{0} \text{ mm}$$

$$: \underline{716.68} \text{ mm}$$

Donde:

$$\mathbf{E}: \text{Módulo de elasticidad del acero} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{F_y}: \text{Límite elástico mínimo especificado} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$: \underline{1.44} \text{ cm}$$

Donde:

$$\mathbf{I_y}: \text{Momento de inercia respecto al eje Y} : \underline{27.38} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{A}: \text{Área total de la sección transversal de la barra.} : \underline{13.21} \text{ cm}^2$$

### 8.4.3.1.2 Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$: \underline{0.054} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo  $V_r$  se produce en el nudo (15.446, 4.05), para la combinación de hipótesis G.

Donde:

$$\mathbf{V_r}: \text{Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD} : \underline{0.433} \text{ t}$$

$\mathbf{V_c}$ : Resistencia de diseño a cortante

$$: \underline{8.073} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

$$\phi_v: \text{Factor de resistencia a cortante} : \underline{1.00}$$

$\mathbf{V_n}$ : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$: \underline{8.073} \text{ t}$$

Donde:

$$\mathbf{F_y}: \text{Límite elástico mínimo especificado} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$: \underline{5.28} \text{ cm}^2$$

Donde:

$$\mathbf{d}: \text{Canto total} : \underline{120.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{t_w}: \text{Espesor del alma} : \underline{4.40} \text{ mm}$$

#### 8.4.3.1.2.1 Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

<b>C<sub>v</sub></b> : Coeficiente de cortante del alma	:	<u>1.00</u>
Donde:		
<b>h</b> : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo	:	<u>107.40</u> mm
<b>E</b> : Módulo de elasticidad del acero	:	<u>2038735.98</u> kp/cm <sup>2</sup>

#### 8.4.3.1.2.2 Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

<b>h</b> : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo	:	<u>107.40</u> mm
<b>t<sub>w</sub></b> : Espesor del alma	:	<u>4.40</u> mm
<b>E</b> : Módulo de elasticidad del acero	:	<u>2038735.98</u> kp/cm <sup>2</sup>
<b>F<sub>y</sub></b> : Límite elástico mínimo especificado	:	<u>2548.42</u> kp/cm <sup>2</sup>



#### 8.4.4 Diseño De Cimentación

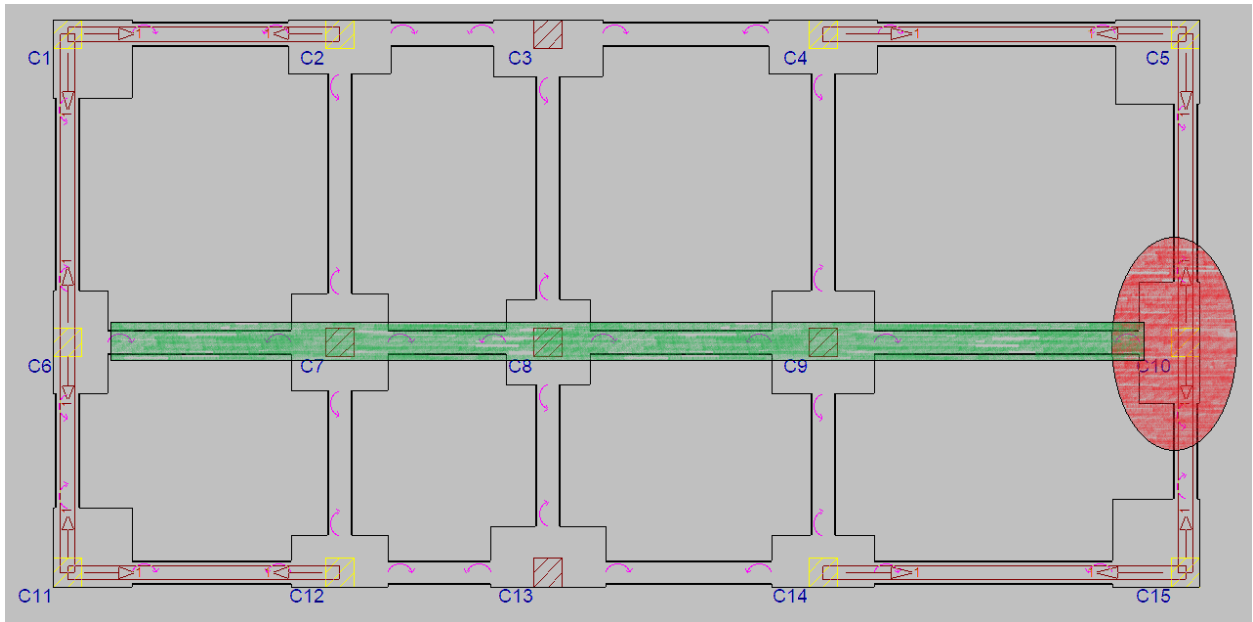


Figura 146: Cimentación lateral más cargada C10 y viga de cimentación con mayor luz

### 8.4.4.1 Diseño de zapatas

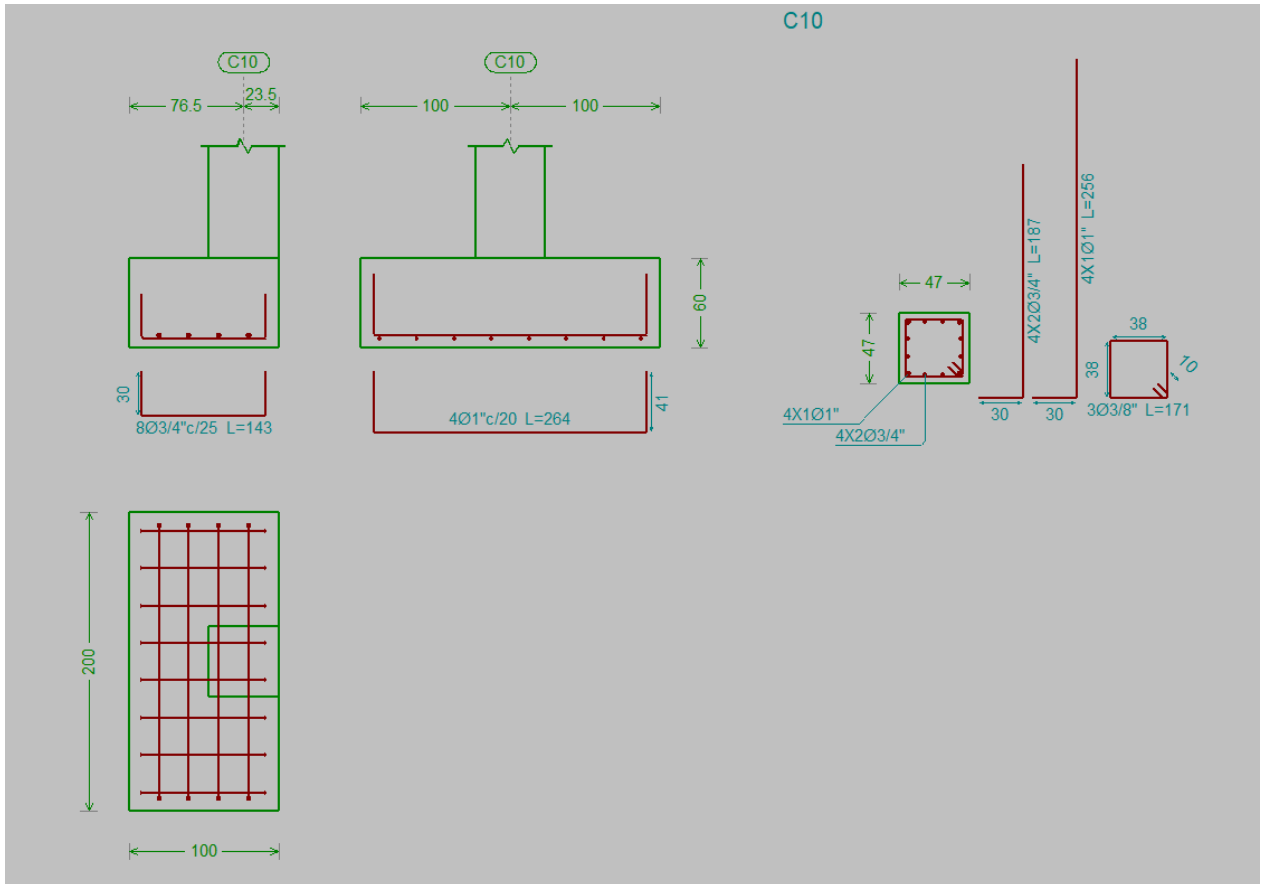
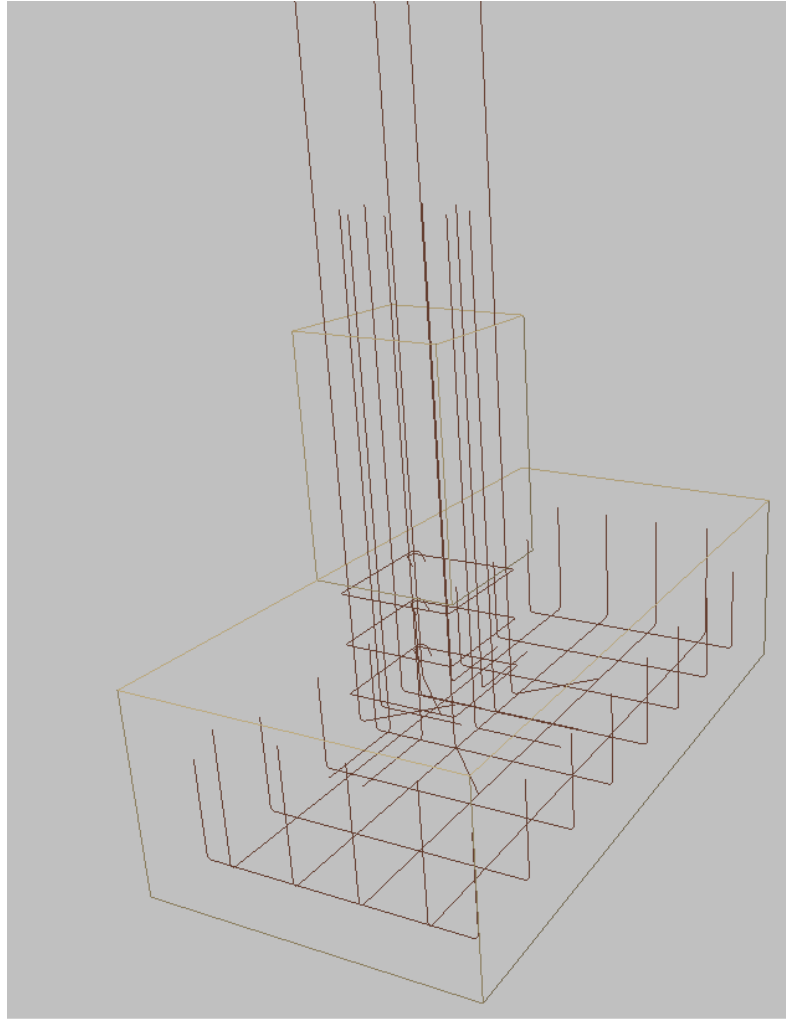


Figura 147: Detalle de zapata C-10



*Figura 148: Modelo de zapata C-10*

8.4.4.1.1 Comprobaciones de diseño de zapata más cargada (C9)

*Cuadro 8-77: Tensiones sobre el terreno:*

Comprobación	Valores	Estado
Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 3.3 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
	Calculado: 1.971 kp/cm <sup>2</sup>	
Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.3 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
	Calculado: 2.166 kp/cm <sup>2</sup>	
Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 4.125 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
	Calculado: 1.971 kp/cm <sup>2</sup>	
Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.125 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
	Calculado: 2.166 kp/cm <sup>2</sup>	

*Cuadro 8-78: Flexión en la zapata:*

Flexión en la zapata:		
En dirección X:	Momento: 0.00 t·m	Cumple
En dirección Y:	Momento: 24.74 t·m	Cumple

*Cuadro 8-79: Cortante en la zapata:*

Cortante en la zapata:		
En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
En dirección Y:	Cortante: 21.56 t	Cumple

*Cuadro 8-80: Compresión oblicua en la zapata:*

Compresión oblicua en la zapata:	Máximo: 630 t/m <sup>2</sup>	
Situaciones persistentes:	Calculado: 100.29 t/m <sup>2</sup>	Cumple
Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 95.12 t/m <sup>2</sup>	Cumple

*Cuadro 8-81: Cuantía geométrica mínima:*

Cuantía geométrica mínima:	Mínimo: 0.0018	
Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0042	Cumple

8.4.4.1.1.1 Información adicional:

Relación rotura pésima (En dirección X): 0.00

Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.81

Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 t

Cortante de agotamiento (En dirección Y): 34.49 t

### 8.4.4.2 Diseño de Viga de cimentación

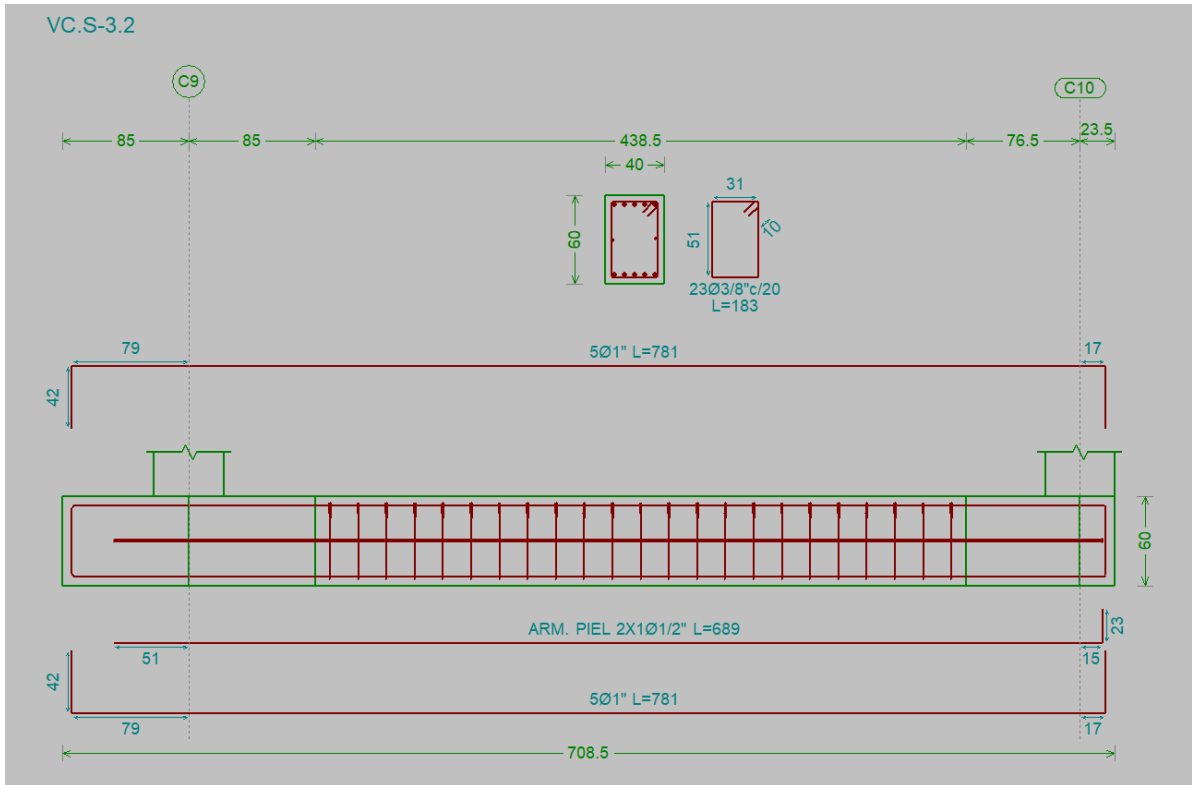
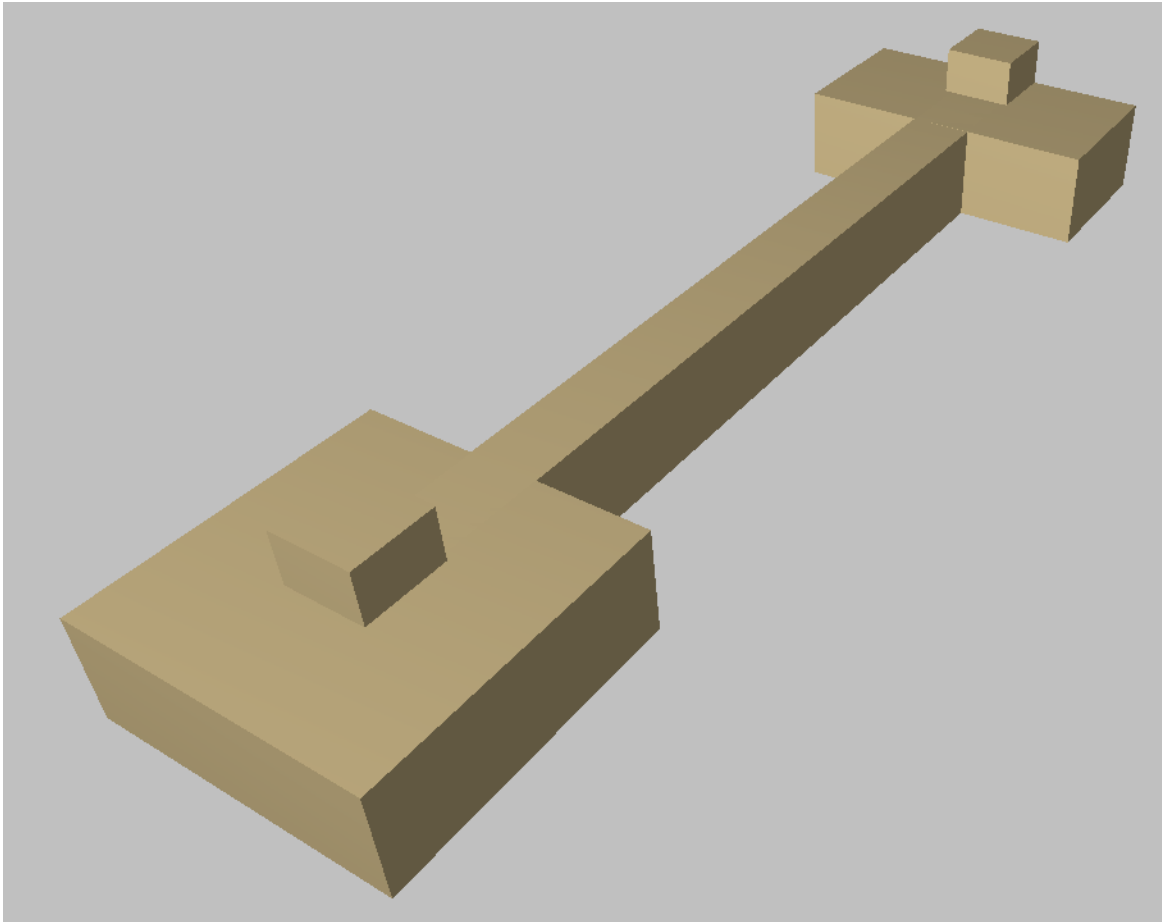


Figura 149: Detalle de viga de cimentación central con mayor luz



*Figura 150: Modelo de viga de cimentacion central con mayor luz*

#### 8.4.4.2.1 Comprobaciones de diseño de viga de cimentación (C9-C10)

*Cuadro 8-82: Anchura mínima de la viga centradora:*

Comprobación	Valores	Estado
Anchura mínima de la viga centradora:	Mínimo: 21.9 cm	Cumple
<i>Se aplica criterio de viga de atado por tener axiles de compresión.: Norma NTE E.060: 2009. Artículo 21.12.3.2</i>	Calculado: 40 cm	

*Cuadro 8-83: Canto mínimo de la viga centradora*

Canto mínimo de la viga centradora:	Mínimo: 21.9 cm	Cumple
<i>Se aplica criterio de viga de atado por tener axiles de compresión.: Norma NTE E.060: 2009. Artículo 21.12.3.2</i>	Calculado: 60 cm	

*Cuadro 8-84: Cuantía mínima para los estribos*

Cuantía mínima para los estribos:	Mínimo: 3.39 cm <sup>2</sup> /m	
<i>Norma NTE E.060: 2009. Artículo 11.5.6</i>		
Situaciones persistentes:	Calculado: 7.13 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 7.13 cm <sup>2</sup> /m	Cumple

*Cuadro 8-85: Cuantía geométrica mínima armadura traccionada*

Cuantía geométrica mínima armadura traccionada:	Mínimo: 0.0015	
<i>Artículo 5.4.2.1 del Eurocódigo-2</i>		
Armadura inferior (Situaciones persistentes):	Calculado:	Cumple
Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado:	Cumple
Armadura inferior (Situaciones accidentales)	Calculado:	Cumple
Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 0.0105	Cumple



*Cuadro 8-86: Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta*

Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta:	Calculado: 25.33 cm <sup>2</sup>	
<i>Norma NTE E.060: 2009. Artículo 10.5.</i>		
Armadura inferior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 2.06 cm <sup>2</sup>	Cumple
Armadura superior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 8.15 cm <sup>2</sup>	Cumple
Armadura inferior (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 3.72 cm <sup>2</sup>	Cumple
Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 8.15 cm <sup>2</sup>	Cumple

*Cuadro 8-87: Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión*

Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión:	Mínimo: 0 cm <sup>2</sup>	
<i>Norma NTE E.060: 2009. Artículo 10.3.6.2</i>		
Situaciones persistentes:	Calculado: 53.2 cm <sup>2</sup>	Cumple
Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 53.2 cm <sup>2</sup>	Cumple

#### 8.4.4.2.2 Información adicional

Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 25.4 mm (Cumple)

Esfuerzos pésimos:

Situaciones accidentales sísmicas

Momento flector: 2.44 t·m - Axil: ± 5.49 t (Cumple)

Momento flector: -9.16 t·m - Axil: ± 5.14 t (Cumple)

Momento flector: 2.43 t·m - Axil: ± 5.49 t (Cumple)

## **8.5 ANEXO N°2: RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS**



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ANÁLISIS MECÁNICO POR TAMIZADO

ASTM D-422

**PROYECTO** : "ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DUAL Y APORTICADO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE HUASO - PROVINCIA DE JULCAN - REGION LA LIBERTAD"

**SOLICITANTE** : CHACALTANA VIERA NILVER ALFREDO

**RESPONSABLE** : ING. VICTORIA DE LOS ÁNGELES AGUSTÍN DÍAZ

**UBICACIÓN** : HUASO - JULCÁN - LALIBERTAD

**FECHA** : FEBRERO DEL 2017 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-1 / E-3 / / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

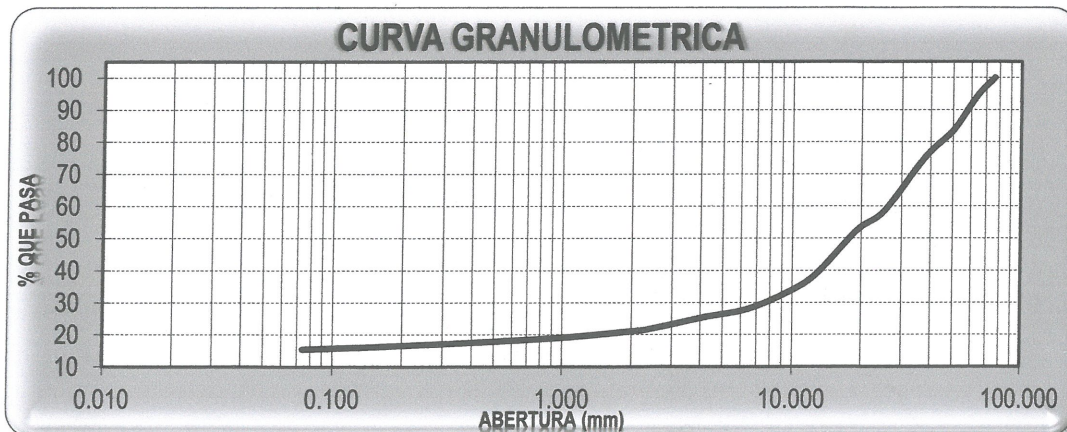
DATOS DEL ENSAYO

Peso de muestra seca : 5276.00

Peso de muestra seca luego de lavado : 4462.32

Peso perdido por lavado : 813.68

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	7.7 %	
2 1/2"	63.500	306.29	5.81	5.81	94.19		
2"	50.600	548.13	10.39	16.19	83.81		
1 1/2"	38.100	449.31	8.52	24.71	75.29	Límites e Índices de Consistencia	
1"	25.400	878.45	16.65	41.36	58.64		L. Líquido : 31
3/4"	19.050	332.30	6.30	47.66	52.34		L. Plástico : 21
1/2"	12.700	710.20	13.46	61.12	38.88	Ind. Plasticidad : 10	
3/8"	9.525	303.34	5.75	66.87	33.13	Clasificación de la Muestra	
1/4"	6.350	277.65	5.26	72.13	27.87		
No4	4.178	127.46	2.42	74.55	25.45		Clas. SUCS : GC
8	2.360	201.32	3.82	78.36	21.64	Clas. AASHTO : A-2-4 (0)	
10	2.000	31.56	0.60	78.96	21.04	Descripción de la Muestra	
16	1.180	82.09	1.56	80.52	19.48		
20	0.850	38.57	0.73	81.25	18.75		
30	0.600	30.94	0.59	81.83	18.17	SUCS: Grava arcillosa. AASHTO: Material granular. Grava y arena arcillosa o limosa. Excelente a bueno como subgrado. Con un 15.42% de finos.	
40	0.420	30.05	0.57	82.40	17.60		
50	0.300	26.81	0.51	82.91	17.09		
60	0.250	12.13	0.23	83.14	16.86		
80	0.180	22.47	0.43	83.57	16.43		
100	0.150	14.34	0.27	83.84	16.16		
200	0.074	38.91	0.74	84.58	15.42	Descripción de la Calicata	
< 200		813.68	15.42	100.00	0.00		C-1 E-3
Total		5276.00	100.00			Profundidad : 1.5 - 1.8 m	



CAMPUS TRUJILLO  
 Av. Larco 1770.  
 Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
 Fax: (044) 485 019.



UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO  
 Ing. Victoria de los Angeles Agustín Díaz  
 Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe



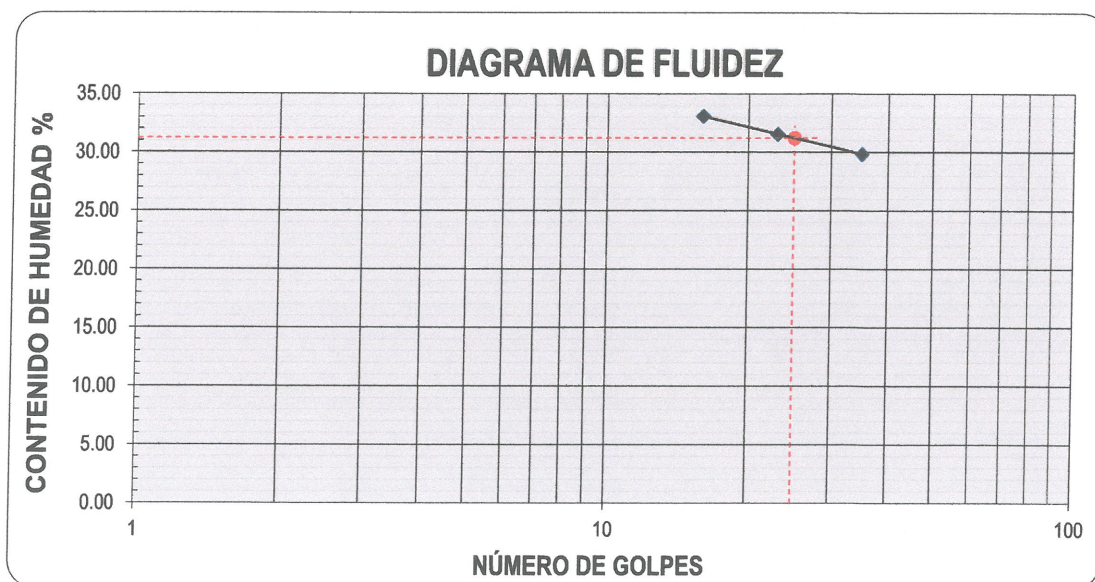
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

LÍMITES DE CONSISTENCIA

ASTM D-4318

**PROYECTO** : "ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DUAL Y APORTICADO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE HUASO - PROVINCIA DE JULCÁN - REGIÓN LA LIBERTAD"  
**SOLICITANTE** : CHACALTANA VIERA NILVER ALFREDO  
**RESPONSABLE** : ING. VICTORIA DE LOS ÁNGELES AGUSTÍN DÍAZ  
**UBICACIÓN** : HUASO - JULCÁN - LALIBERTAD  
**FECHA** : FEBRERO DEL 2017 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)  
**MUESTRA** : C-1 / E-3 / / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

Descripción	Límite Líquido			Límite Plástico	
	16	23	35	-	-
N° de golpes	16	23	35	-	-
Peso de tara (g)	11.23	13.73	12.74	10.40	9.96
Peso de tara + suelo húmedo (g)	18.15	19.40	20.40	11.67	11.17
Peso tara + suelo seco (g)	16.43	18.04	18.64	11.45	10.96
Contenido de Humedad %	33.08	31.54	29.83	21.00	21.04
Límites %	31			21	



ECUACIÓN DE LA RECTA

(Elaborada a partir de los datos de los ensayos)

Ec:  $-9.54974 \log(x) + 44.57595$

CAMPUS TRUJILLO  
Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.



UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO  
LAB. SUELOS  
Ing. Victoria de los Angeles Agustín Díaz  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD  
ASTM D-2216

<b>PROYECTO</b>	:	"ANALISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DUAL Y APORTICADO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE HUASO - PROVINCIA DE JULCAN - REGION LA LIBERTAD"
<b>SOLICITANTE</b>	:	CHACALTANA VIERA NILVER ALFREDO
<b>RESPONSABLE</b>	:	ING. VICTORIA DE LOS ANGELES AGUSTÍN DÍAZ
<b>UBICACIÓN</b>	:	HUASO - JULCÁN - LALIBERTAD
<b>FECHA</b>	:	FEBRERO DEL 2017 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
<b>MUESTRA</b>	:	C-1 / E-3 / / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216

Descripción	Muestra 01	Muestra 02	Muestra 03
Peso del tarro (g)	103.80	53.40	105.31
Peso del tarro + suelo humedo (g)	1705.20	682.90	1957.39
Peso del tarro + suelo seco (g)	1591.42	637.95	1823.90
Peso del suelo seco (g)	1487.62	584.55	1718.59
Peso del agua (g)	113.78	44.95	133.49
% de humedad (%)	7.65	7.69	7.77
% de humedad promedio (%)	<b>7.70</b>		



UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

*Victoria de los Angeles Agustín Díaz*  
Ing. Victoria de los Angeles Agustín Díaz  
Jefa de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PESO UNITARIO DEL SUELO

ASTM D-2419

**PROYECTO** : "ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DUAL Y APORTICADO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE HUASO - PROVINCIA DE JULCÁN - REGIÓN LA LIBERTAD"

**SOLICITANTE** : CHACALTANA VIERA NILVER ALFREDO

**RESPONSABLE** : ING. VICTORIA DE LOS ÁNGELES AGUSTÍN DÍAZ

**UBICACIÓN** : HUASO - JULCÁN - LALIBERTAD

**FECHA** : FEBRERO DEL 2017 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-1 / E-3 / / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO UNITARIO DEL SUELO

Frasco Graduado

Muestra N°	1	2
Peso del frasco (gr)	113.94	113.94
Volúmen del frasco (cm <sup>3</sup> )	1027	1027
Peso del Suelo Húmedo + Frasco (gr)	1997.32	1980.61
Peso del Suelo Húmedo (gr)	1883.38	1866.67
Peso Unitario Húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.833	1.817
Contenido de Humedad (%)	7.7 %	
Peso Unitario Seco (gr/cm <sup>3</sup> )	1.832	1.815
Peso Unitario Seco Promedio (gr/cm <sup>3</sup> )	1.824	



UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO  
LAB. SUELOS  
*Victoria de los Angeles Agustín Díaz*  
Ing. Victoria de los Angeles Agustín Díaz  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales



**ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

C-1 / E-3 / / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

FECHA : FEBRERO DEL 20

**CAPACIDAD DE CARGA**

(Terzaghi 1943 y modificado por Vesic 1975)

$$q_u = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma S_\gamma$$

**ASENTAMIENTO INICIAL**

Teoría Elástica

$$S = C_s q B \left( \frac{1-\nu^2}{E_s} \right)$$

**FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA**

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi \right)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

**FACTORES DE FORMA (Vesic)**

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad >= 0.6$$

Peso unitario suelo encima NNF $\rho =$	1.824 ton/m <sup>3</sup>	Relación de Poisson $\nu =$	0.40
Peso unitario suelo debajo NNF $\gamma' =$	1.824 ton/m <sup>3</sup>	Módulo de elasticidad del suelo $E_s =$	1000.00 kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad de cimentación (ZAPATA)	1.50 m	Factor de forma y rigidez cimentación corrida $C_s =$	79.00 cm/m
Factor de seguridad	3.00	Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada $C_s =$	82.00 cm/m
Prof. cimiento corrido (ingresar dato, si hay)	0.80	Factor de forma y rigidez cimentación rectangular $C_s =$	112.00 cm/m

Sobrecarga en la base de la cimentación $q = \rho D =$	2.74 ton/m <sup>2</sup>
Sobrecarga en la base del cimiento corrido $q = \rho D =$	1.46 ton/m <sup>2</sup>

Considerando Falla Local por Corte

Angulo de fricción $\phi$	cohesión $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$ (Vesic)	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
30.00	0.010	30.140	18.401	22.402	0.611	0.577

B= Ancho de la cimentación  
L= Longitud de cimentación

CIMENTACION CORRIDA								
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)	
0.40		1.00	1.00	1.00	3.80	1.27	0.03	
0.50		1.00	1.00	1.00	4.01	1.34	0.04	
0.60		1.00	1.00	1.00	4.21	1.40	0.06	
0.80		1.00	1.00	1.00	4.62	1.54	0.08	
1.00		1.00	1.00	1.00	5.03	1.68	0.11	

CIMENTACION CUADRADA								
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)	
1.20	1.20	1.61	1.58	0.60	9.90	3.30	0.27	
1.30	1.30	1.61	1.58	0.60	10.02	3.34	0.30	
1.50	1.50	1.61	1.58	0.60	10.26	3.42	0.35	
1.80	1.80	1.61	1.58	0.60	10.63	3.54	0.44	
2.00	2.00	1.61	1.58	0.60	10.88	3.63	0.50	

CIMENTACION RECTANGULAR								
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)	
1.00	1.20	1.51	1.48	0.67	9.27	3.09	0.29	
1.20	1.50	1.49	1.46	0.68	9.47	3.16	0.36	
1.50	1.80	1.51	1.48	0.67	9.95	3.32	0.47	
1.80	2.00	1.55	1.52	0.64	10.47	3.49	0.59	

Se puede considerar como valor único de diseño:

$q_{admisible} =$	3.30 kg/cm <sup>2</sup>
$q_{admisible} =$	32.99 tn/m <sup>2</sup>
<b>CARGA ADMISIBLE BRUTA</b>	$Q =$ 47.50 tn
	<b>S =</b> 0.27 cm

CAMPUS TRUJILLO

Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.

CARACTERISTICAS FISICAS DEL SUELO			
SUCS	: GC		
AASHTO	: A-2-4 (0)		
COLOR	$\phi^\circ$	$c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$P_u$ (Tn/m <sup>2</sup> )
Negro Oscuro	30.00	0.010	1.82

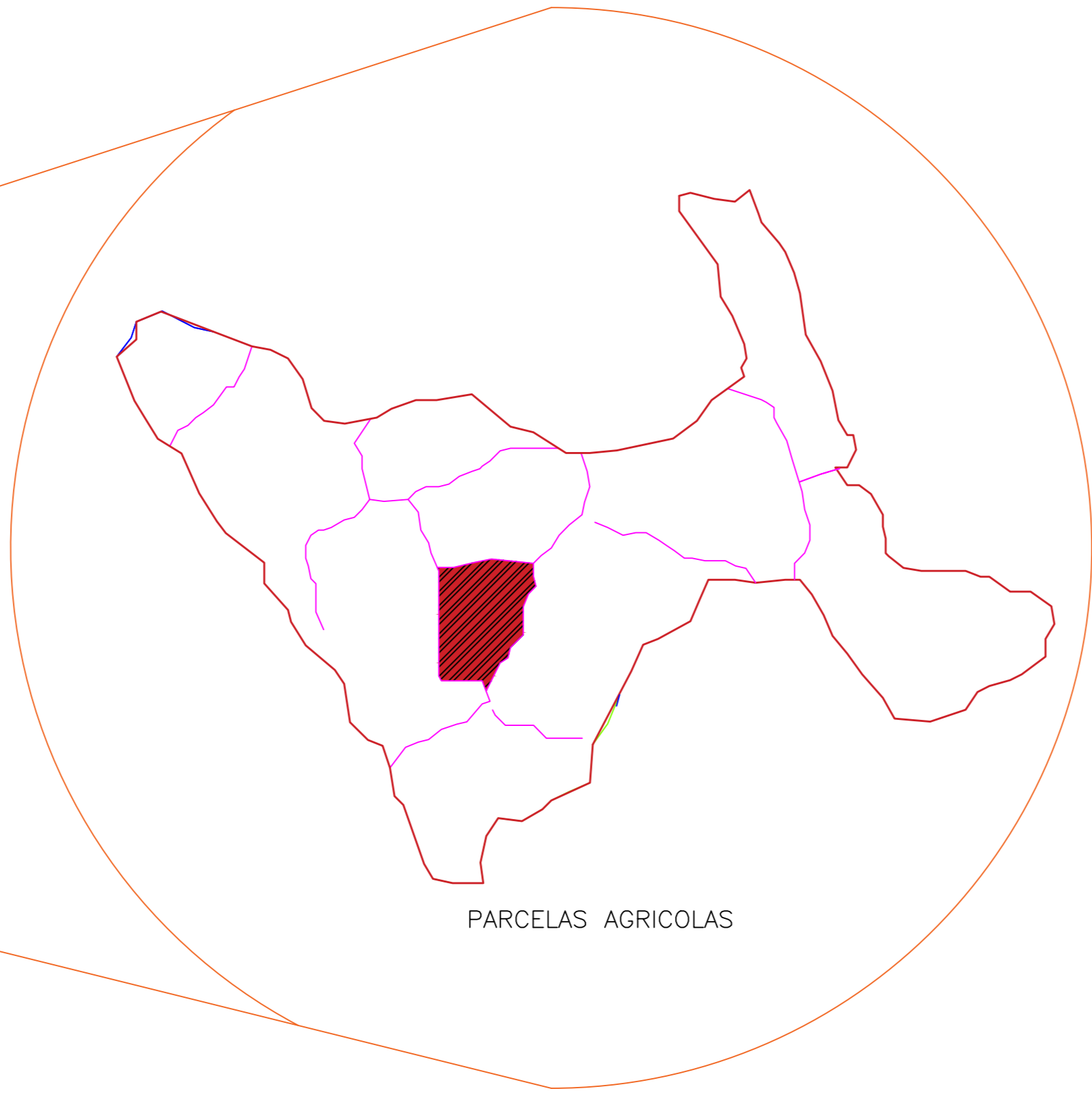
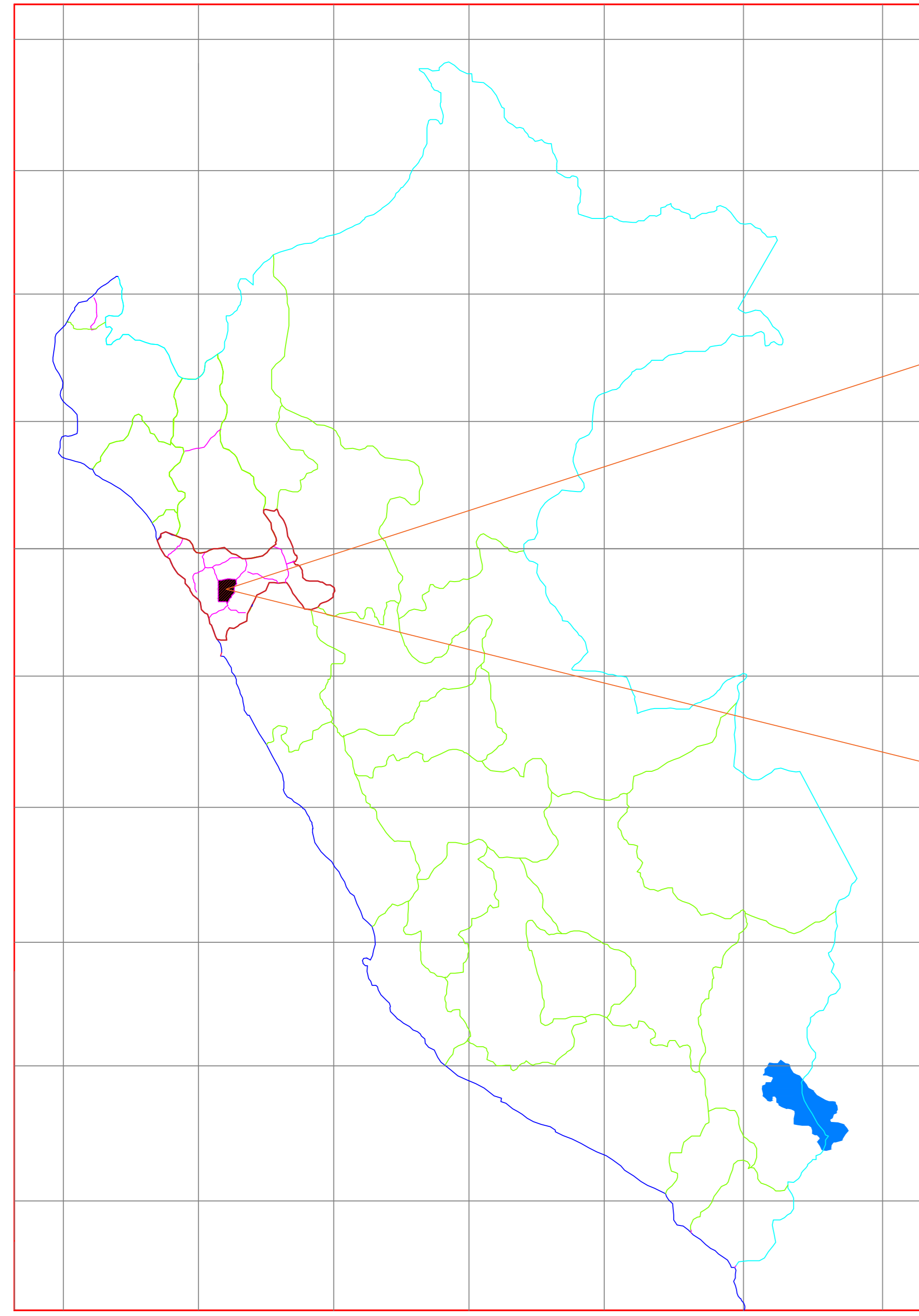
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO  
Ing. Victoria de los Angeles Agustín Díaz  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

## 8.6 ANEXO N°3: PLANOS



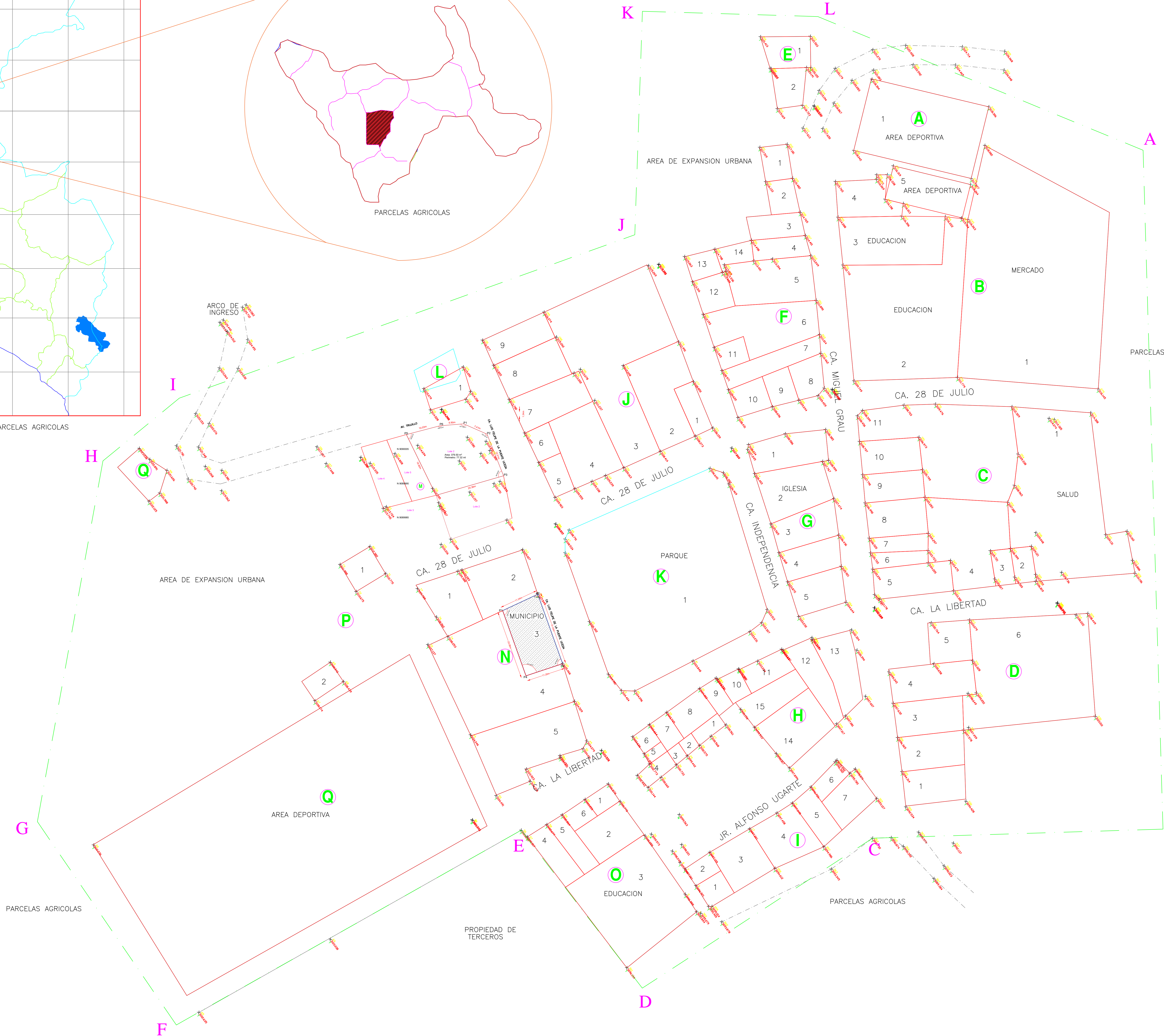


PARCELAS AGRICOLAS

PARCELAS AGRICOLAS

PARCELAS AGRICOLAS

TERRENOS ERIZOS



**UCV**  
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD  
PROVINCIA: JULCÁN  
DISTRITO: HUASO

FABIAN CORDOVA, MARLON

UBICACION Y LOCALIZACION

CHICALIANA VERA, MELVER

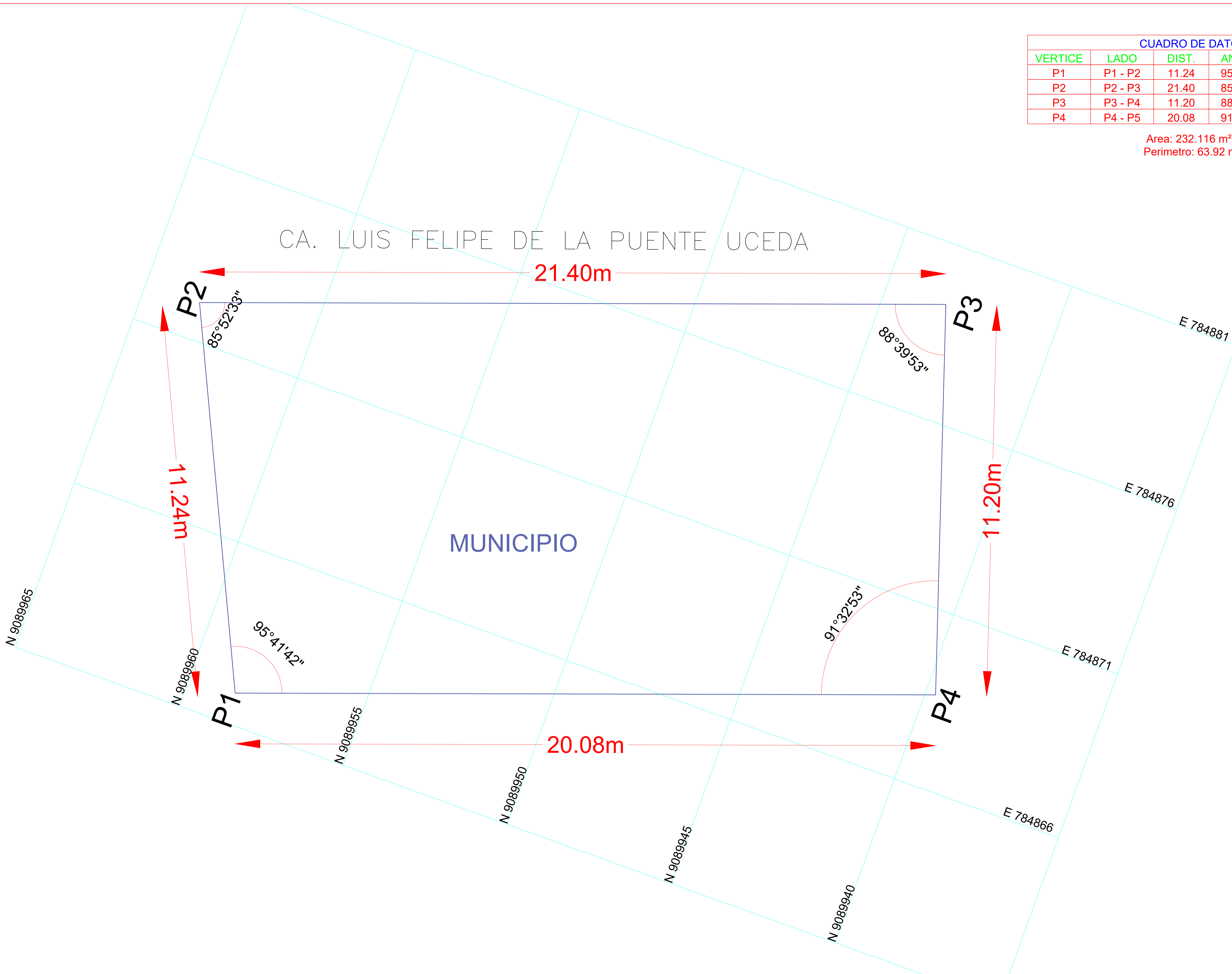
GEOREFERENCIACION PLANIMETRICA 1/50

JUNIO - 2018

L-49 **T-01**

CUADRO DE DATOS TECNICOS					
VERTICE	LADO	DIST.	ANGULO	ESTE	NORTE
P1	P1 - P2	11.24	95°41'42"	784861.897	9089958.61
P2	P2 - P3	21.40	85°52'33"	784872.08	9089963.37
P3	P3 - P4	11.20	88°39'53"	784879.29	9089943.22
P4	P4 - P5	20.08	91°32'53"	784868.66	9089939.70

Area: 232.116 m<sup>2</sup>  
Perimetro: 63.92 ml



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD  
PROVINCIA : JULCAN  
DISTRITO : HUASO

ASESOR:  
FARFAN CORDOVA, MARLON

PLANO:  
TOPOGRAFICO

TERRENO:  
CHACALTANA VIERA, NILVER

OBSERVACION:

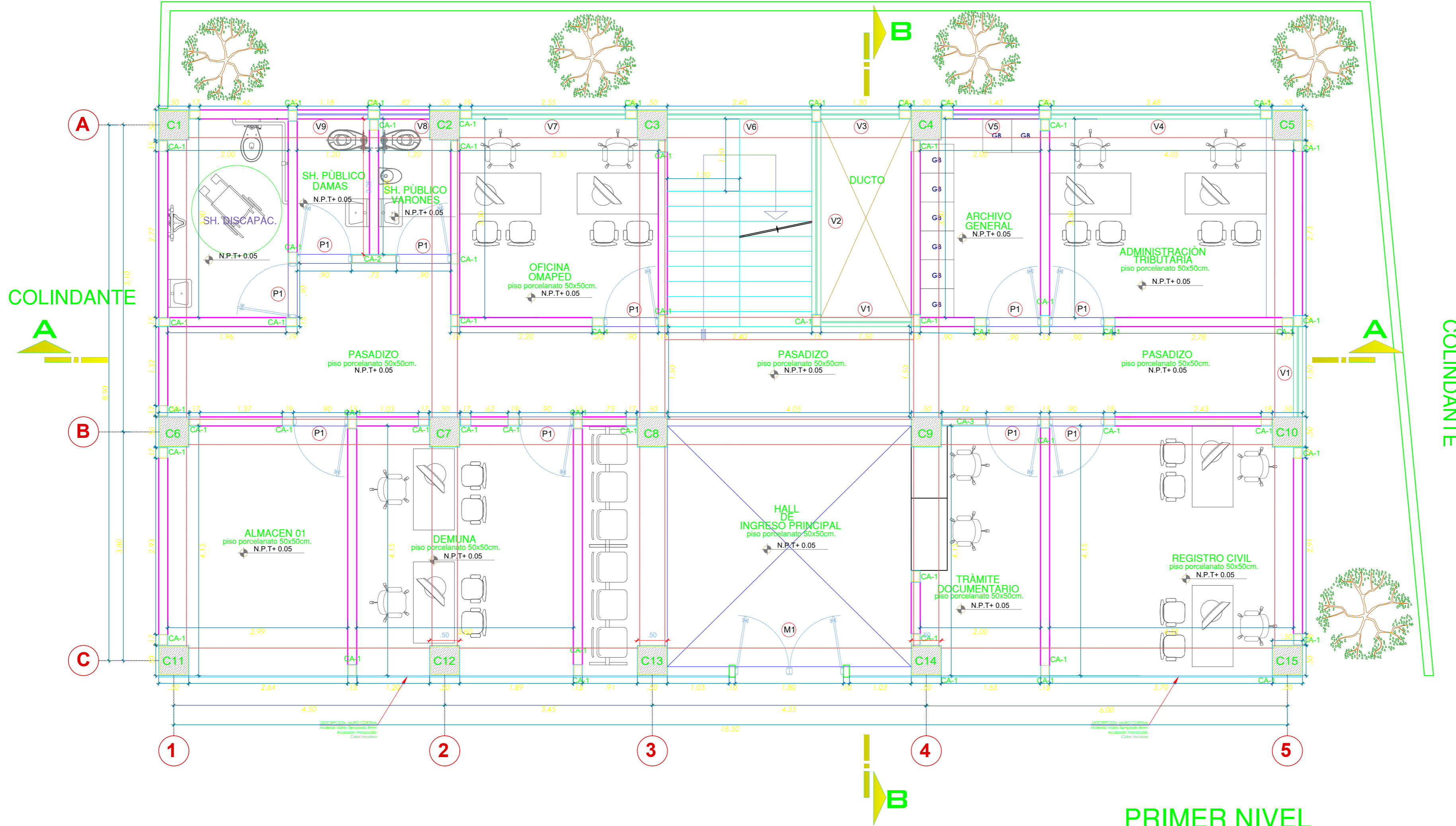
COORDINACIÓN:  
GEOMÉTRICA  
PLANIMÉTRICA

ESCALA:  
1/50

FECHA:  
JUNIO - 2018

LÁMINA:  
L-50

T-02



**PRIMER NIVEL  
PROPUESTA  
ESC. 1/50**

**CUADRO DE VANOS - PUERTAS**

TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO	FRESQUILLO	CANT.	CARACTERÍSTICAS
P-1	—	0.90	2.50	—	31	PUERTA DE MADERA APANELADA
P-2	—	1.00	2.50	—	06	PUERTA DE MADERA APANELADA
P-3	—	0.85	2.50	—	04	PUERTA DE MADERA APANELADA
M-1	—	1.60	2.75	—	01	MAMPARA DE VIDRIO TEMPLADO
M-1	—	1.50	3.50	—	01	MAMPARA DE VIDRIO TEMPLADO

**CUADRO DE VANOS - VENTANAS**

TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO	CANT.	CARACTERÍSTICAS
V-1	1.00	1.50	1.90	0.8	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-2	1.00	3.20	1.90	0.4	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-3	1.00	1.30	1.90	0.4	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-4	1.00	3.48	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-5	2.75	1.43	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-6	1.00	2.40	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-7	2.80	2.55	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-8	2.75	0.82	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-9	2.75	1.18	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR

**LEYENDA DE MUROS**

MURO	CARACTERÍSTICAS
—	TABICERIA DE LADRILLO
—	TABICERIA DE DRYWALL



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

**HOMBRE DE LA TESIS :**  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL, UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES

**UBICACIÓN:**  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

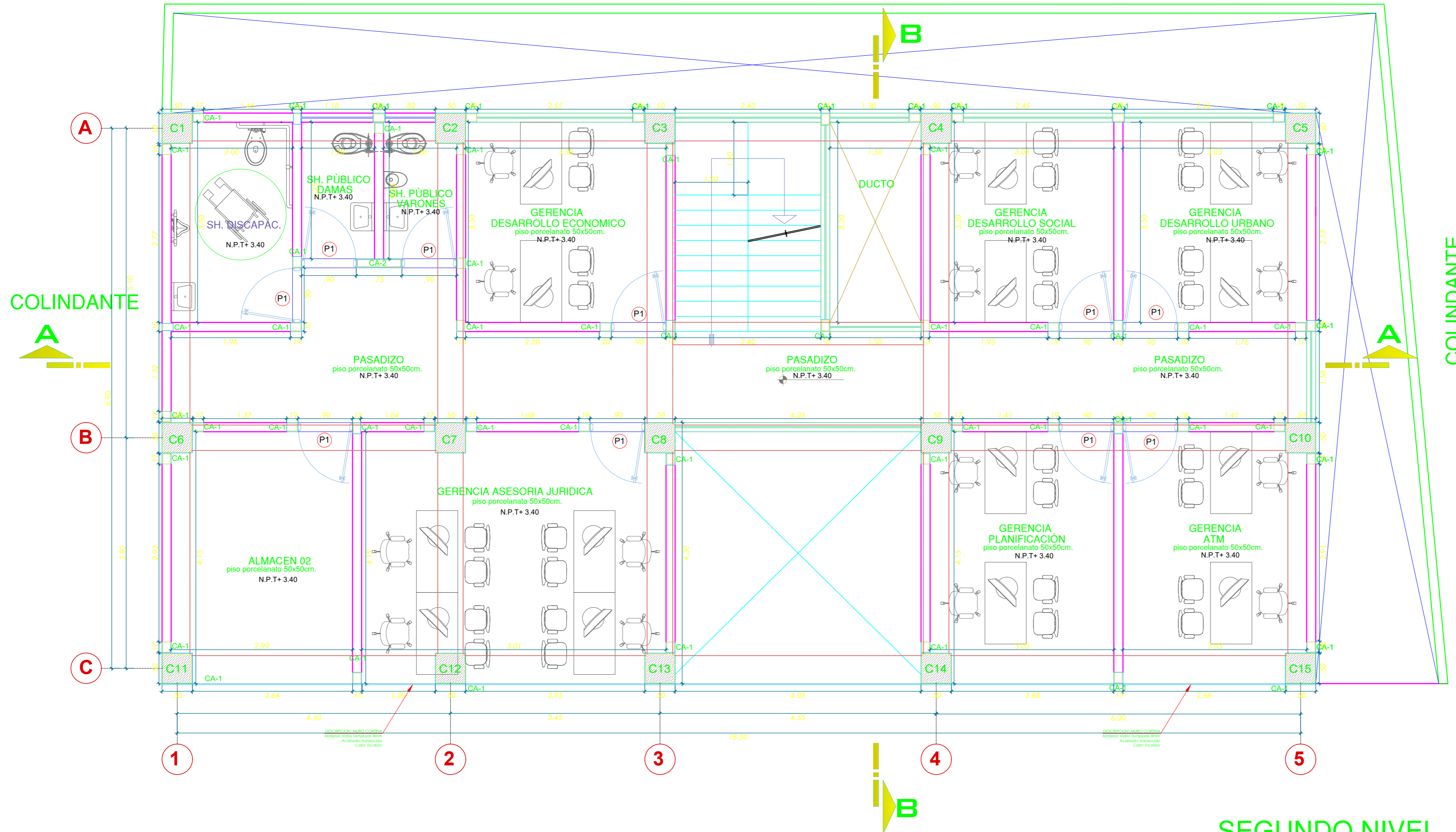
**ABSOR:**  
FARFAN CORDOVA, MARLON

**PLANO:**  
ARQUITECTURA NIVEL 1

**TEBISTA:**  
CHACALTANA VIERA, NILVER

**OBSEVACION:**

<b>ARQUITECTURA</b> NIVEL 1	<b>ESCALA:</b> 1/50
<b>FECHA:</b> JUNIO - 2018	<b>CODIGO:</b> A-01
<b>LÁMINA:</b> L-44	



**SEGUNDO NIVEL  
PROPUESTA  
ESC. 1/50**

**CUADRO DE VANOS - PUERTAS**


TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO	FRESQUILLO	CANT.	CARACTERÍSTICAS
P-1	—	0.90	2.50	—	31	FUERTA DE MADERA APANELADA
P-2	—	1.00	2.50	—	06	FUERTA DE MADERA APANELADA
P-3	—	0.85	2.50	—	04	FUERTA DE MADERA APANELADA
M-1	—	1.60	2.75	—	01	MAMPARA DE VIDRIO TEMPPLADO
M-1	—	1.50	3.50	—	01	MAMPARA DE VIDRIO TEMPPLADO

**CUADRO DE VANOS - VENTANAS**

TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO	CANT.	CARACTERÍSTICAS
V-1	1.00	1.50	1.90	0.8	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-2	1.00	3.20	1.90	0.4	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-3	1.00	1.30	1.90	0.4	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-4	1.00	3.48	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-5	2.75	1.43	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-6	1.00	2.40	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-7	2.80	2.55	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-8	2.75	0.82	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-9	2.75	1.18	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR

**LEYENDA DE MUROS**

MURO	CARACTERÍSTICAS
—	TABICERIA DE LADRILLO
—	TABICERIA DE DRYWALL



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

---

**HOMBRE DE LA TESIS :**  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

---

**UBICACIÓN:**  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

---

**ABSOR:**  
FARFAN CORDOVA, MARLON

---

**PLANO:**  
ARQUITECTURA NIVEL 2

---

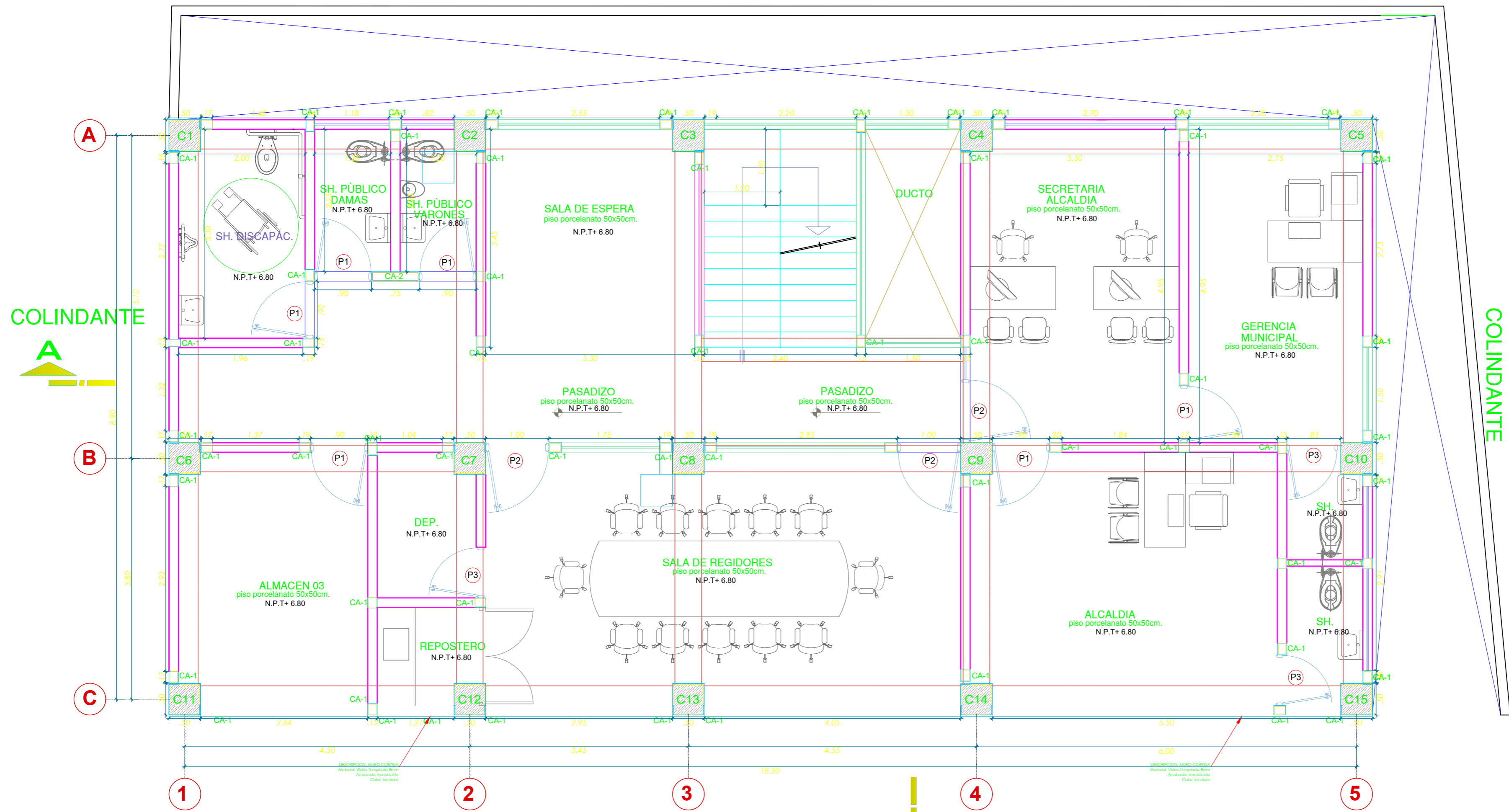
**TEBISTA:**  
CHACALTANA VIERA, NILVER

---

**OBSEVACION:**

---

<b>ARQUITECTURAL:</b> NIVEL 2	<b>ESCALA:</b> 1/50
<b>FECHA:</b> JUNIO - 2018	<b>CODIGO:</b> A-02
<b>LÁMINA:</b> L-45	



COLINDANTE  
A

COLINDANTE

CA. LUIS FELIPE DE LA PUENTE UCEDA

TERCER NIVEL  
PROPUESTA  
ESC. 1/50

CUADRO DE VANOS - PUERTAS

TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO	FRESQUILLO	CANT.	CARACTERÍSTICAS
P-1	---	0.90	2.50	---	31	FUERTA DE MADERA APANELADA
P-2	---	1.00	2.50	---	06	FUERTA DE MADERA APANELADA
P-3	---	0.85	2.50	---	04	FUERTA DE MADERA APANELADA
M-1	---	1.60	2.75	---	01	MAMPARA DE VIDRIO TEMPADO
M-1	---	1.50	3.50	---	01	MAMPARA DE VIDRIO TEMPADO

CUADRO DE VANOS - VENTANAS

TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO	CANT.	CARACTERÍSTICAS	
V-1	---	1.00	1.50	1.90	0.8	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-2	---	1.00	3.20	1.90	0.4	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-3	---	1.00	1.30	1.90	0.4	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-4	---	1.00	3.48	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-5	---	2.75	1.43	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-6	---	1.00	2.40	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-7	---	2.80	2.55	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-8	---	2.75	0.82	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-9	---	2.75	1.18	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR

LEYENDA DE MUROS

MURO	CARACTERÍSTICAS
---	TABICERIA DE LADRILLO
---	TABICERIA DE DRYWALL



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

NOMBRE DE LA TESIS:  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
FARFAN CORDOVA, MARLON

PLANO:  
ARQUITECTURA NIVEL 3

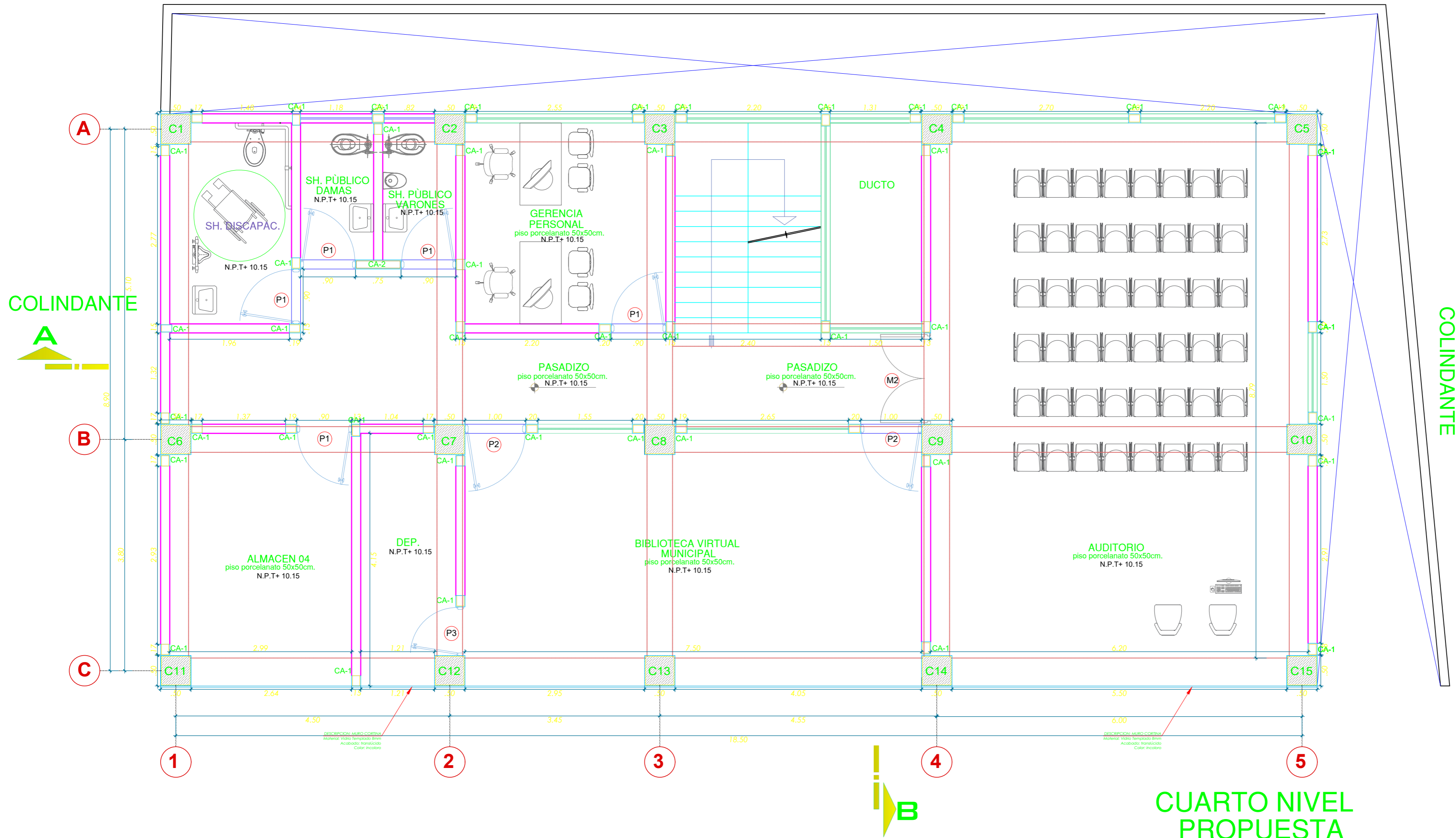
TEJISTA:  
CHACALTANA VIERA, NILVER

OBSERVACION:

ARQUITECTURA  
NIVEL 3 ESCALA:  
1/50

FECHA:  
JUNIO - 2018 CODIGO:  
A-03

LÁMINA:  
L-46



CA. LUIS FELIPE DE LA PUENTE UCEDA

CUARTO NIVEL  
PROPUESTA  
ESC. 1/50

CUADRO DE VANOS - PUERTAS

TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO	FRESQUILLO	CANT.	CARACTERÍSTICAS
P-1	---	0.90	2.50	---	31	PUERTA DE MADERA APANELADA
P-2	---	1.00	2.50	---	06	PUERTA DE MADERA APANELADA
P-3	---	0.85	2.50	---	04	PUERTA DE MADERA APANELADA
M-1	---	1.60	2.75	---	01	MAMPARA DE VIDRIO TEMPPLADO
M-1	---	1.50	3.50	---	01	MAMPARA DE VIDRIO TEMPPLADO

CUADRO DE VANOS - VENTANAS

TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO	CANT.	CARACTERÍSTICAS
V-1	1.00	1.50	1.90	0.8	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-2	1.00	3.20	1.90	0.4	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-3	1.00	1.30	1.90	0.4	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-4	1.00	3.48	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-5	2.75	1.43	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-6	1.00	2.40	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-7	2.80	2.55	1.90	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-8	2.75	0.82	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR
V-9	2.75	1.18	0.20	0.2	SISTEMA DIRECTO CON PROTECTOR

LEYENDA DE MUROS

MURO	CARACTERÍSTICAS
---	TABICERIA DE LADRILLO
---	TABICERIA DE DRYWALL



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

**HOMBRE DE LA TESIS:**  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL, UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES

**UBICACIÓN:**  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

**ASESOR:**  
FARFAN CORDOVA, MARLON

**PLANO:**  
ARQUITECTURA NIVEL 4

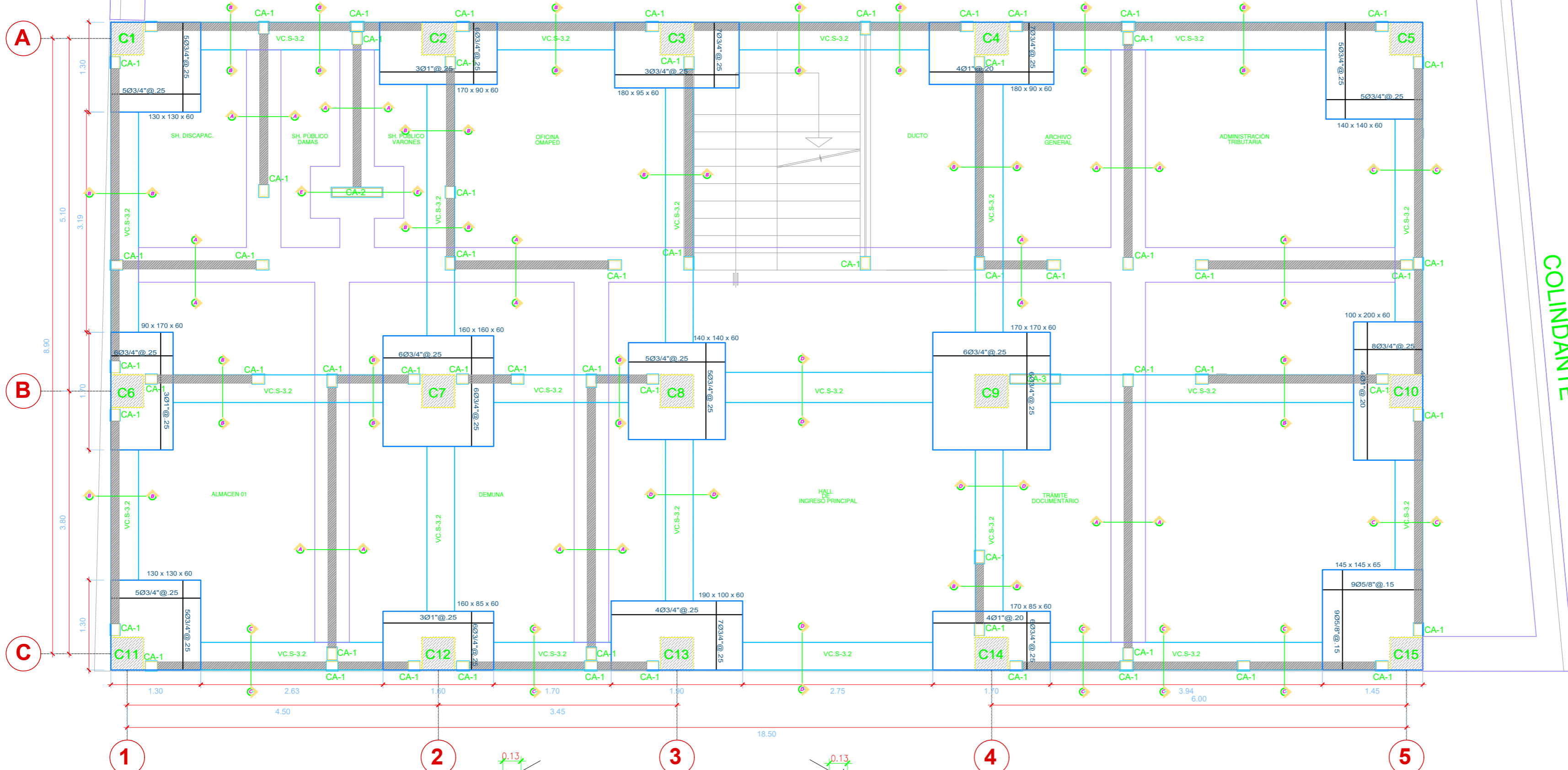
**TESISTA:**  
CHACALTANA VIERA, NILVER

**OBSERVACIÓN:**

<b>ARQUITECTURAL:</b> NIVEL 4	<b>ESCALA:</b> 1/50
<b>FECHA:</b> JUNIO - 2018	<b>CÓDIGO:</b> A-04
<b>LÁMINA:</b> L-47	




# COLINDANTE



CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN				
Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y
C1	130x130	60	5Ø3/4" c/25	5Ø3/4" c/25
C2	170x90	60	3Ø1" c/25	6Ø3/4" c/25
C3	180x95	60	3Ø3/4" c/25	7Ø3/4" c/25
C4	180x90	60	4Ø1" c/20	7Ø3/4" c/25
C5	140x140	60	5Ø3/4" c/25	5Ø3/4" c/25
C6	90x170	60	6Ø3/4" c/25	3Ø1" c/25
C7	160x160	60	6Ø3/4" c/25	6Ø3/4" c/25
C8	140x140	60	5Ø3/4" c/25	5Ø3/4" c/25
C9	170x170	60	6Ø3/4" c/25	6Ø3/4" c/25
C10	100x200	60	8Ø3/4" c/25	4Ø1" c/20
C11	130x130	60	5Ø3/4" c/25	5Ø3/4" c/25
C12	160x85	60	3Ø1" c/25	6Ø3/4" c/25
C13	190x100	60	4Ø3/4" c/25	7Ø3/4" c/25
C14	170x85	60	4Ø1" c/20	6Ø3/4" c/25
C15	145x145	65	9Ø5/8" c/15	9Ø5/8" c/15

COLINDANTE



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

---

**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

---

**HOMBRE DE LA TESIS:**  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL, UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES**

---

**UBICACIÓN:**  
 DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD  
 PROVINCIA : JULCAN  
 DISTRITO : HUASO

---

**AUTOR:**  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

---

**PLANO:**  
**PLANTA DE CIMENTACION**

---

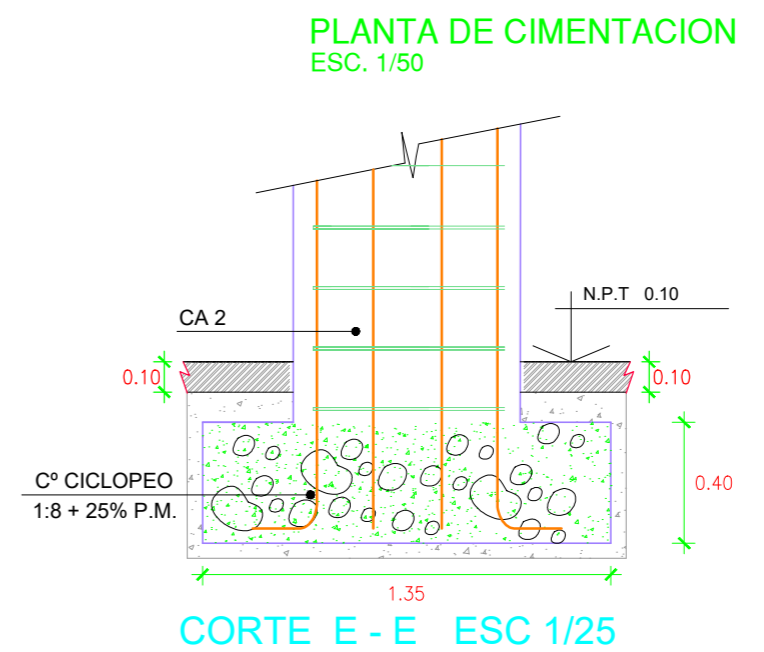
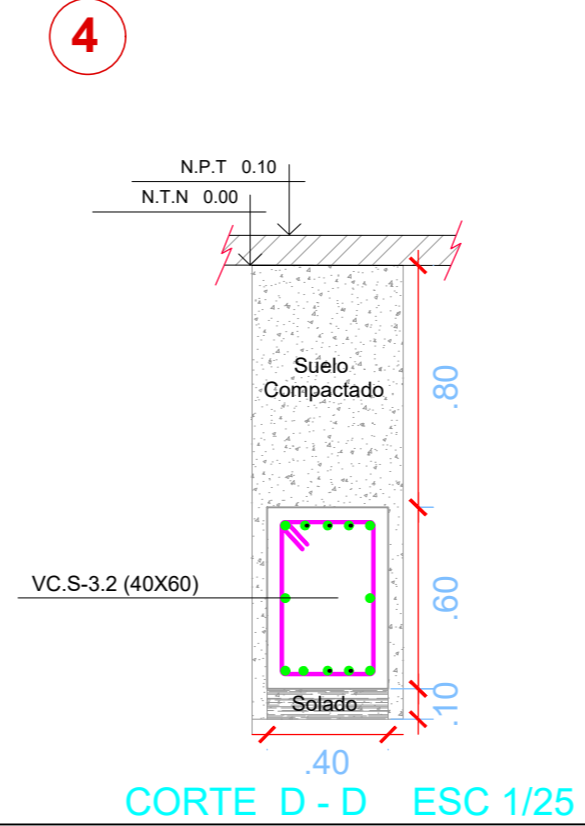
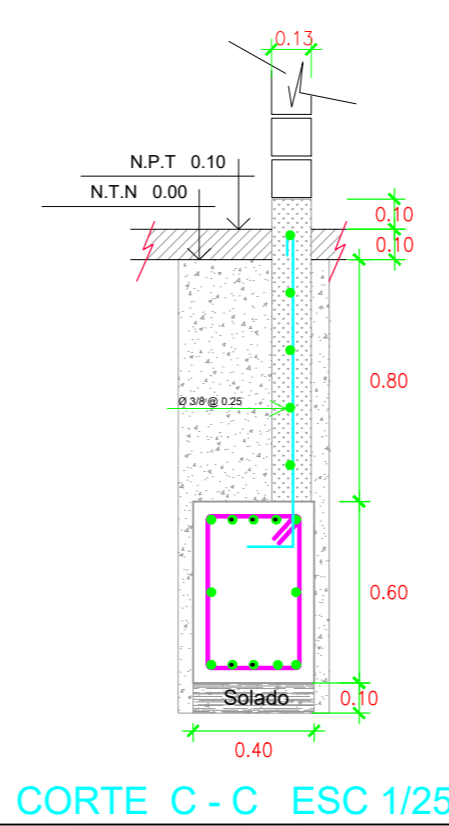
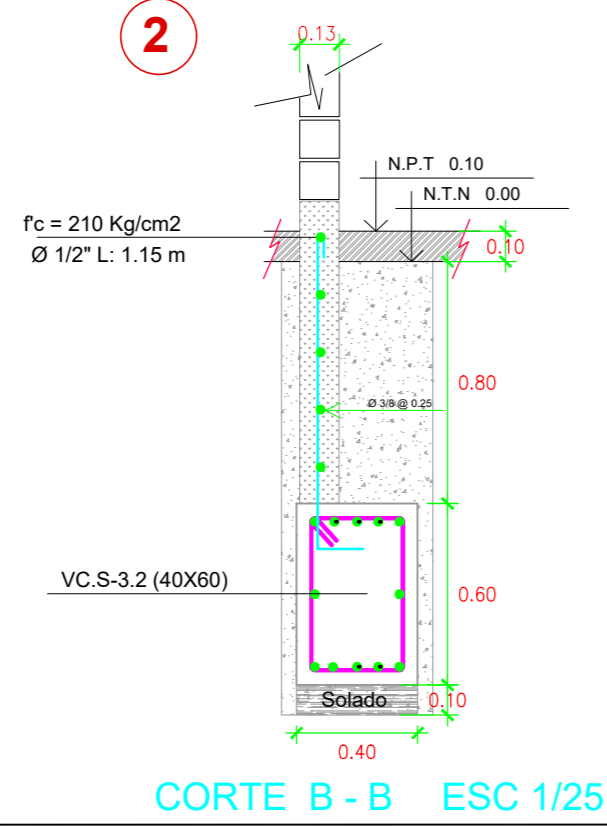
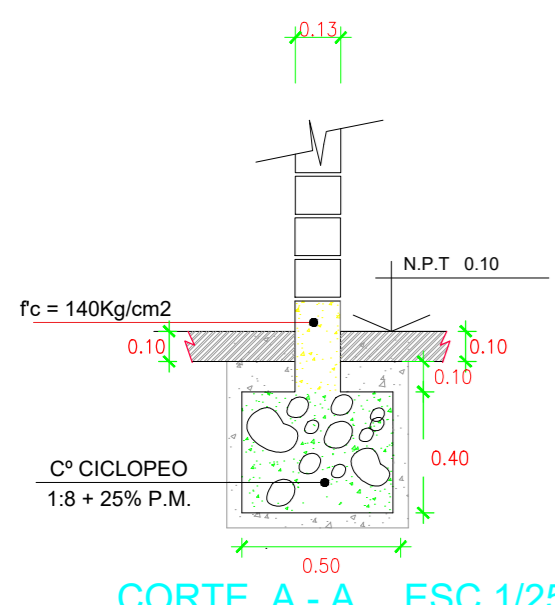
**TESISTA:**  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

---

**OBSERVACION:**

---

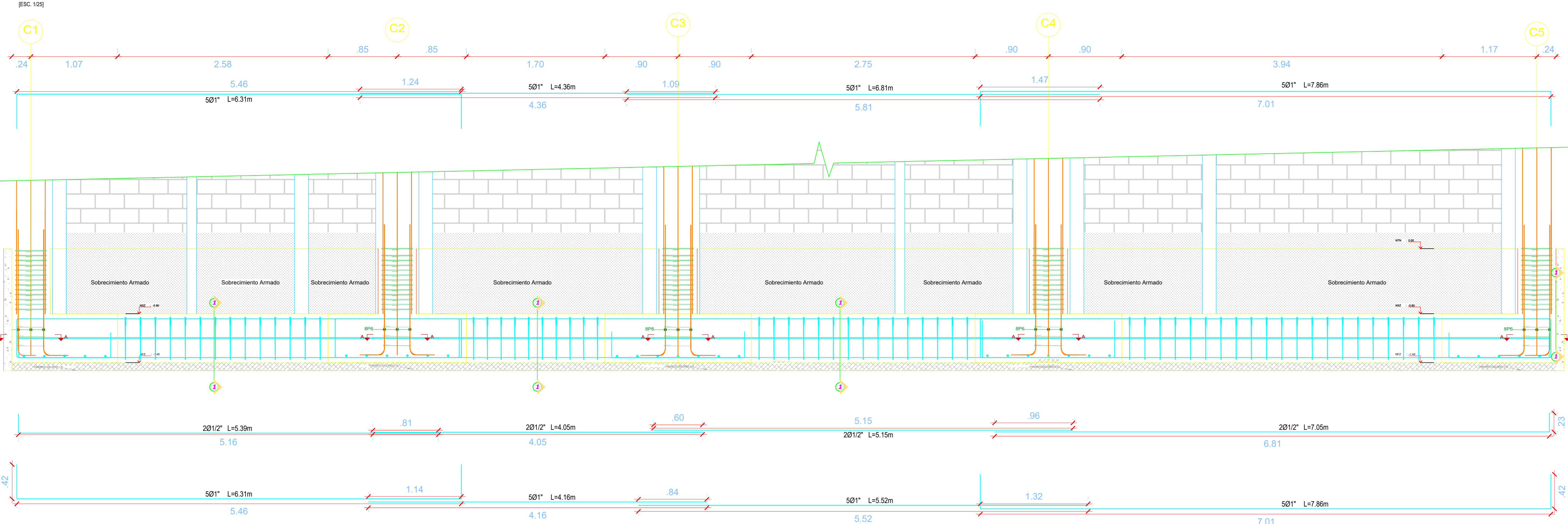
<b>ALTERNATIVA N°1:</b> SISTEMA APORTICADO EN CONCRETO ARMADO	<b>ESCALA:</b> 1/50
<b>FECHA:</b> JUNIO - 2018	<b>CÓDIGO:</b> E-01
<b>LÁMINA:</b> L-1	



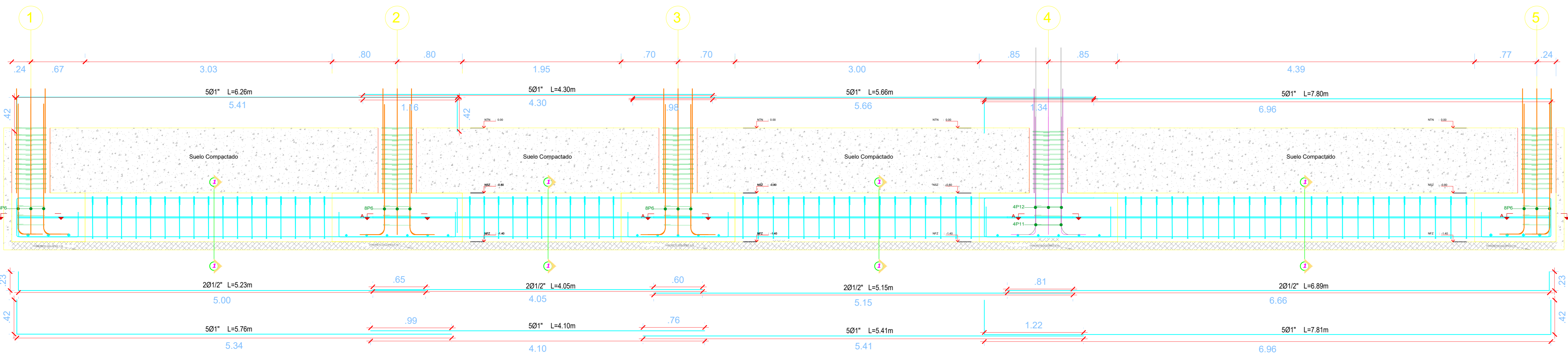
**PLANTA DE CIMENTACION ESC. 1/50**



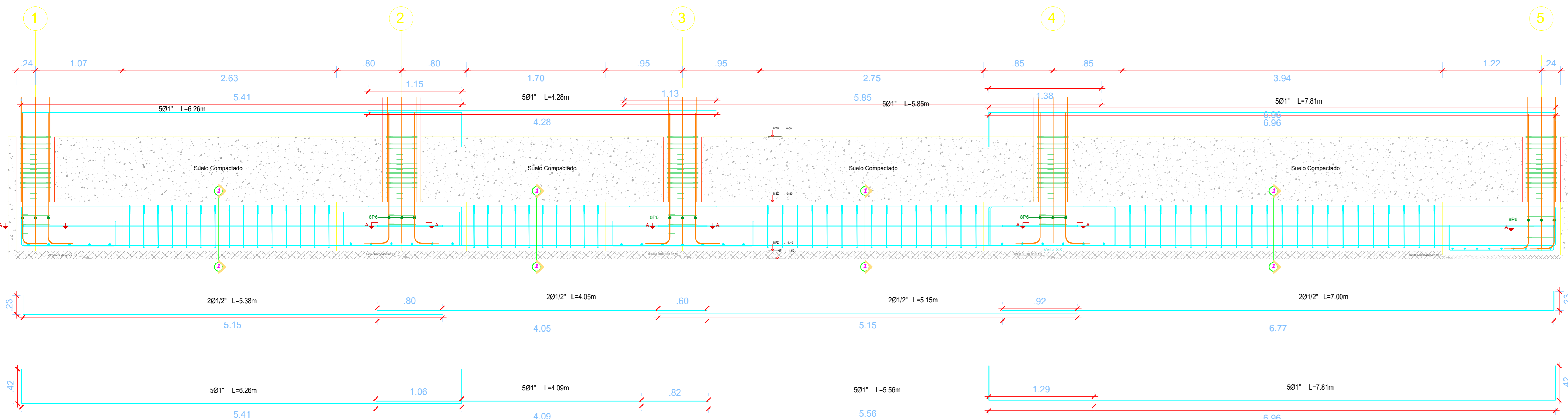
## EJE A - VC.S-3.2 (40X60)



## EJE B - VC.S-3.2 (40X60)



## EJE C - VC.S-3.2 (40X60)



## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### 1. GENERALIDADES

La presente especificación forma parte del proyecto para la construcción de las estructuras de concreto simple, concreto armado, etc. del proyecto. El constructor se ceñirá estrictamente a lo indicado en los planos del proyecto, en la presente especificación y en las normas indicadas en el Anexo 1.

### 2. EXCAVACIONES Y RELLENOS

Las excavaciones para las estructuras serán efectuadas de acuerdo a las líneas, rasantes y elevaciones indicadas en los planos. Las dimensiones de las excavaciones serán tales que permitan colocar en todas sus dimensiones las estructuras correspondientes. Los niveles de cimentación aparecen indicados en los planos, pero podrán ser modificados por el inspector/supervisor o proyectista en caso de considerarlo necesario para asegurar una cimentación satisfactoria. Los espacios excavados por debajo de los niveles de las estructuras definitivas serán rellenados, hasta los niveles pertinentes, con concreto simple. A éste se le podrá incorporar hasta 30% % del volumen en pedrones, cuya mayor dimensión no excederá un tercio de la menor dimensión del espacio por rellenar.

Los espacios excavados laterales a las estructuras definitivas y no ocupados por ellas serán rellenados hasta los niveles pertinentes, con material granular colocado en capas de 30 cms. de espesor debidamente regadas y compactadas.

### 3. CONCRETO

a) Clases. Se emplearán las clases de concreto definidas por su resistencia a la compresión ( $f_c$ ) medida en cilindros standard ASTM a los 28 días y por el tamaño máximo de agregado. En el Cuadro 1 se detallan las condiciones que permitirán al constructor diseñar las mezclas correspondientes.

b) Concreto simple. Se define como concreto simple aquel que no tiene armadura de refuerzo. El concreto simple debe ser elaborado con agregado fino y grueso según especificaciones.

Se aceptará la incorporación de pedrones de la dimensión y en cantidad indicada en los planos, siempre y cuando cada pedrón pueda ser envuelto íntegramente por concreto. La resistencia a la compresión mínima del concreto simple, medida en cilindros standard ASTM a los 28 días, será 100 kg/cm<sup>2</sup> (excepto cuando se indica otro valor en planos del proyecto).

c) Cemento. El cemento será Portland Tipo MS, excepto cuando se indica otro Tipo en los planos del proyecto.

d) Agregado fino. El agregado fino será arena natural, limpia que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, esquistos, alcalis, ácidos, cloruros, materia orgánica, greda u otras substancias dañinas.

e) Agregado grueso. El agregado grueso será grava o piedra ya sea en su estado natural, triturada o partida, de grano compacto y de calidad dura. Debe ser limpio, libre de polvo, materia orgánica, cloruros, greda u otras substancias perjudiciales y no contendrá piedra desintegrada, mica o cal libre.

Estará bien graduado desde la malla 1/4" hasta el tamaño máximo especificado en el Cuadro 1. Hormigón. Es una mezcla natural de agregado fino y grueso. Deberá ser bien graduado entre la malla 100 y la malla 2". Deberá estar libre de polvo, substancias deletéreas y materia orgánica.

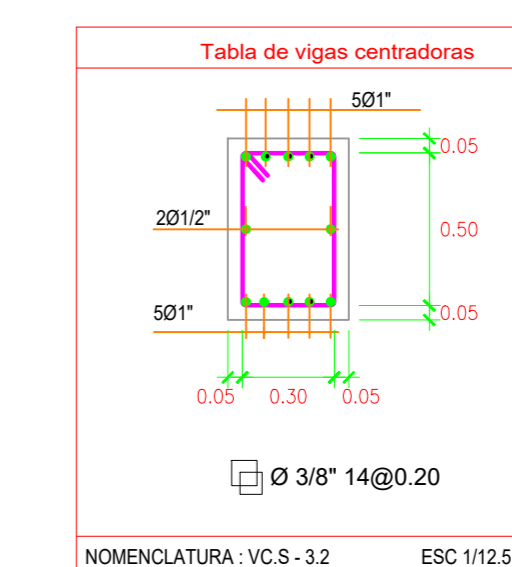
f) Aditivos. Sólo se admitirá el uso de aditivos aprobados por el inspector/supervisor o proyectista, los que deberán usarse de acuerdo a las instrucciones del fabricante. No se aceptará el uso de cloruro de calcio.

g) Agua. El agua para la preparación del concreto será fresca, limpia y bebible. Se podrá usar agua no bebible sólo cuando, mediante pruebas previas a su uso, se establezca que los cubos de mortero hechos con ella dan resistencias iguales o mayores al 90% de la resistencia de cubos similares elaborados con agua potable. El contenido de cloruros en el agua deberá conciliarse con el contenido total de cloruros en la mezcla de manera de no exceder los contenidos máximos permitidos.

h) Almacenaje de materiales. El cemento será almacenado en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad. Los agregados de diferente granulometría serán almacenados separadamente, libres de alteración en su contenido de humedad, contenido de arcilla y materia orgánica.

i) Medición de los materiales. El procedimiento de medición será tal que la cantidad de cada uno de los componentes de la mezcla pueda ser controlado con precisión no menor de 5%.

j) Mezclado. Todo el concreto será preparado en mezcladoras mecánicas. En el caso de emplearse mezcladoras a pie de obra ellas serán usadas en estricto acuerdo con su capacidad máxima y a la velocidad especificadas por el fabricante, manteniéndose un tiempo de mezclado mínimo de dos minutos. No se permitirá el remezclado del concreto que ha endurecido. El concreto se preparará lo más cerca posible de su destino final.



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

FAJAN CORDOVA, MARLON

DETAJES: VIGAS DE CIMENTACION 1

CHICALANA VERA, NELYER

SISTEMA APLICADO EN CONCRETO ARMADO

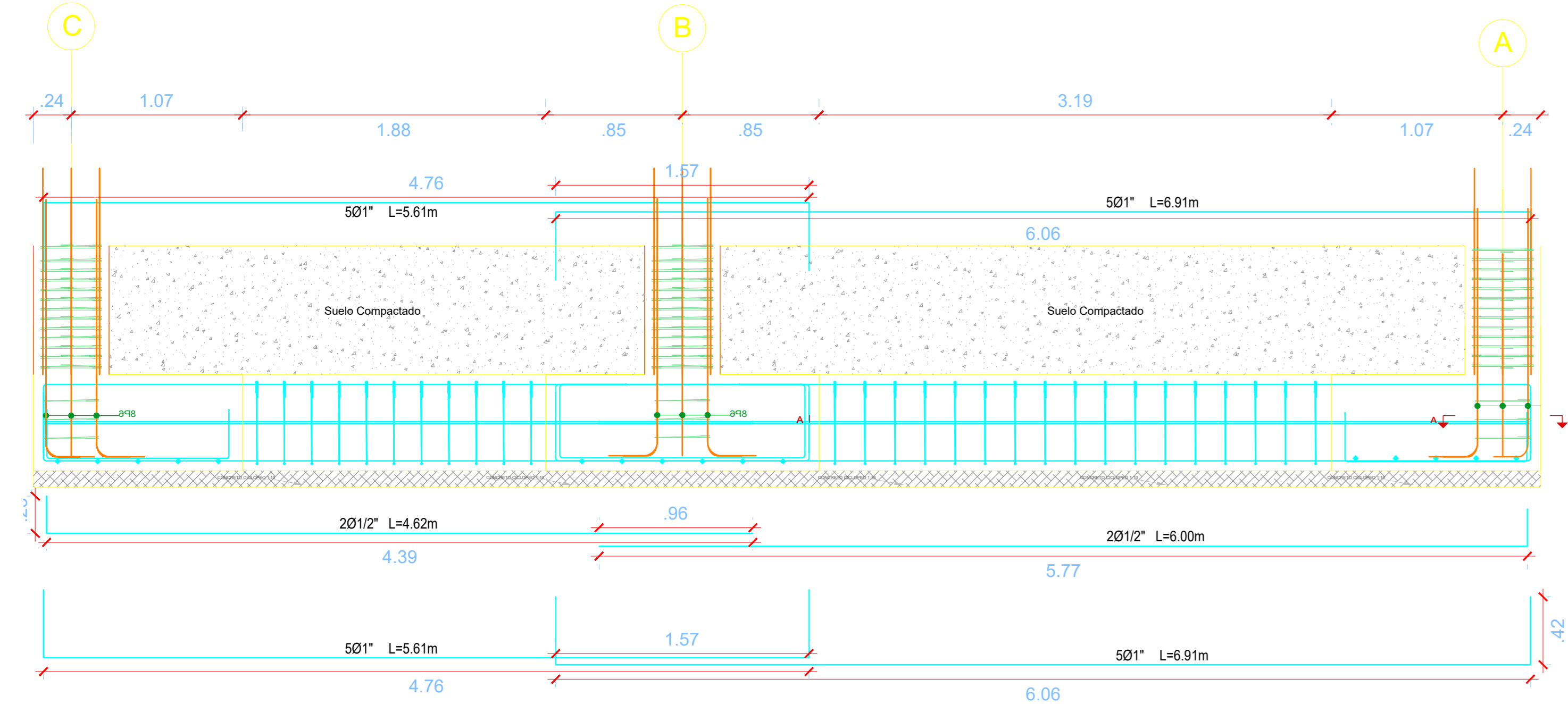
1/25

JUNIO - 2016

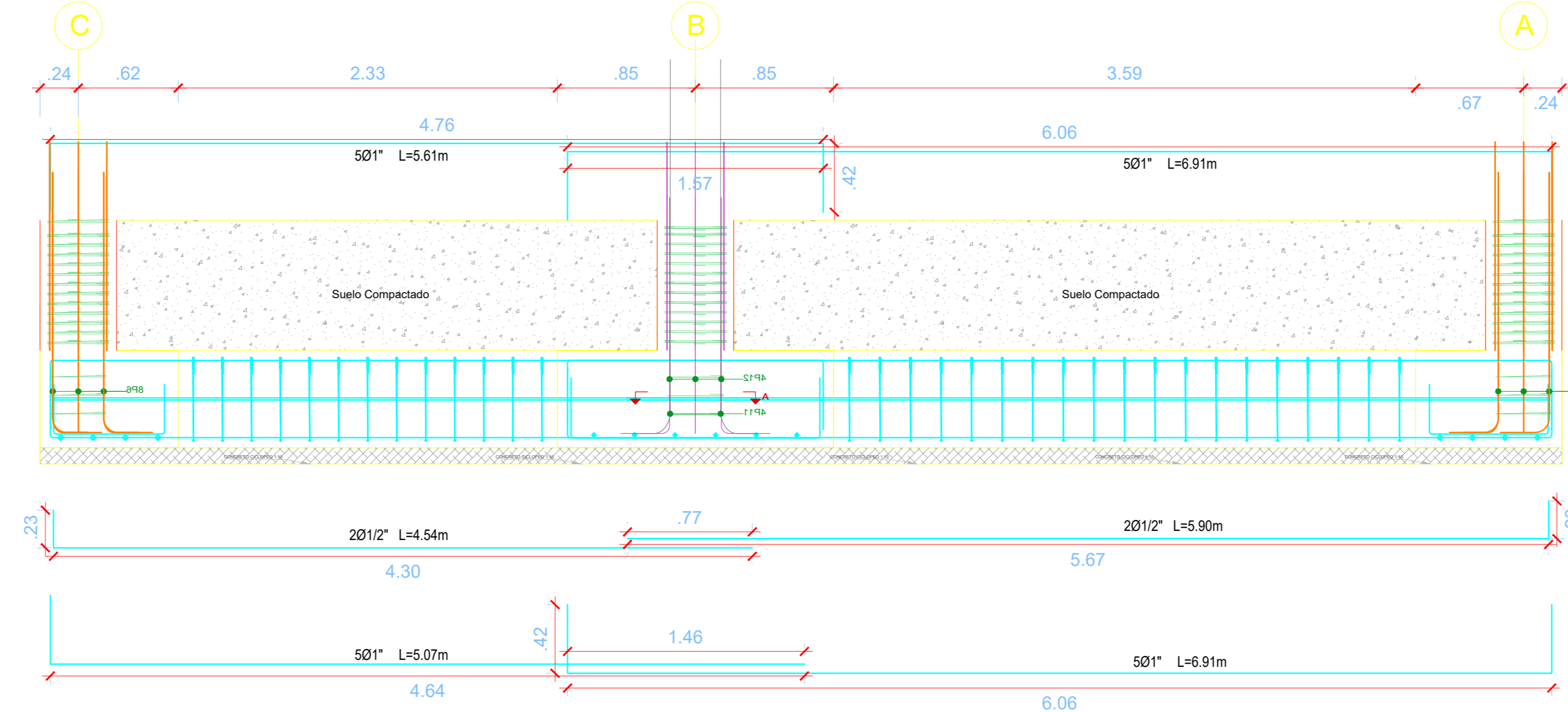
L-2

E-02

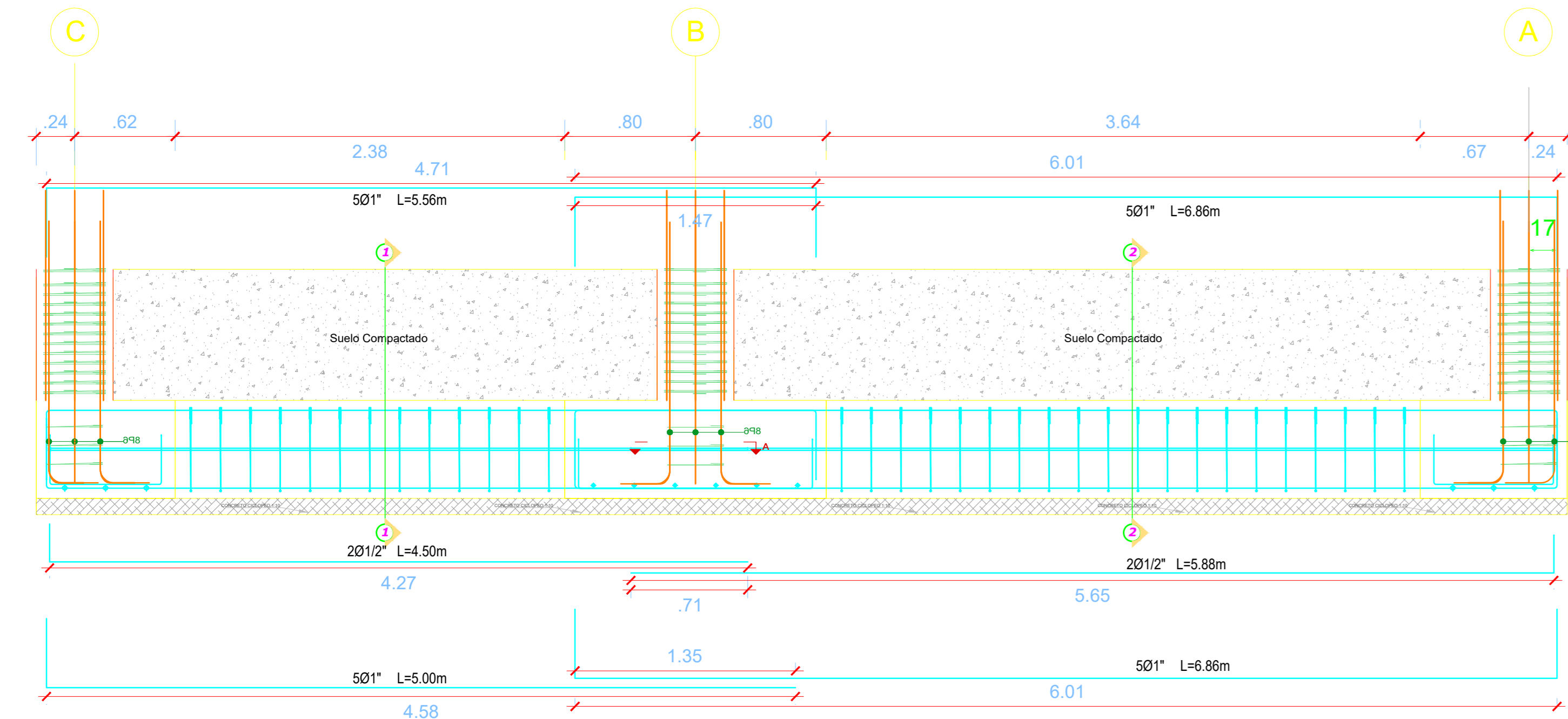
### EJE 1 - VC.S-3.2 (40X60)



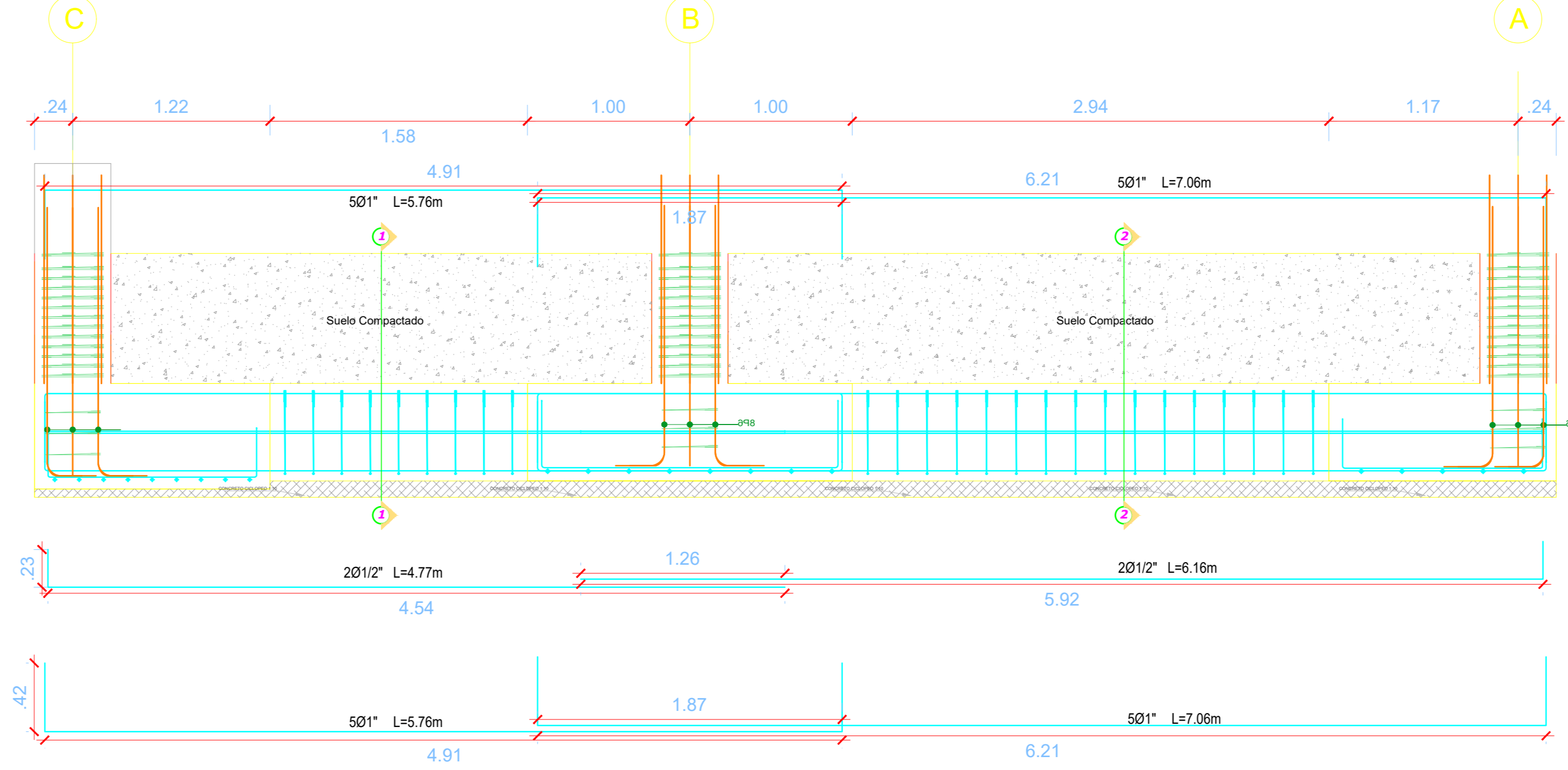
### EJE 4 - VC.S-3.2 (40X60)



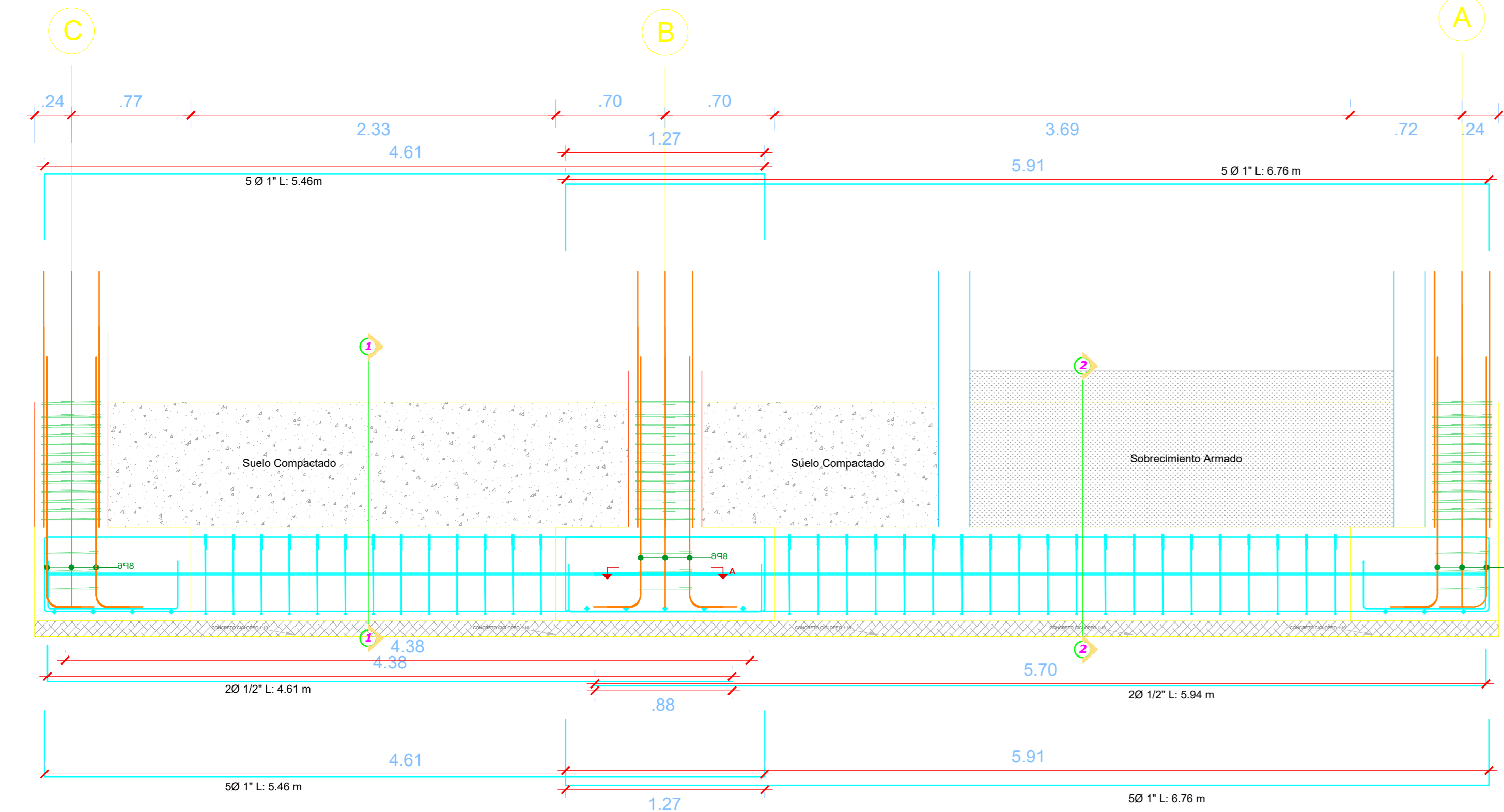
### EJE 2 - VC.S-3.2 (40X60)



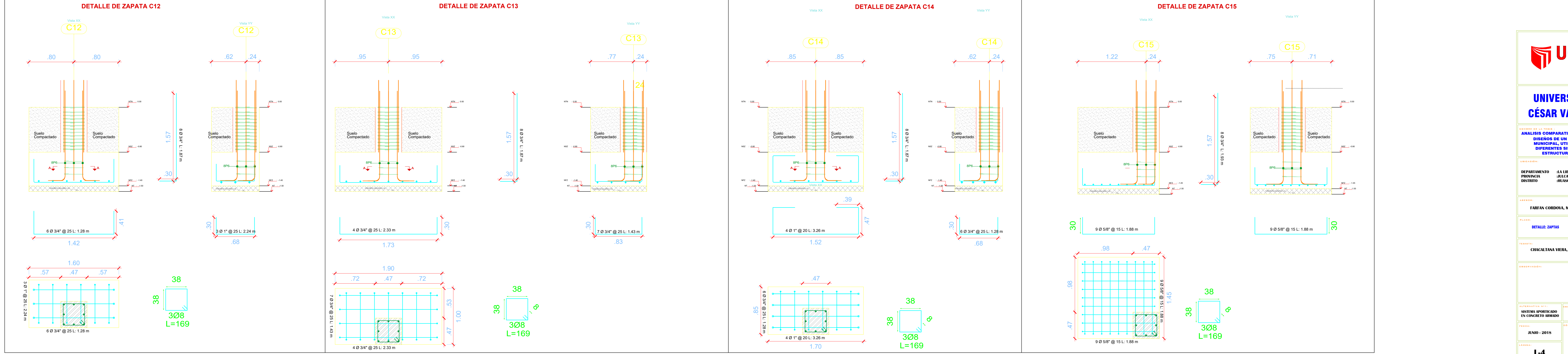
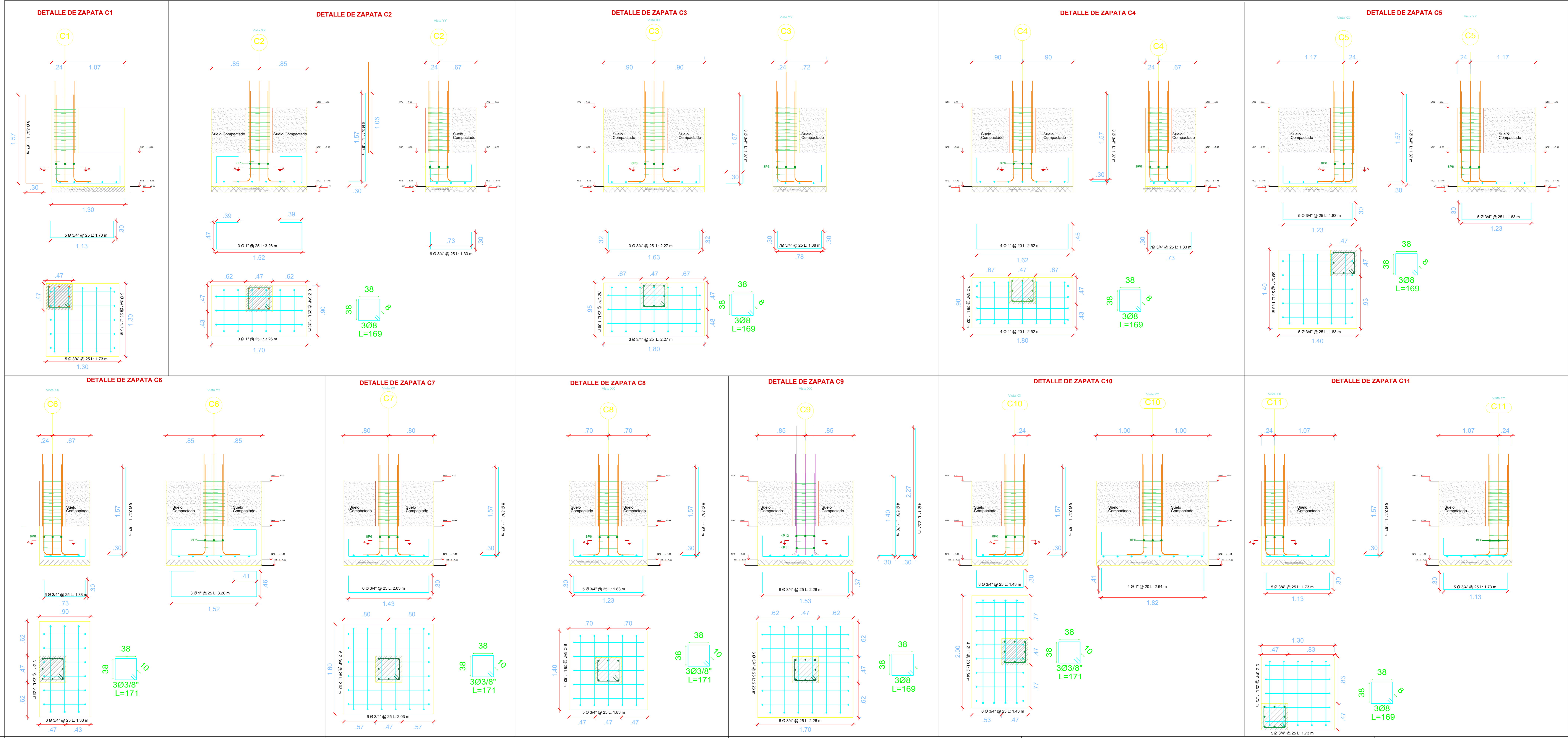
### EJE 5 - VC.S-3.2 (40X60)



### EJE 3 - VC.S-3.2 (40X60)



# CUADRO DE ZAPATAS



**UCV**  
**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO: SA LIBERTAD  
 PROVINCIAS: JULIACA  
 DISTRITO: JULIACA

FABIAN CORDOVA, MARIÓN

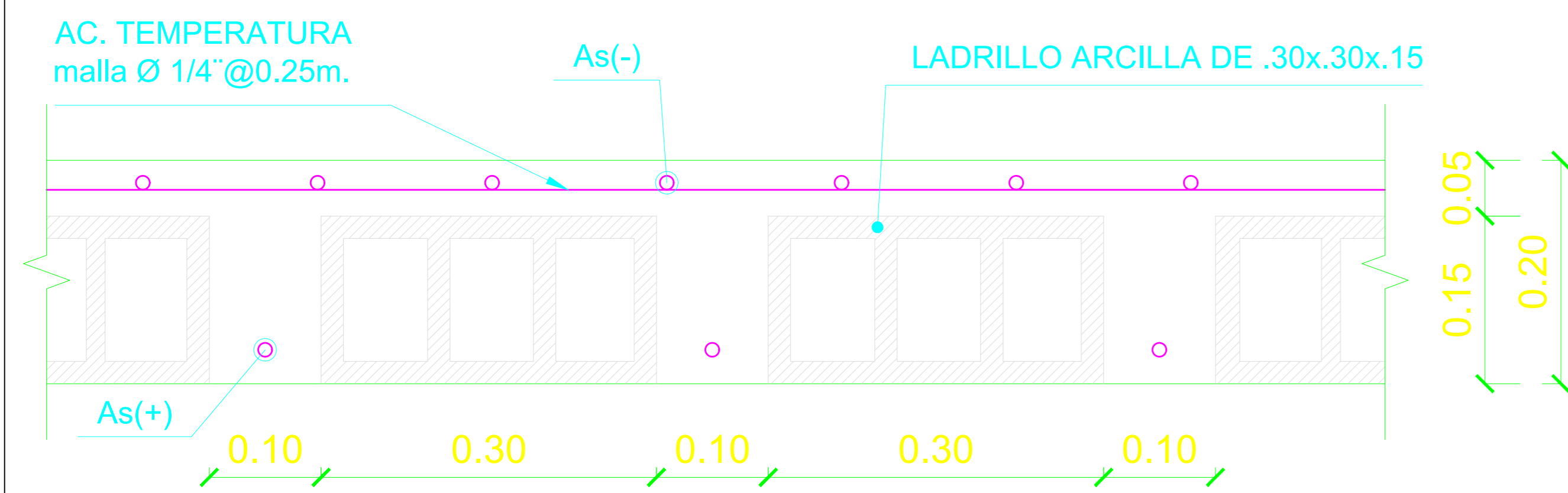
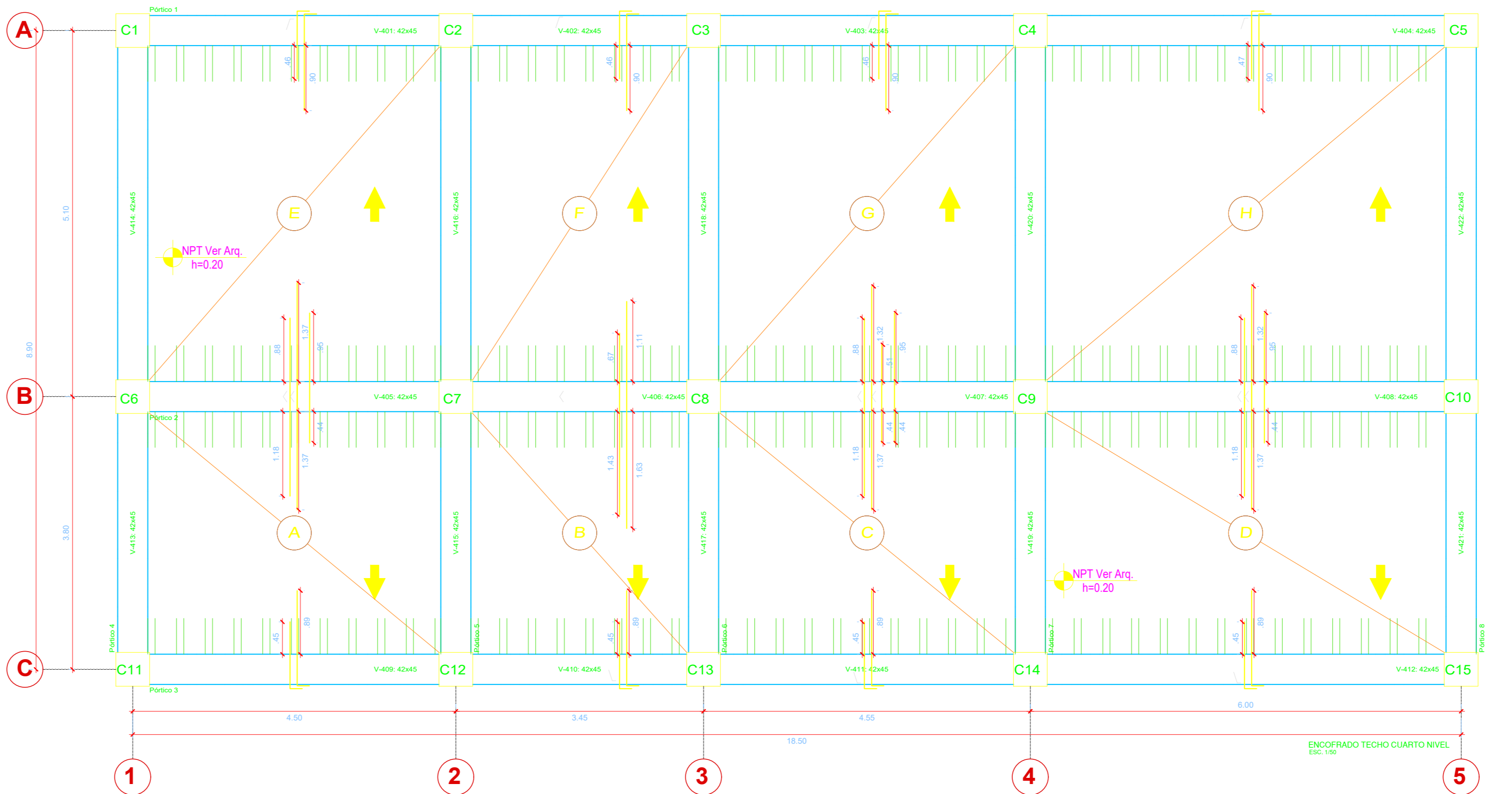
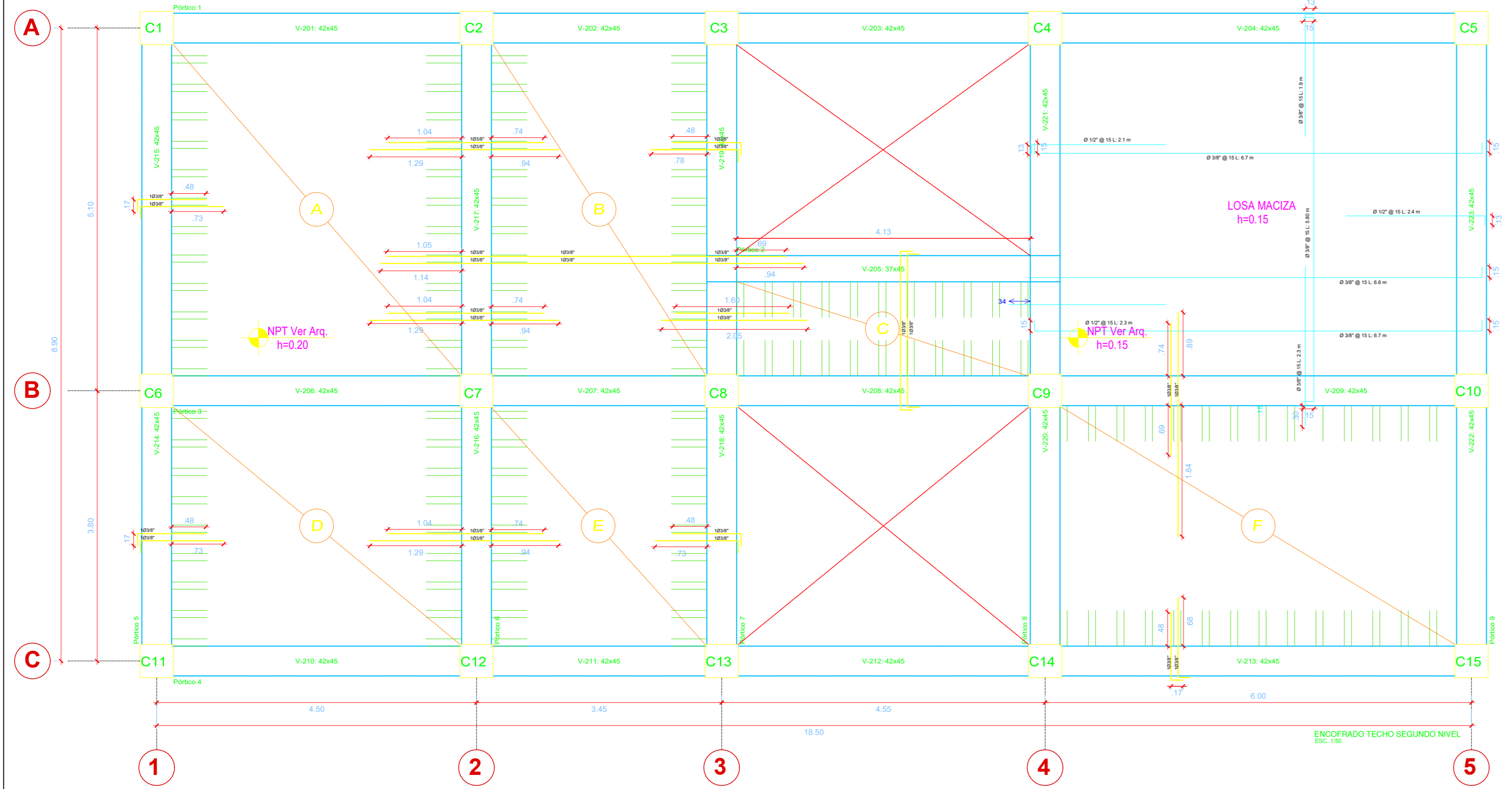
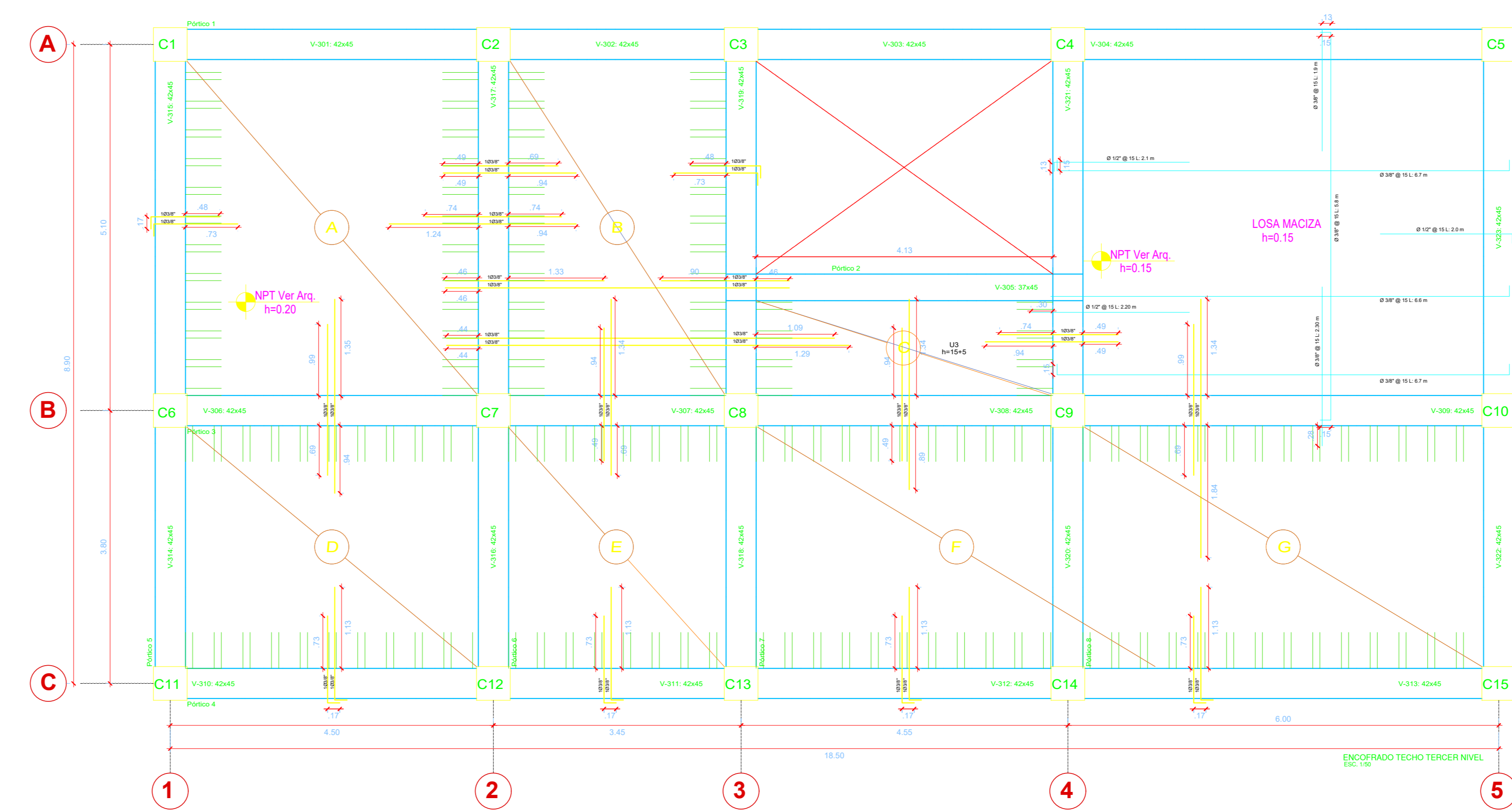
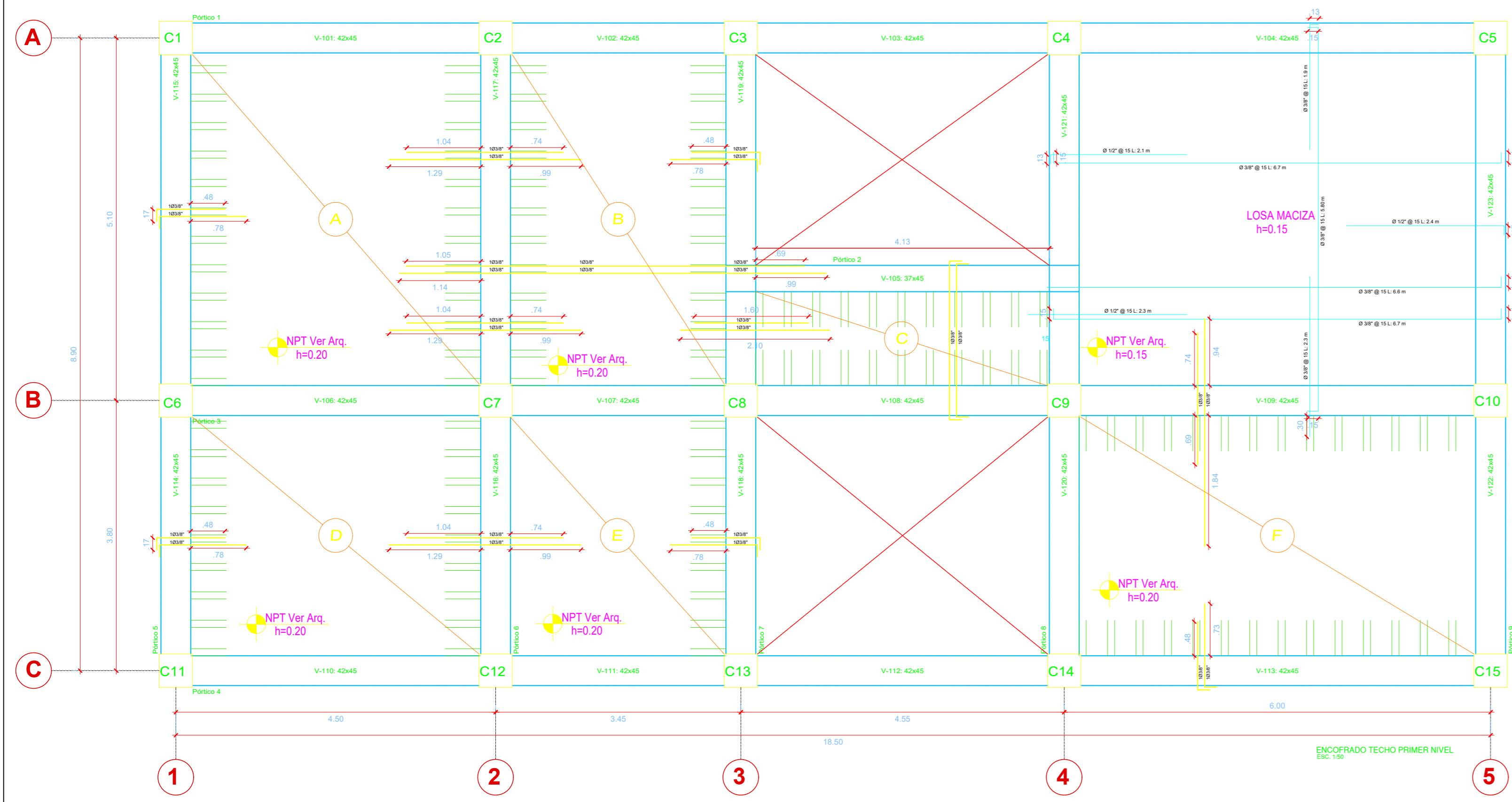
DETALLE: ZAPATAS

CHICALIYANA VERA, NELYER

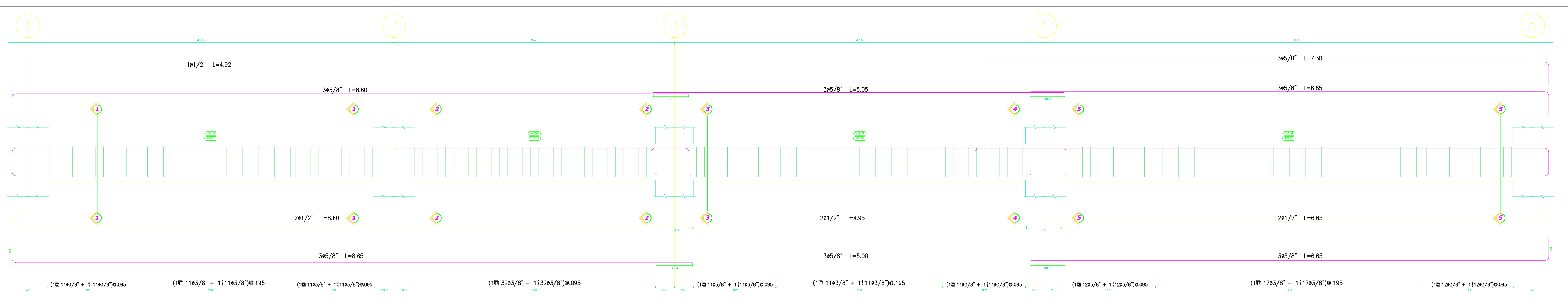
SISTEMA APLICADO: EN CONCRETO ARMADO 1/25

FECHA: JUNIO - 2016

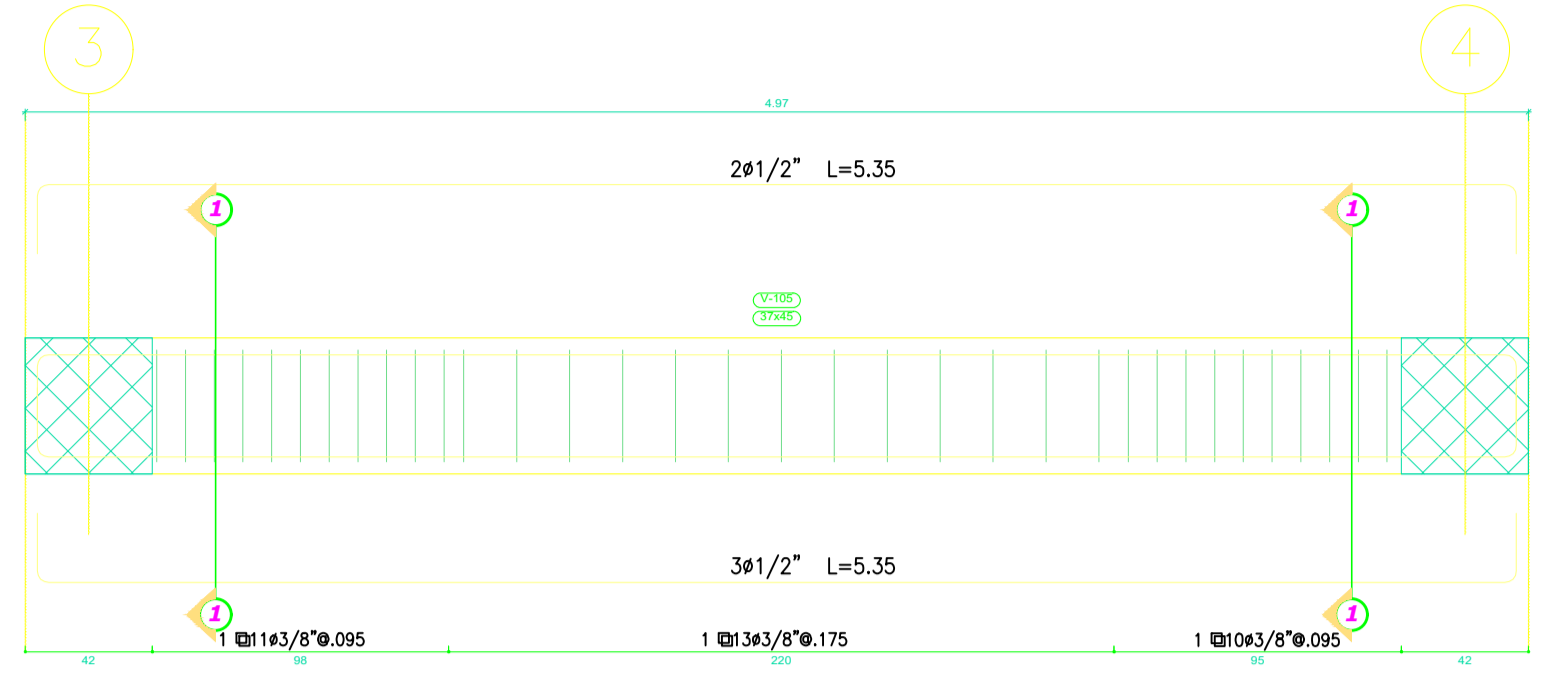
**L-4** **E-01**



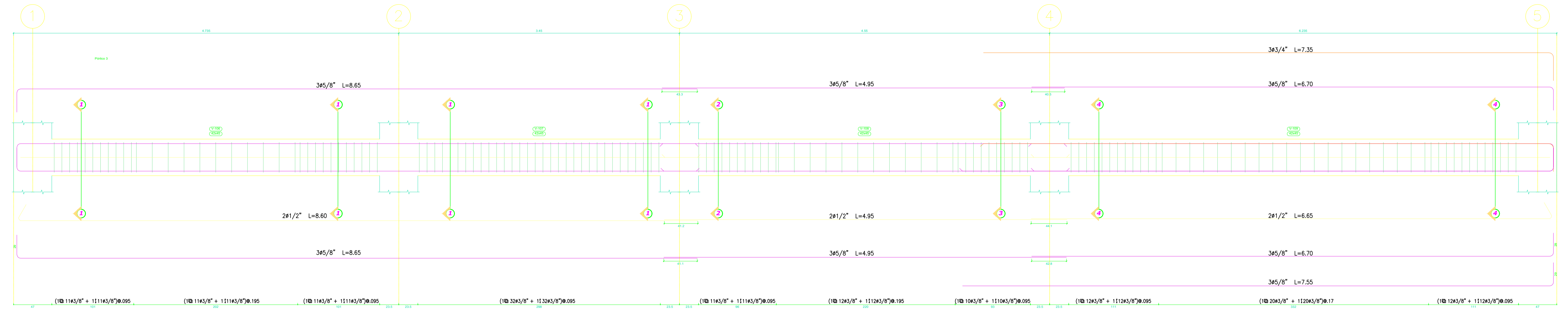
**LOSA ALIGERADA e=0.20m**  
ESCALA 1:10



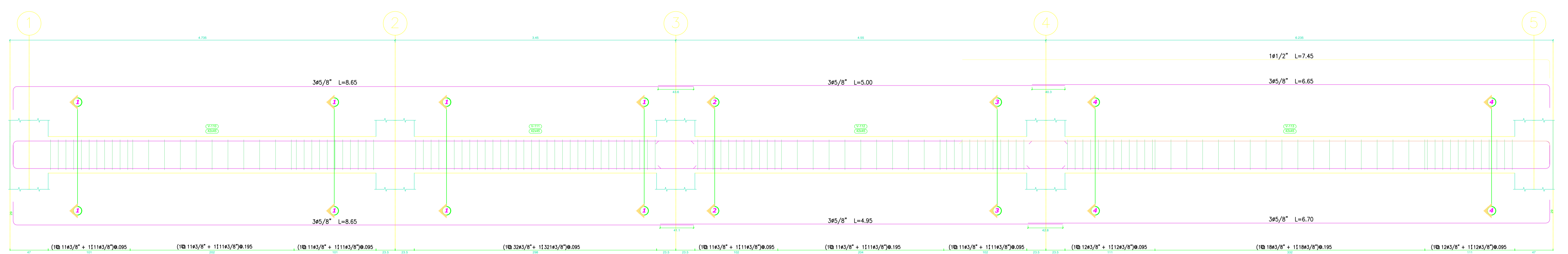
EJE A V101-102-103-104(0.42X0.45)  
NIVEL 1°



EJE A V105 (0.37X0.45)  
NIVEL 1°  
[ESC. 1/25]



EJE B V106-107-108-109(0.42X0.45)  
NIVEL 1°  
[ESC. 1/25]



EJE C V110-111-112-113(0.42X0.45)  
NIVEL 1°  
[ESC. 1/25]

Nivel 1 - Direccion X [ESC. 1/12.5]					
EJE	CORTE 1 - 1	CORTE 2 - 2	CORTE 3 - 3	CORTE 4 - 4	CORTE 5 - 5
Eje: A					
Eje: A'					
Eje: B					
Eje: C					

**UCV**  
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

FABIAN CORDOVA, MARLON

DETALLE: VIGAS NIVEL 1 DIRECCION "X"

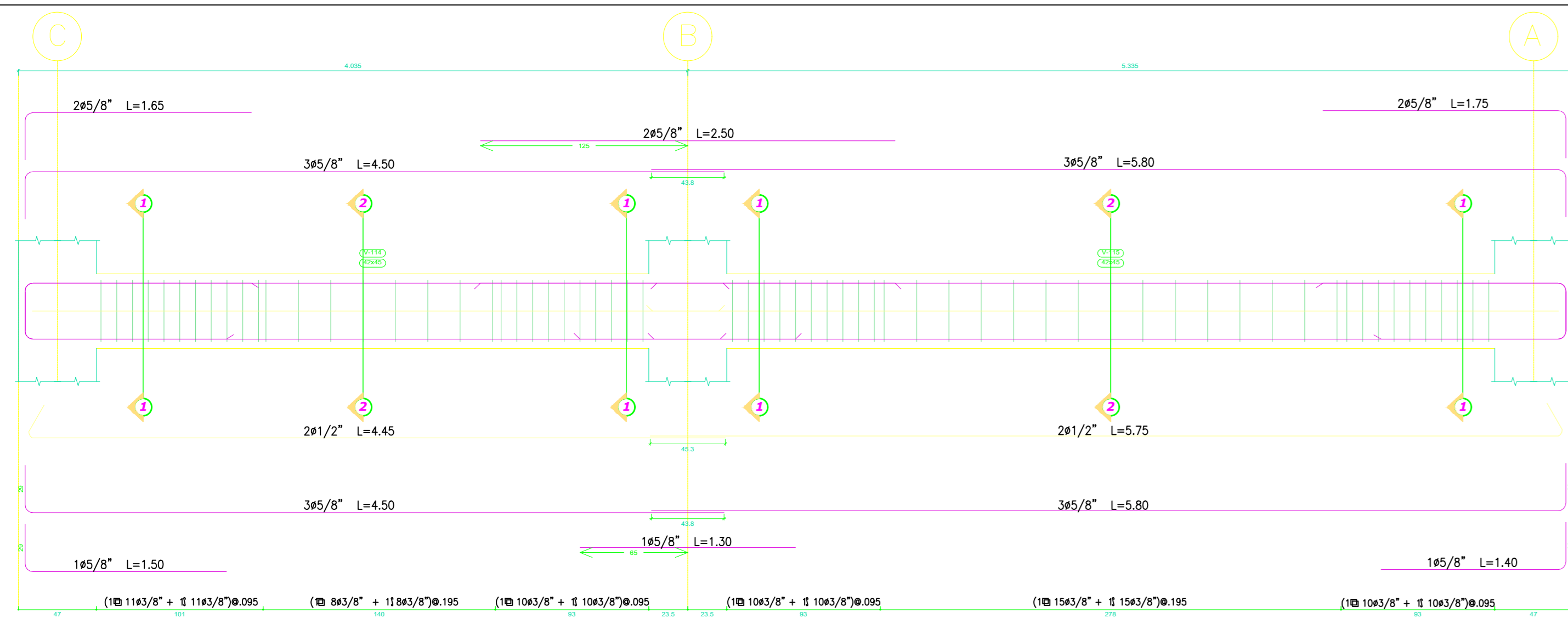
CHICALANA VERA, NIEVER

JUNIO - 2018

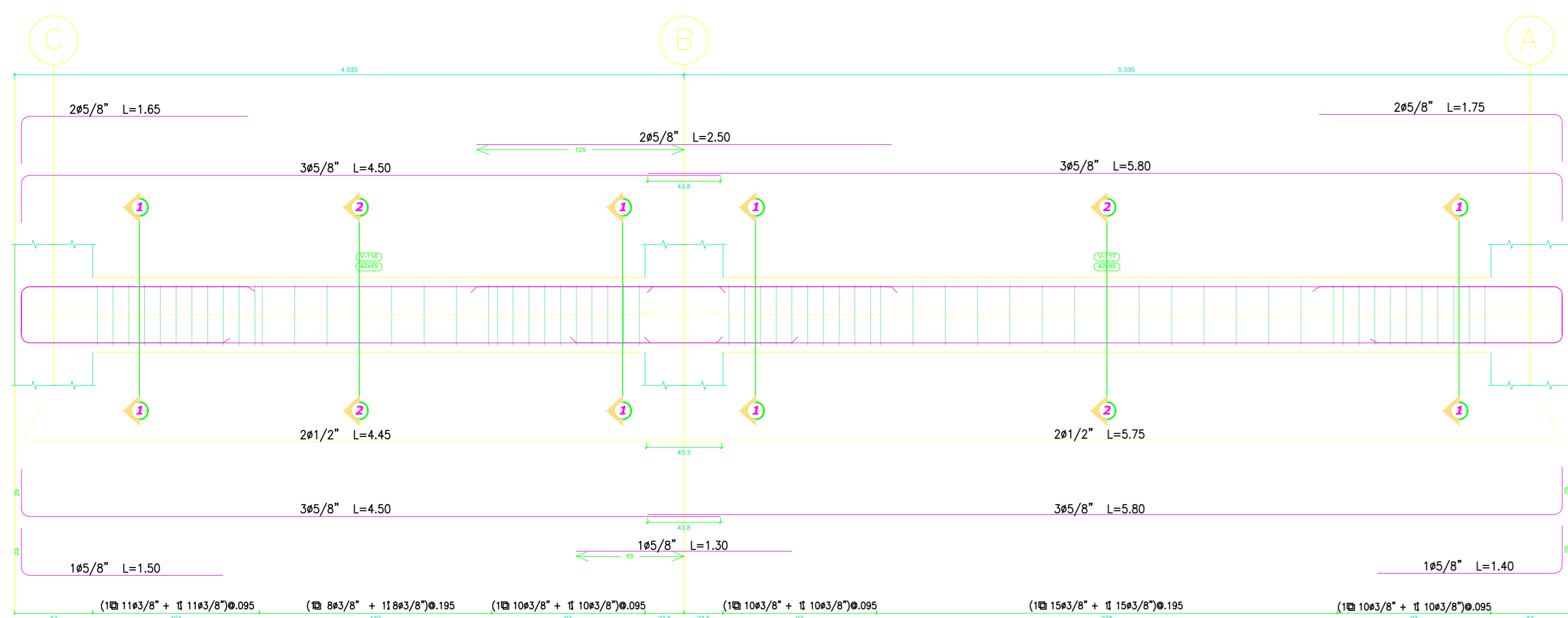
L-6

E-06

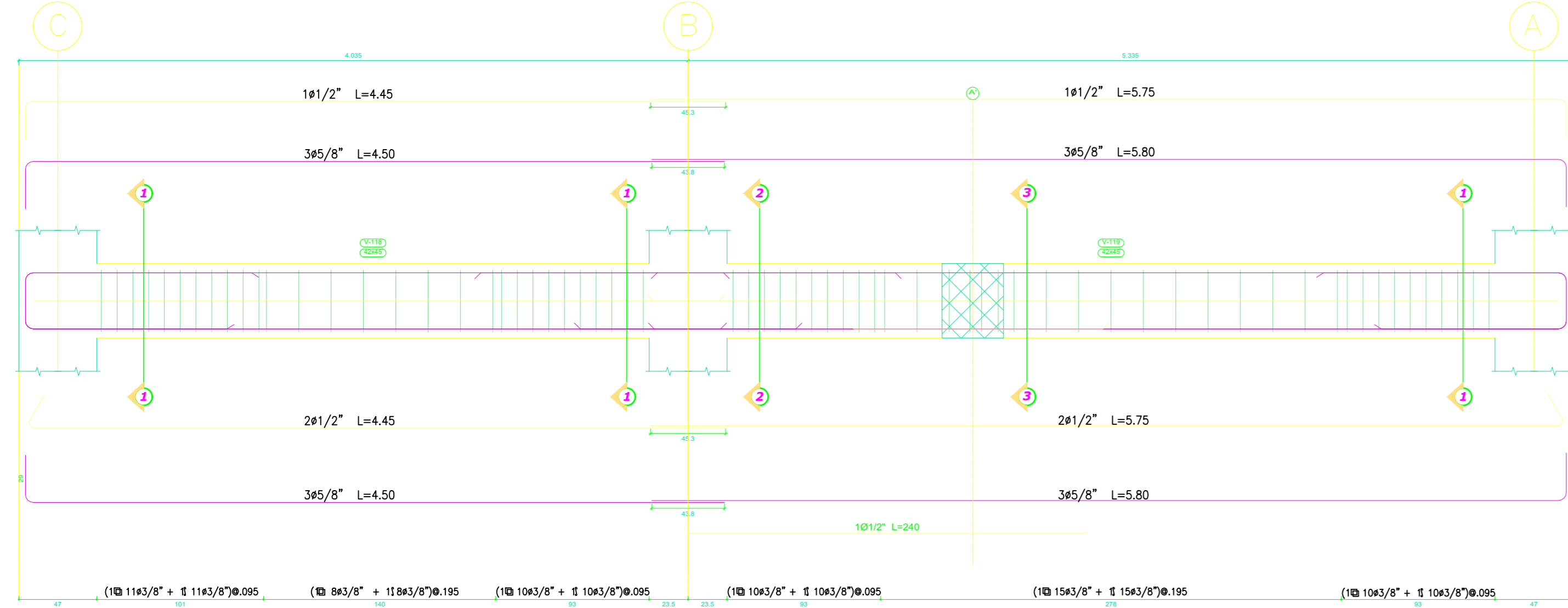
1/25



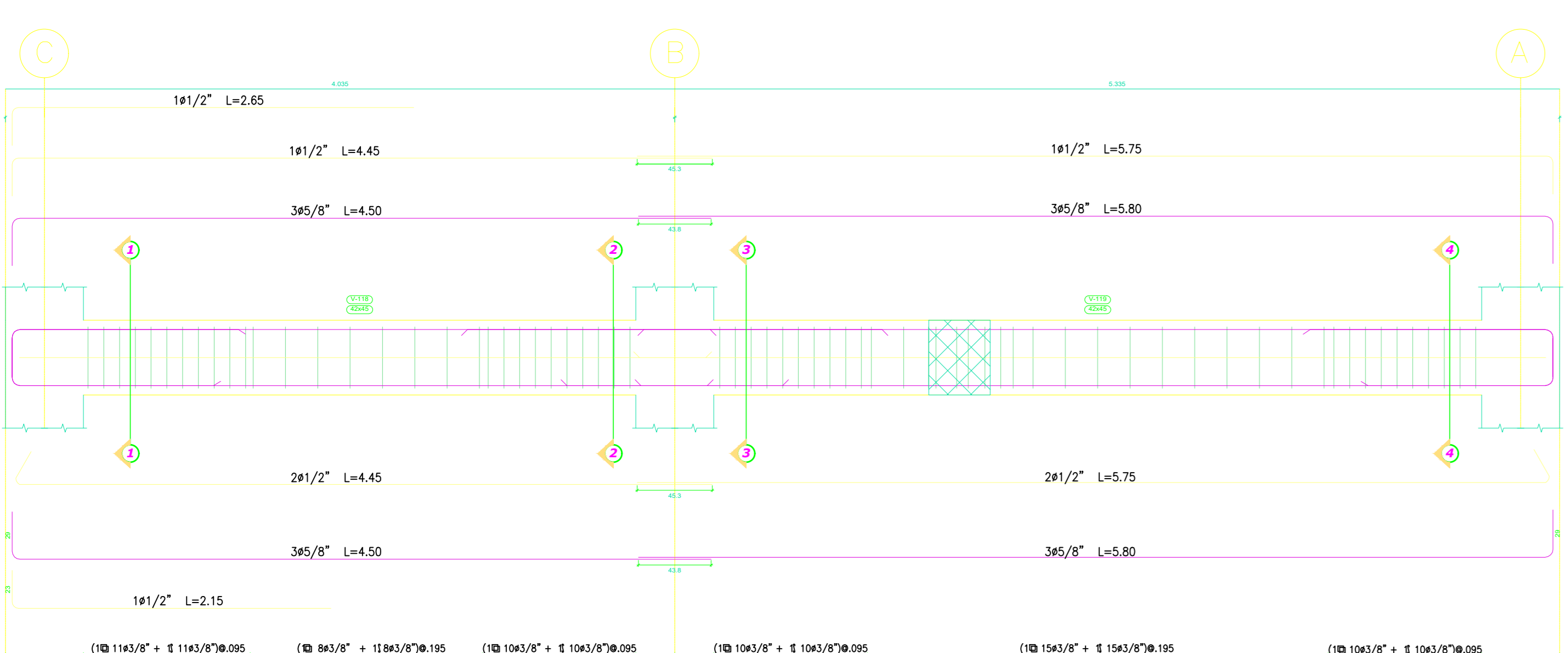
EJE 1 V114-115(0.42X0.45)  
NIVEL 1°  
[ESC. 1/25]



EJE 2 V116-117(0.42X0.45)  
NIVEL 1°  
[ESC. 1/25]

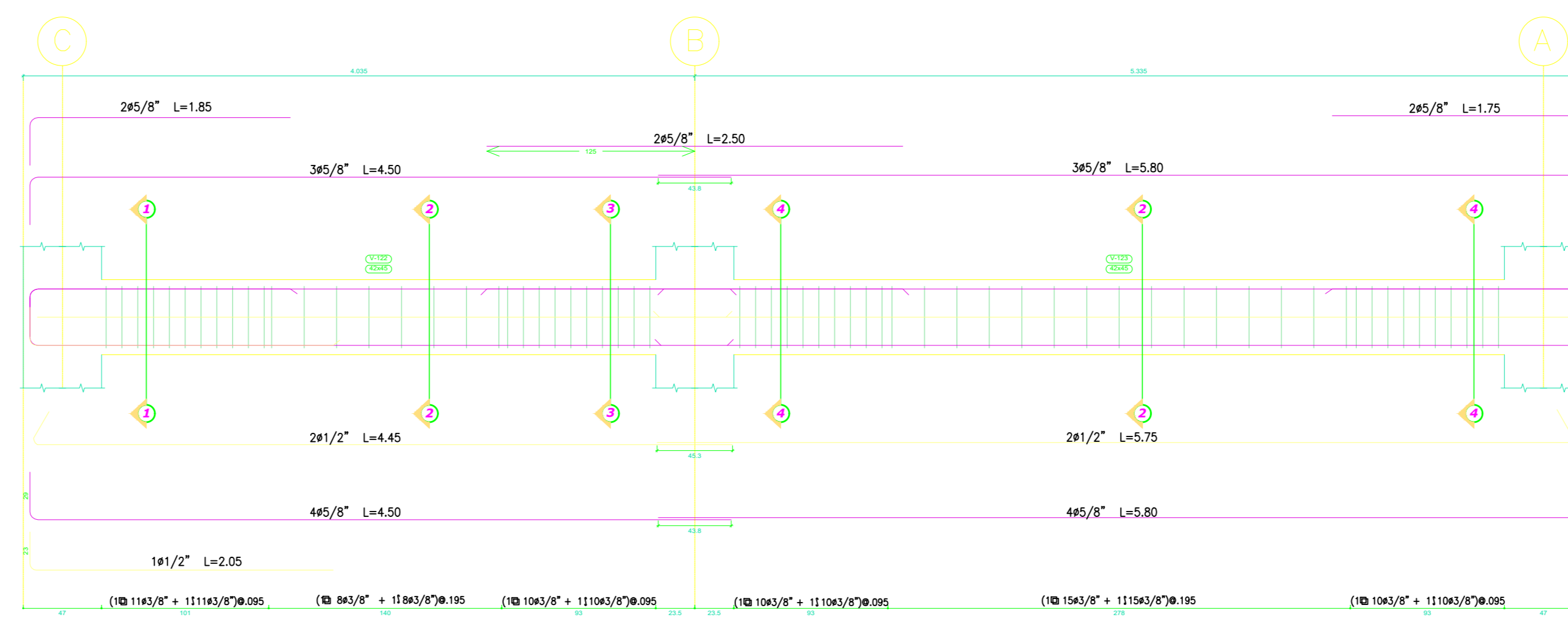


EJE 3 V118-119(0.42X0.45)  
NIVEL 1°  
[ESC. 1/25]

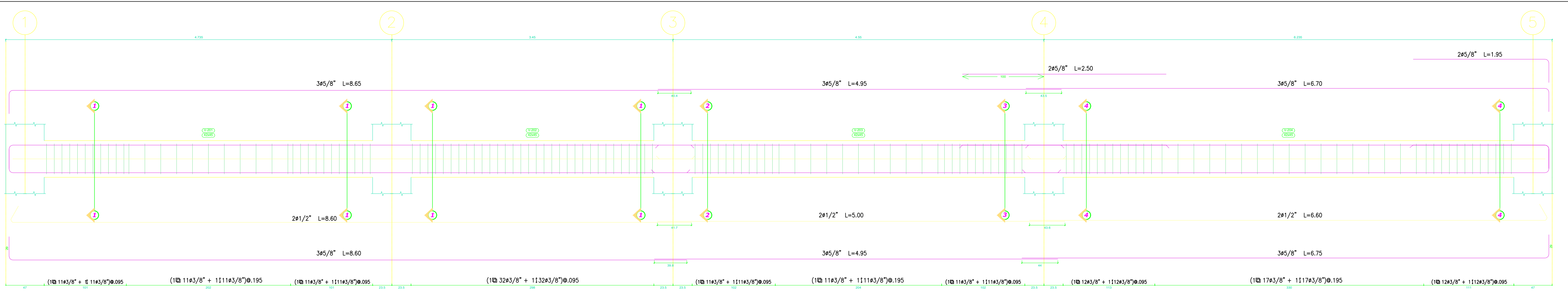


EJE 4 V120-121(0.42X0.45)  
NIVEL 1°  
[ESC. 1/25]

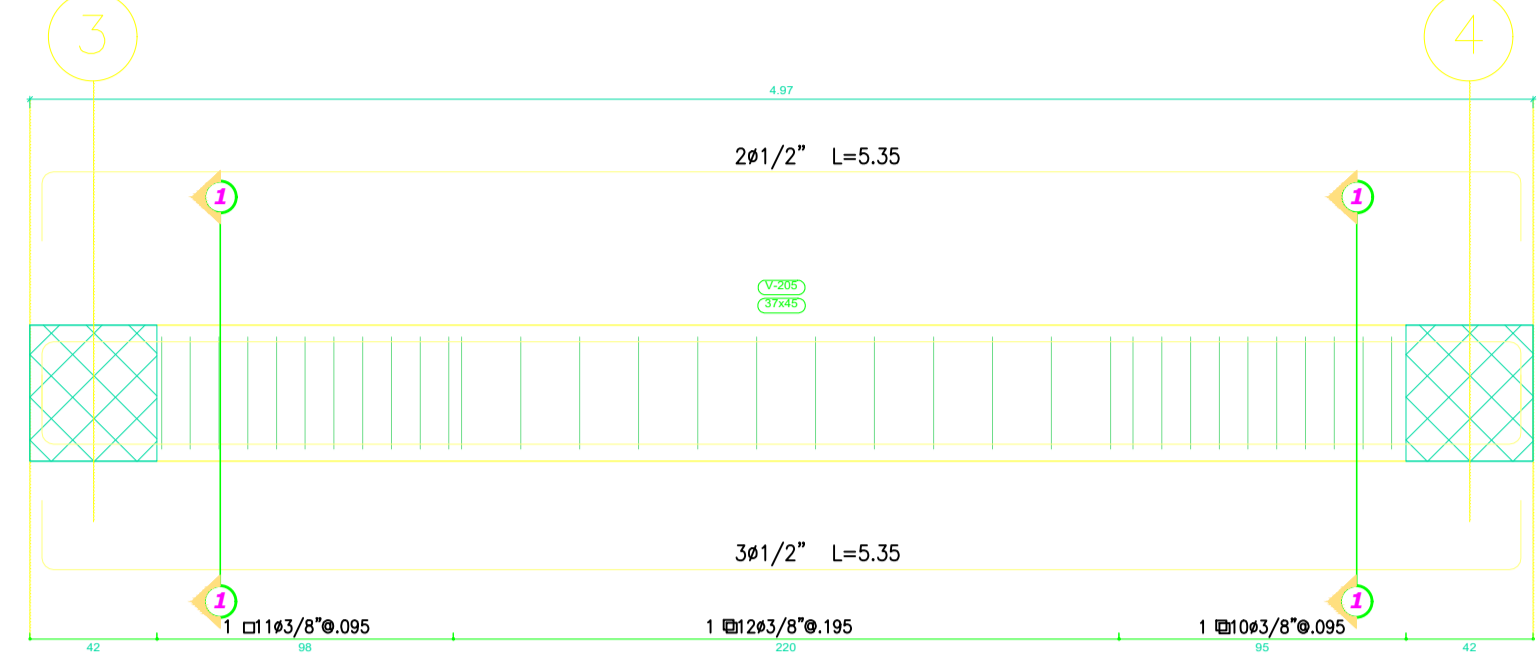
Nivel 1 - Direccion Y [ESC. 1/12.5]				
EJE	CORTE 1 - 1	CORTE 2 - 2	CORTE 3 - 3	CORTE 4 - 4
Eje: 1				
Eje: 2				
Eje: 3				
Eje: 4				
Eje: 5				



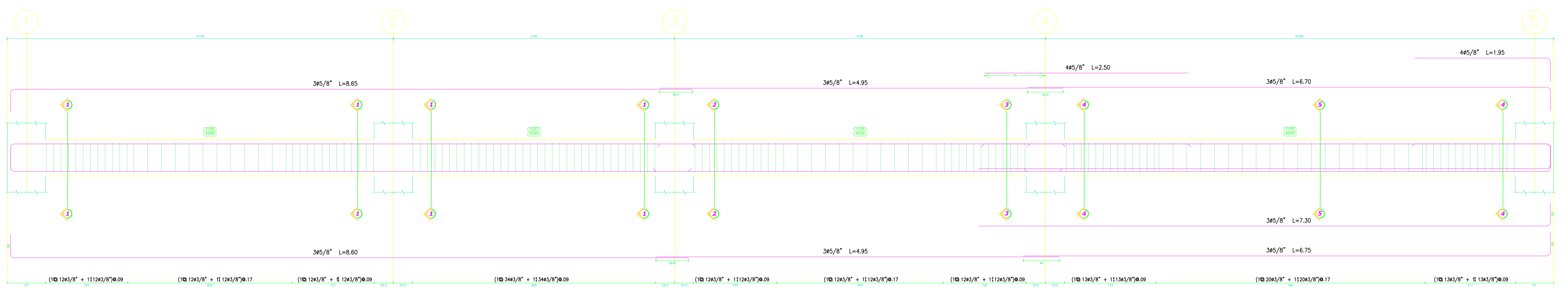
EJE 5 V122-123(0.42X0.45)  
NIVEL 1°  
[ESC. 1/25]



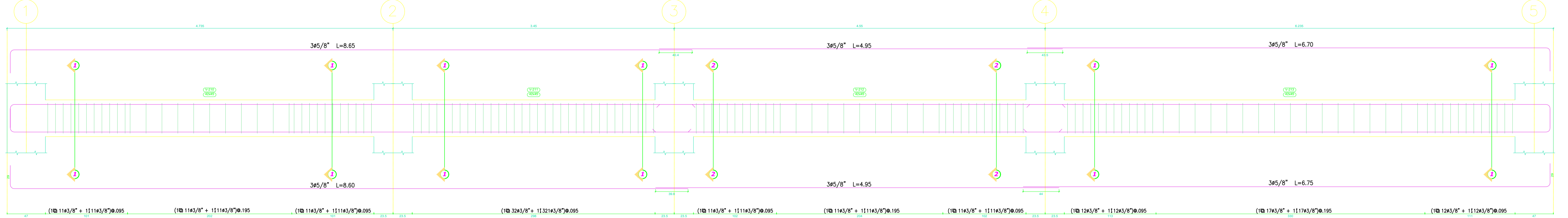
EJE A V201-202-203-204 (0.42X0.45)  
NIVEL 2°  
[ESC. 1/25]



EJE A V205 (0.37X0.45)  
NIVEL 2°  
[ESC. 1/25]



EJE B V206-207-208-209 (0.42X0.45)  
NIVEL 2°  
[ESC. 1/25]



EJE C V210-211-212-213 (0.42X0.45)  
NIVEL 2°  
[ESC. 1/25]



Nivel 2 - Direccion X [ESC. 1/12.5]					
EJE	CORTE 1 - 1	CORTE 2 - 2	CORTE 3 - 3	CORTE 4 - 4	CORTE 5 - 5
Eje: A					
Eje: A'					
Eje: B					
Eje: C					

**UCV**  
UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA  
CIVIL

FABIAN CORDOVA, MARLON

DETALLE: VIGAS NIVEL 2 DIRECCION "X"

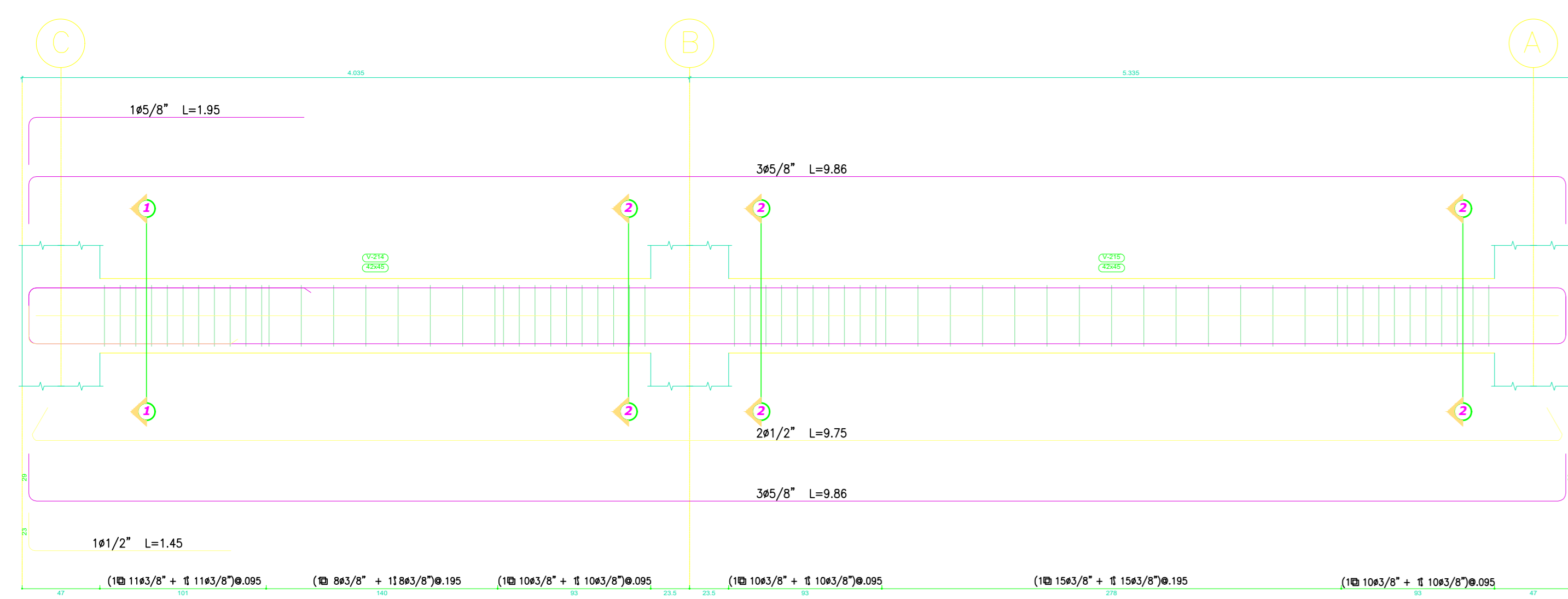
CHICALANA VERA, NIEVER

JUNIO - 2018

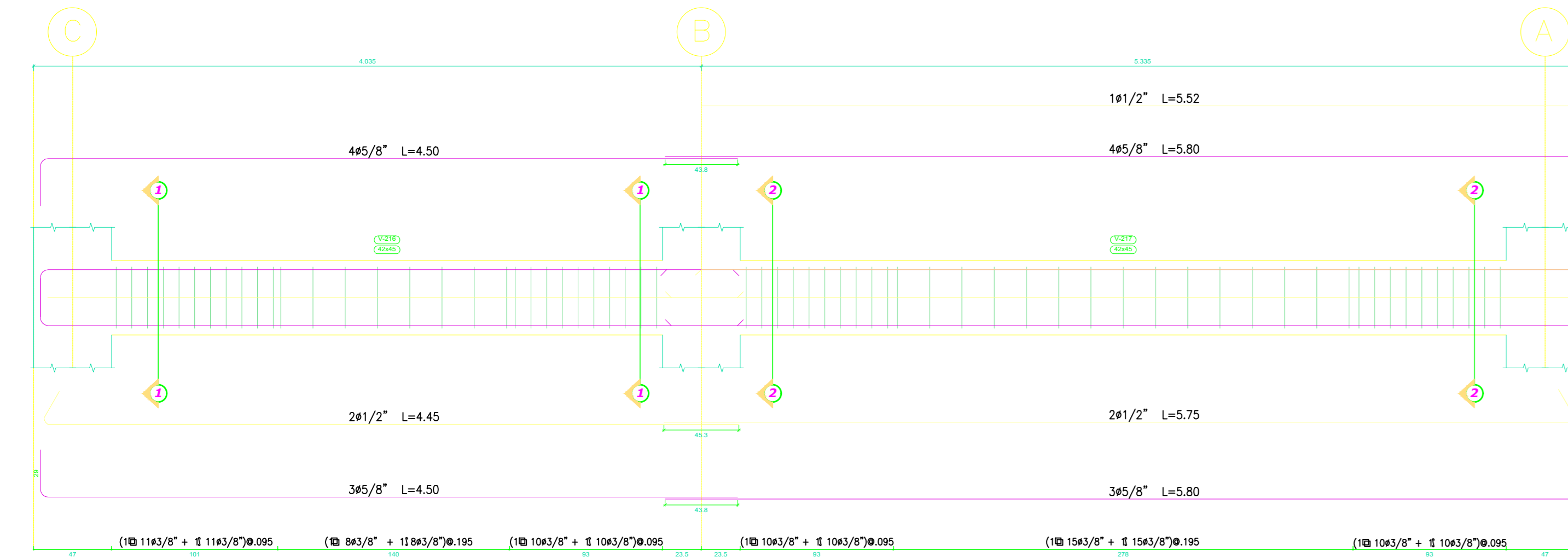
1/25

**E-08**

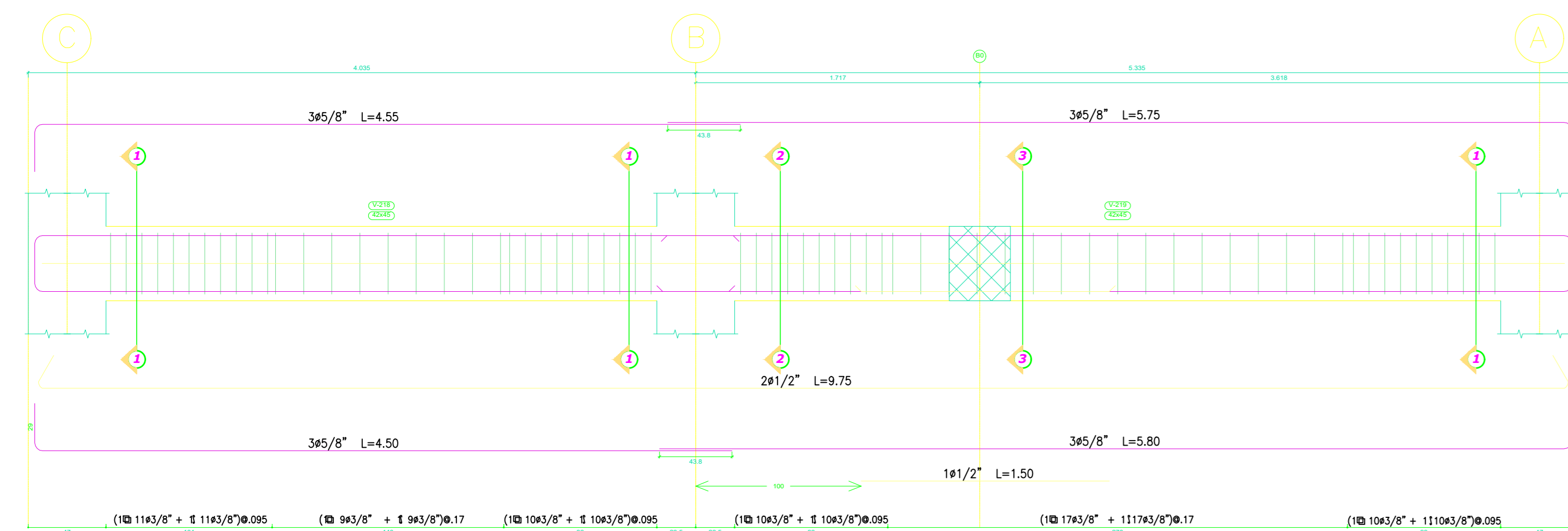
**L-8**



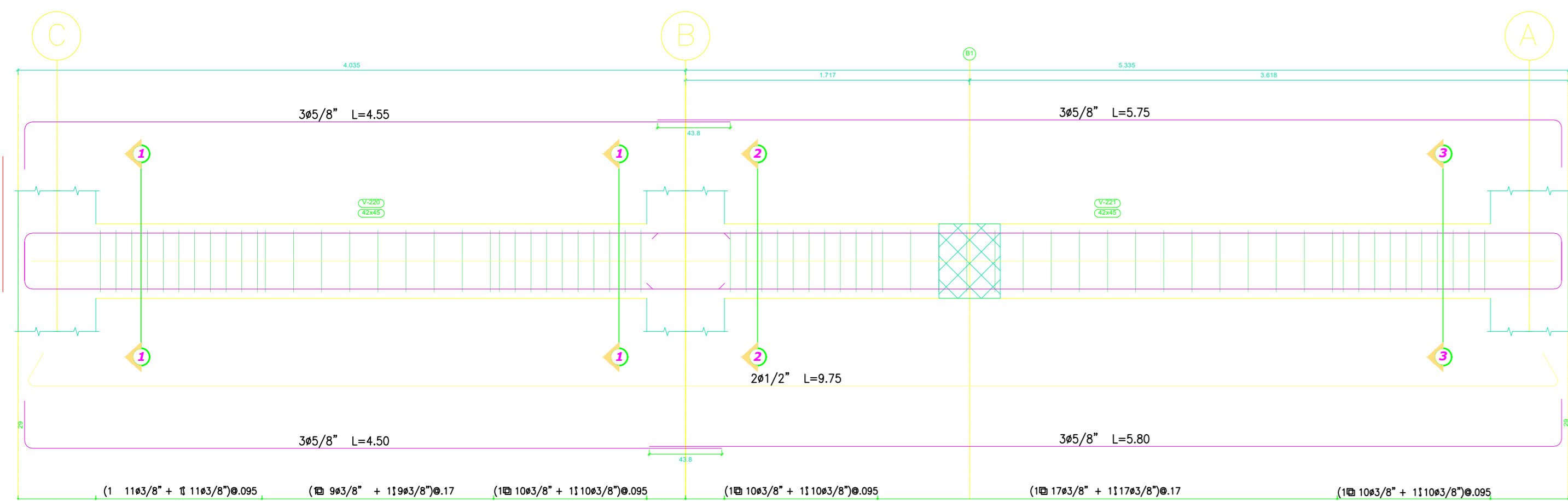
EJE 1 V214-215(0.42X0.45)  
NIVEL 2º  
[ESC. 1/25]



EJE 2 V216-217(0.42X0.45)  
NIVEL 2º  
[ESC. 1/25]

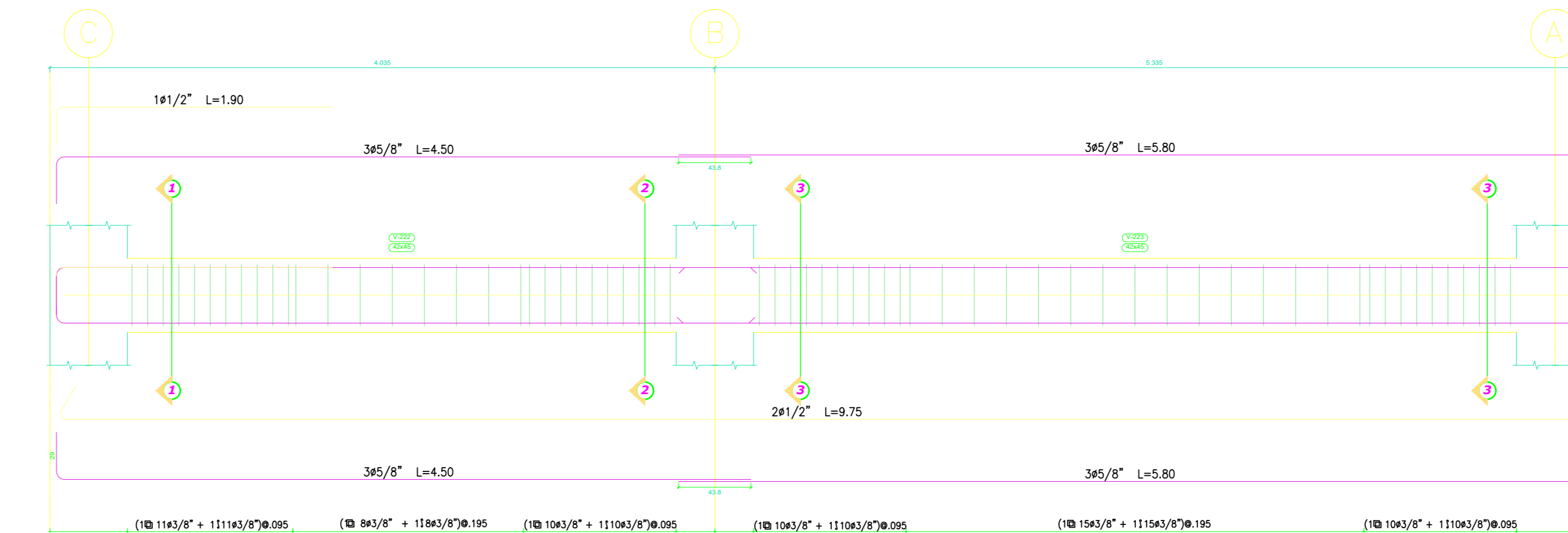


EJE 3 V218-219(0.42X0.45)  
NIVEL 2º  
[ESC. 1/25]



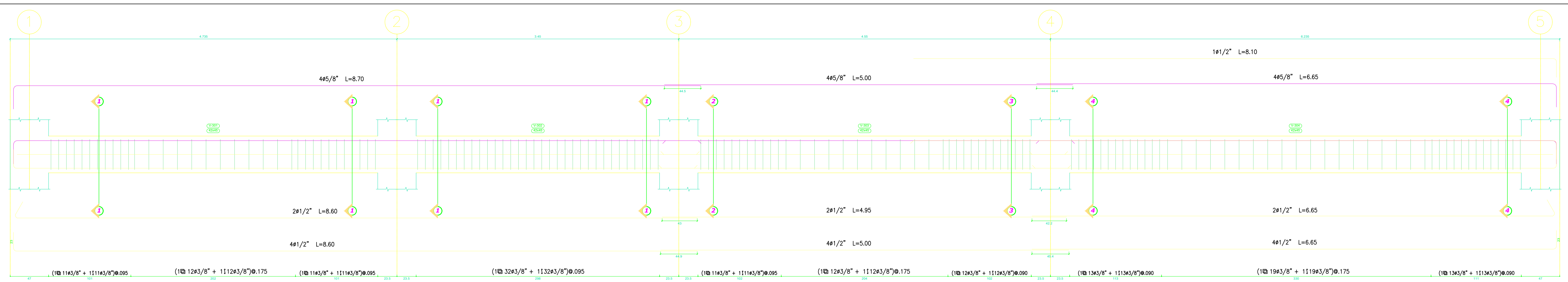
EJE 4 V220-221(0.42X0.45)  
NIVEL 2º  
[ESC. 1/25]

Nivel 2 - Direccion Y [ESC. 1/12.5]			
EJE	CORTE 1 - 1	CORTE 2 - 2	CORTE 3 - 3
Eje: 1			
Eje: 2			
Eje: 3			
Eje: 4			
Eje: 5			

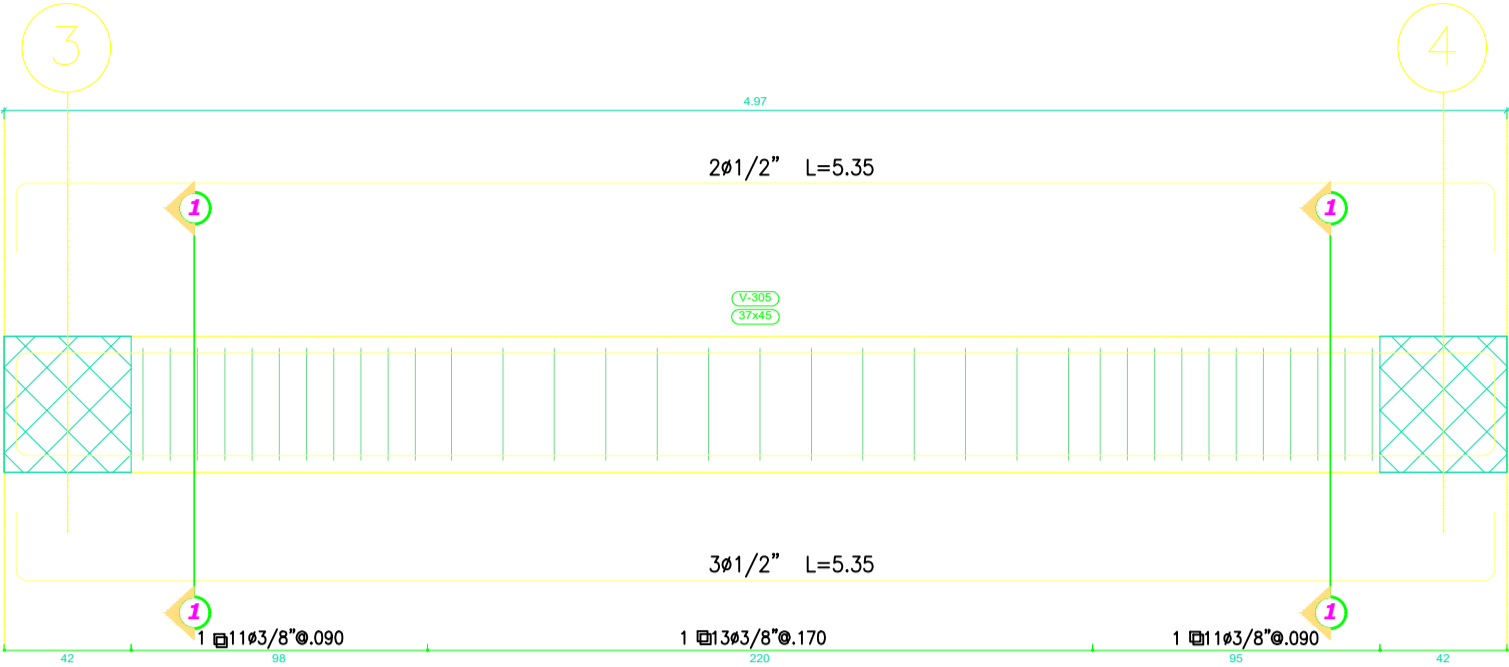


EJE 5 V222-223(0.42X0.45)  
NIVEL 2º  
[ESC. 1/25]

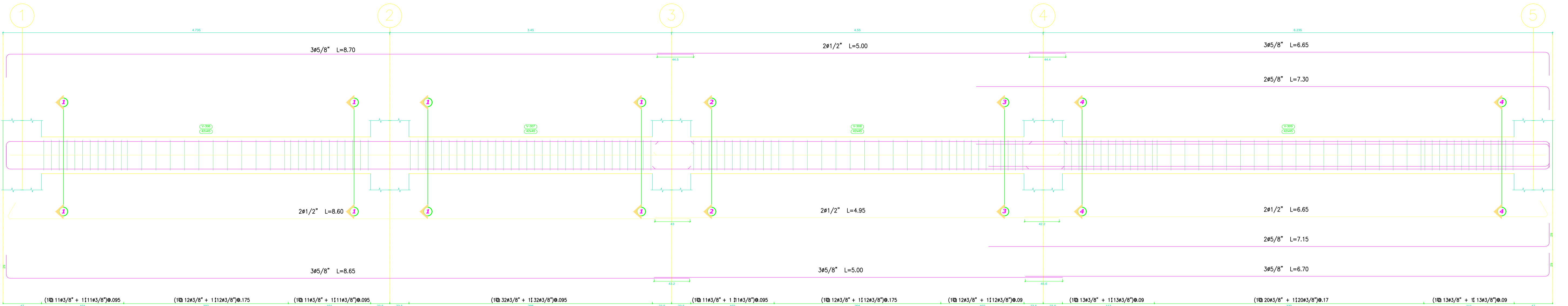




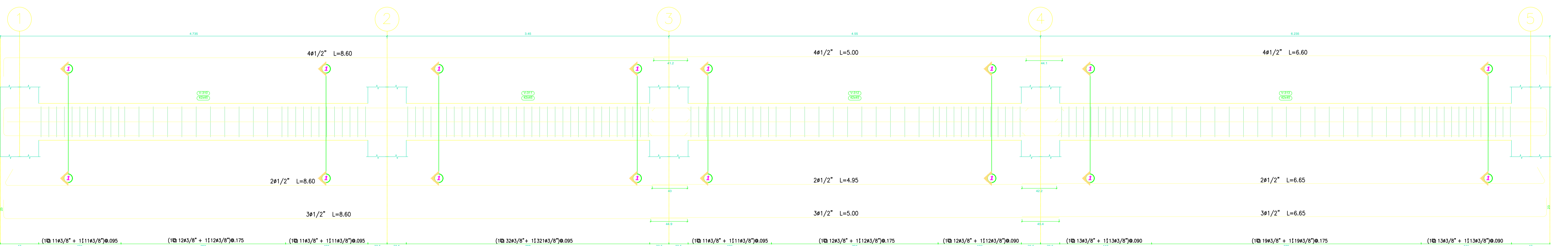
EJE A V301-302-303-304(0.42X0.45)  
 NIVEL 3°  
 [ESC. 1/25]



EJE A V305 (0.37X0.45)  
 NIVEL 3°  
 [ESC. 1/25]



EJE B V306-307-308-309(0.42X0.45)  
 NIVEL 2°  
 [ESC. 1/25]



EJE C V310-311-312-313(0.42X0.45)  
 NIVEL 3°  
 [ESC. 1/25]

Nivel 3 - Direccion X [ESC. 1/12.5]				
EJE	CORTE 1 - 1	CORTE 2 - 2	CORTE 3 - 3	CORTE 4 - 4
Eje: A				
Eje: A'				
Eje: B				
Eje: C				



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
 DISEÑOS DE UN PALACIO  
 MUNICIPAL UTILIZANDO  
 DIFERENTES SISTEMAS  
 ESTRUCTURALES

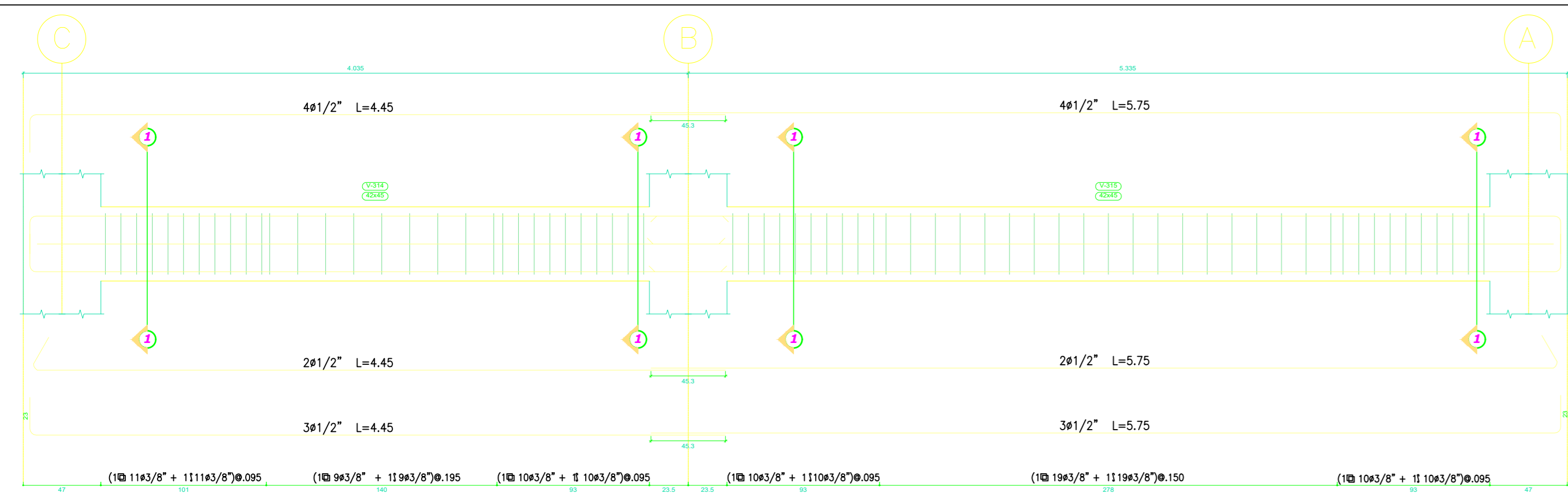
REPARTAMENTO: LA LIBERTAD  
 PROVINCIAS: SUCCHA  
 DISTRITO: SUCCHA

FABIAN CORDOVA, MARLON

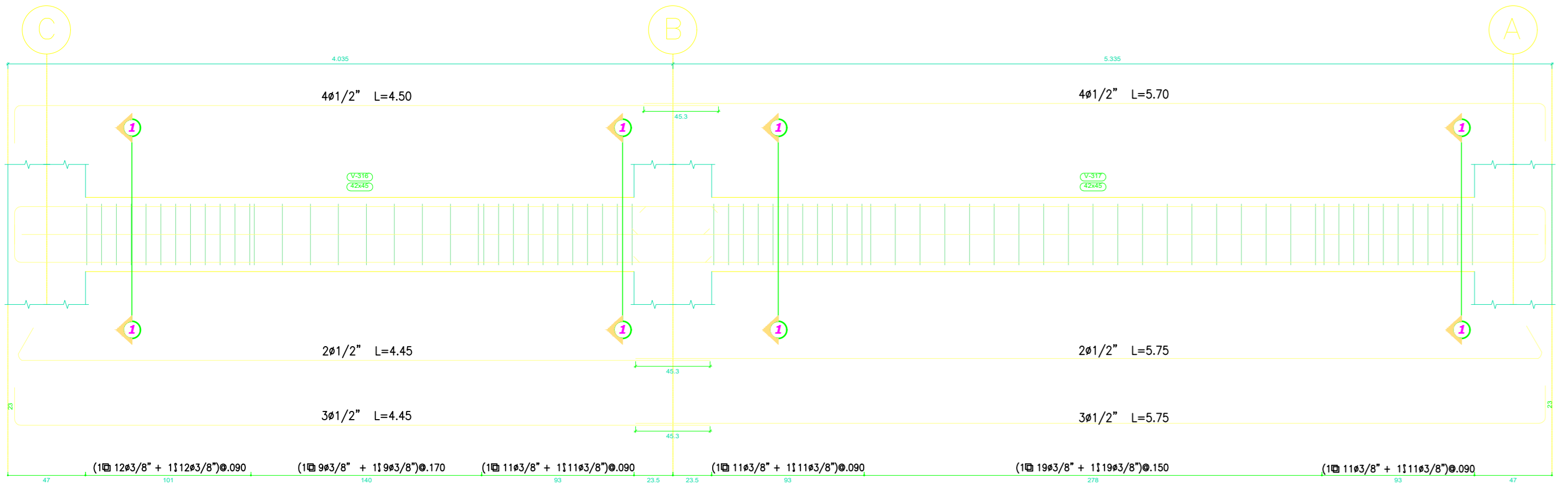
DETALLE: VIGAS NIVEL 3 DIRECCION "X"

CHICALANA VERA, NIEVER

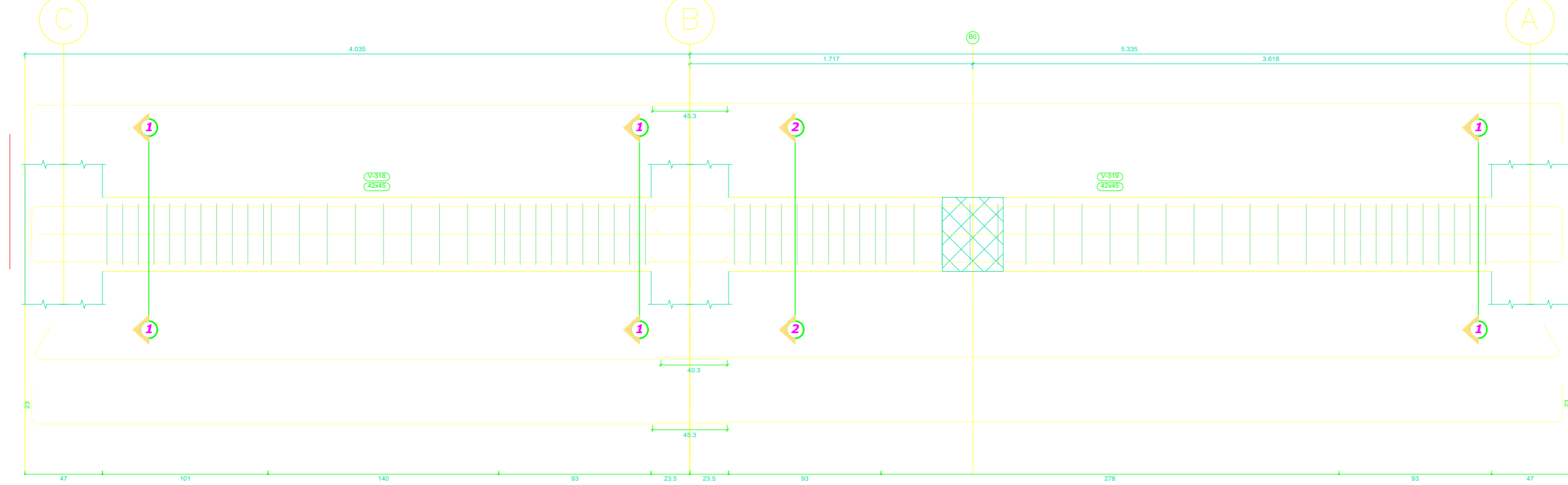
FECHA: JUNIO - 2018  
 ESCALA: 1/25  
 L-10 E-10



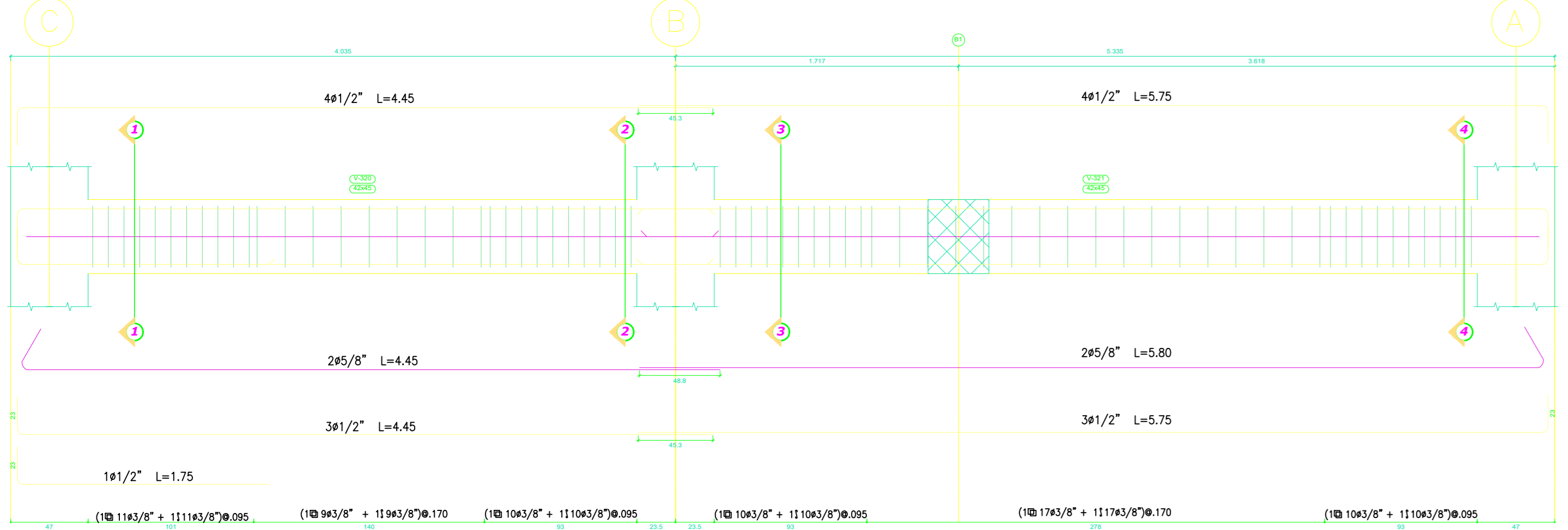
EJE 1 V314-315(0.42X0.45)  
NIVEL 3°  
[ESC. 1/20]



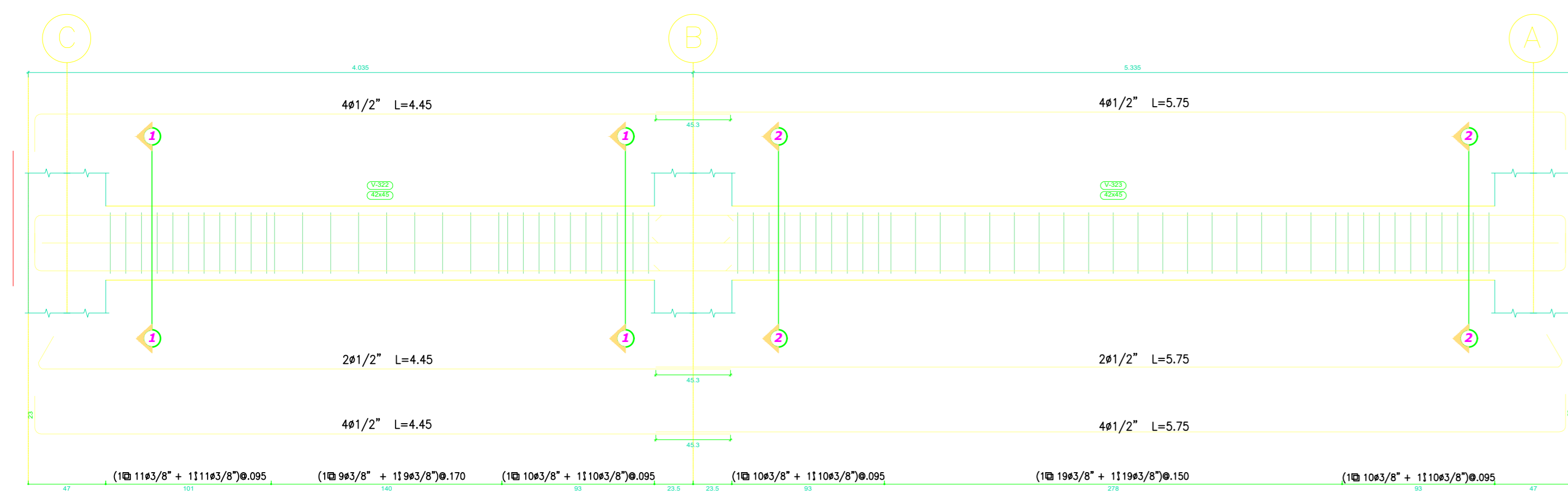
EJE 2 V316-317(0.42X0.45)  
NIVEL 3°  
[ESC. 1/20]



EJE 3 V318-319(0.42X0.45)  
NIVEL 3°  
[ESC. 1/20]



EJE 4 V320-321(0.42X0.45)  
NIVEL 3°  
[ESC. 1/20]



EJE 5 V322-323(0.42X0.45)  
NIVEL 3°  
[ESC. 1/20]

Nivel 3 - Direccion Y [ESC. 1/12.5]

EJE	CORTE 1 - 1	CORTE 2 - 2	CORTE 3 - 3	CORTE 4 - 4
Eje: 1				
Eje: 2				
Eje: 3				
Eje: 4				
Eje: 5				



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO: SA LIBERTAD  
PROVINCIA: SICALIA  
DISTRITO: SICALIA

FABIAN CORDOVA, MARLEN

DETALLE: VIGAS NIVEL 3 DIRECCION "Y"

CHACALANA VERA, NELVER

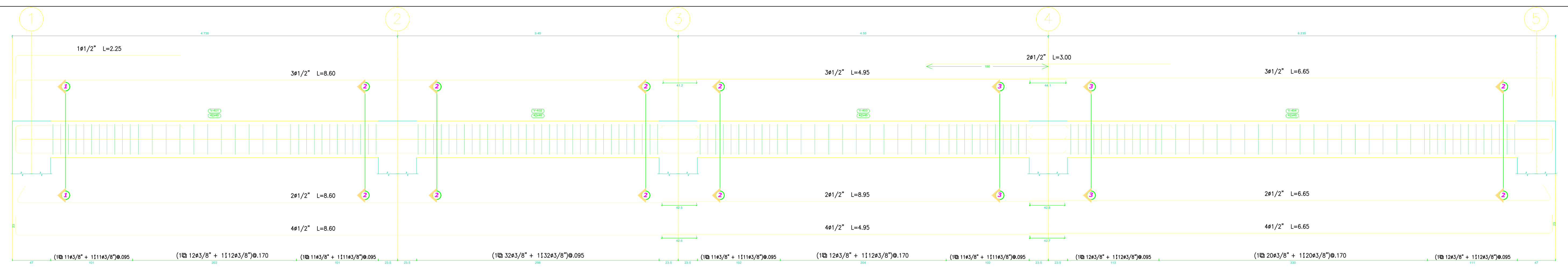
SISTEMA APLICADO  
EN CONCRETO ARMADO

JUNIO - 2016

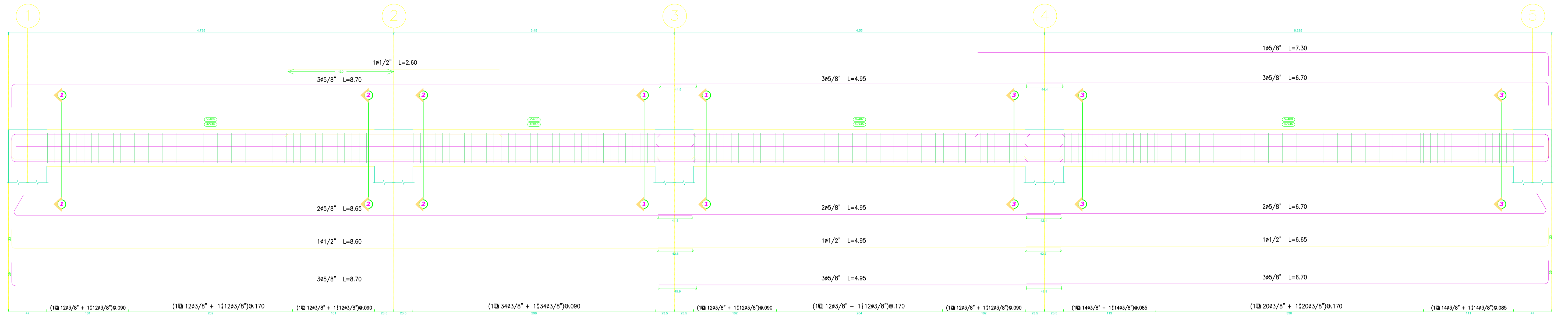
L-11

E-11

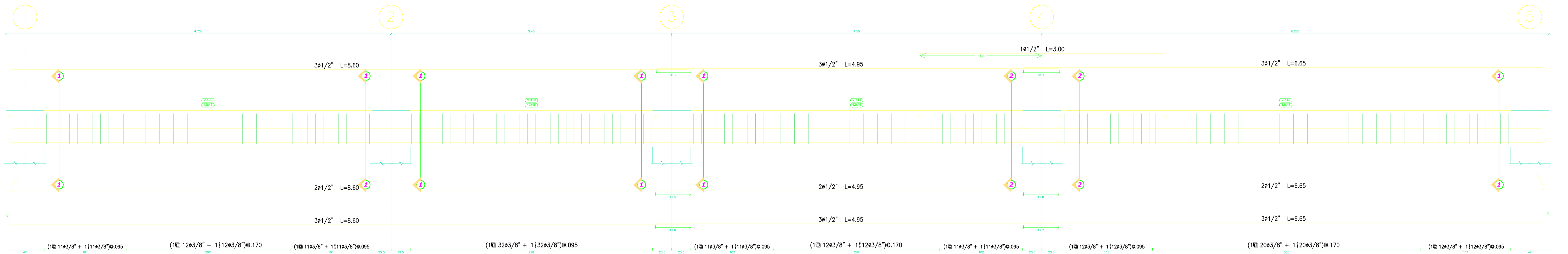
1/25



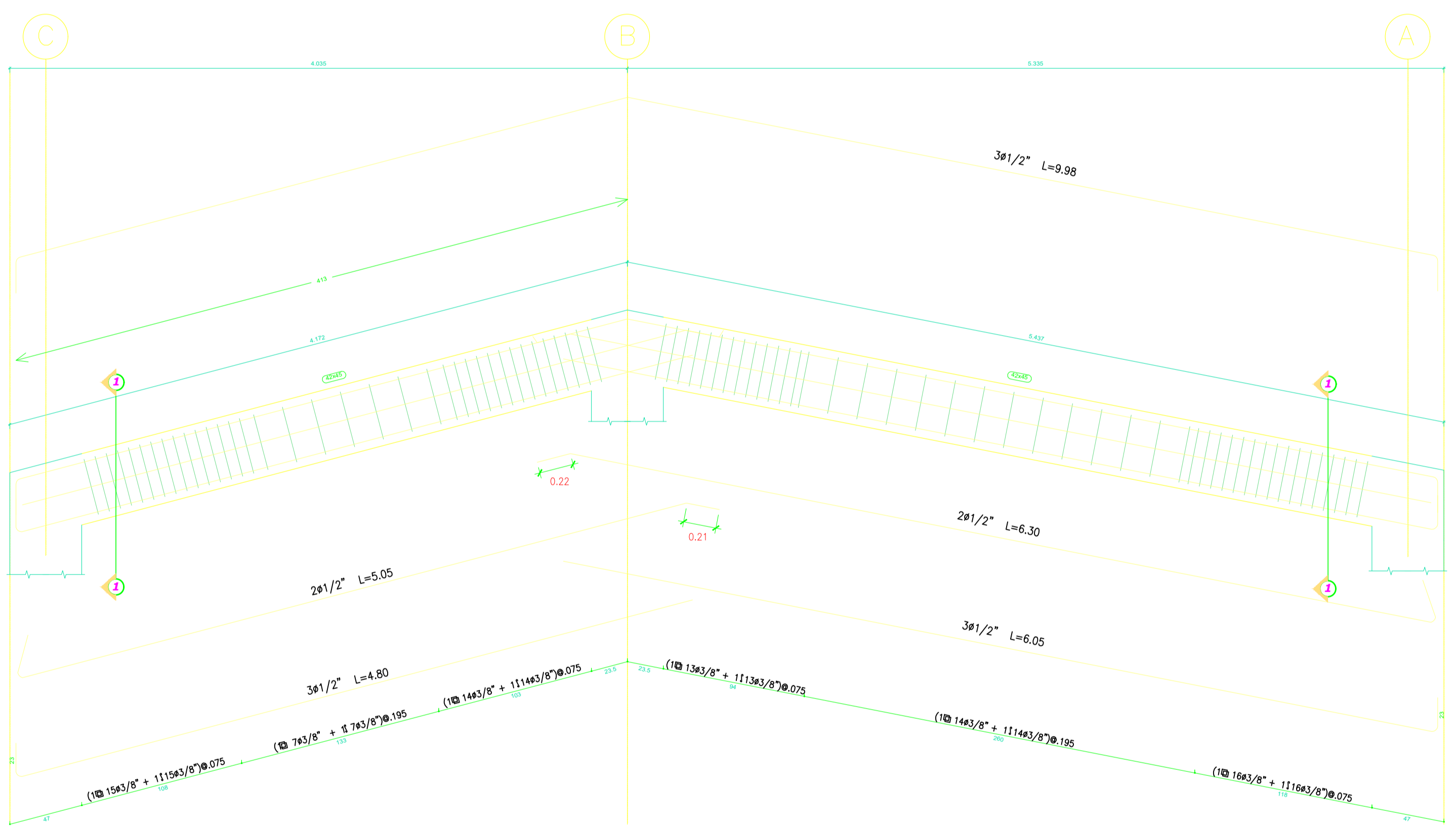
EJE A V401-402-403-404(0.42X0.45)  
NIVEL 4°  
[ESC. 1/25]



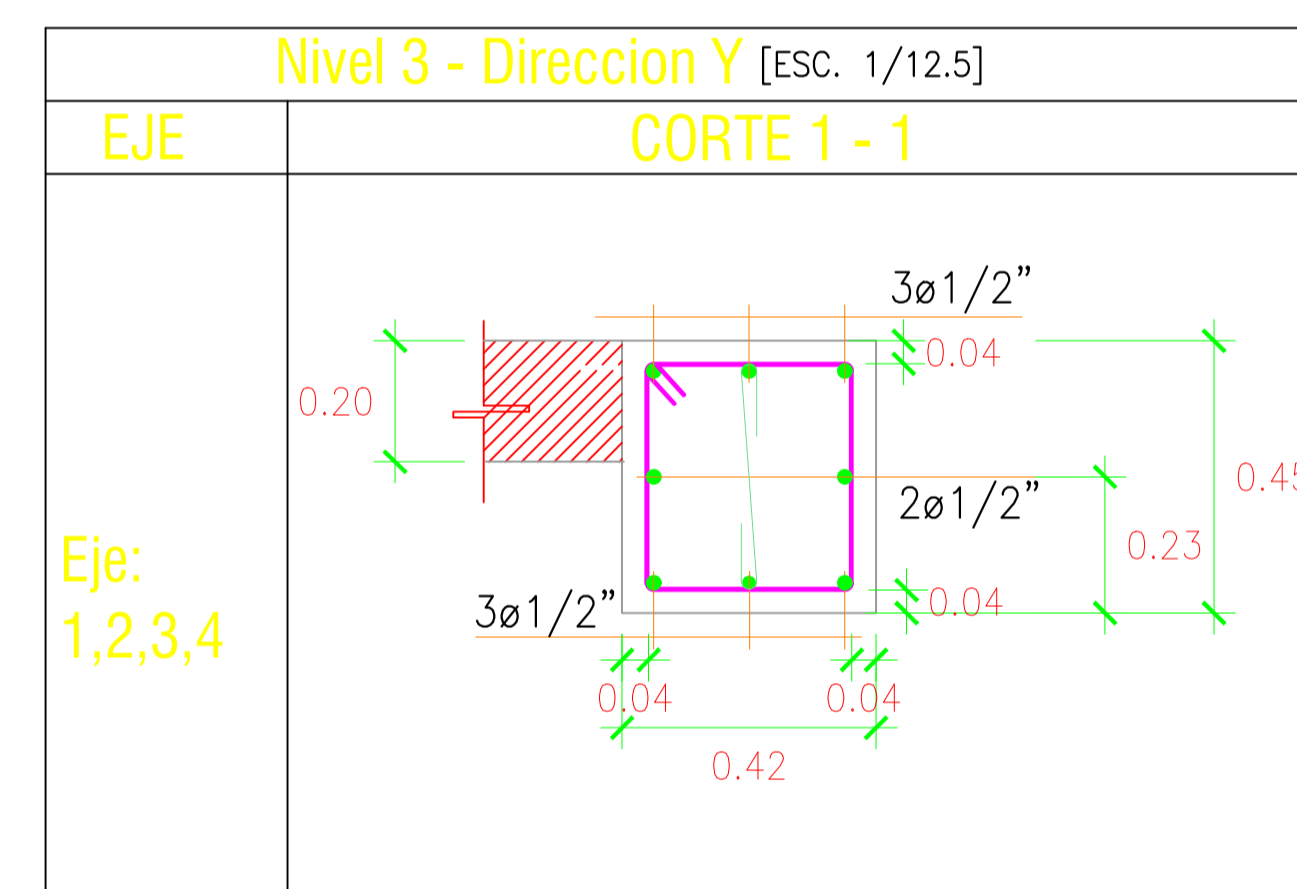
EJE B V405-406-407-408(0.42X0.45)  
NIVEL 4°  
[ESC. 1/25]



EJE C V409-410-411-412(0.42X0.45)  
NIVEL 4°  
[ESC. 1/25]



EJE (1-2-3-4-5) V414-415-416-417-418-419-420-421-422-423(0.42X0.45)  
NIVEL 4°  
[ESC. 1/25]



Nivel 4 - Direccion X [ESC. 1/12.5]			
EJE	CORTE 1 - 1	CORTE 2 - 2	CORTE 3 - 3
Eje: A			
Eje: B			
Eje: C			



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

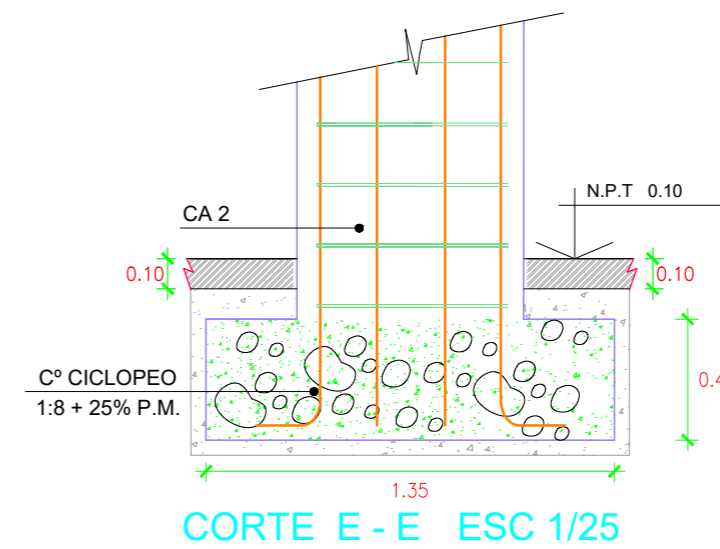
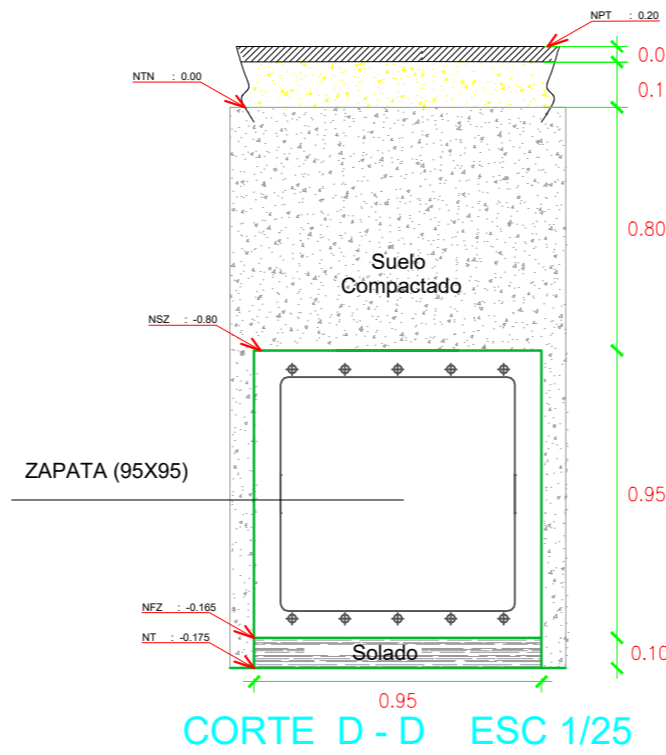
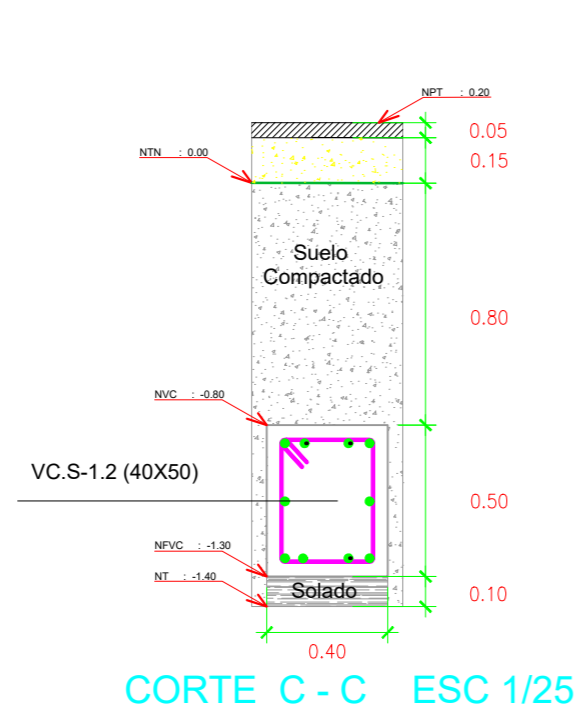
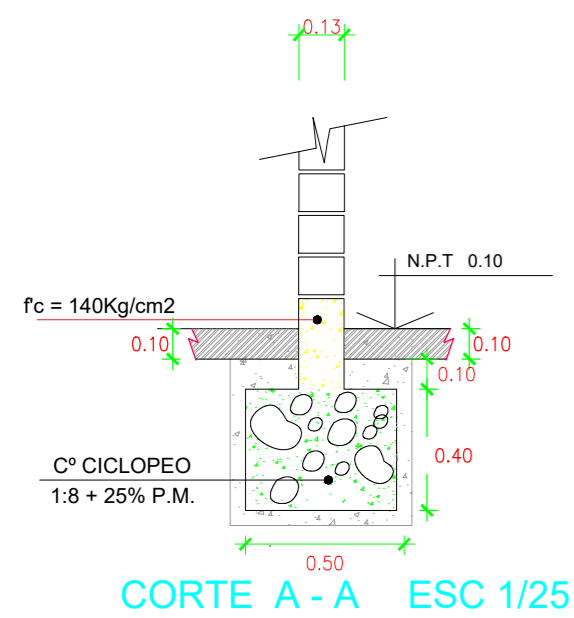
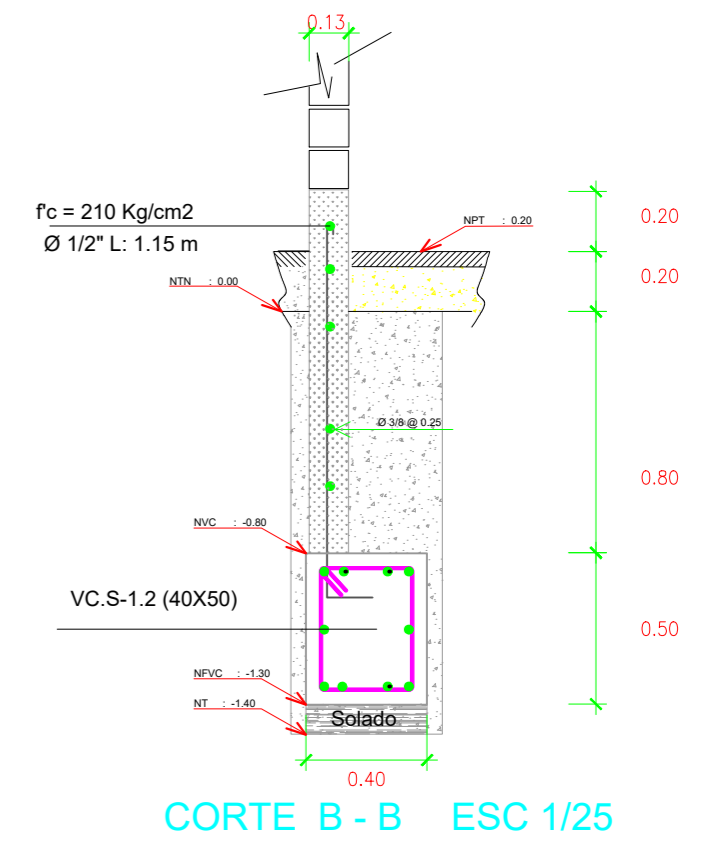
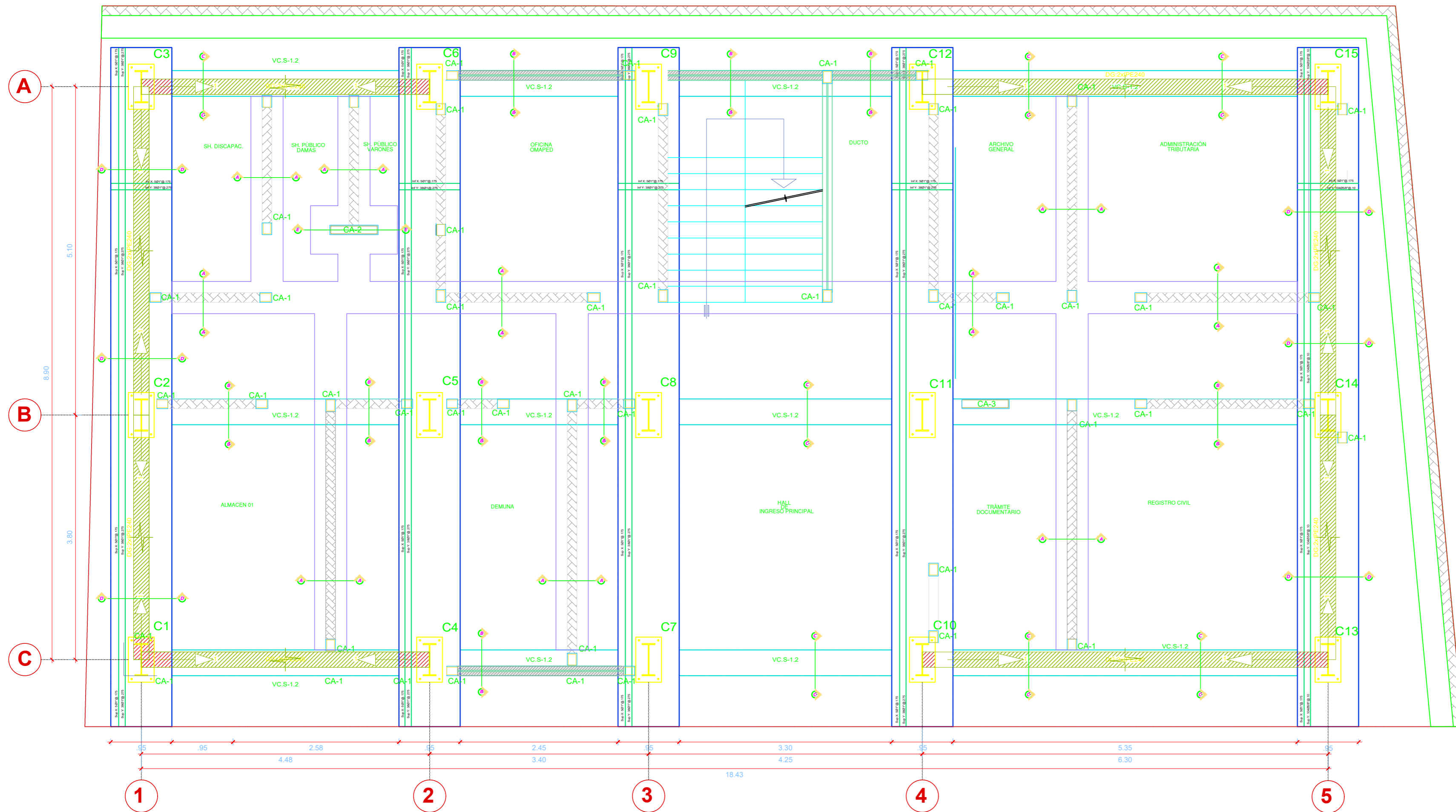
TÍTULO DE LA TESIS:  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD  
PROVINCIA: SUCCA  
DISTRITO: SUCCA

ELABORADO POR:  
FABIAN CORDOVA, MARLON

DETALLE: VIGAS NIVEL 4

PROYECTO:  
CHICALANA VERA, NIEVER



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

AECOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANI:  
**PLANTA DE CIMENTACION**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACION:

ALTERNATIVA Nº2:  
**SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO**

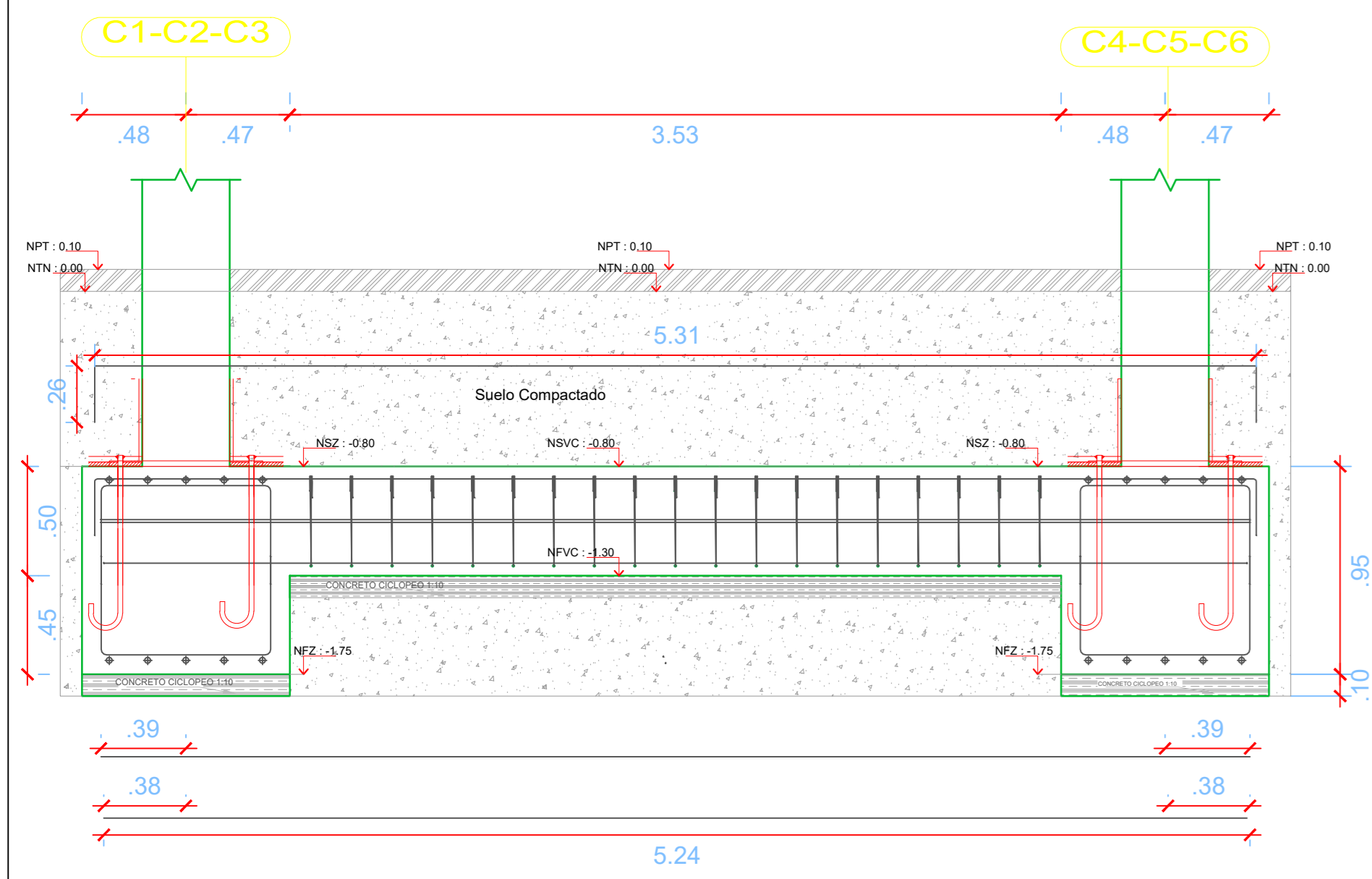
ESCALA:  
**1/50**

FECHA:  
**JUNIO - 2018**

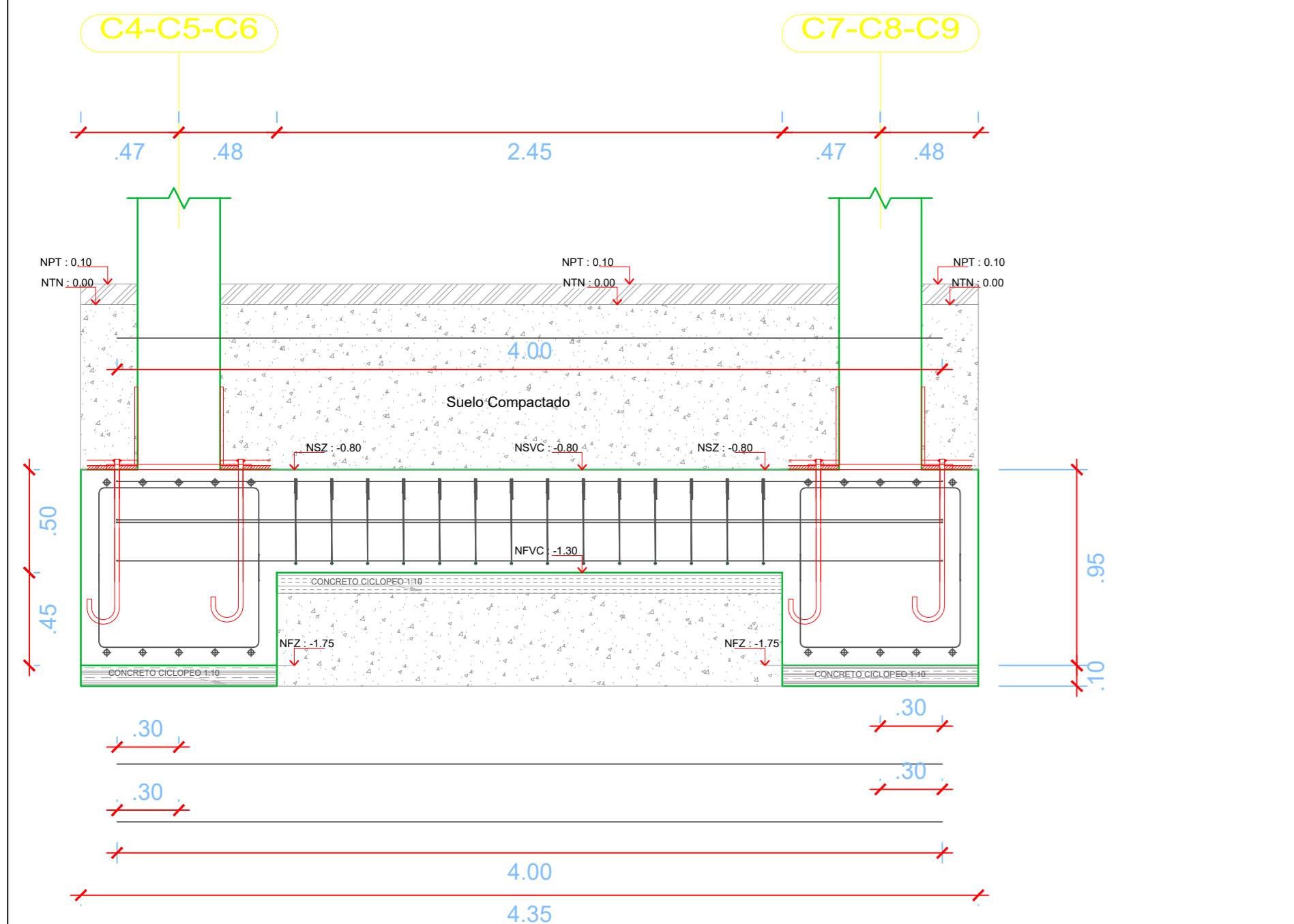
CÓDIGO:  
**E-01**

LÁMINA:  
**L-13**

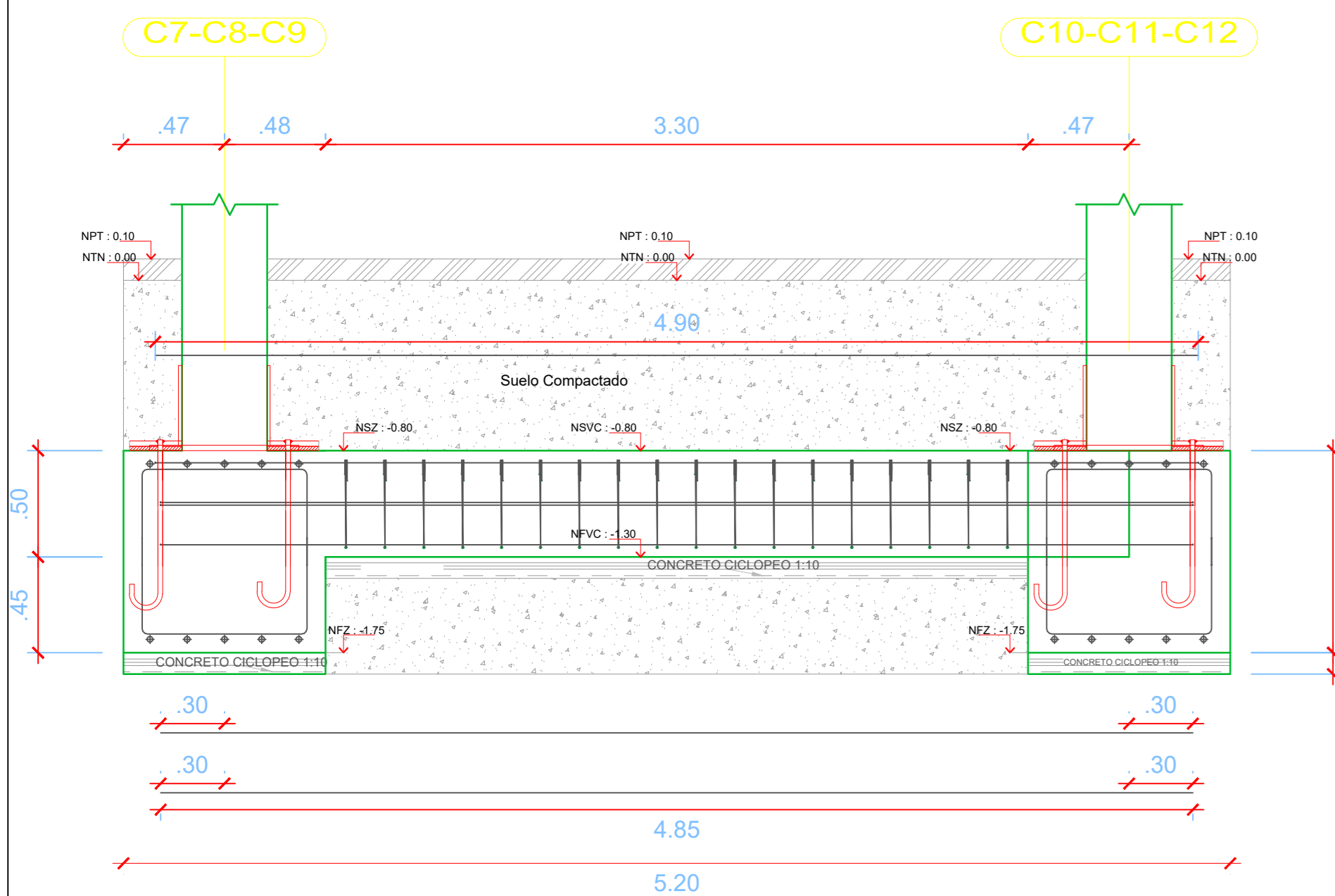
VC.S-1.2 (40X50) [(C1-C2-C3) - (C4-C5-C6)] [ESC. 1/25]



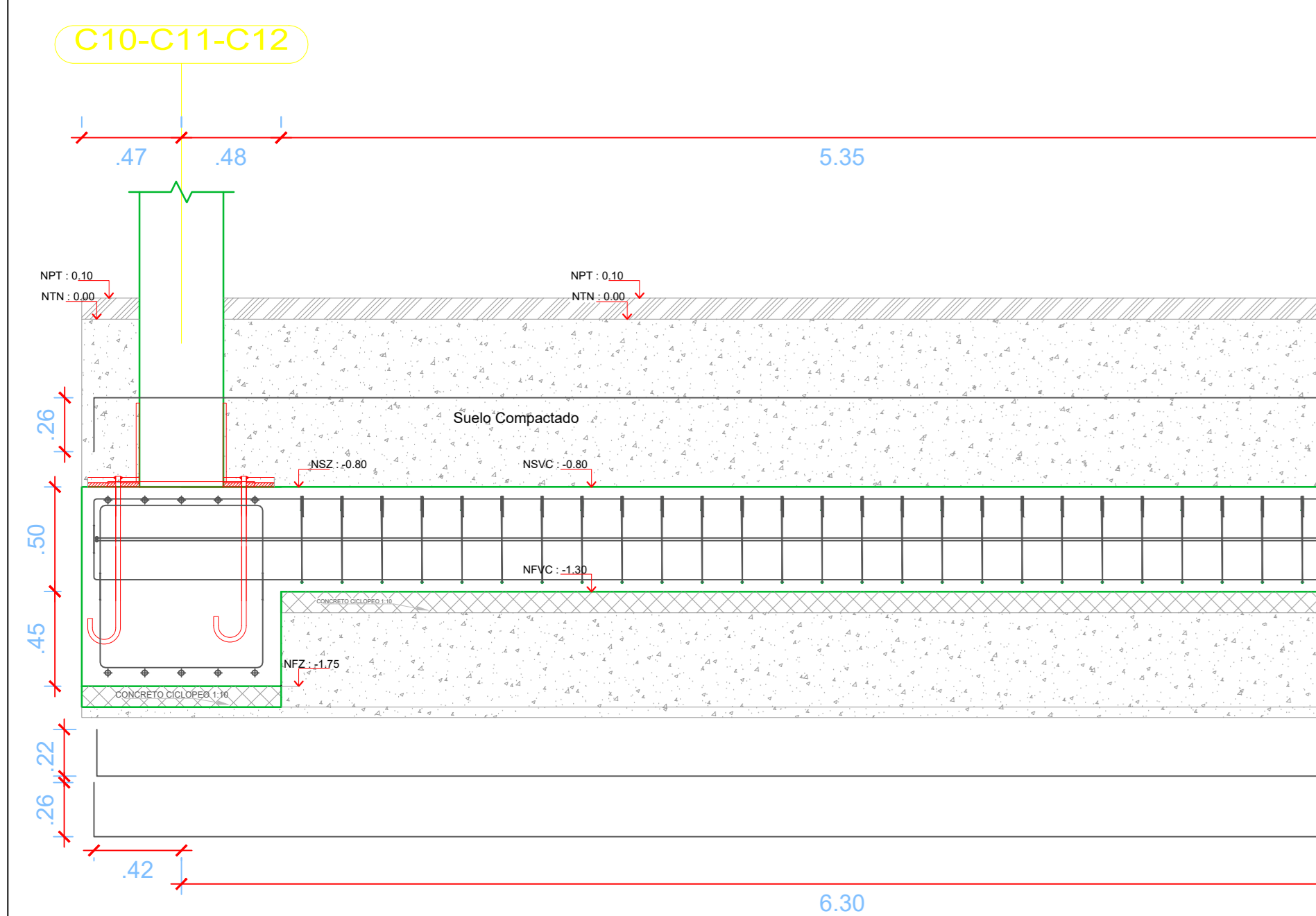
VC.S-1.2 (40X50) [(C4-C5-C6) - (C7-C8-C9)] [ESC. 1/25]



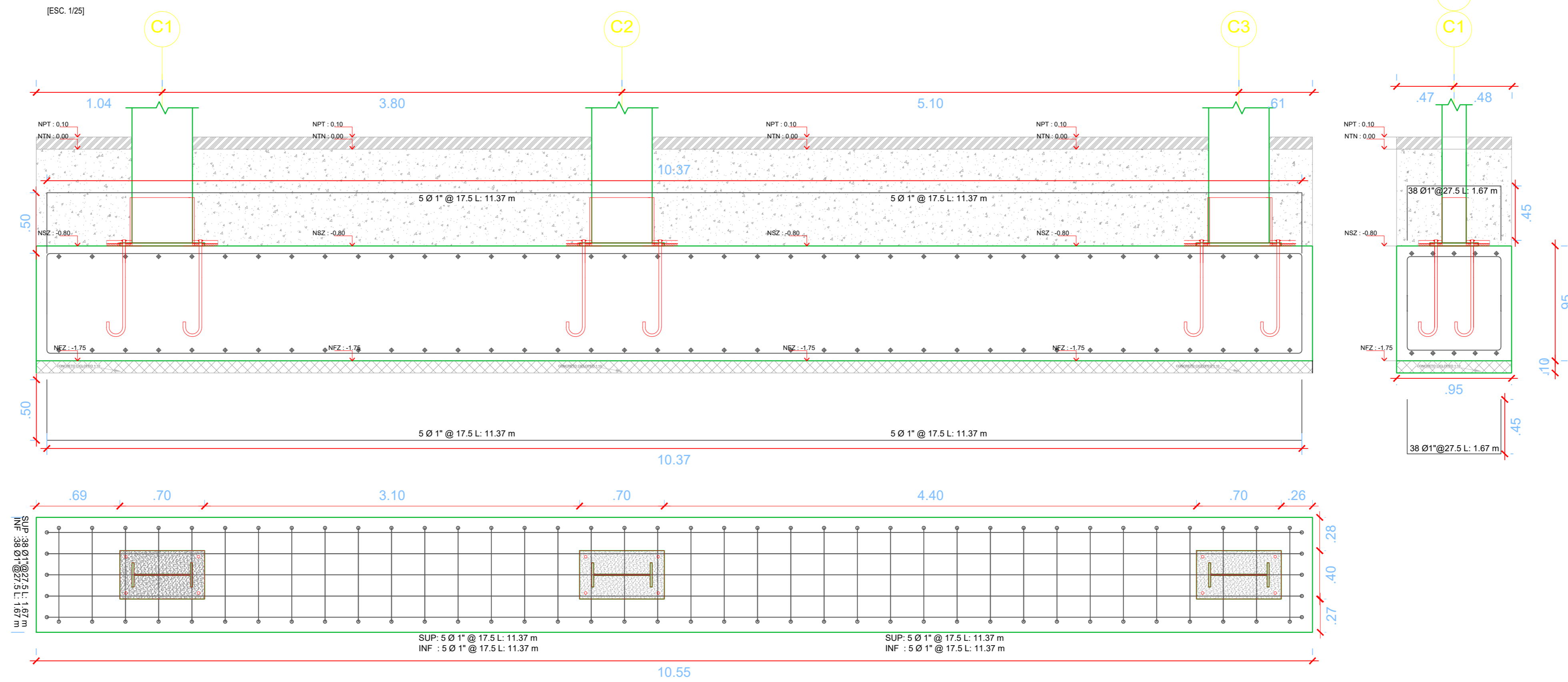
VC.S-1.2 (40X50) [(C7-C8-C9) - (C10-C11-C12)] [ESC. 1/25]



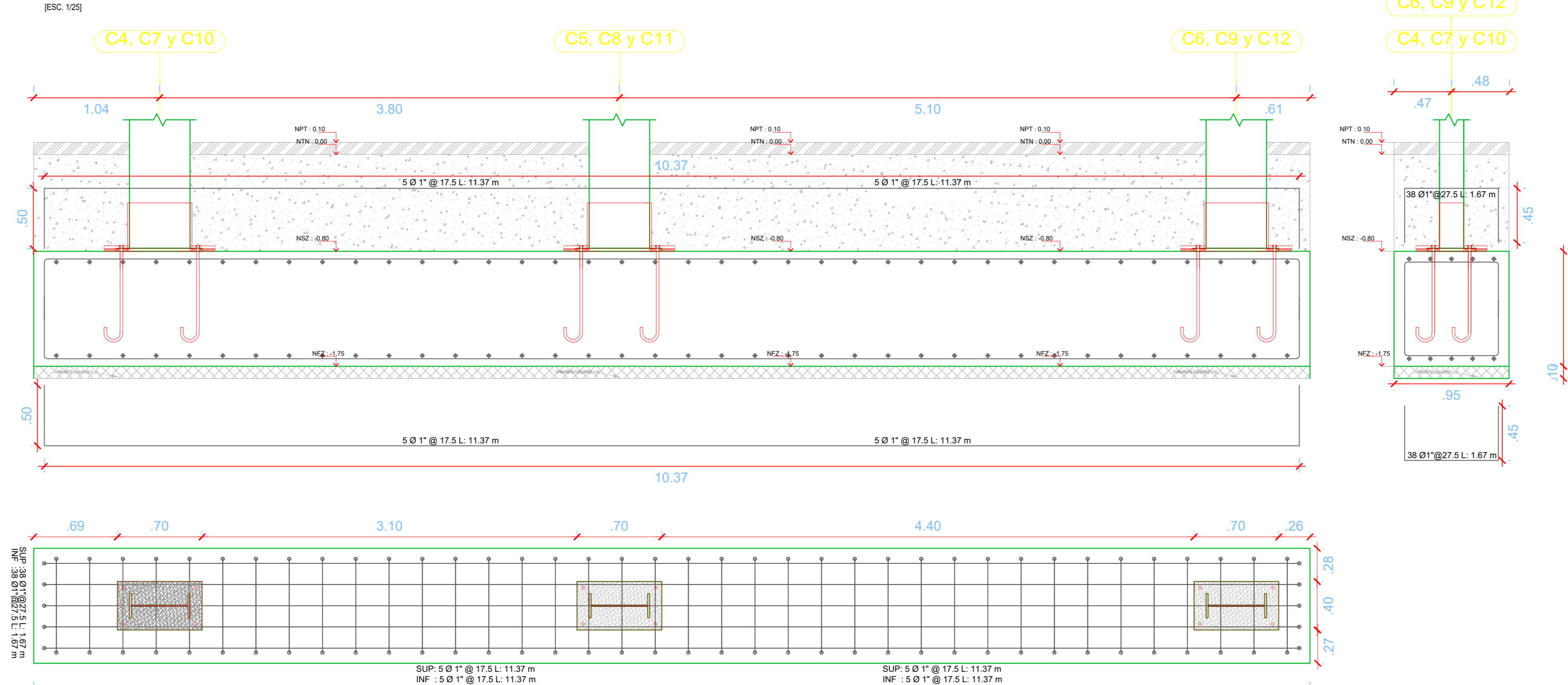
VC.S-1.2 (40X50) [(C10-C11-C12) - (C13-C14-C15)] [ESC. 1/25]



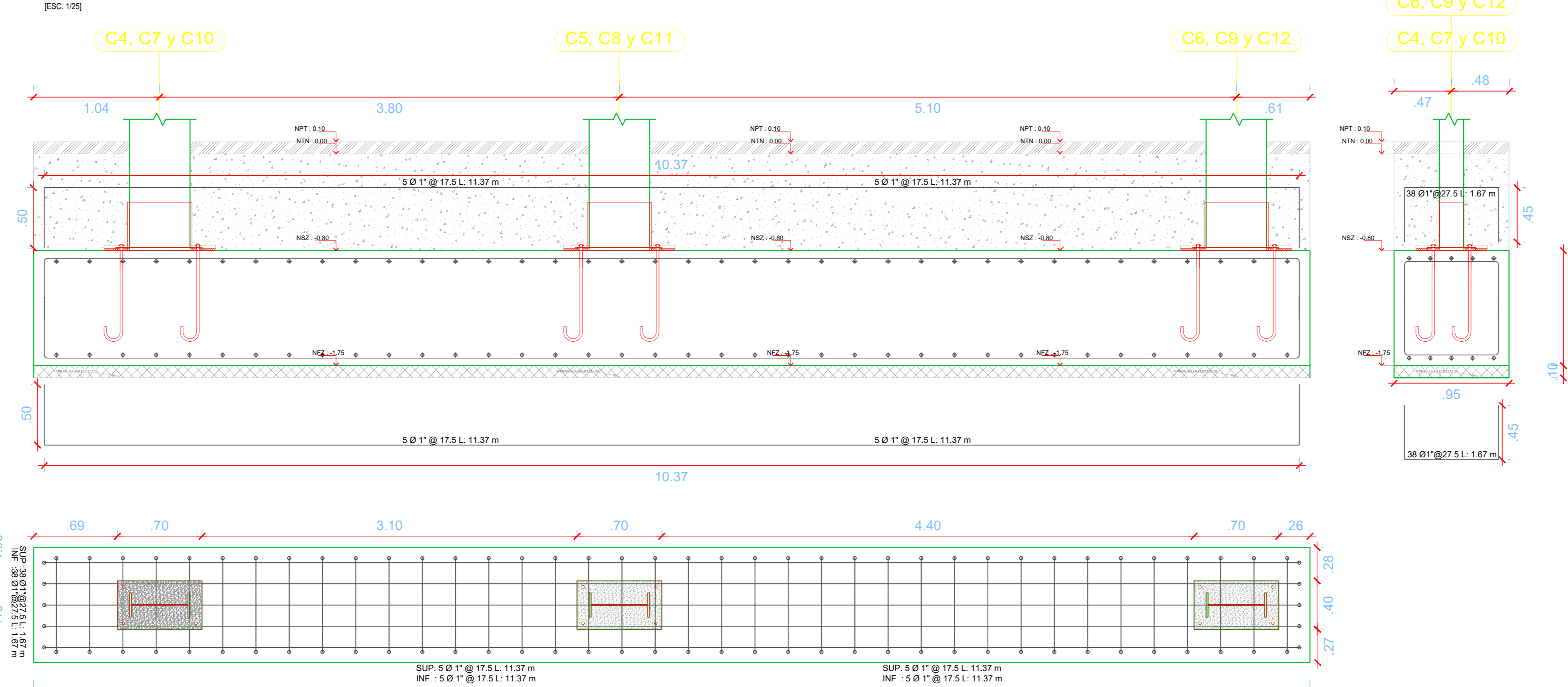
DETALLE DE ZAPATA (C1-C2-C3) [ESC. 1/25]



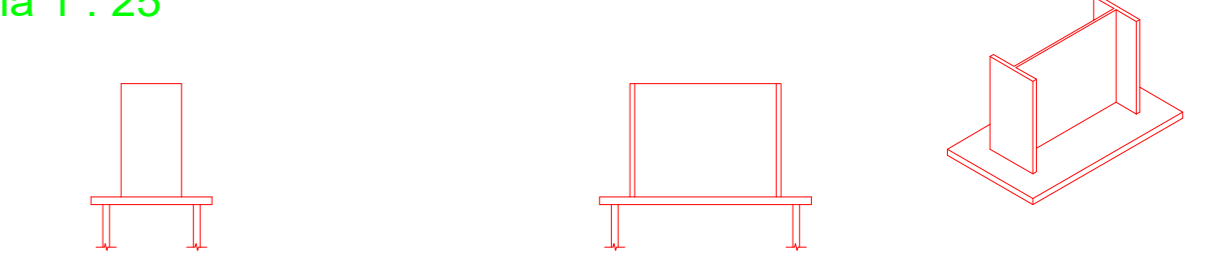
DETALLE DE ZAPATA (C4-C5-C6), (C7-C8-C9) y (C10-C11-C12) [ESC. 1/25]



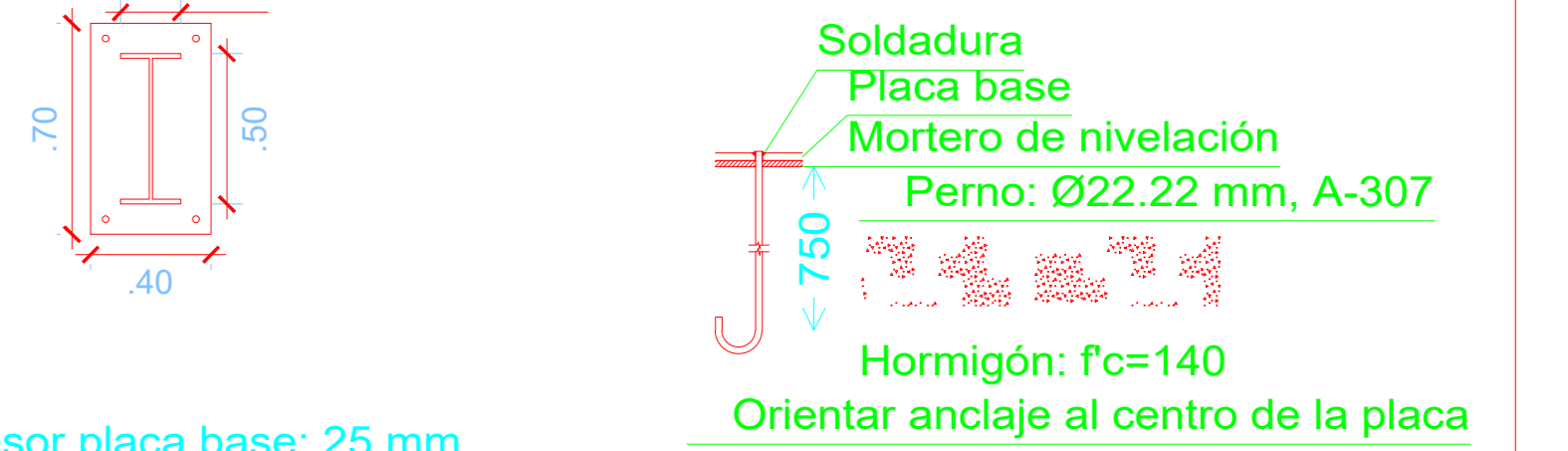
DETALLE DE ZAPATA (C4-C5-C6), (C7-C8-C9) y (C10-C11-C12) [ESC. 1/25]



Dimensiones Placa = 400x700x25 mm (ASTM A 36 36 ksi)  
 Pernos = 4Ø22.22 mm, A-307  
 Ref. pilares : C1=C2=C3=C4=C5=C6=C7=C8=C9=C10=C11=C12=C14  
 Escala 1 : 25

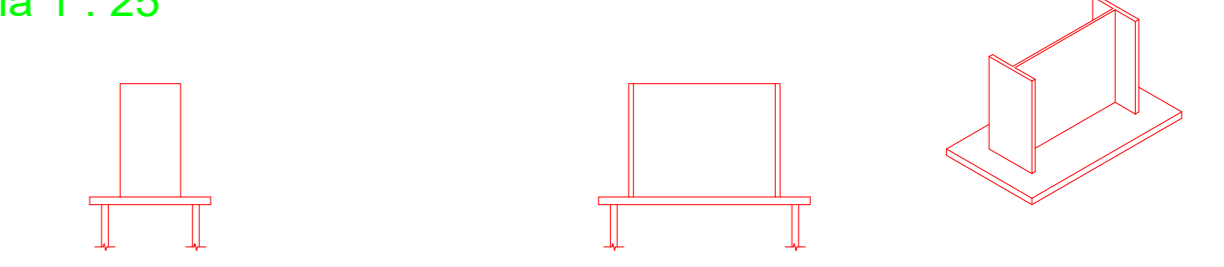


Detalle Anclaje Perno

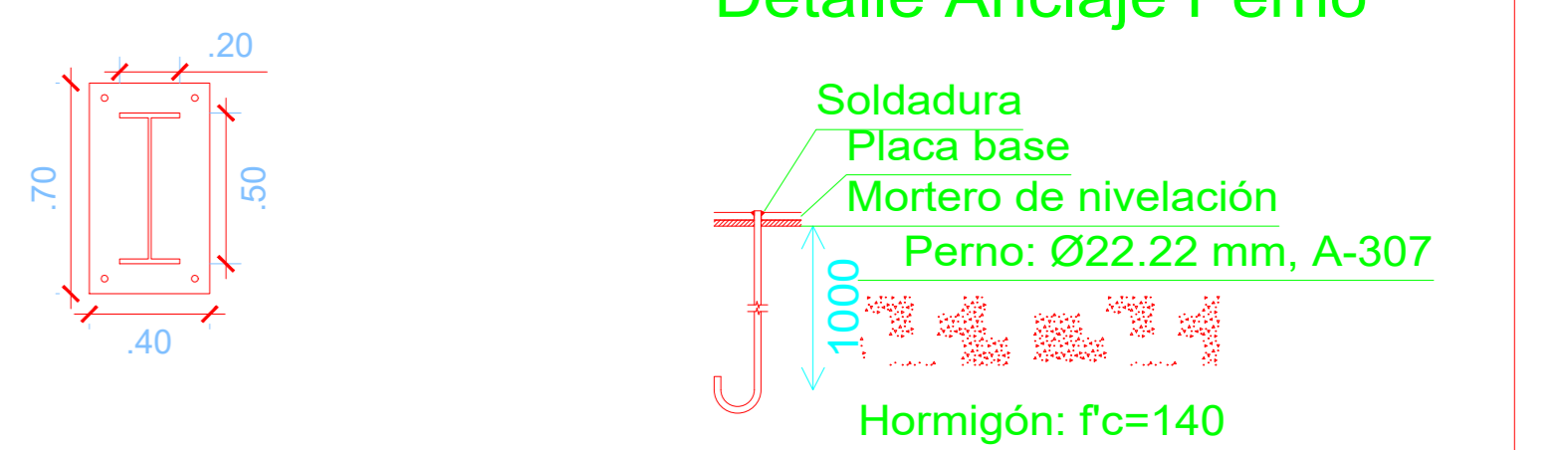


Espesor placa base: 25 mm

Dimensiones Placa = 400x700x25 mm (ASTM A 36 36 ksi)  
 Pernos = 4Ø22.22 mm, A-307  
 Ref. pilares : C13  
 Escala 1 : 25

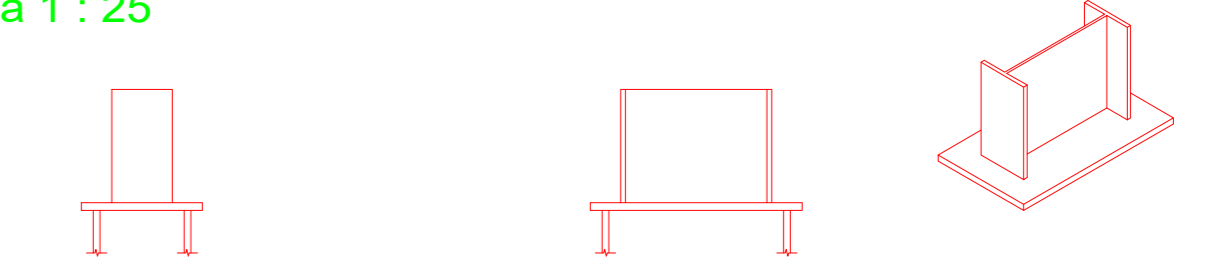


Detalle Anclaje Perno

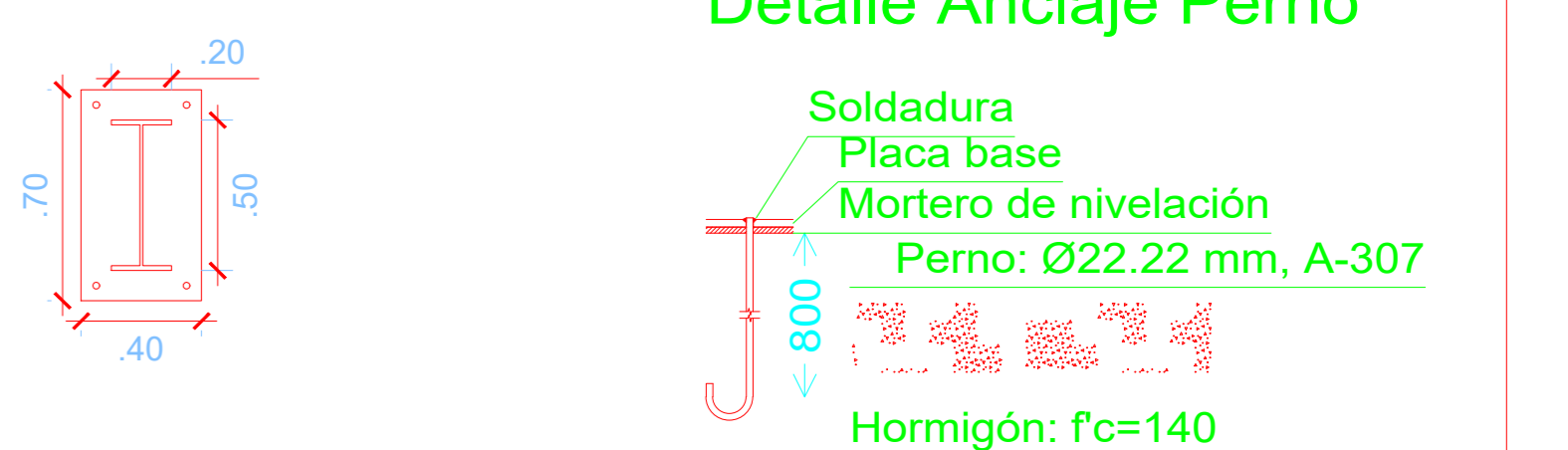


Espesor placa base: 25 mm

Dimensiones Placa = 400x700x25 mm (ASTM A 36 36 ksi)  
 Pernos = 4Ø22.22 mm, A-307  
 Ref. pilares : C15  
 Escala 1 : 25



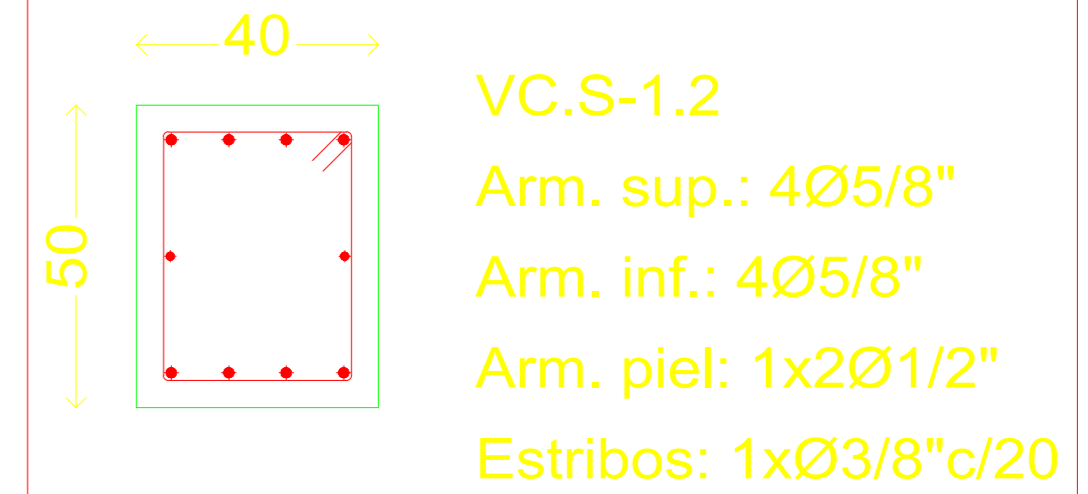
Detalle Anclaje Perno



Espesor placa base: 25 mm

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN						
Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
(C1-C2-C3)	1055x95	95	5Ø1" c/17.5	3ØØ1" c/27.5	5Ø1" c/17.5	3ØØ1" c/27.5
(C4-C5-C6), (C7-C8-C9) y (C10-C11-C12)	1055x95	95	5Ø1" c/17.5	3ØØ1" c/27.5	5Ø1" c/17.5	3ØØ1" c/27.5
(C13-C14-C15)	1055x95	100	5Ø1" c/17.5	104Ø5/8" c/10	5Ø1" c/17.5	104Ø5/8" c/10

Tabla de vigas centradoras ESC. 1/12.5



UNIVERSIDAD  
**CÉSAR VALLEJO**

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
 DISEÑOS DE UN PALACIO  
 MUNICIPAL UTILIZANDO  
 DIFERENTES SISTEMAS  
 ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD  
 PROVINCIAS: ILLICAMA  
 DISTRITO: JIRASO

FABIAN CORDOVA, MARLON

VIGAS DE CIMENTACION Y ZAPATAS

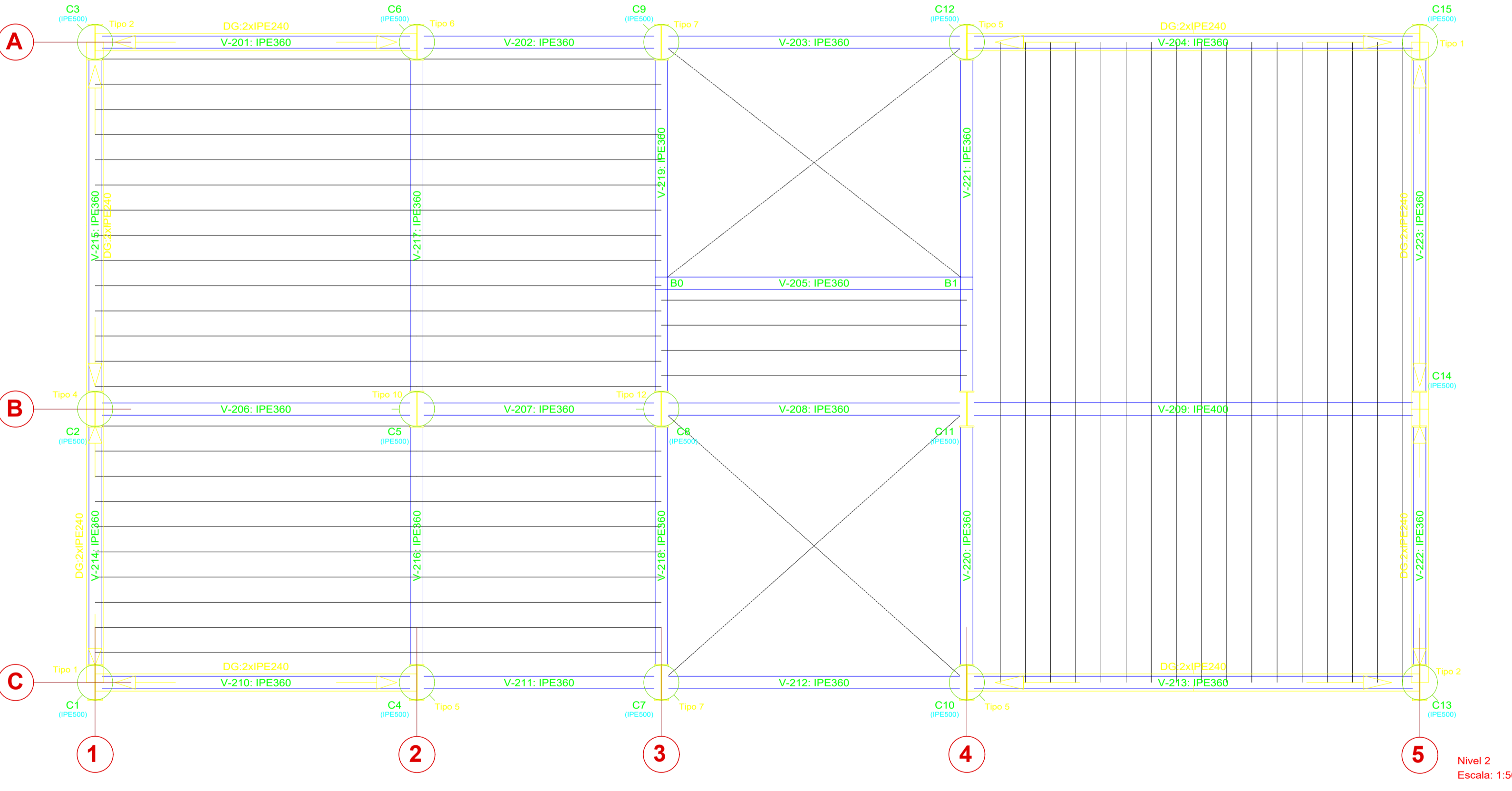
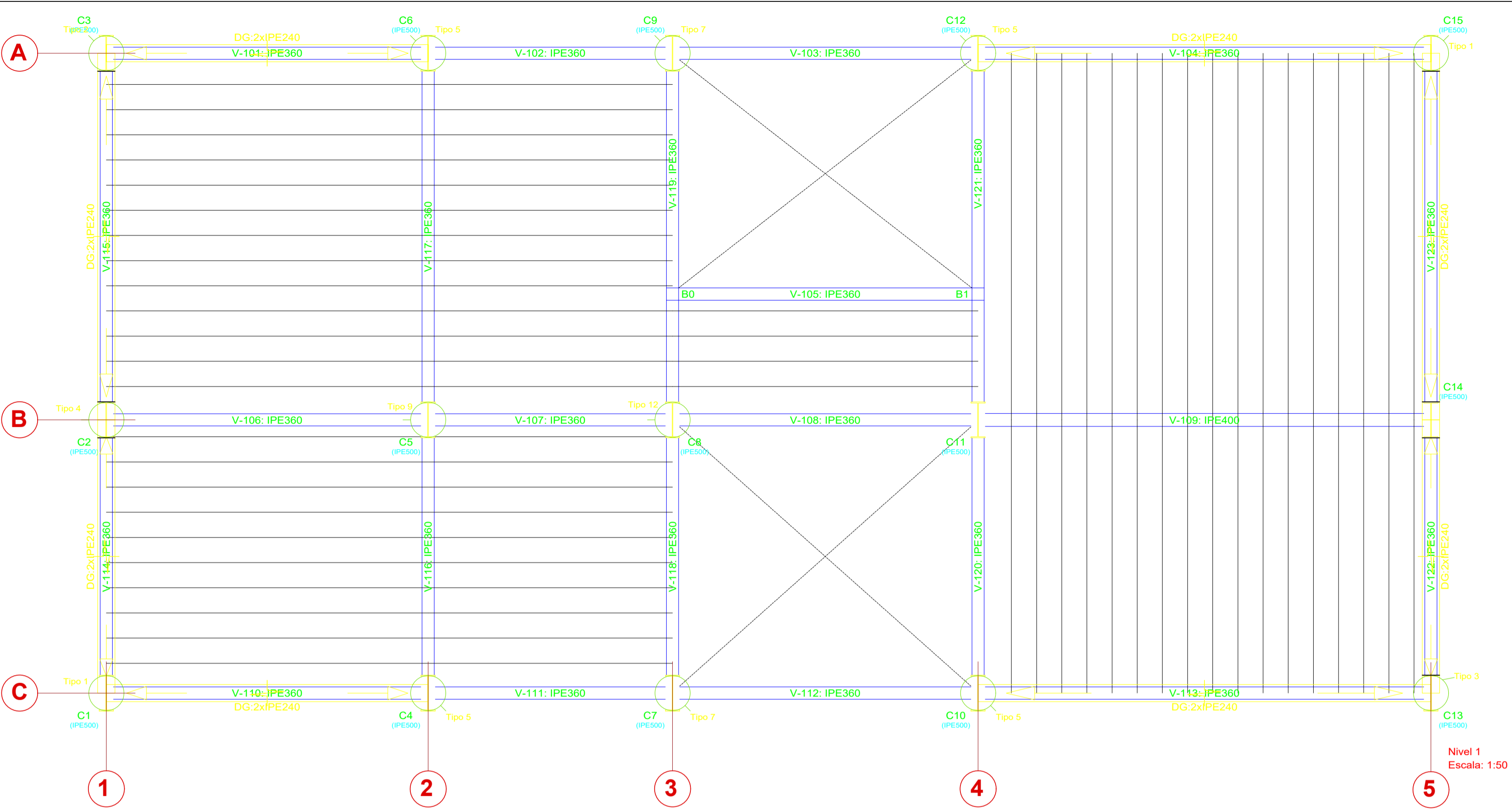
CHACALTAYA VILVA, MELVIN


SISTEMA APROBADO  
 EN ACERO LAMINADO

JUNIO - 2016

L-14

E-02




  
**UNIVERSIDAD**  
**CÉSAR VALLEJO**

---

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
 DISEÑOS DE UN PALACIO  
 MUNICIPAL, UTILIZANDO  
 DIFERENTES SISTEMAS  
 ESTRUCTURALES**

---

UBICACIÓN:  
 DEPARTAMENTO: **LA LIBERTAD**  
 PROVINCIA: **JHUAN**  
 DISTRITO: **JHUASO**

---

AUTOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

---

PLANO:  
**UNIONES EN PLANTA NIVEL 112**

---

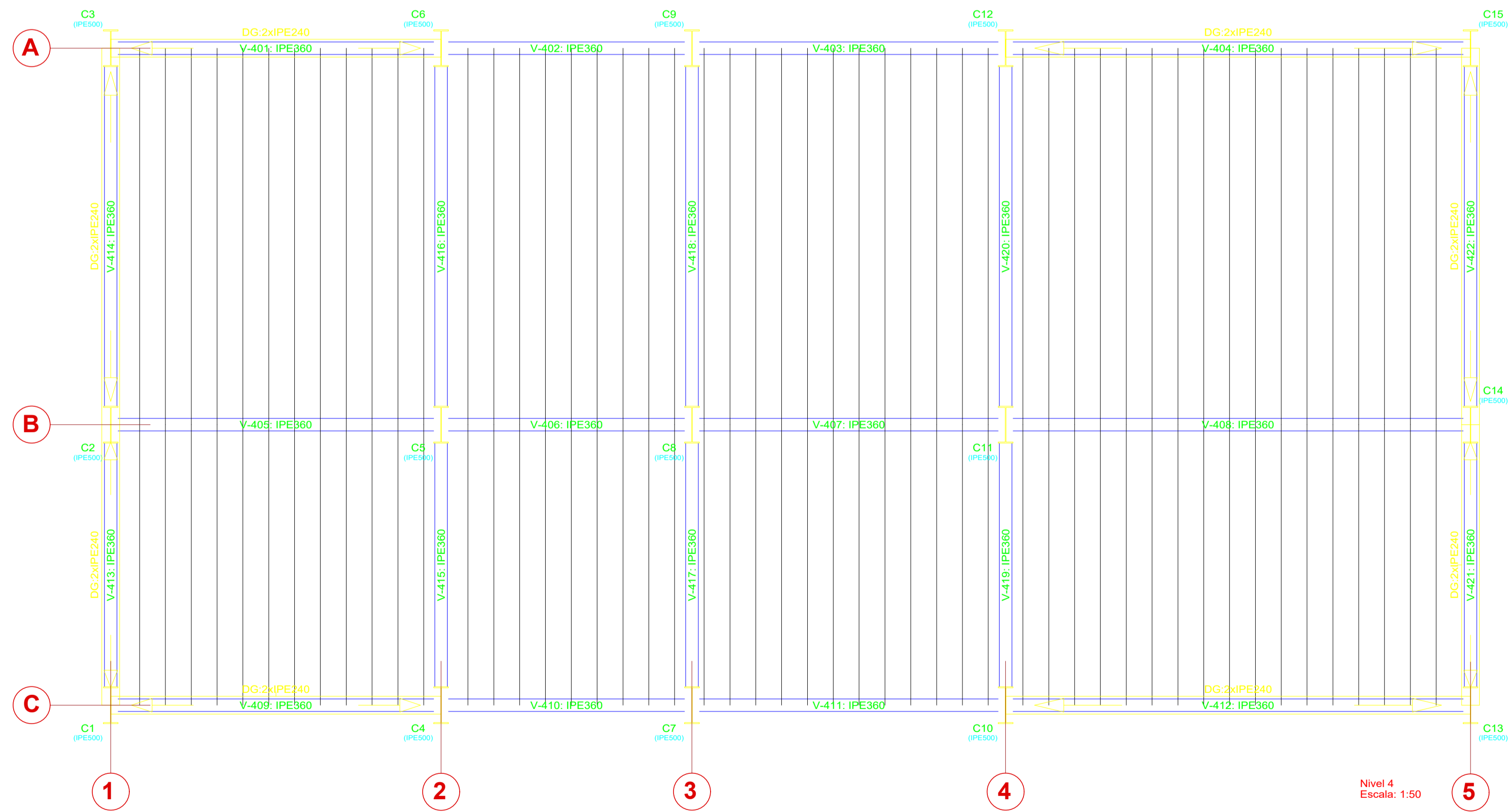
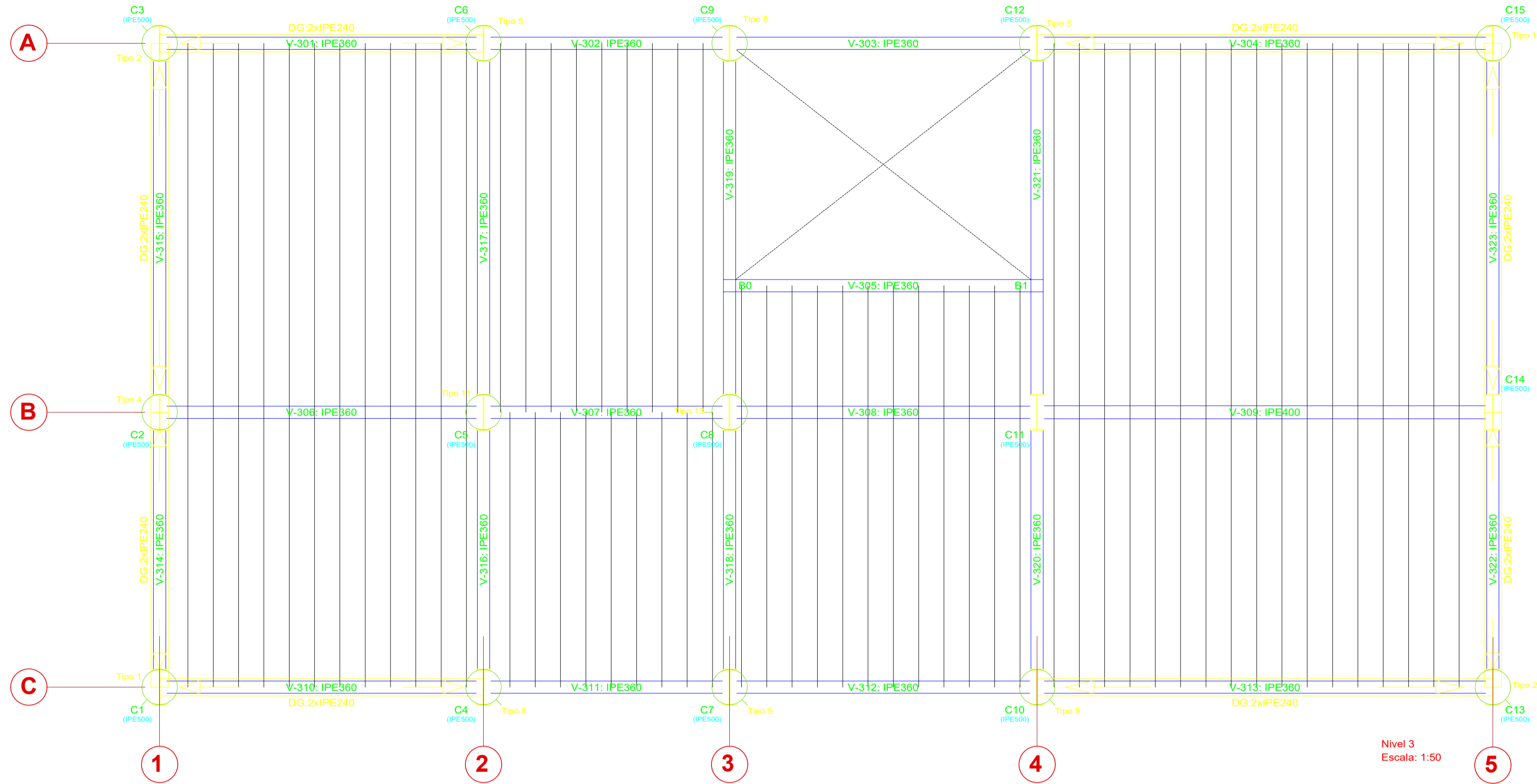
TERCERA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

---

OBSERVACION:

---

ALTERNATIVA N°: <b>SISTEMA PORTICADO          EN ACERO LAMINADO</b>	ESCALA: <b>1/50</b>
FECHA: <b>JUNIO - 2018</b>	CÓDIGO: <b>E-3</b>
LÁMINA: <b>L-15</b>	



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

**TÍTULO DE LA TESIS:  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

**UBICACIÓN:**  
DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD  
PROVINCIA : JULCAN  
DISTRITO : HUASO

**ACERCA:**  
FARFAN CORDOVA, MARLON

**PLANO:**  
UNIONES EN PLANTA NIVEL 3Y4

**TEJISTA:**  
CHACALTANA VIERA, NILVER

**OBSERVACION:**

**ALTERNATIVAS DE DISEÑO:**  
SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO

**ESCALA:**  
1/50

**FECHA:**  
JUNIO - 2018

**EDICIÓN:**

**LÁMINA:**  
L-16

**E-4**

**UNIONES SOLDADAS EN ESTRUCTURA METÁLICA**

**NORMA:**  
ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings Chapter J. Design of Connections.

**MATERIALES:**  
- Perfiles (Material base): A36.  
- Material de aportación (soldaduras): Electrodo de la serie E60XX. Para los materiales empleados y el procedimiento de soldadura SMAW (Arco eléctrico con electrodo revestido), se cumplen las condiciones de compatibilidad entre materiales exigidas por el artículo J.2.6.

**DEFINICIONES PARA SOLDADURAS EN ÁNGULO:**  
- Garganta efectiva: es igual a la menor distancia medida desde la raíz a la cara plana teórica de la soldadura (J.2.2a).  
- Lado del cordón: es el menor de los dos lados situados en las caras de fusión del mayor triángulo que puede ser inscrito en la sección de la soldadura (AWS D1.1/D1.1M:2002 Annex B).  
- Raíz de la soldadura: es la intersección de las caras de fusión (AWS D1.1/D1.1M:2002 Annex B).  
- Longitud efectiva del cordón de soldadura: es igual a la longitud total de la soldadura con dimensiones uniformes, incluidos los retornos (art. 2.3.2.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).

**DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS:**  
1) Las prescripciones consideradas en este proyecto se aplican a uniones soldadas donde:

- Los aceros de las piezas a unir tienen un límite elástico no mayor que 100 ksi [690 MPa] (artículo 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).
  - Los espesores de las piezas a unir son al menos de 1/8 in [3mm] (artículo 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).
  - Las piezas soldadas no son de sección tubular.
- 2) En soldaduras a tope de penetración total o parcial se cumple que:

- La longitud efectiva de las soldaduras de penetración total o parcial es igual a la dimensión de las piezas unidas perpendicular a la dirección de las tensiones de tracción o compresión. (art. 2.3.1.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).
- En soldaduras de penetración total, la garganta efectiva es igual al menor espesor de las piezas unidas (art. 2.3.1.2 of AWS D1.1/D1.1M:2002).
- En soldaduras de penetración parcial, el espesor mínimo de la garganta efectiva cumple con los valores de la siguiente tabla:

Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Espesor mínimo de garganta efectiva (mm)
Menor o igual que 6	3
Menor o igual que 13	5
Menor o igual que 19	6
Menor o igual que 38	8
Menor o igual que 57	10
Menor o igual que 150	13
Mayor que 150	16

- El espesor de garganta efectiva de las soldaduras de penetración parcial se determina según la tabla J2.1.

3) En soldaduras en ángulo se cumple que:  
- El tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo cumple con los valores de la siguiente tabla:

Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo <sup>(1)</sup> (mm)
Menor o igual que 6	3
Menor o igual que 13	5
Menor o igual que 19	6
Mayor que 19	8

<sup>(1)</sup>Ejecutada en una sola pasada

- El tamaño máximo del lado de una soldadura en ángulo a lo largo de los bordes de piezas soldadas cumple con el artículo J2.2b, el cual exige que:

- debe ser menor o igual que el espesor de la pieza si dicho espesor es menor que 6 mm,
- debe ser menor o igual que el espesor de la pieza menos 2 mm si dicho espesor es mayor o igual que 6 mm
- La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo cumple que es mayor o igual que 4 veces el tamaño de su lado, o bien que el lado no se considera mayor que el 25 % de la longitud efectiva de la soldadura. Adicionalmente, la longitud efectiva de una soldadura en ángulo sujeta a cualquier solicitación de cálculo no es inferior a 40 mm (J2.2b).

4) En el detalle de las soldaduras se indica la longitud efectiva del cordón (longitud sobre la cual el cordón tiene su tamaño completo). Para alcanzar dicha longitud, puede ser necesario prolongar el cordón rodeando las esquinas, con el mismo tamaño de cordón.

5) Las soldaduras en ángulo de uniones en 'T' con ángulos menores que 30° no se consideran como efectivas para la transmisión de las cargas aplicadas (artículo 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002).

6) En los procesos de fabricación y montaje se deberá cumplir con los requisitos indicados en el capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002 y capítulo M de ANSI/AISC 360-10. En lo que respecta a la preparación del metal base, se exige que las superficies sobre las cuales se depositará el metal de aportación sean suaves, uniformes, y libres de desgarramientos, fisuras y otras discontinuidades que afectarían a la calidad o resistencia de la soldadura. Las superficies a soldar y las superficies adyacentes a una soldadura, deberán estar también libres de laminillas, escamas, óxido suelto o adherido, escoria, herrumbre, humedad, aceite, grasa y otros materiales extraños que impidan una soldadura apropiada o produzcan emisiones perjudiciales.

**COMPROBACIONES:**  
- La resistencia de cálculo de los cordones de soldadura se determina conforme al artículo J.2.4 ANSI/AISC 360-10.

- El método utilizado para la comprobación de la resistencia de los cordones de soldadura es aquel en el que las tensiones calculadas en los cordones (resultante vectorial), se consideran como tensiones de corte aplicadas sobre el área efectiva (artículo J.2.4 ANSI/AISC 360-10).
- El área efectiva de un cordón de soldadura es igual al producto de la longitud efectiva del cordón por el espesor de garganta efectiva (artículo J2.2a ANSI/AISC 360-10).
- Los esfuerzos provenientes de combinaciones sísmicas se han mayorado por un factor igual a 1.375.

Tipo	Cantidad	Nudos
1	6	C1 (Nivel 1), C1 (Nivel 2), C1 (Nivel 3), C15 (Nivel 1), C15 (Nivel 2) y C15 (Nivel 3)
2	5	C3 (Nivel 1), C3 (Nivel 2), C3 (Nivel 3), C13 (Nivel 2) y C13 (Nivel 3)
3	1	C13 (Nivel 1)
4	3	C2 (Nivel 1), C2 (Nivel 2) y C2 (Nivel 3)
5	12	C4 (Nivel 1), C4 (Nivel 2), C4 (Nivel 3), C6 (Nivel 1), C6 (Nivel 3), C7 (Nivel 3), C10 (Nivel 1), C10 (Nivel 2), C10 (Nivel 3), C12 (Nivel 1), C12 (Nivel 2) y C12 (Nivel 3)
6	1	C6 (Nivel 2)
7	4	C7 (Nivel 1), C7 (Nivel 2), C9 (Nivel 1) y C9 (Nivel 2)
8	1	C9 (Nivel 3)
9	1	C5 (Nivel 1)
10	1	C5 (Nivel 2)
11	1	C5 (Nivel 3)
12	2	C8 (Nivel 1) y C8 (Nivel 2)
13	1	C8 (Nivel 3)

**UNIONES ATORNILLADAS EN ESTRUCTURA METÁLICA**

**NORMA:**  
ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings Chapter J, J1 General provisions and J3 Bolts and Threaded parts.

**MATERIALES:**  
- Perfiles (Material base): A36.  
- Clase de acero de los tornillos empleados: ASTM A325 (artículo J3 ANSI/AISC 360-10).

**DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS:**  
1) Se han considerado las siguientes distancias mínimas y máximas entre ejes de agujeros y entre éstos y los bordes de las piezas:

Distancias	Al borde de la pieza		Entre agujeros	Entre tornillos
	$d_b$	mm		
Mínimas	5/8"	7/8"	2 2/3 x $d_b$	--
Máximas	150 mm	12t	--	180 mm 14t

Notas:  
d<sub>b</sub>: Diámetro del tornillo  
t: Menor espesor de las piezas que se unen.

2) Una vez montadas las piezas, todas las superficies de unión, incluidas las adyacentes a las cabezas de los tornillos, tuercas y arandelas, deben estar libres de laminillas (excepto aquellas firmemente adheridas al material), rebabas, suciedad o cualquier otra materia extraña que impida el perfecto contacto entre las piezas.

3) Los taladros deben estar alineados para permitir la inserción de los tornillos sin dañar sus roscas.

4) Debe comprobarse antes de la colocación que las tuercas pueden desplazarse libremente sobre el tornillo correspondiente.

5) En cada tornillo se colocará una arandela en el lado de la cabeza y otra en el lado de la tuerca.

6) Los agujeros deben realizarse por taladrado u otro proceso que proporcione un acabado equivalente.

7) No se permite la reutilización de tornillos ASTM A325 galvanizados. Los demás tornillos ASTM A325 pueden ser reutilizados una sola vez, si así lo aprueba el ingeniero responsable. El reapriete de tornillos previamente apretados que se hayan aflojado durante el apriete de tornillos vecinos no se considera reutilización.

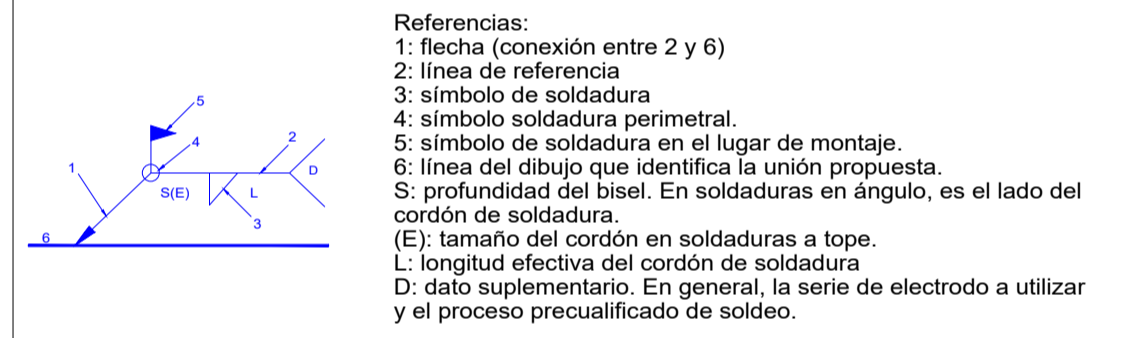
8) Condiciones para el apriete de los tornillos no pretensados (Bearing-Type Connections):  
- Cada conjunto de tornillo, tuerca y arandelas debe alcanzar la condición de apriete a tope sin sobreprensar los tornillos. Esta condición es la que conseguiría un operario con unos pocos impactos aplicados por una llave de impacto o por el esfuerzo máximo aplicado por un operario usando una llave normal.  
- El apriete debe realizarse desde los tornillos ubicados en la parte más rígida de la unión, prosiguiendo en la dirección de los bordes libres. Incluso es conveniente realizar algún ciclo de apriete adicional.

**COMPROBACIONES:**  
- Se realizan las comprobaciones indicadas en los artículos J3.6., J3.7., J3.8., J3.9. y J3.10. de ANSI/AISC 360-10.  
- Los esfuerzos provenientes de combinaciones sísmicas se han mayorado por un factor igual a 1.375.

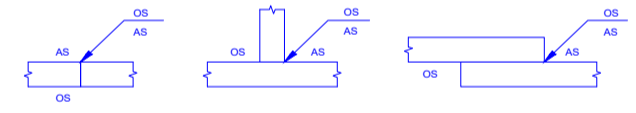
**REFERENCIAS Y SIMBOLOGÍA**

Para la representación de los símbolos de soldaduras se consideran las indicaciones de la norma ANSI/AWS A2.4-98 'STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION'.

**MÉTODO DE REPRESENTACIÓN DE SOLDADURAS**  
Conforme a la figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 y a los tipos de soldaduras empleadas en este proyecto, se desarrolla el siguiente esquema de representación de una soldadura:



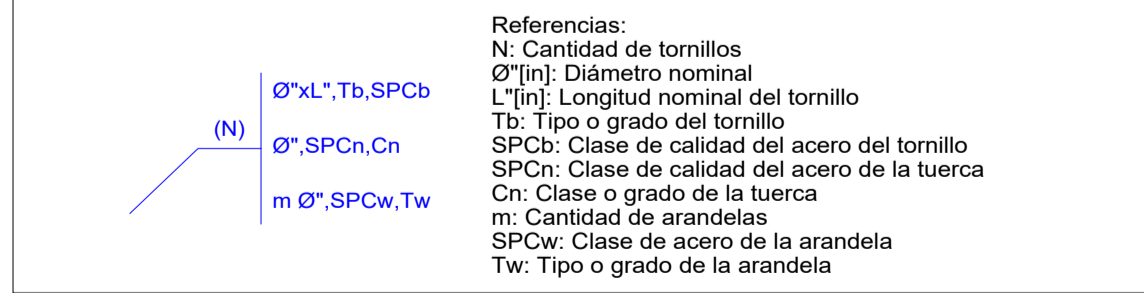
La información relacionada con el lado de la unión soldada a la que apunta la flecha, se coloca por debajo de la línea de referencia, mientras que para el lado opuesto, se indica por encima de la línea de referencia:




Donde:  
OS(Other Side): es el otro lado de la flecha  
AS(Arrow Side): es el lado de la flecha

Designación	Ilustración	Símbolo
Soldadura en ángulo		
Soldadura a tope en 'V' simple (con chaflán)		
Soldadura a tope en bisel simple		
Soldadura a tope en bisel doble		
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		

**MÉTODO DE REPRESENTACIÓN DE LOS TORNILLOS DE UNA UNIÓN**





**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

---

**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

---

**NOMBRE DE LA TESIS :**  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL, UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES**

---

**UBICACIÓN:**  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

---

**ASESOR:**  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

---

**PLANO:**  
**DETALLE DE UNIONES 1**

---

**TESISTA:**  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

---

**ALTERNATIVA N°:** SISTEMA APORTICADO EN ACERO LAMINADO  
**ESCALA:** 1/20

---

**FECHA:** JUNIO - 2018  
**CÓDIGO:**

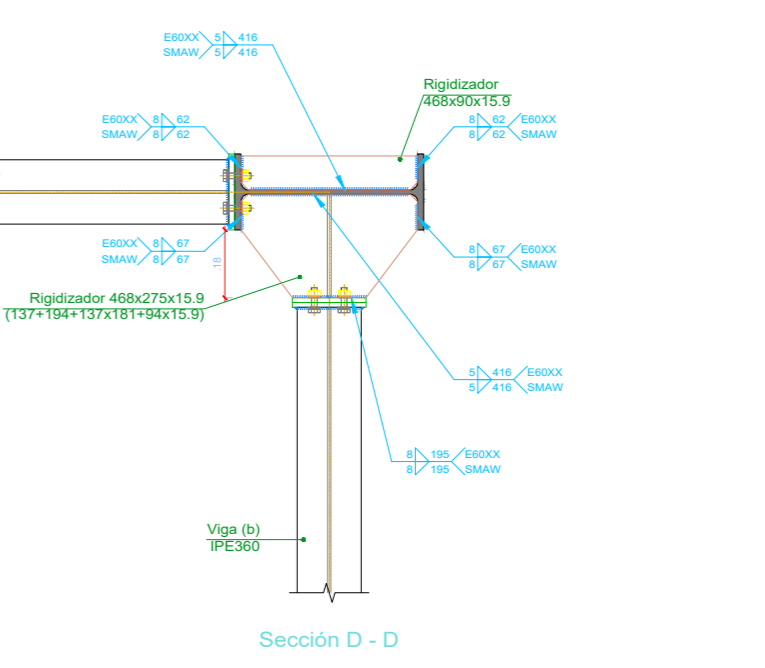
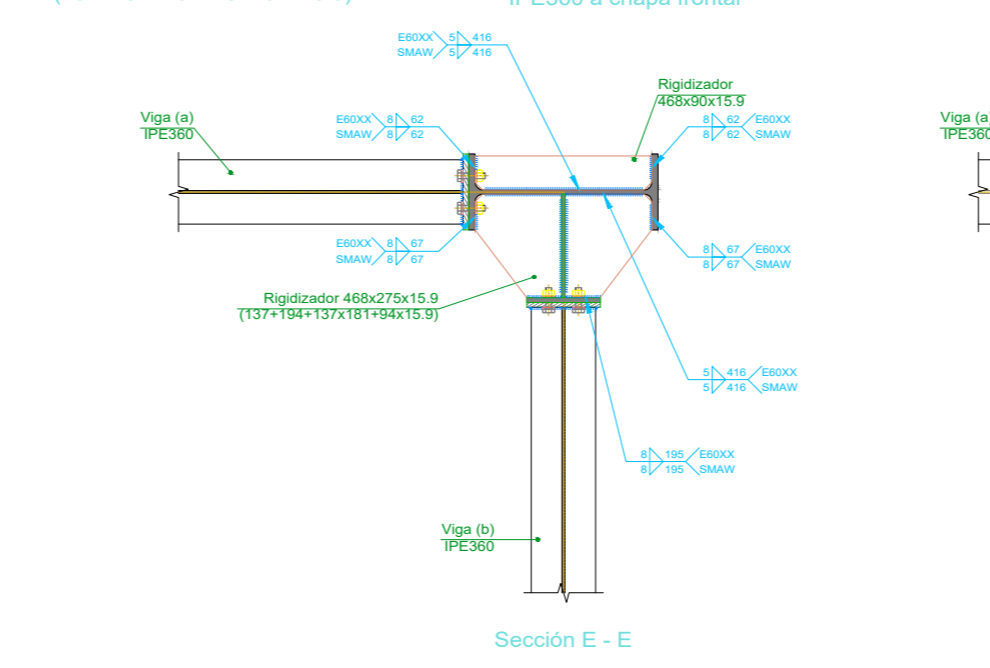
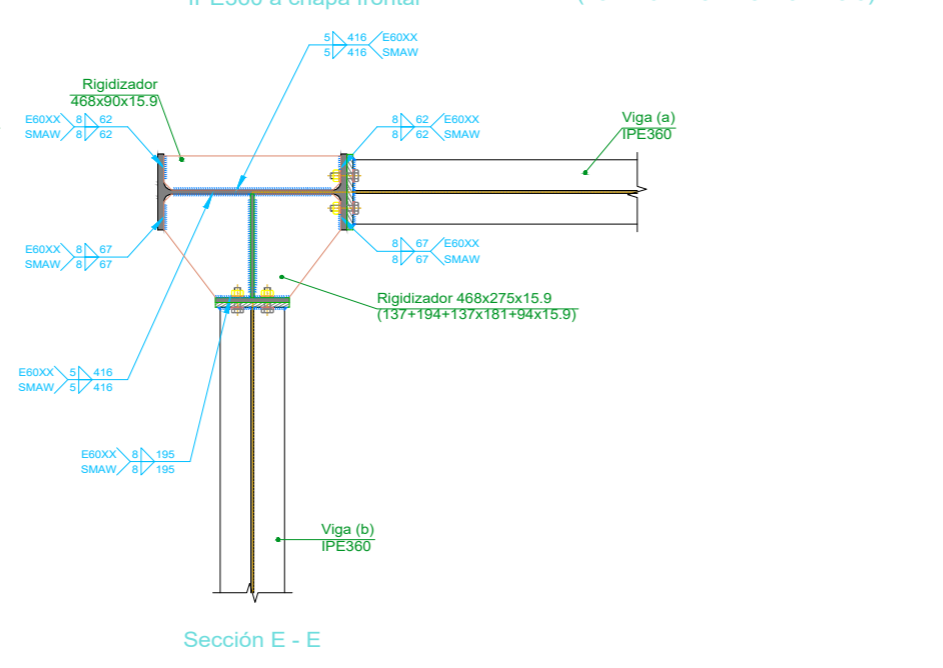
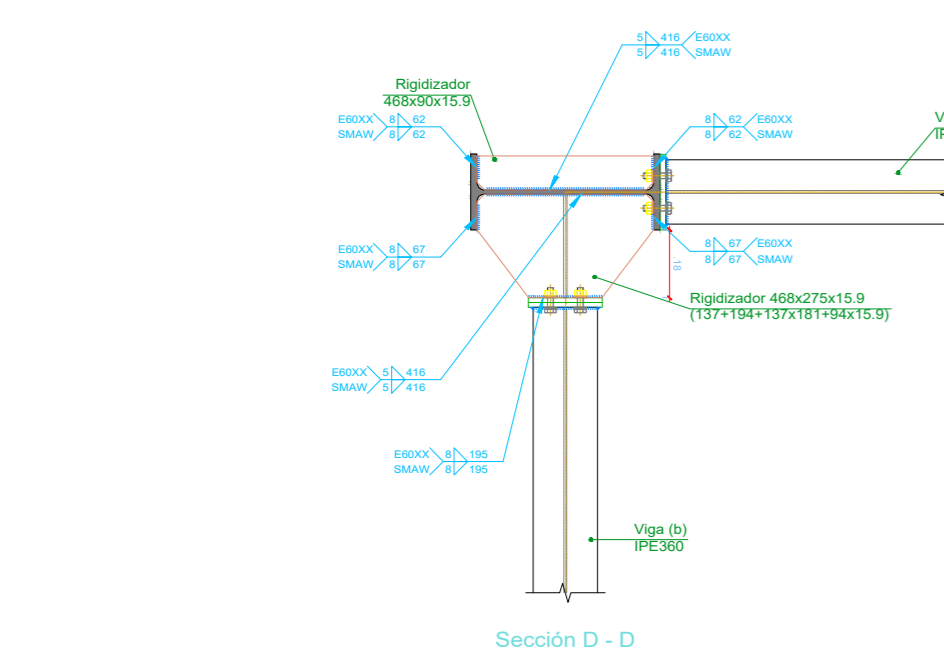
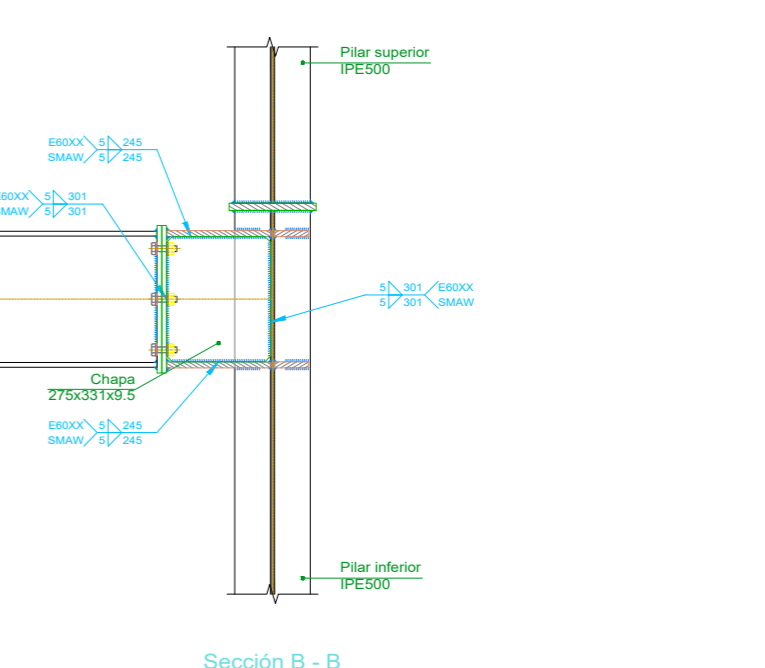
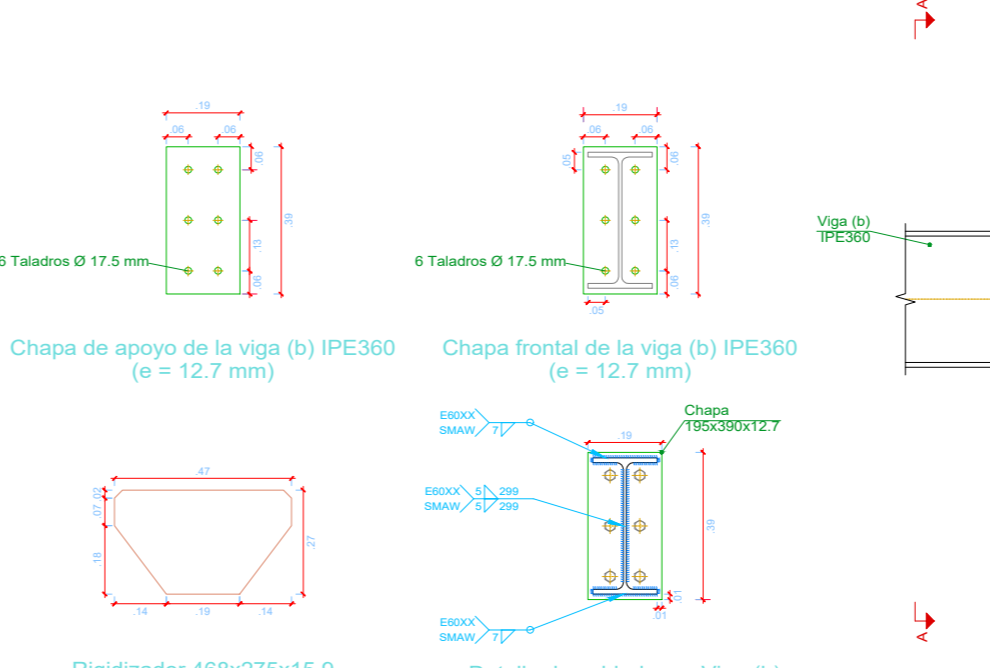
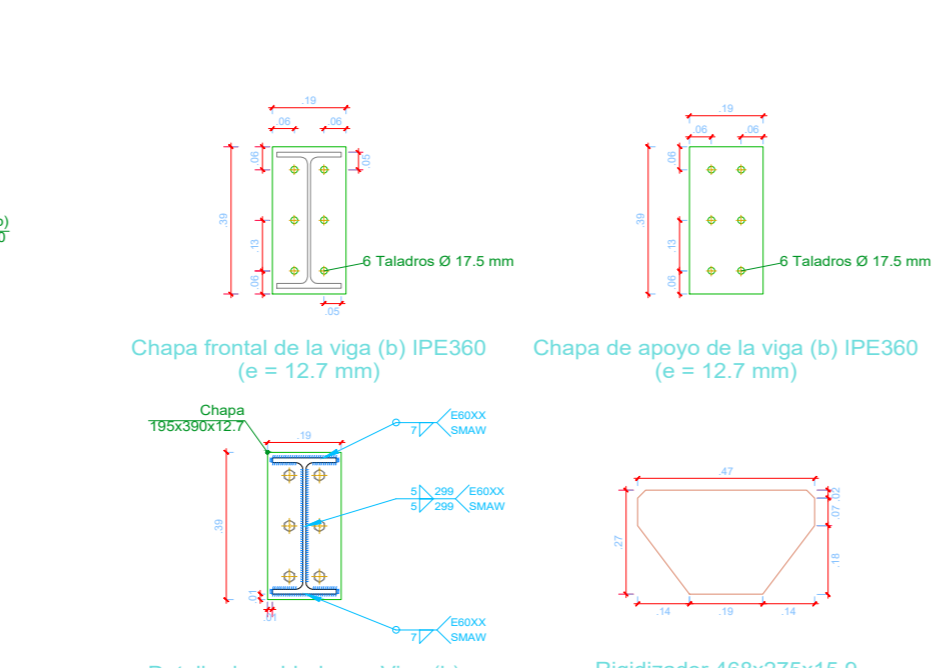
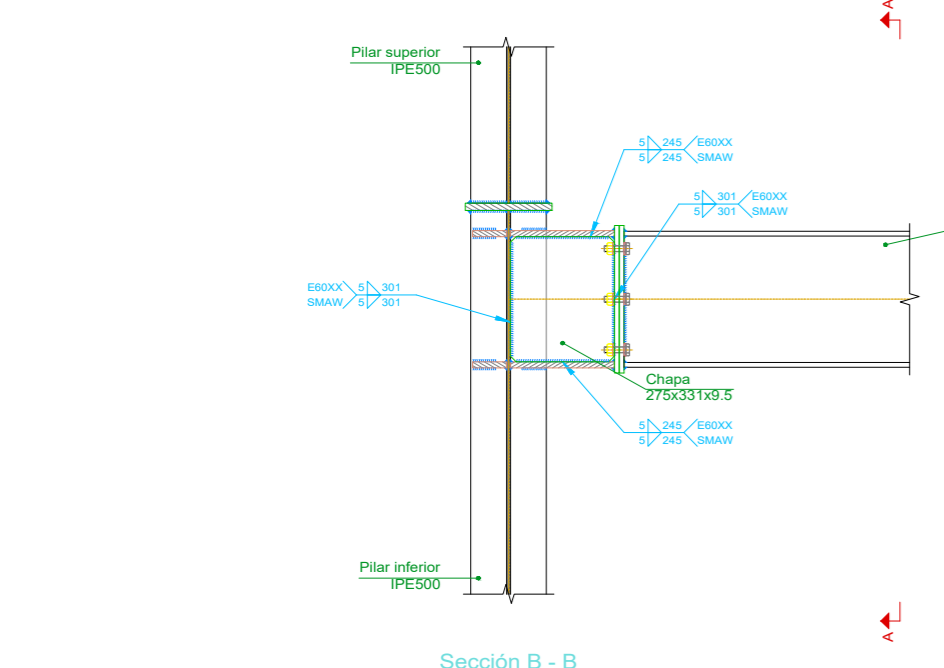
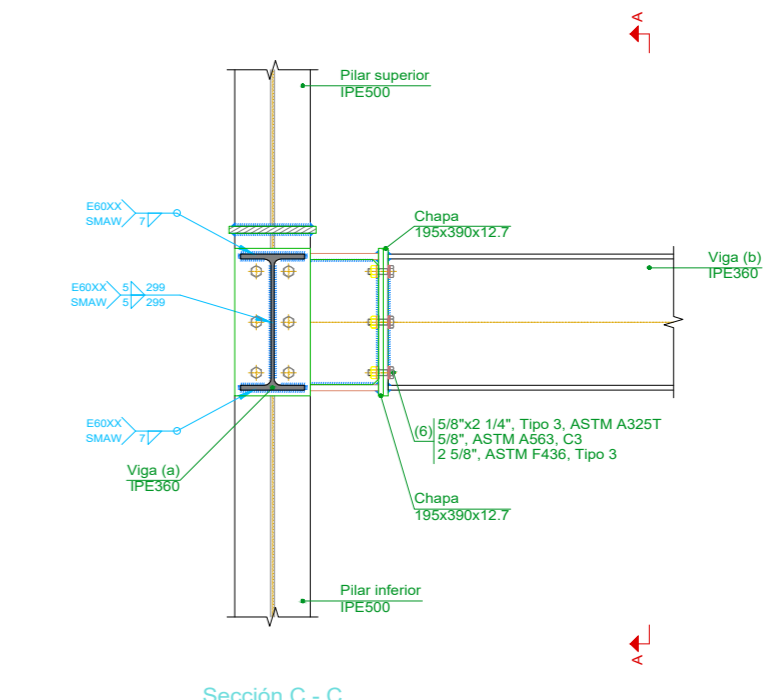
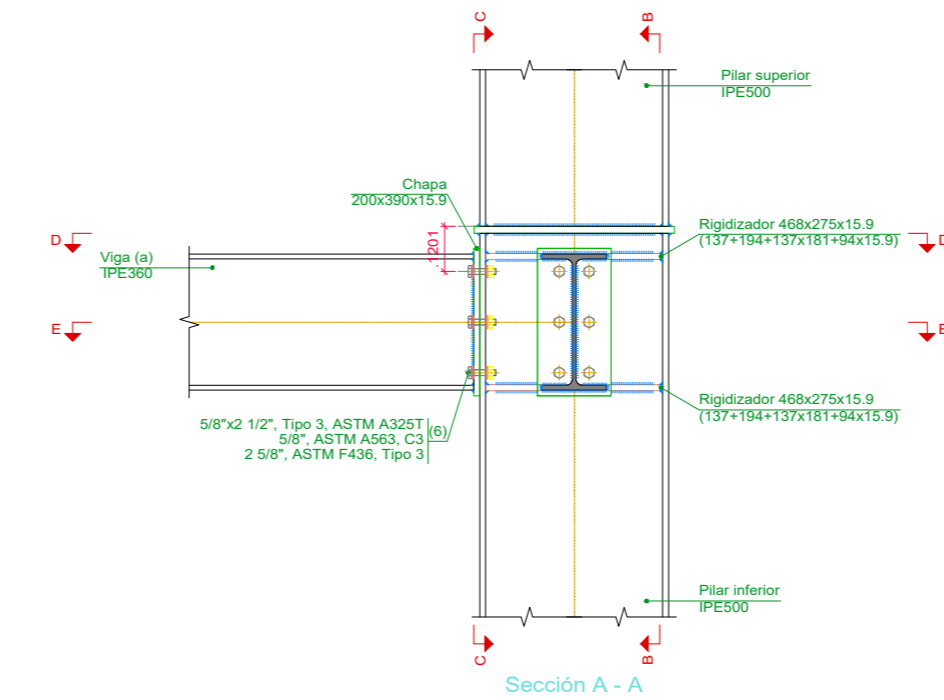
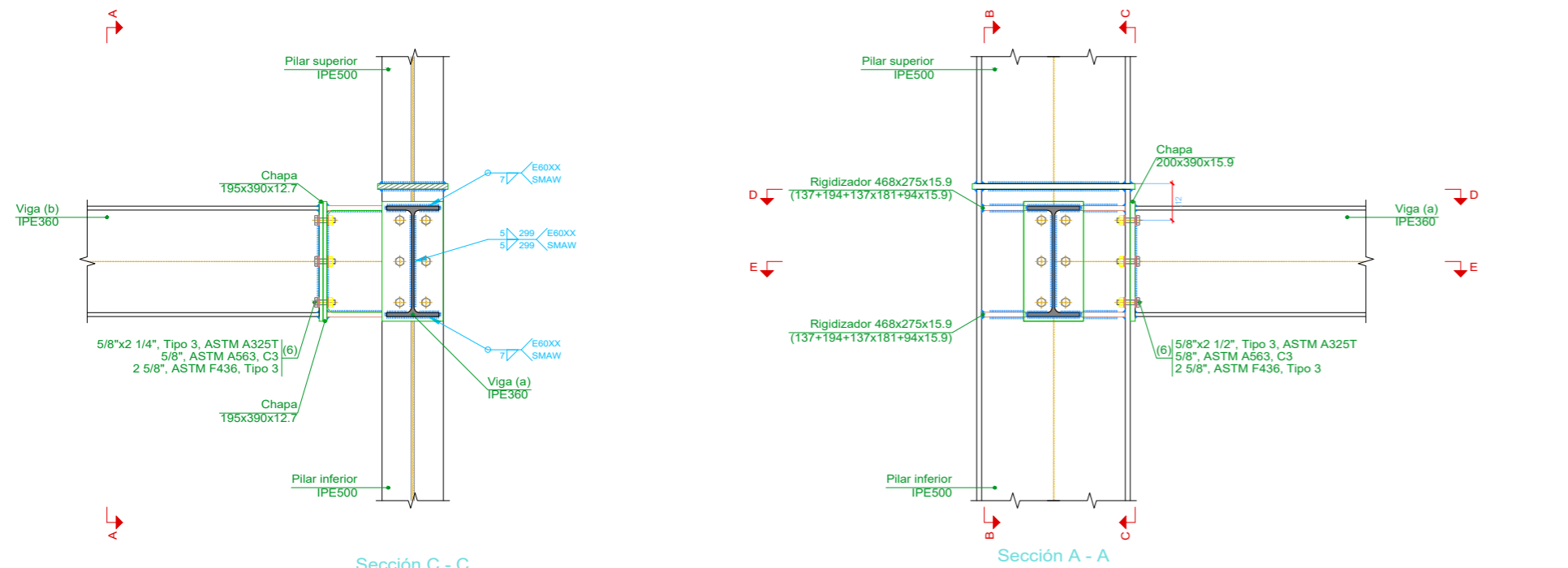
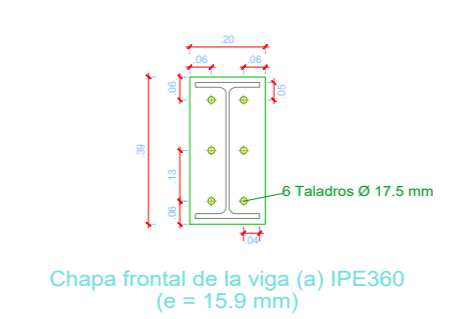
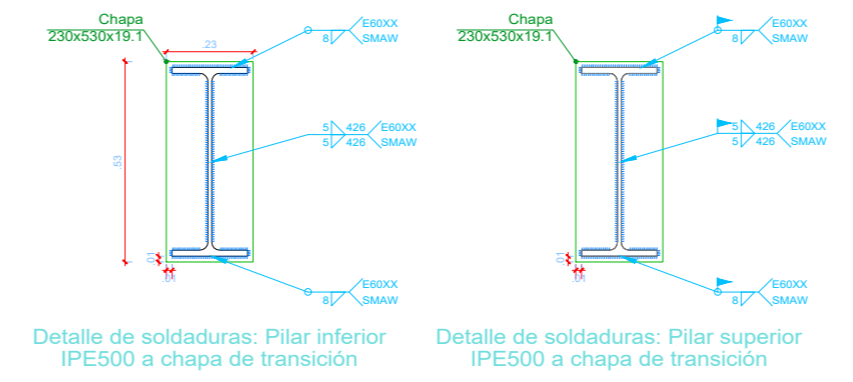
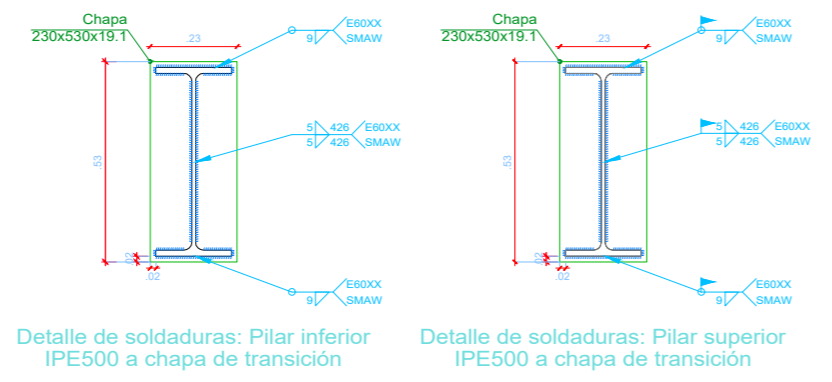
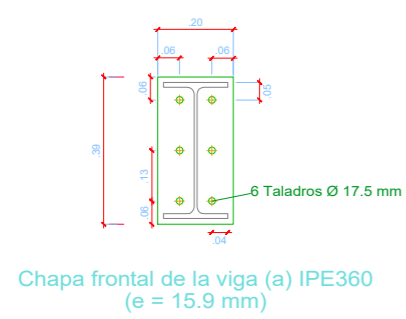
---

**LÁMINA:** L-17  
**E-05**



Tipo 1

Tipo 2



Escala 1:20

Escala 1:20



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

**TÍTULO DE LA TESIS:**  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

**UBICACIÓN:**  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

**ASESOR:**  
FARFAN CORDOVA, MARLON

**PLANO:**  
DETALLE DE UNIONES 1

**TECISTA:**  
CHACALTANA VIERA, NILVER

**OBSERVACIÓN:**

**ALTERNATIVA N°2:**  
SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO

**ESCALA:**  
1/20

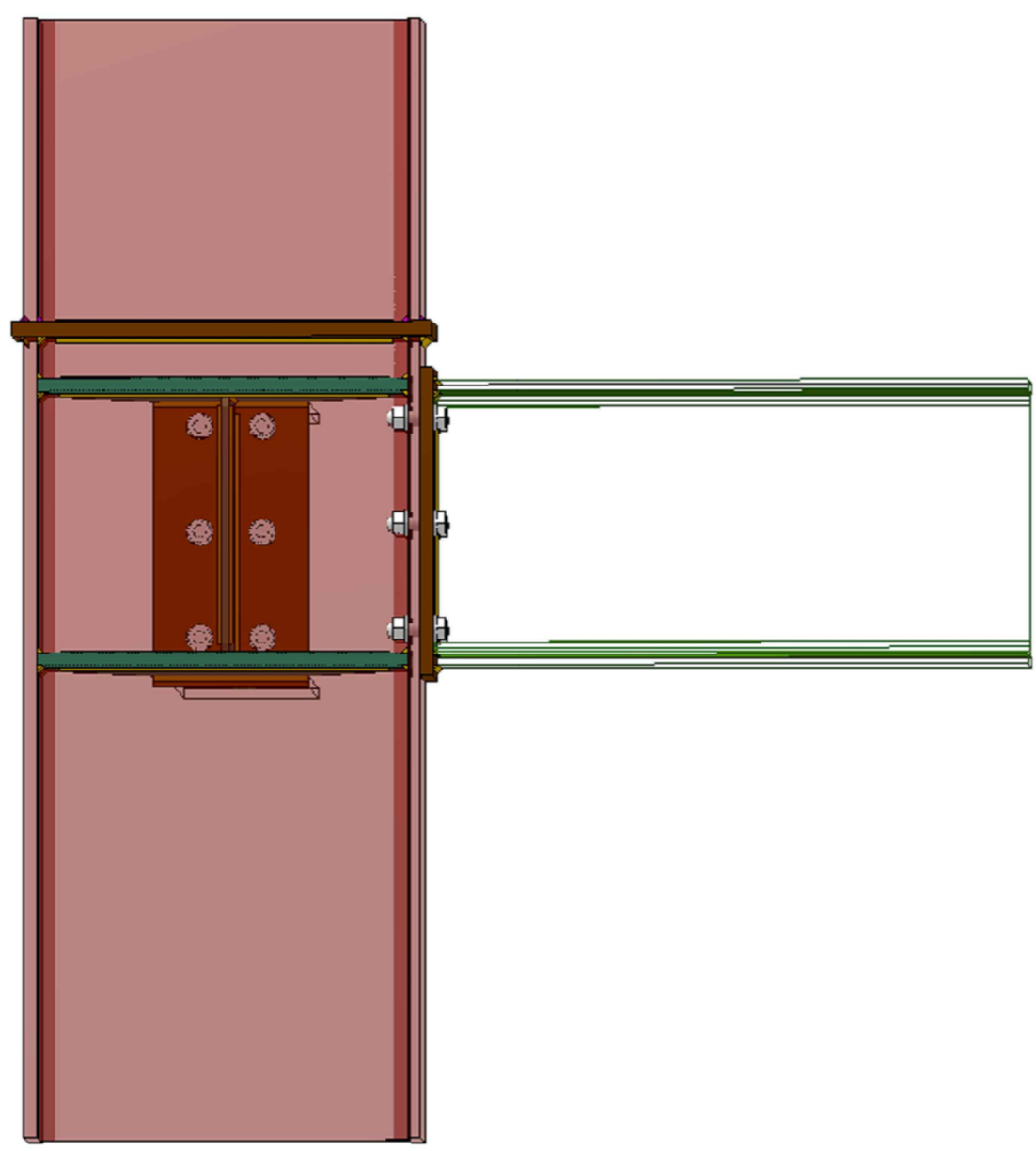
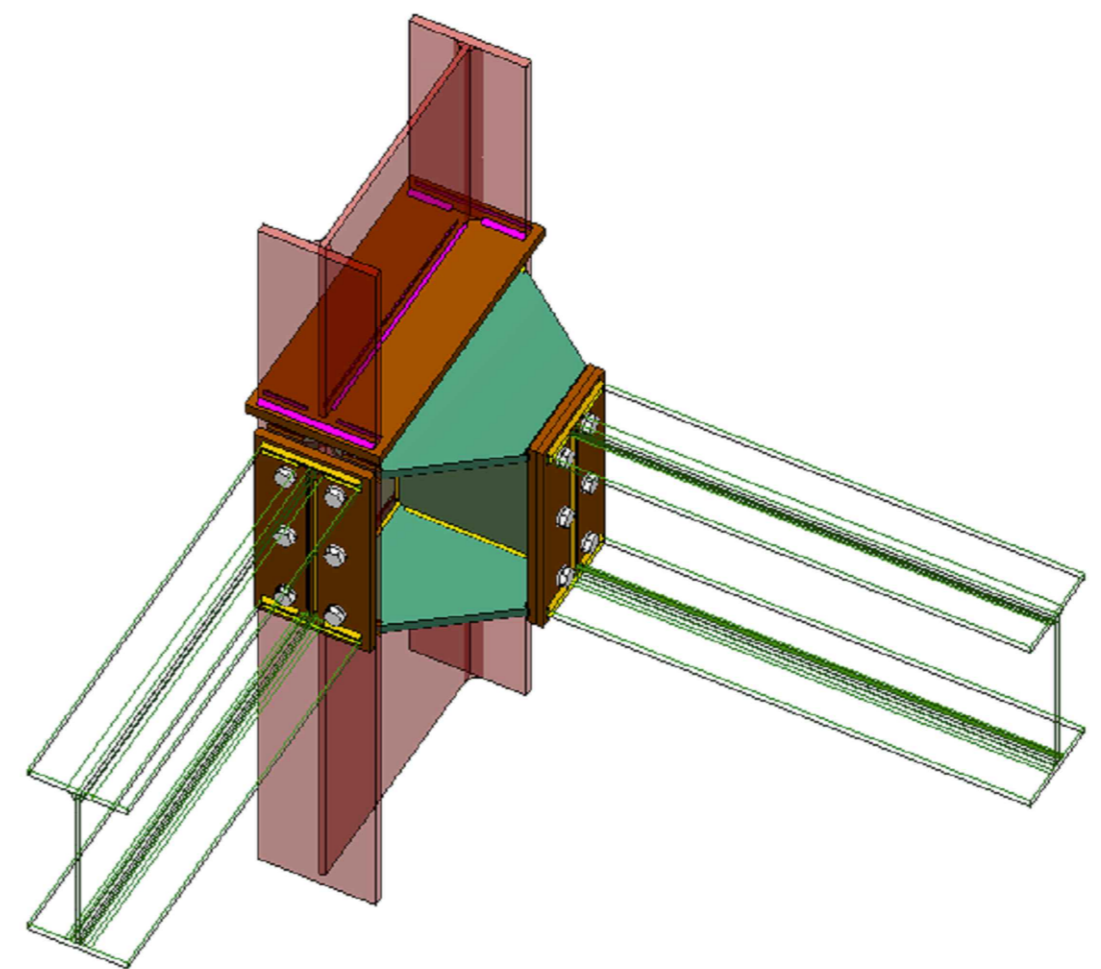
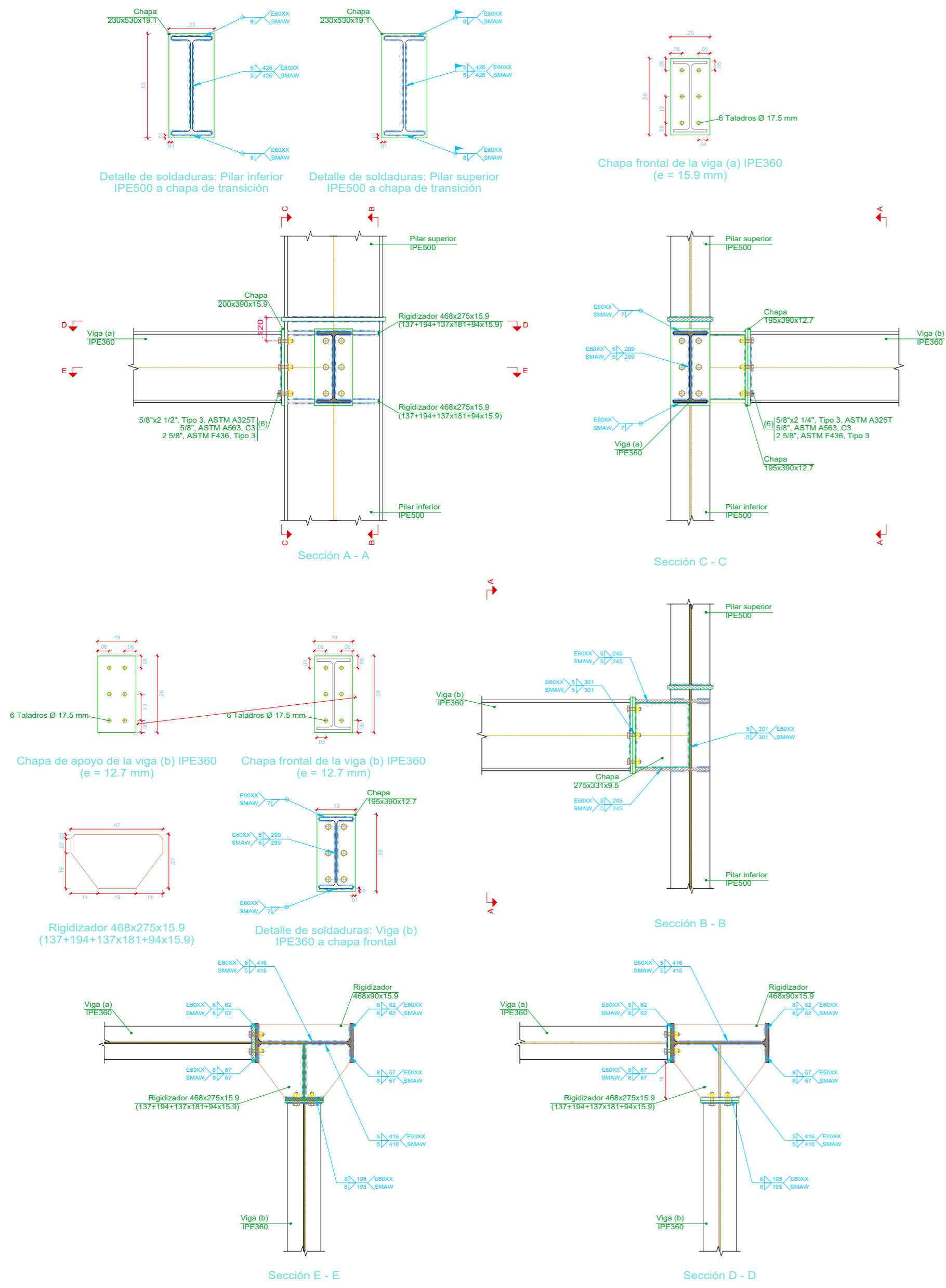
**FECHA:**  
JUNIO - 2018

**LÁMINA:**  
L-18

**CÓDIGO:**  
E-06

Tipo 3

Tipo 3 Detalle Isometrico: union 3



Escala 1:20

SIN ESCALA



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANO:  
**DETALLE DE UNIONES 1**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACIÓN:

ALTERNATIVA N°:  
**SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO**

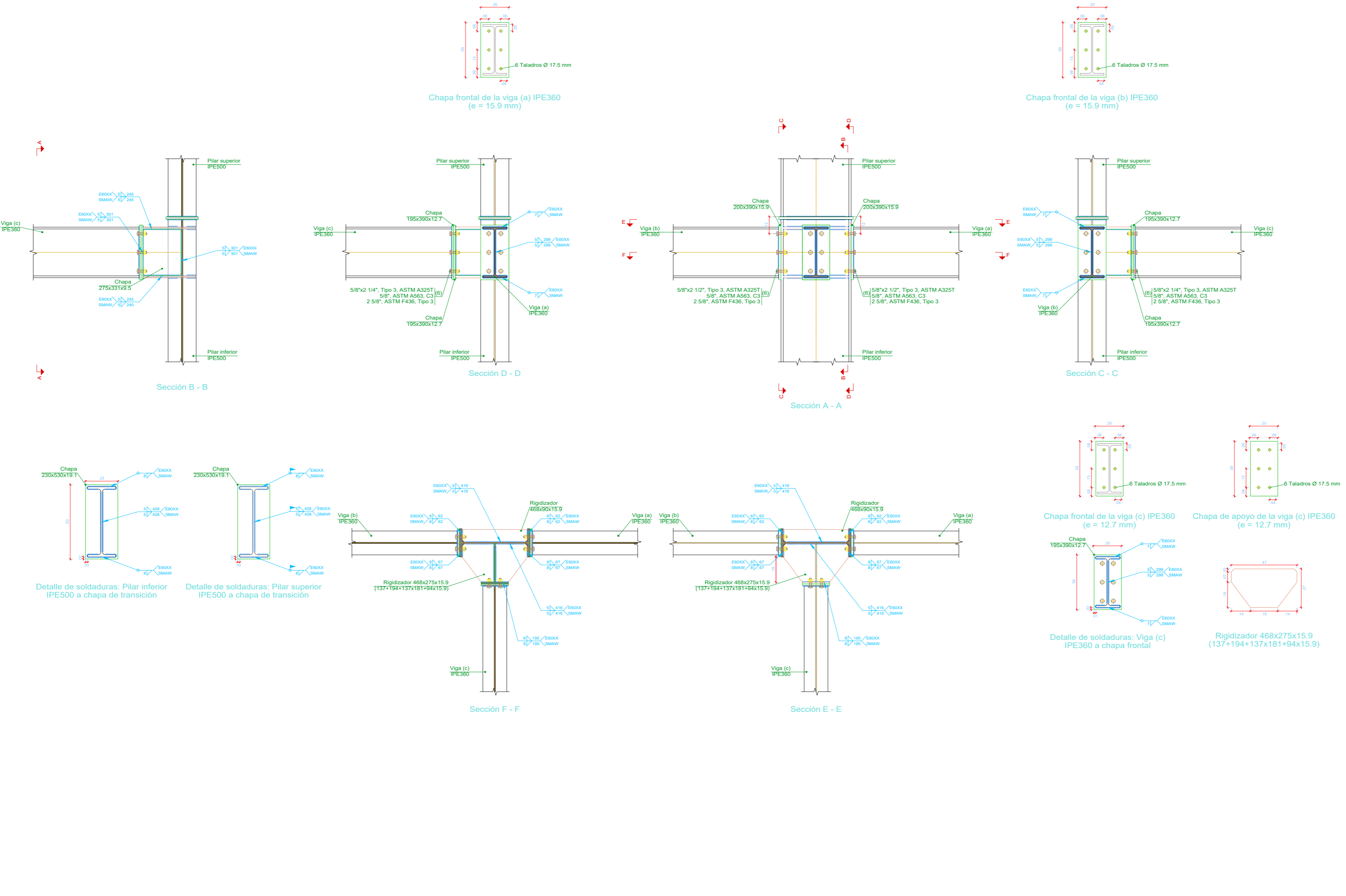
ESCALA:  
**1/20**

FECHA:  
**JUNIO - 2018**


CÓDIGO:  
**E-07**

LÁMINA:  
**L-19**

# Tipo 4



Escala 1:20



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

---

**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

---

**NOMBRE DE LA TESIS :**  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

---

**UBICACIÓN:**

**DEPARTAMENTO** :LA LIBERTAD  
**PROVINCIA** :JULCAN  
**DISTRITO** :HUASO

---

**ASESOR:**  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

---

**PLANO:**  
**DETALLE DE UNIONES 1**

---

**TESISTA:**  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

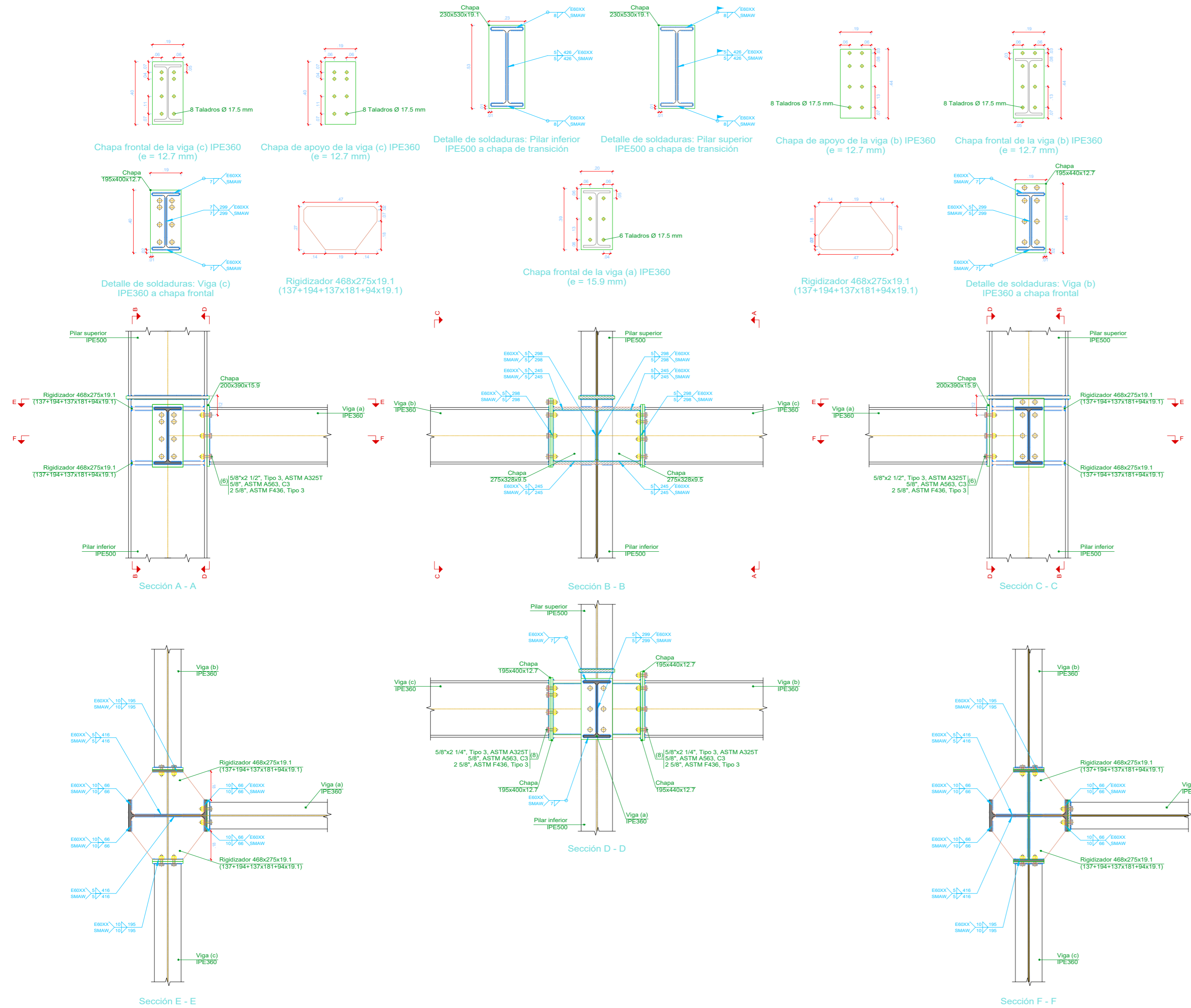
---

**OBSERVACIÓN:**

---

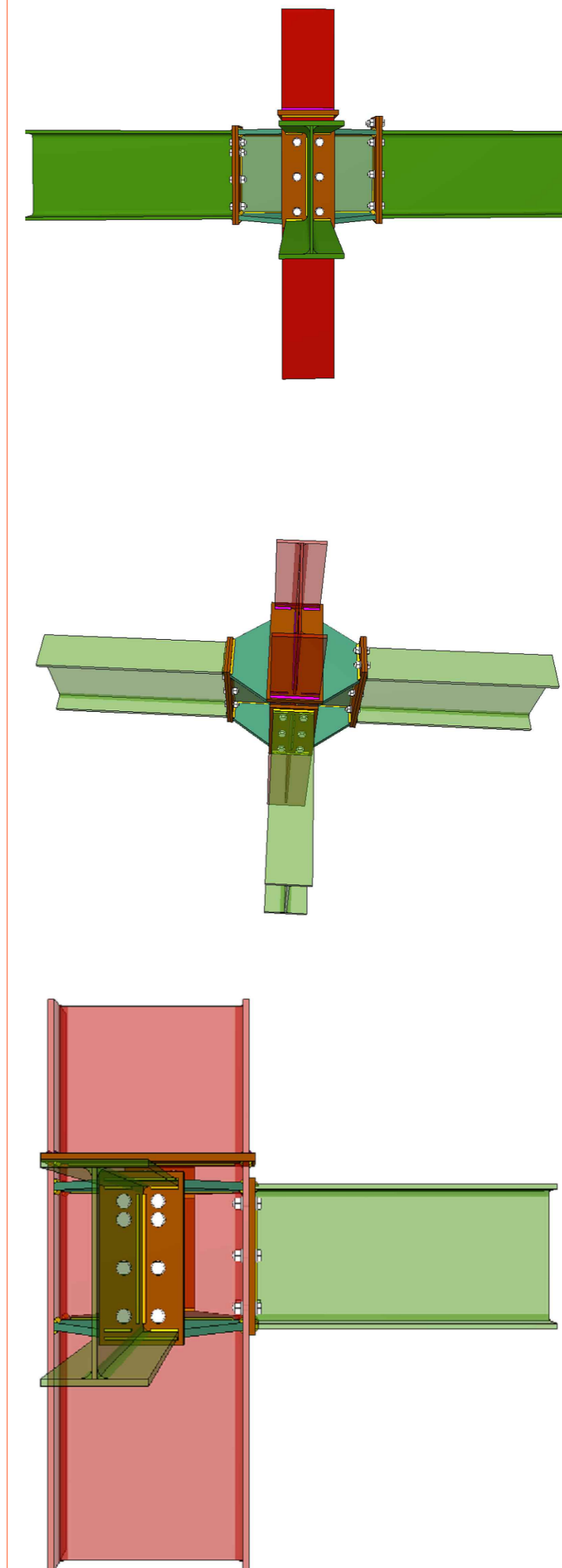
<b>ALTERNATIVA N°:</b> SISTEMA APORTICADO EN ACERO LAMINADO	<b>ESCALA:</b> 1/20
<b>FECHA:</b> JUNIO - 2018	<b>CÓDIGO:</b>
<b>LÁMINA:</b> L-20	<b>E-08</b>

# Tipo 5



Escala 1:20

# Detalle Isometrico: union 5



SIN ESCALA



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANO:  
**DETALLE DE UNIONES 1**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACIÓN:

ALTERNATIVA N°:  
**SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO**

ESCALA:  
**1/20**

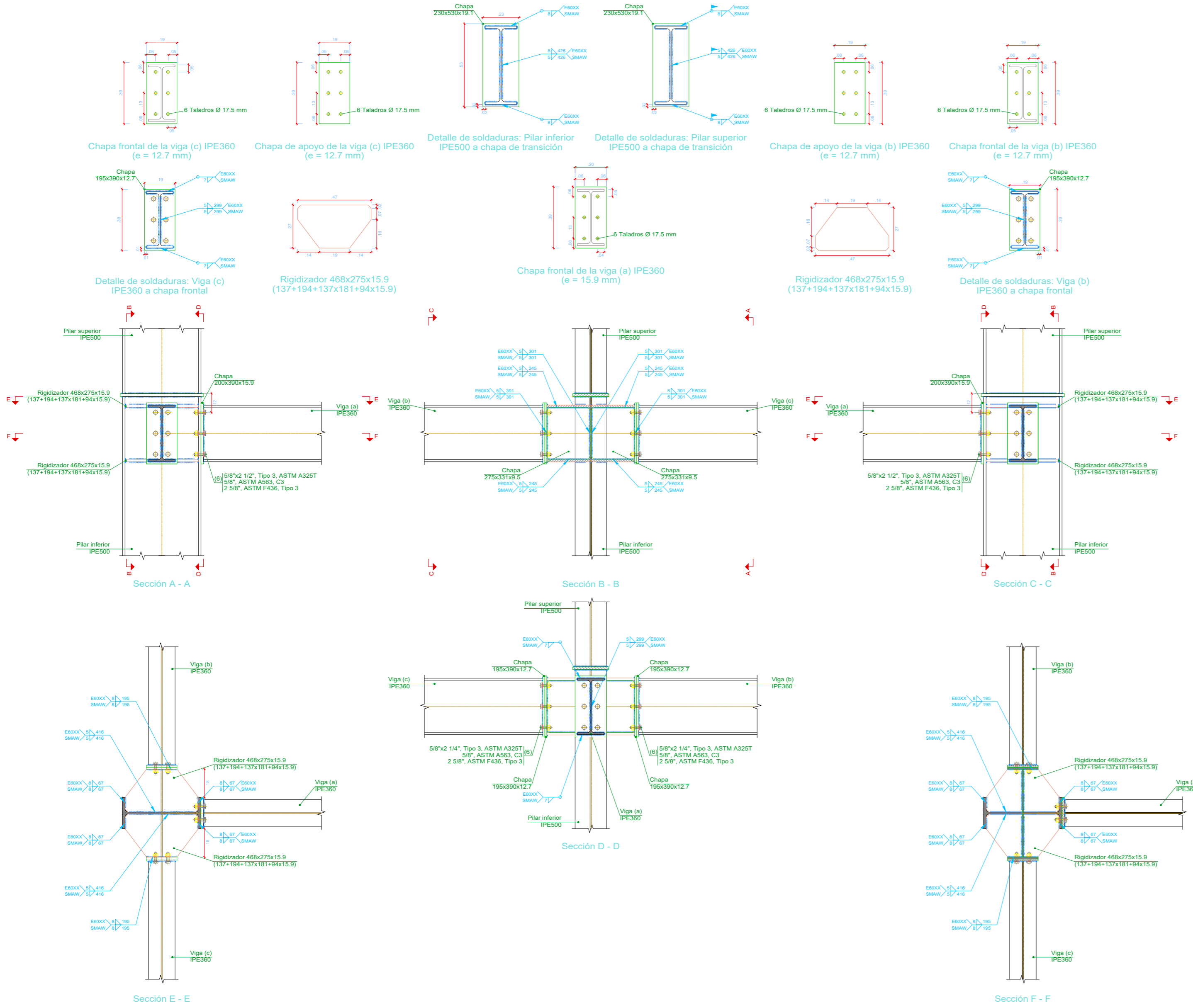
FECHA:  
**JUNIO - 2018**

CÓDIGO:

LÁMINA:  
**L-21**

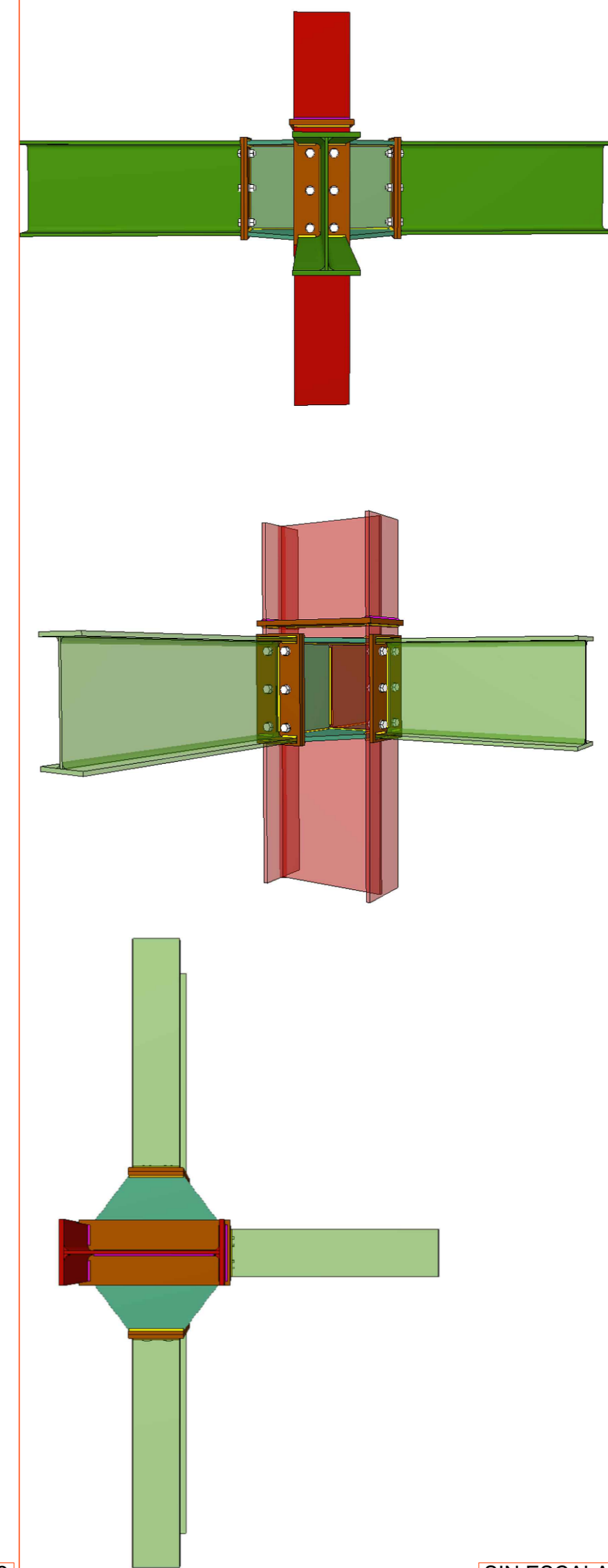
**E-09**

### Tipo 6



Escala 1:20

### Detalle Isometrico: union 6



SIN ESCALA



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANO:  
**DETALLE DE UNIONES 1**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACIÓN:

ALTERNATIVA N°:  
**SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO**

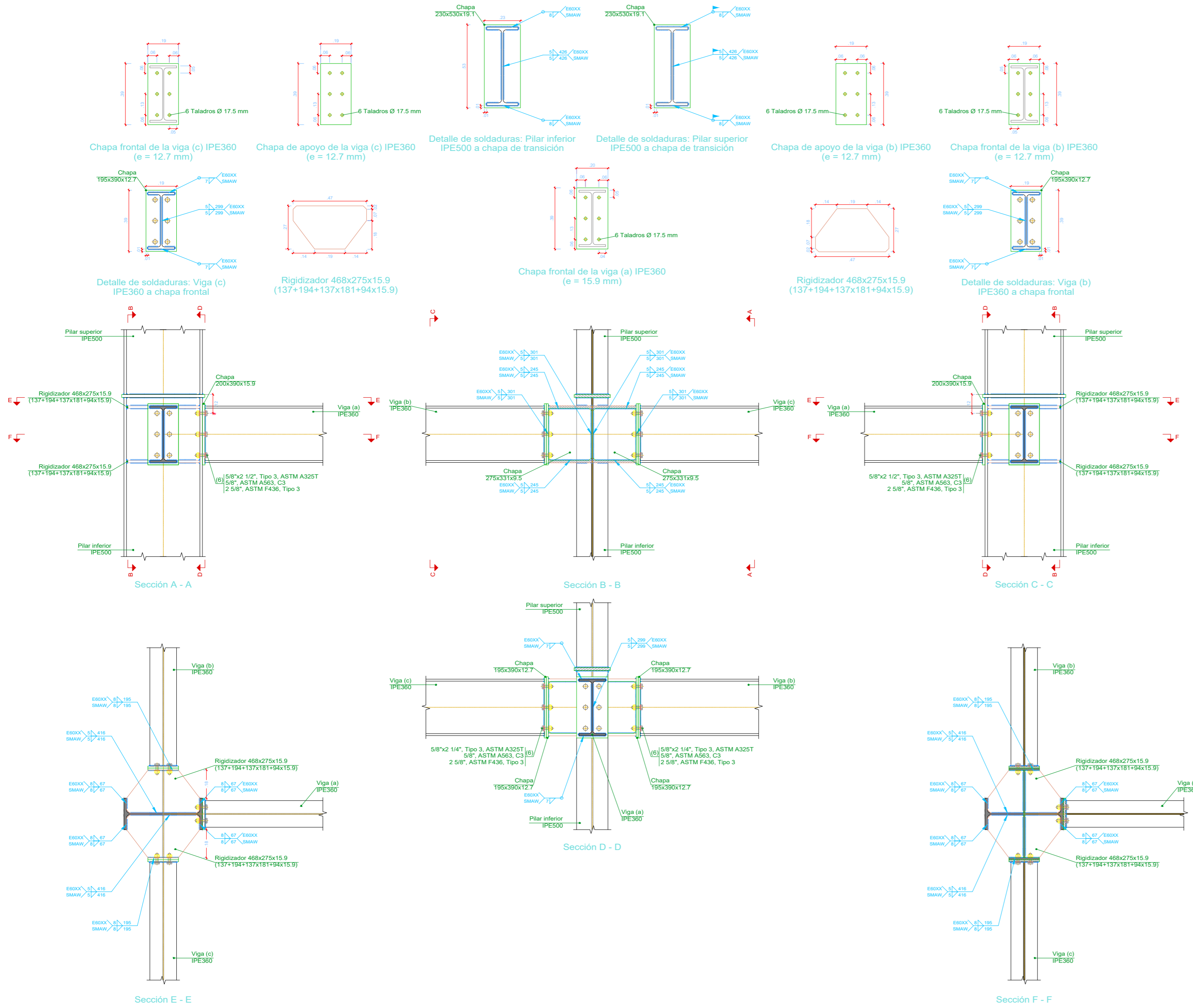
ESCALA:  
**1/20**

FECHA:  
**JUNIO - 2018**

CÓDIGO:  
**E-10**

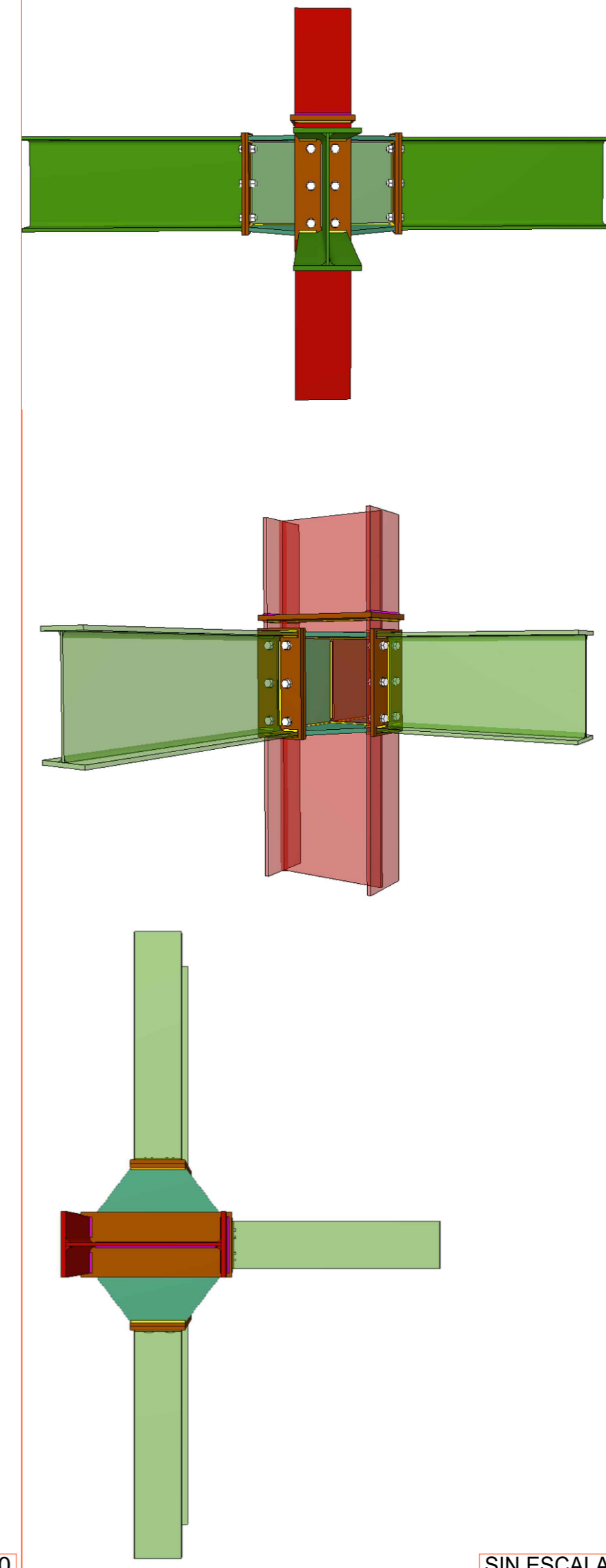
LÁMINA:  
**L-22**

### Tipo 7



Escala 1:20

### Detalle Isometrico: union 7



SIN ESCALA



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANO:  
**DETALLE DE UNIONES 1**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACIÓN:

ALTERNATIVA N°:  
**SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO**

ESCALA:  
**1/20**

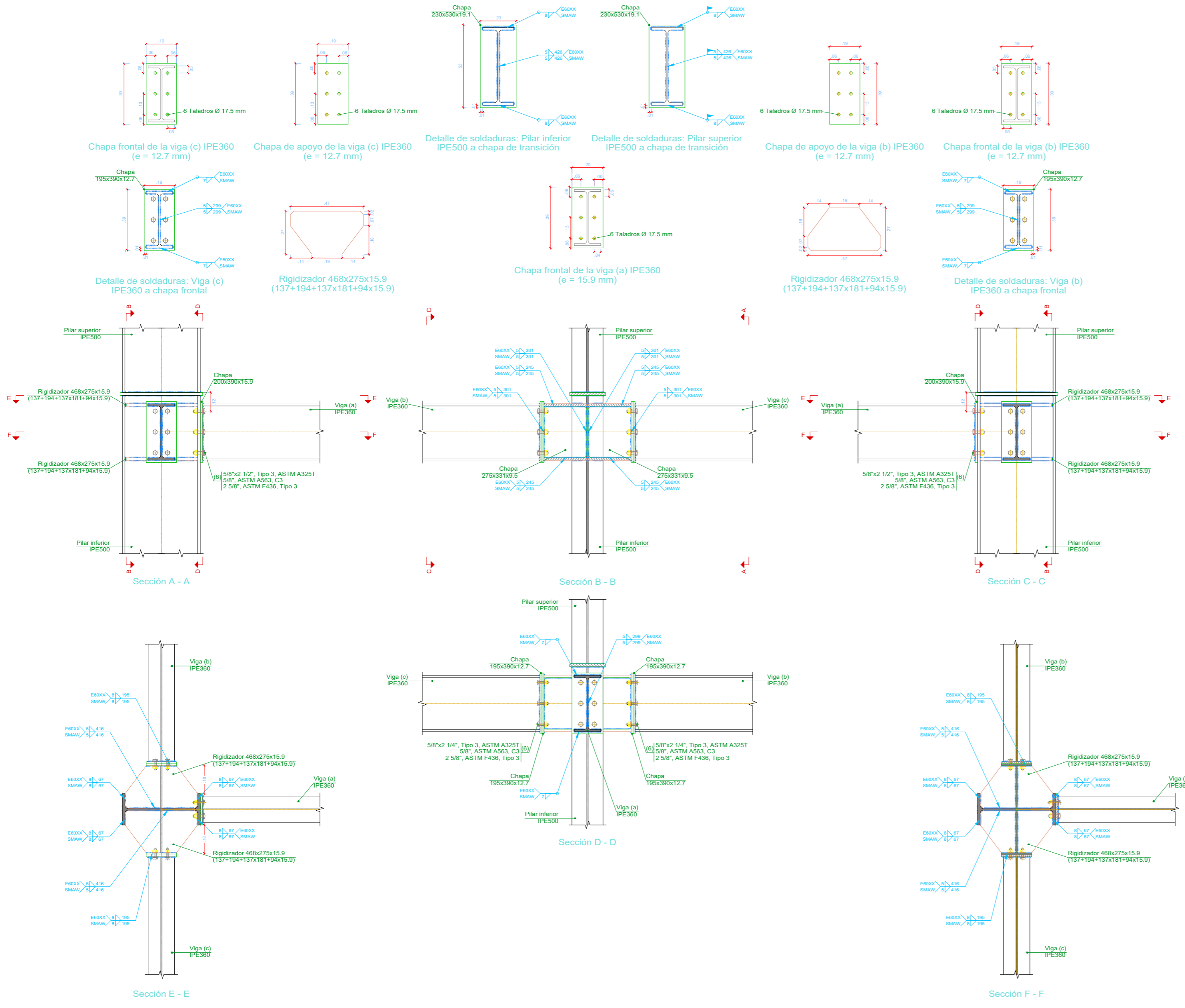
FECHA:  
**JUNIO - 2018**

CÓDIGO:

LÁMINA:  
**L-23**

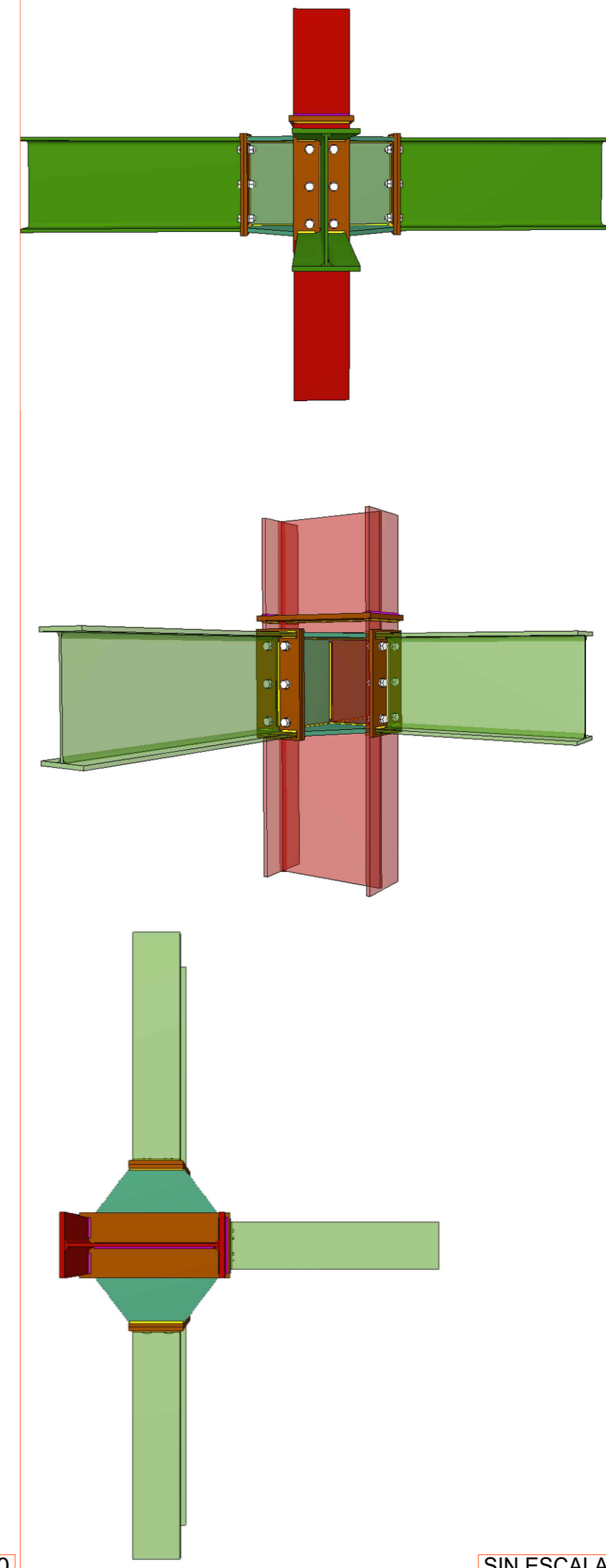
**E-11**

### Tipo 8



Escala 1:20

### Detalle Isometrico: union 8



SIN ESCALA



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANO:  
**DETALLE DE UNIONES 1**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACIÓN:

ALTERNATIVA N°:  
**SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO**

ESCALA:  
**1/20**

FECHA:  
**JUNIO - 2018**

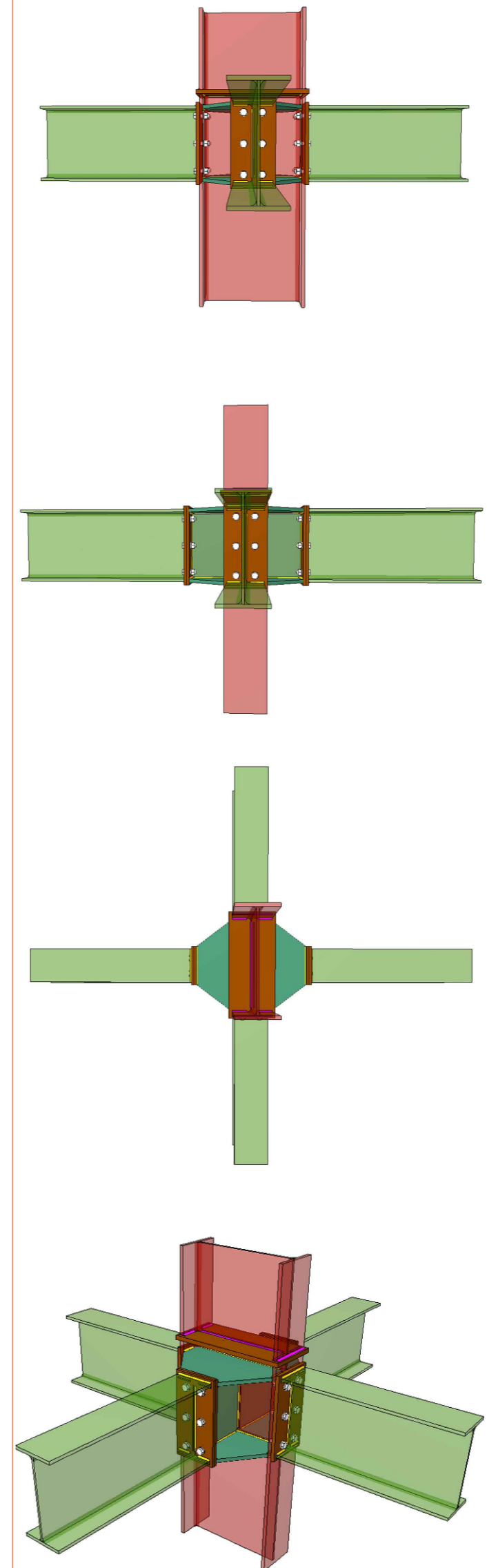
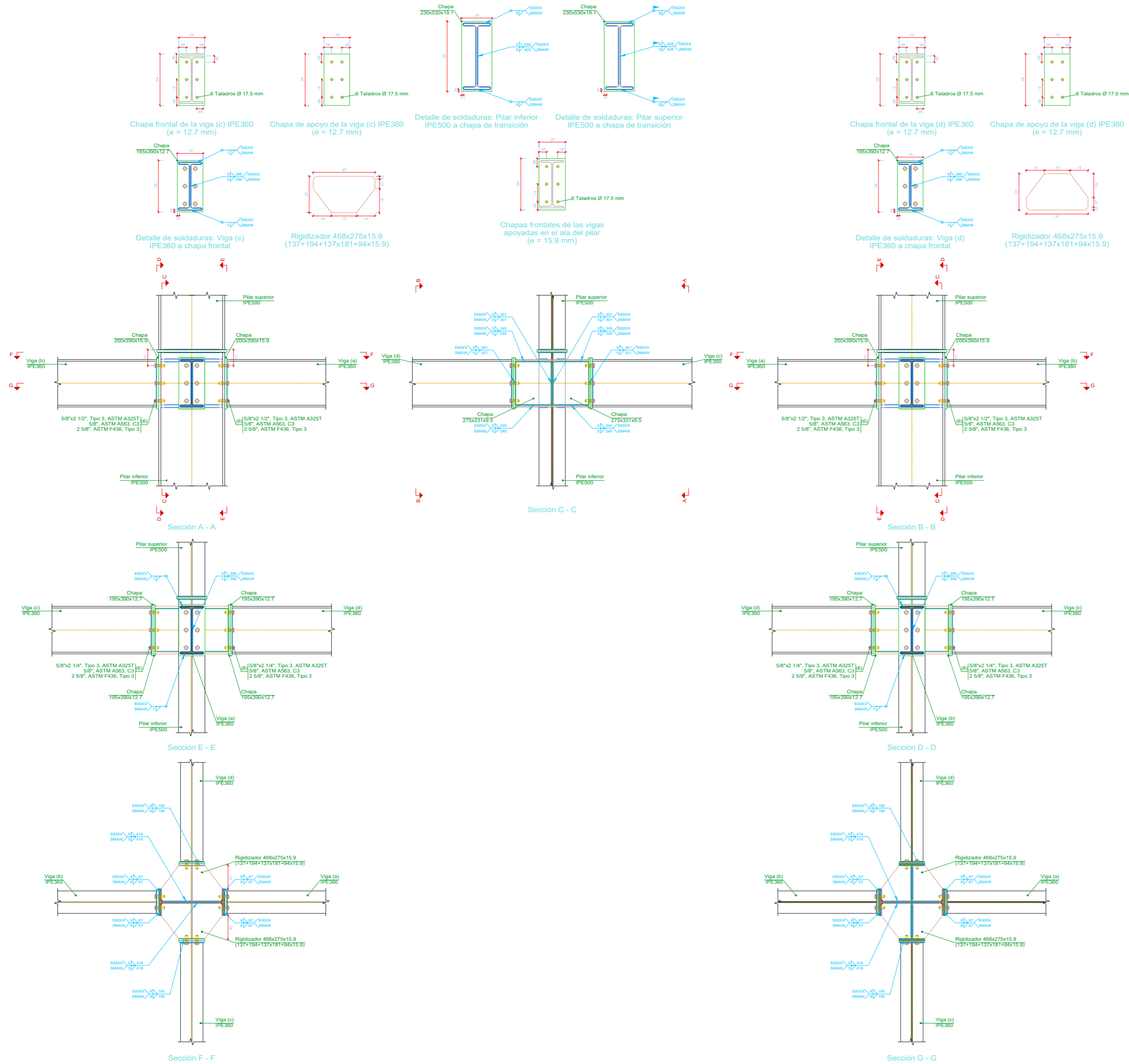
CÓDIGO:

LÁMINA:  
**L-24**

**E-12**

Tipo 9

Detalle Isometrico: union 9



Escala 1:25

SIN ESCALA



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

NOMBRE DE LA TESIS:  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
FARFAN CORDOVA, MARLON

PLANO:  
DETALLE DE UNIONES 1

TESISTA:  
CHACALTANA VIERA, NILVER

OBSERVACIÓN:

ALTERNATIVA N°:  
SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO

ESCALA:  
1/20

FECHA:  
JUNIO - 2018

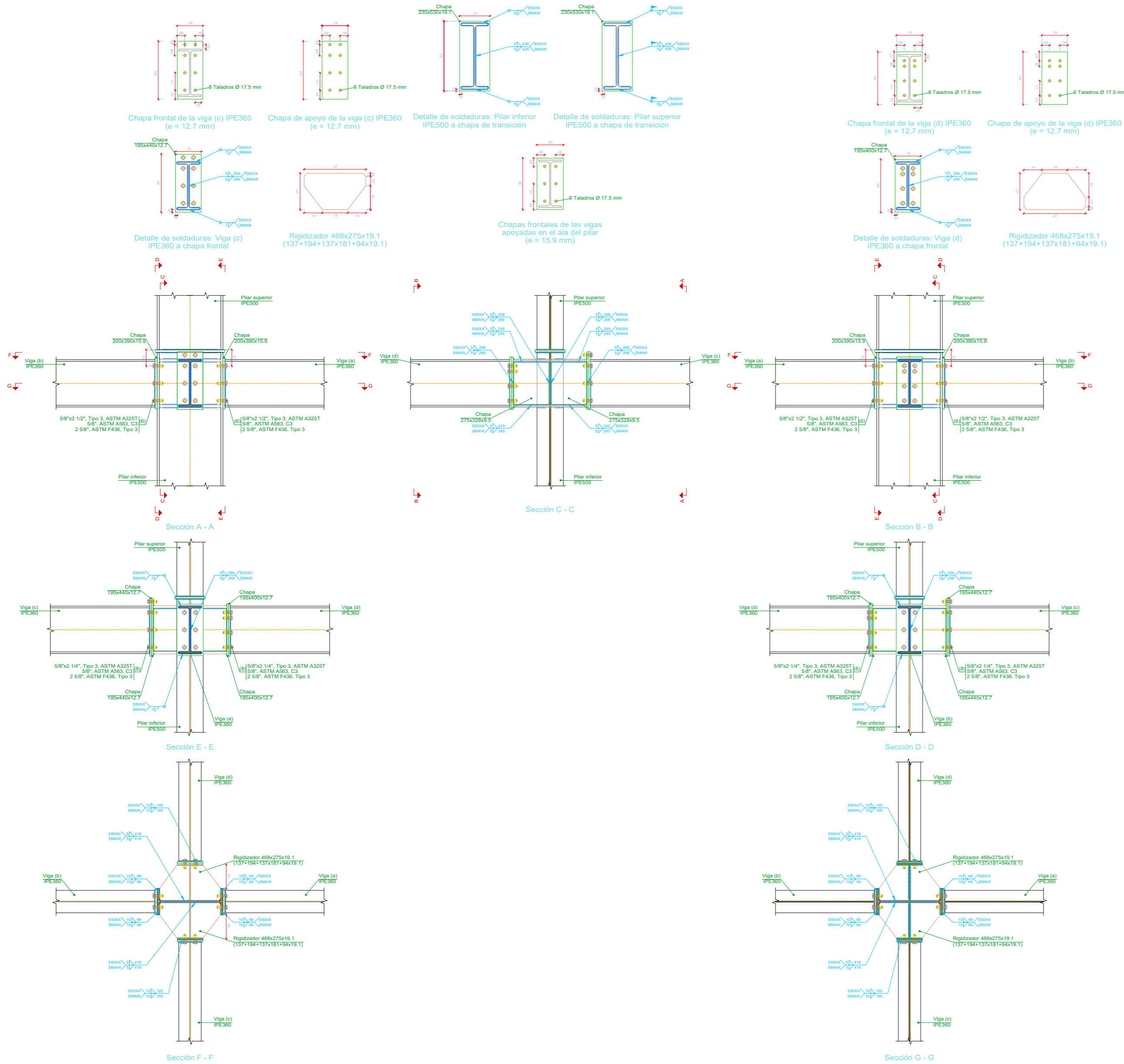
CÓDIGO:

LÁMINA:  
L-25

E-13

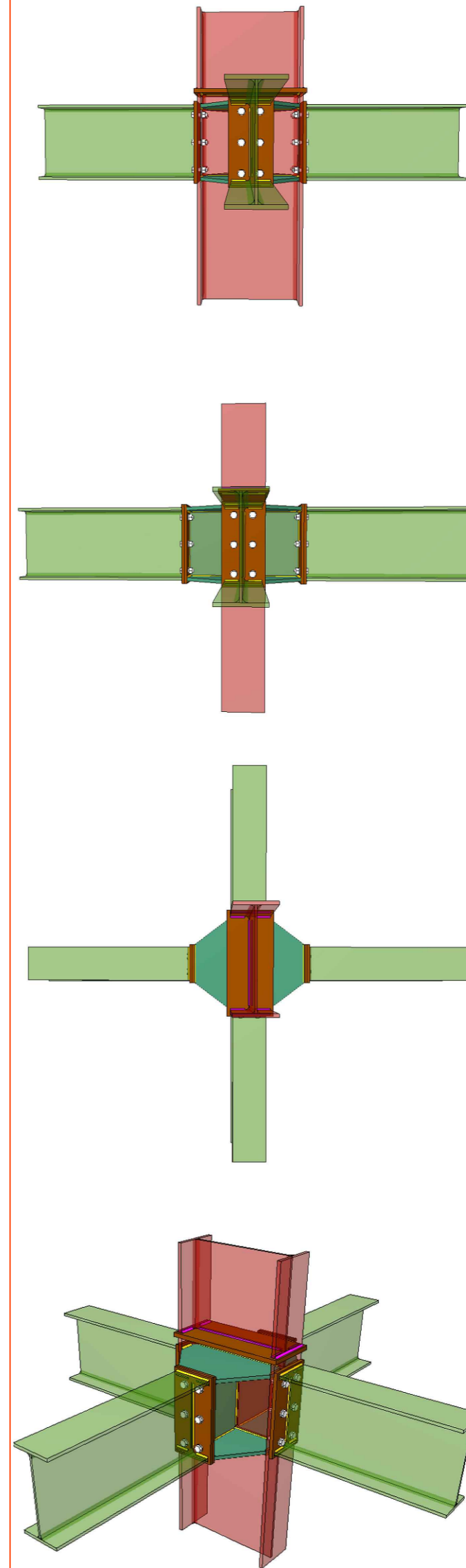


Tipo 11



Escala 1:20

Detalle Isométrico: union 11



SIN ESCALA



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANO:  
**DETALLE DE UNIONES 1**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACIÓN:

ALTERNATIVA Nº:  
**SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO**

ESCALA:  
**1/20**

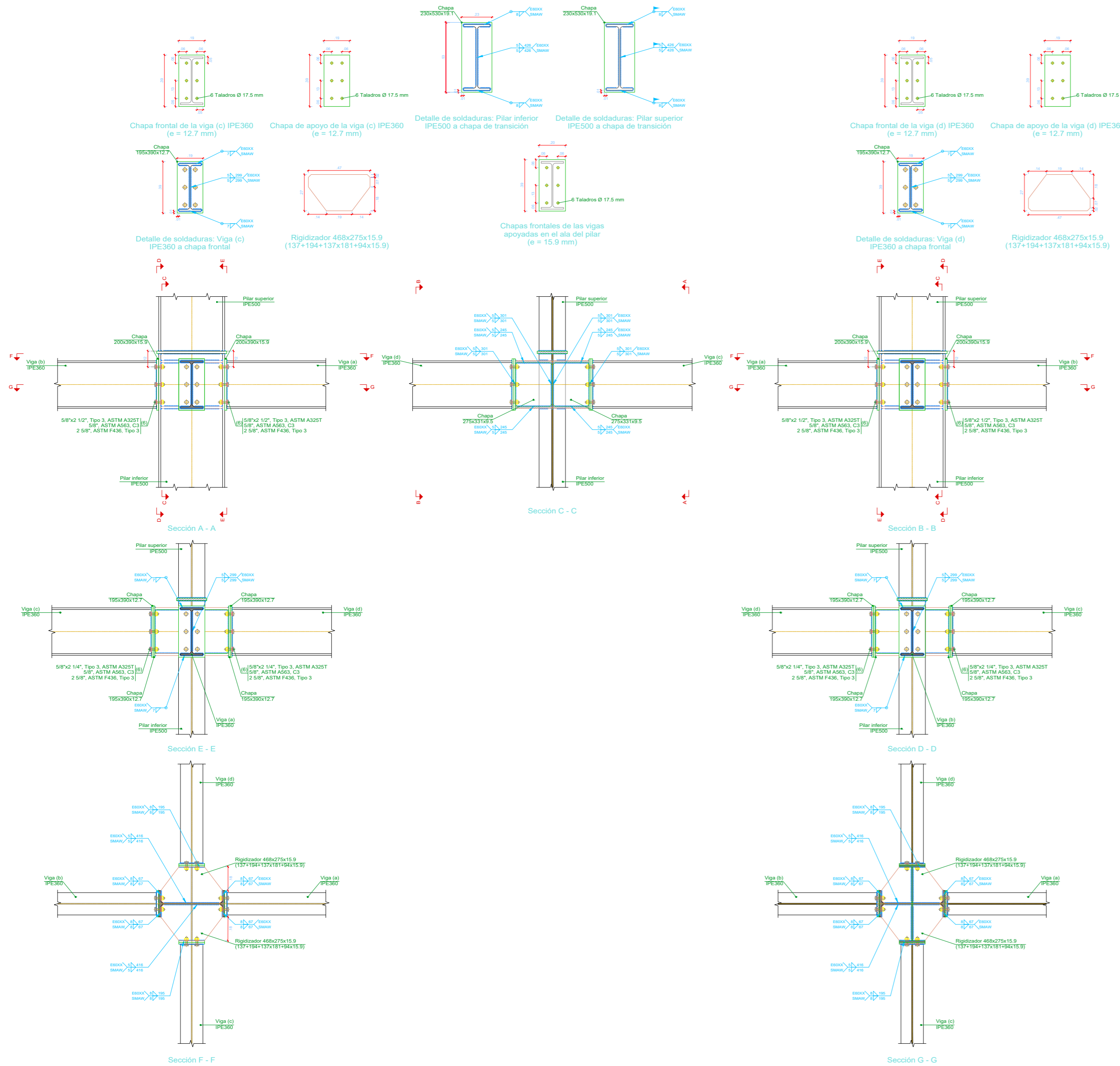
FECHA:  
**JUNIO - 2018**

CÓDIGO:

LÁMINA:  
**L-26**

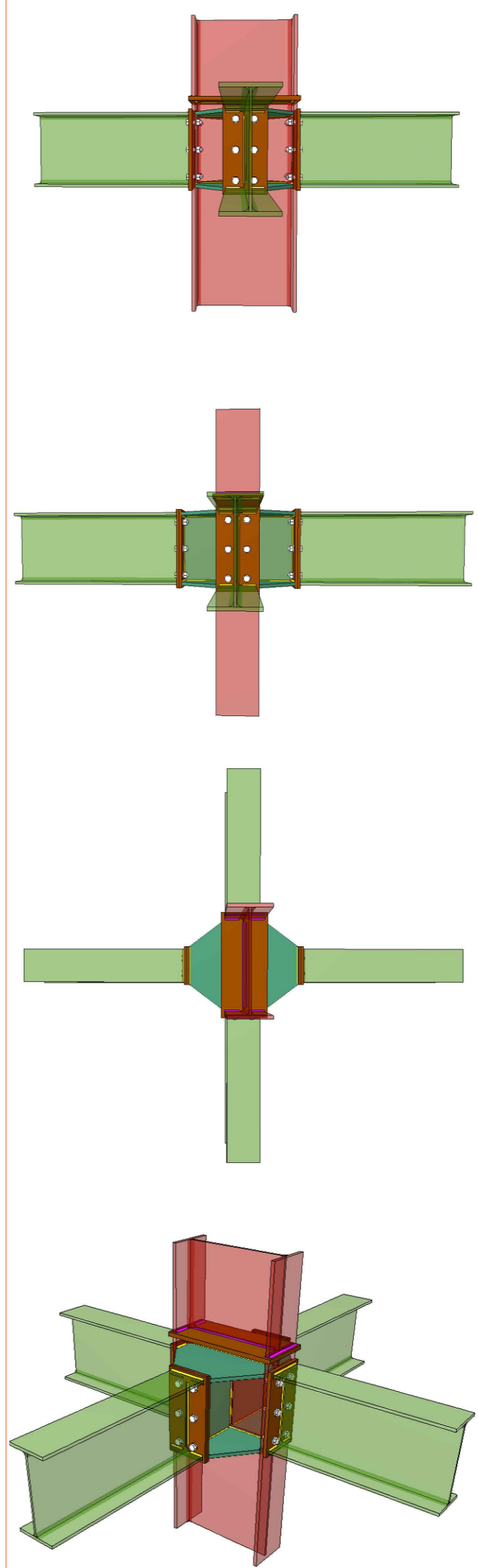
**E-15**

Tipo 12



Escala 1:20

Detalle Isometrico: union 12



SIN ESCALA



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

ASESOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANO:  
**DETALLE DE UNIONES 1**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACIÓN:

ALTERNATIVA N°:  
**SISTEMA APORTICADO  
EN ACERO LAMINADO**

ESCALA:  
**1/20**

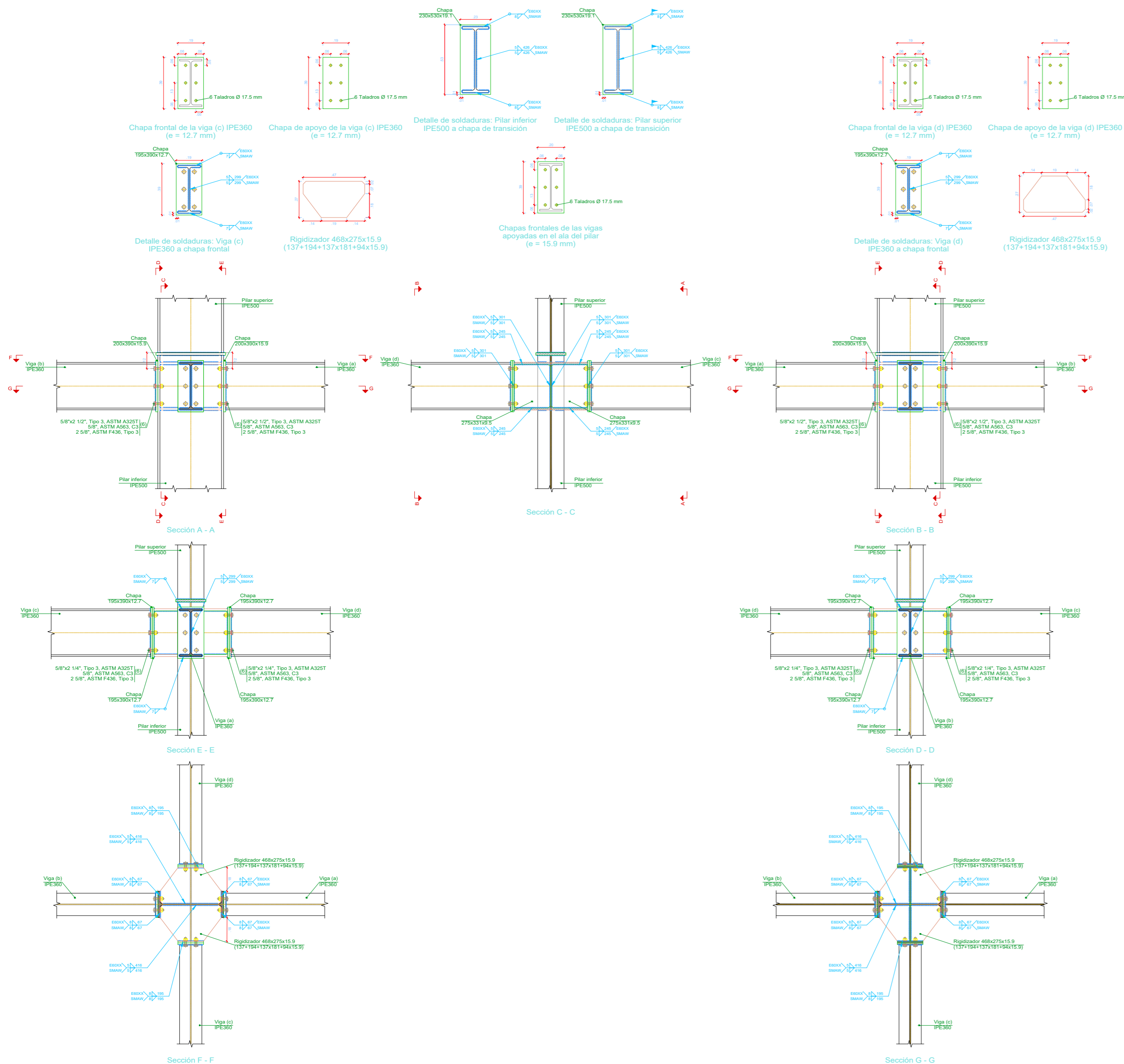
FECHA:  
**JUNIO - 2018**

CÓDIGO:

LÁMINA:  
**L-27**

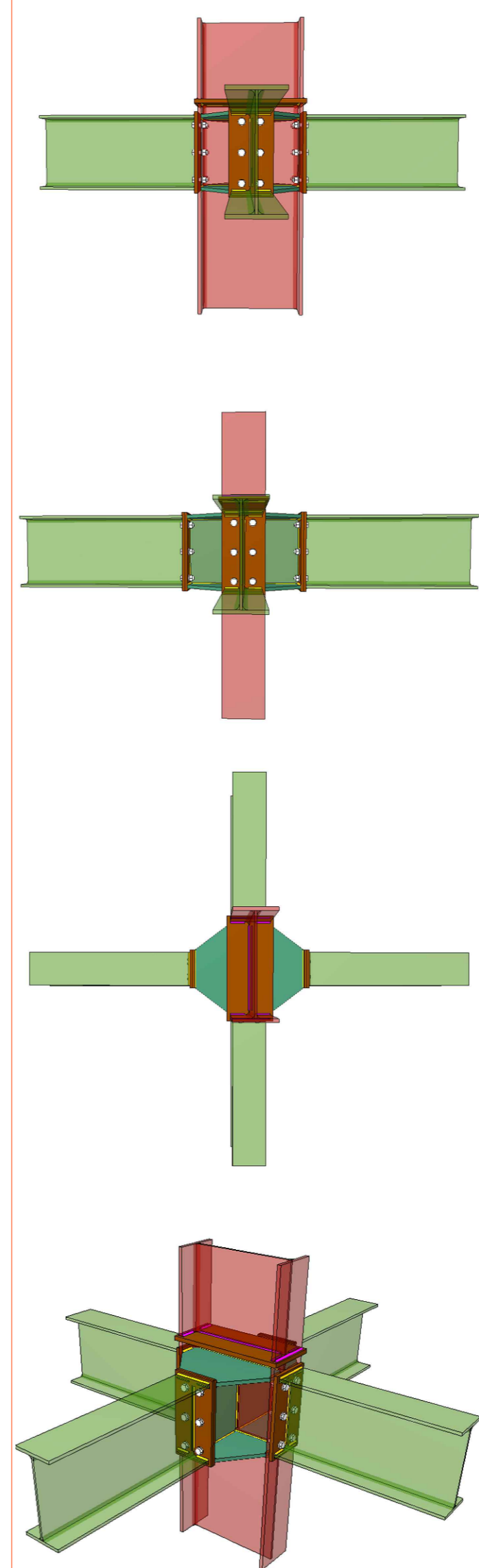
**E-16**

### Tipo 13



Escala 1:20

### Detalle Isométrico: union 13



SIN ESCALA

Soldaduras				
Clase de resistencia	Ejecución	Tipo	Lado (mm)	Longitud de cordones (mm)
E60XX	En taller	En ángulo	5	358915
			7	79114
			8	81169
			9	4558
			10	33987
			11	33228
	En el lugar de montaje	En ángulo	5	25067
			8	25067
			9	4558

Chapas						
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)		
A36	Rigidizadores	30	468x90x15.9	157.47		
		74	468x275x15.9 (137+194+137x181+94x15.9)	958.17		
		52	468x275x19.1 (137+194+137x181+94x19.1)	807.97		
	Chapas	26	275x328x9.5	175.49		
		37	275x331x9.5	252.15		
		74	195x390x12.7	561.05		
		26	195x400x12.7	202.18		
		26	195x440x12.7	222.40		
		48	200x390x15.9	466.57		
		39	230x530x19.1	710.94		
					<b>Total</b>	<b>4514.39</b>

Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tornillos	ASTM A325	430	5/8"x2 1/4", Tipo 3, ASTM A325T
Tuercas	Grado C3	288	5/8"x2 1/2", Tipo 3, ASTM A325T
Arandelas	Tipo 3	718	5/8", ASTM A563
		1436	5/8", ASTM F436



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

NOMBRE DE LA TESIS:  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL, UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES**

UBICACIÓN:  
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD  
PROVINCIA: JULCAN  
DISTRITO: HUASO

ASESOR:  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

PLANO:  
**DETALLE DE UNIONES 1**

TESISTA:  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

OBSERVACIÓN:

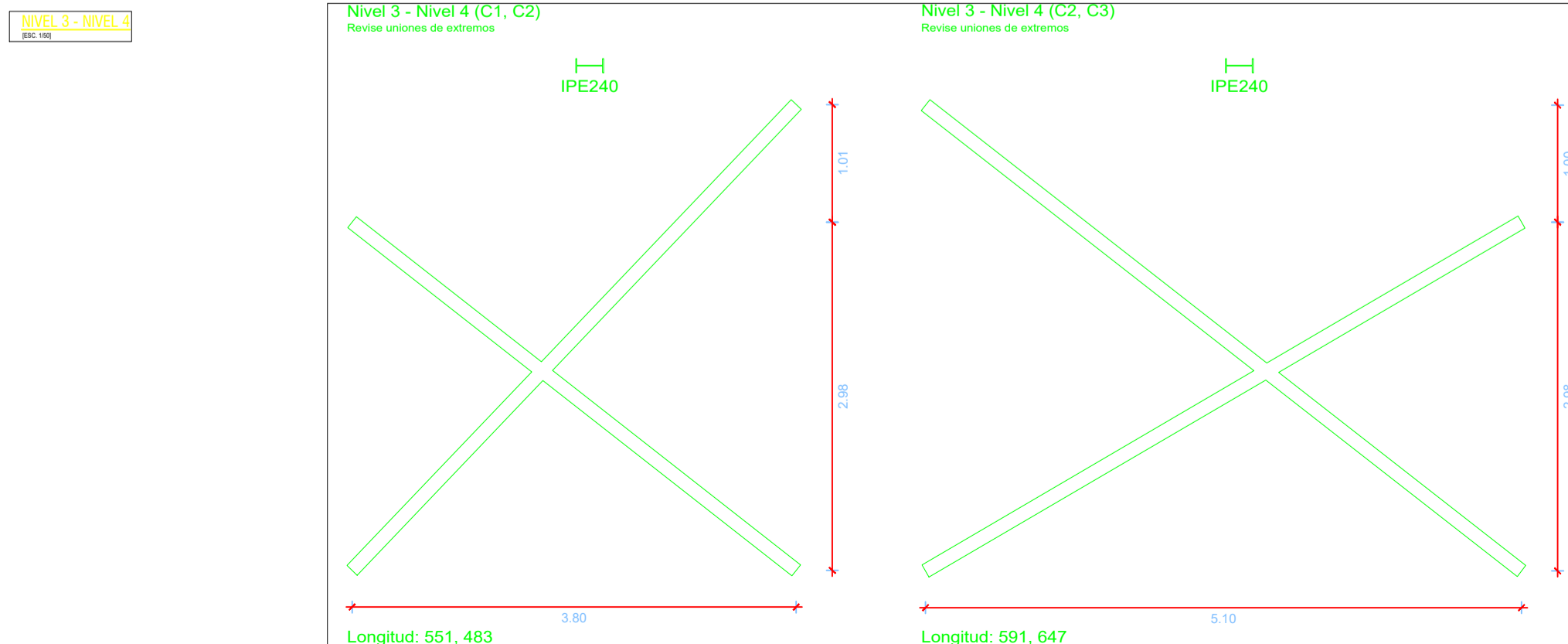
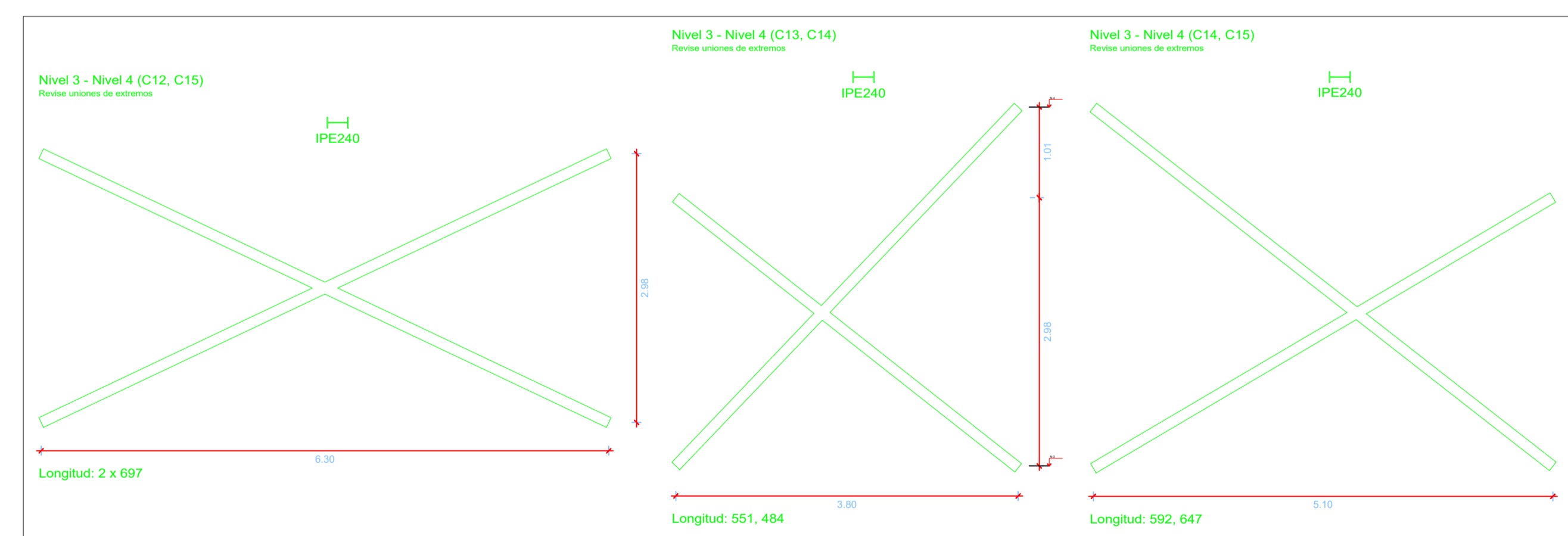
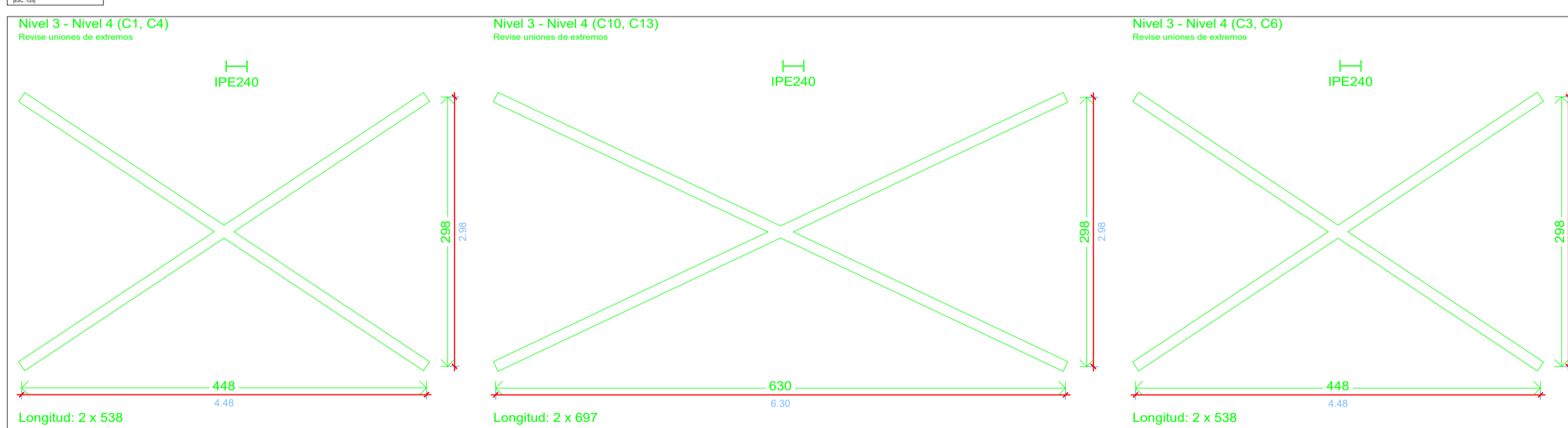
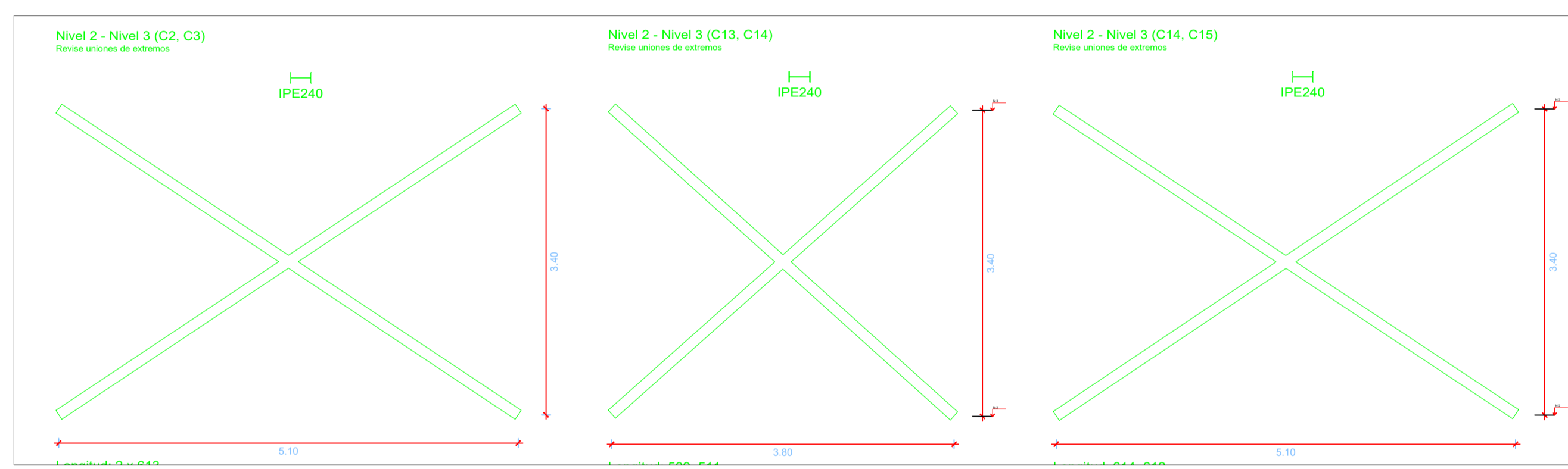
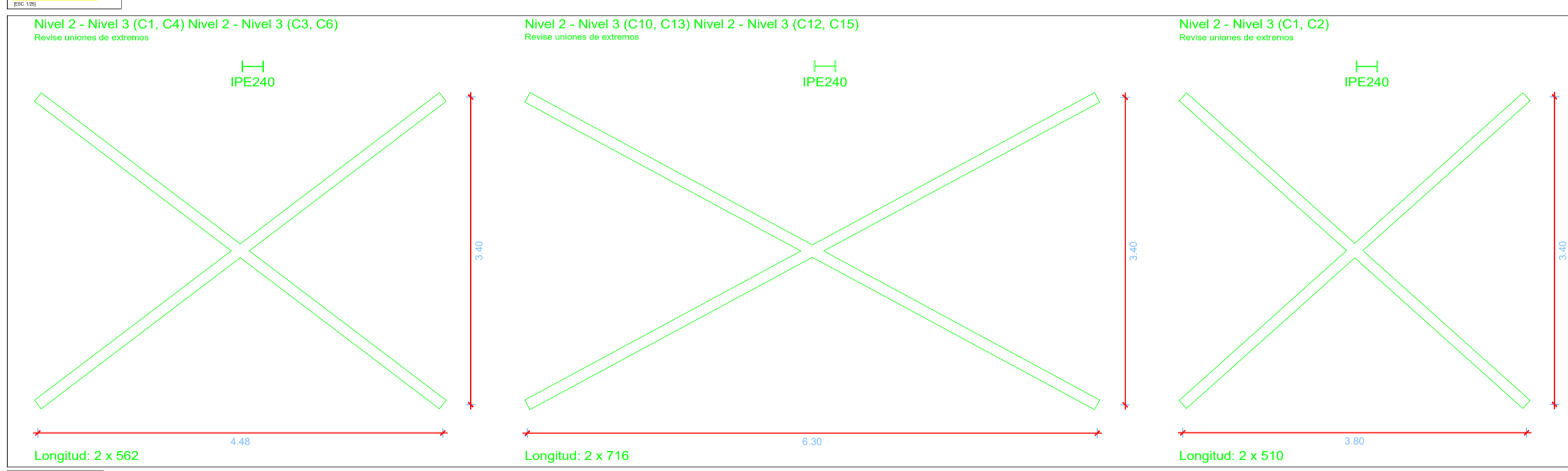
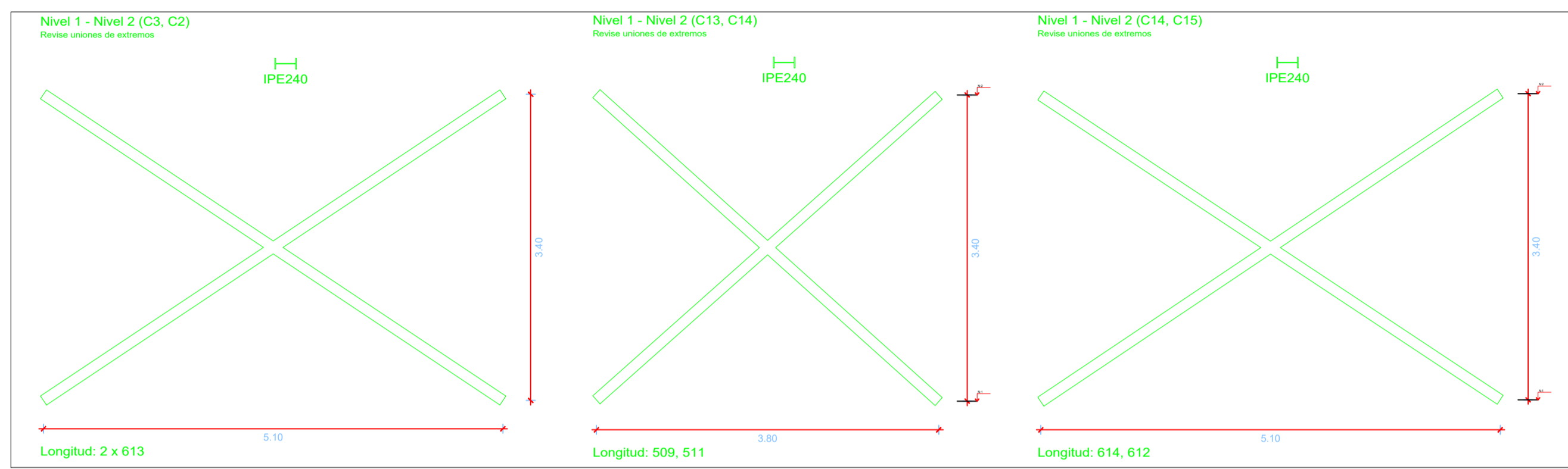
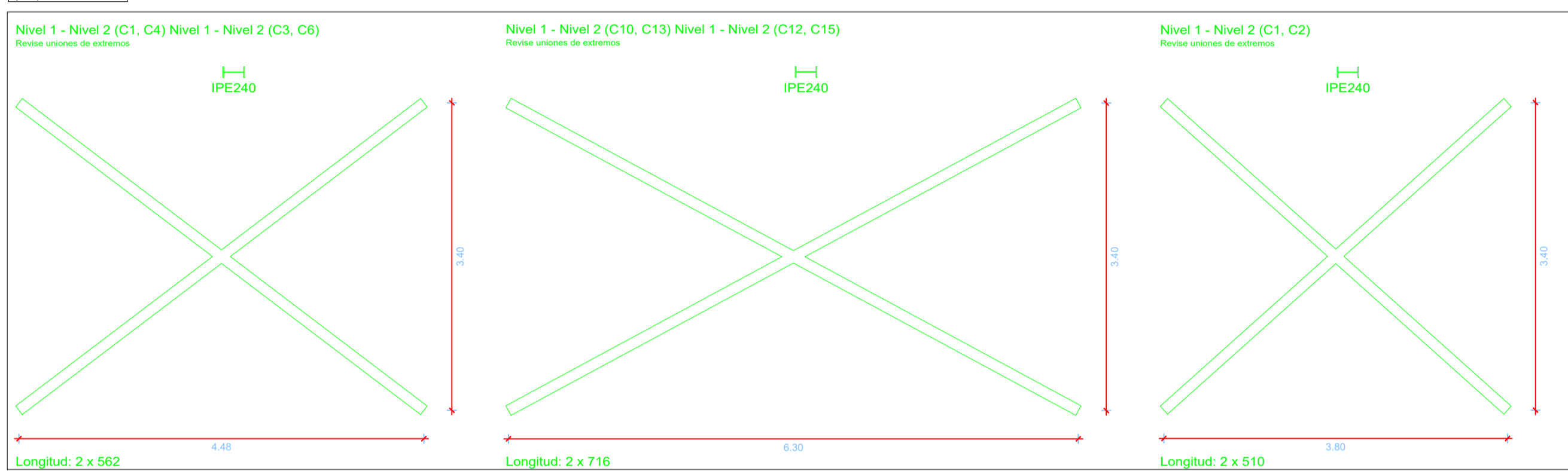
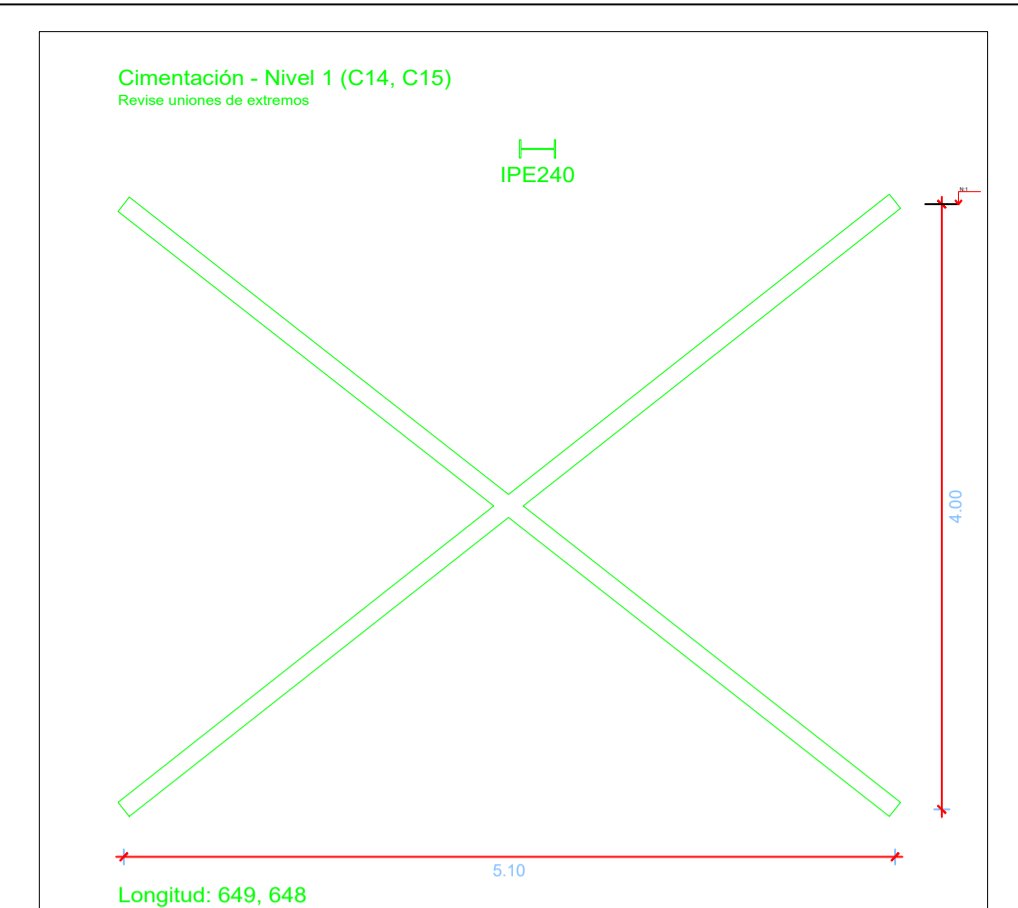
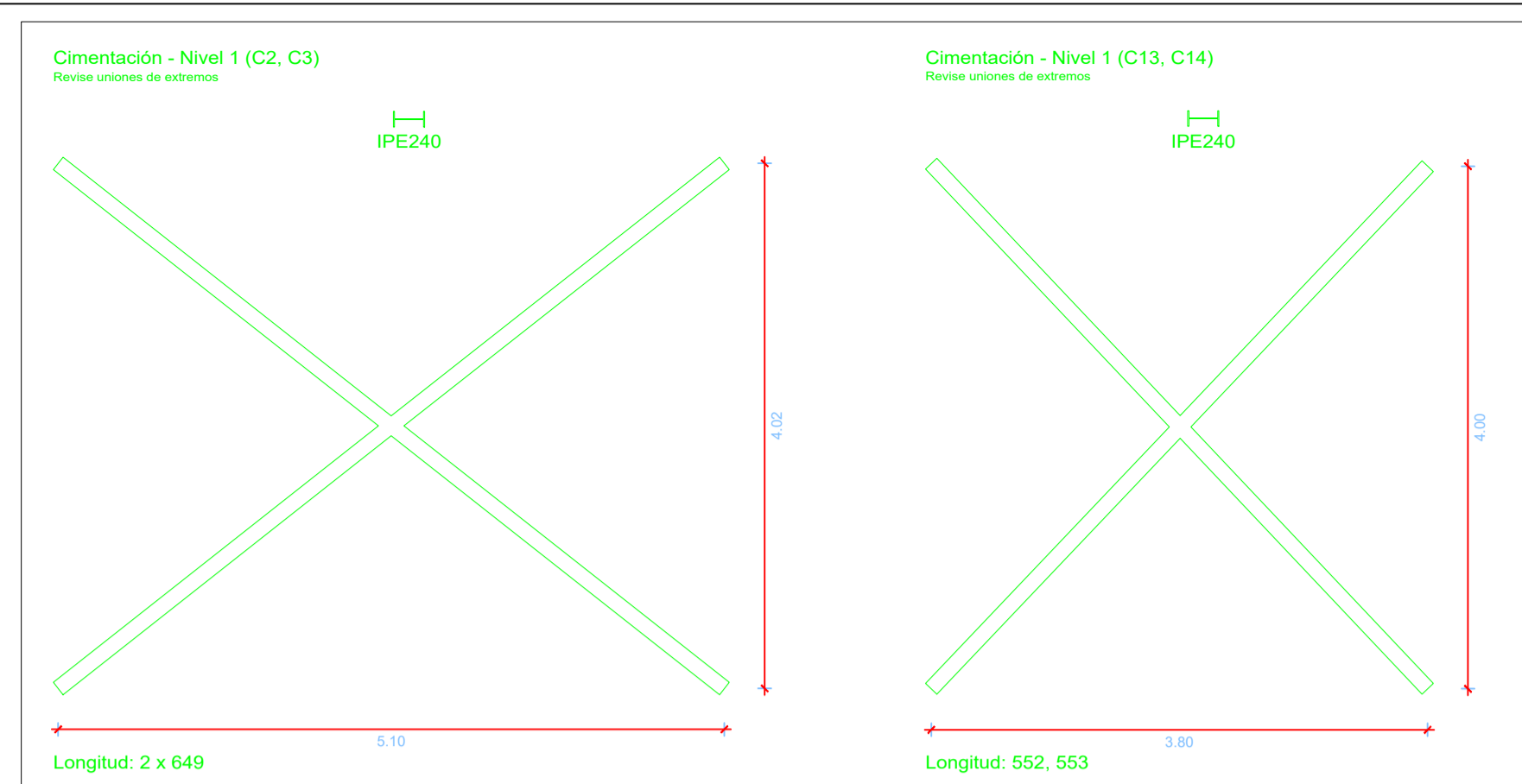
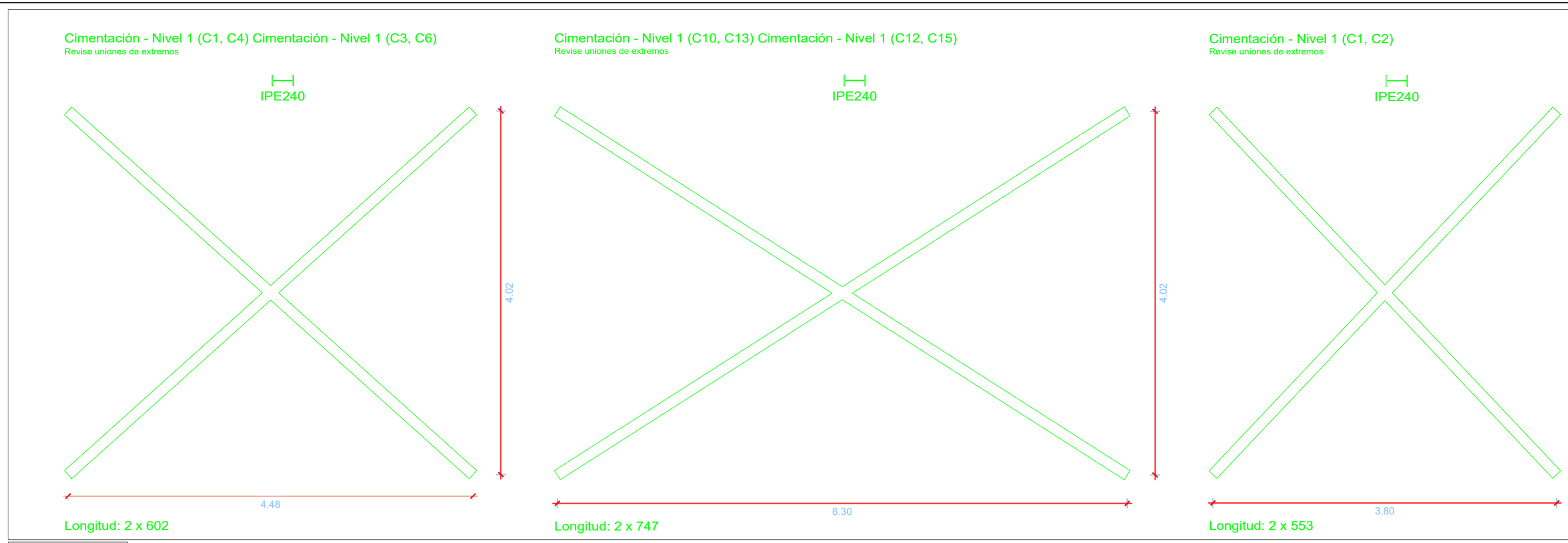
ALTERNATIVA Nº2:  
SISTEMA APORTICADO EN ACERO LAMINADO

ESCALA:  
1/20

FECHA:  
JUNIO - 2018

CÓDIGO:  
**E-17**

LAMINA:  
**L-28**



Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f_c=210$   
 Acero laminado y armado: ASTM A 36 36 ksi  
 Acero: Grado 60



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
 DISEÑOS DE UN PALACIO  
 MUNICIPAL, UTILIZANDO  
 DIFERENTES SISTEMAS  
 ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD  
 PROVINCIA : JULCAN  
 DISTRITO : HUASO

FARFAN CORDOVA, MARLON

VIGAS INCLINADAS

CHACALTANA VIERA, NILVER

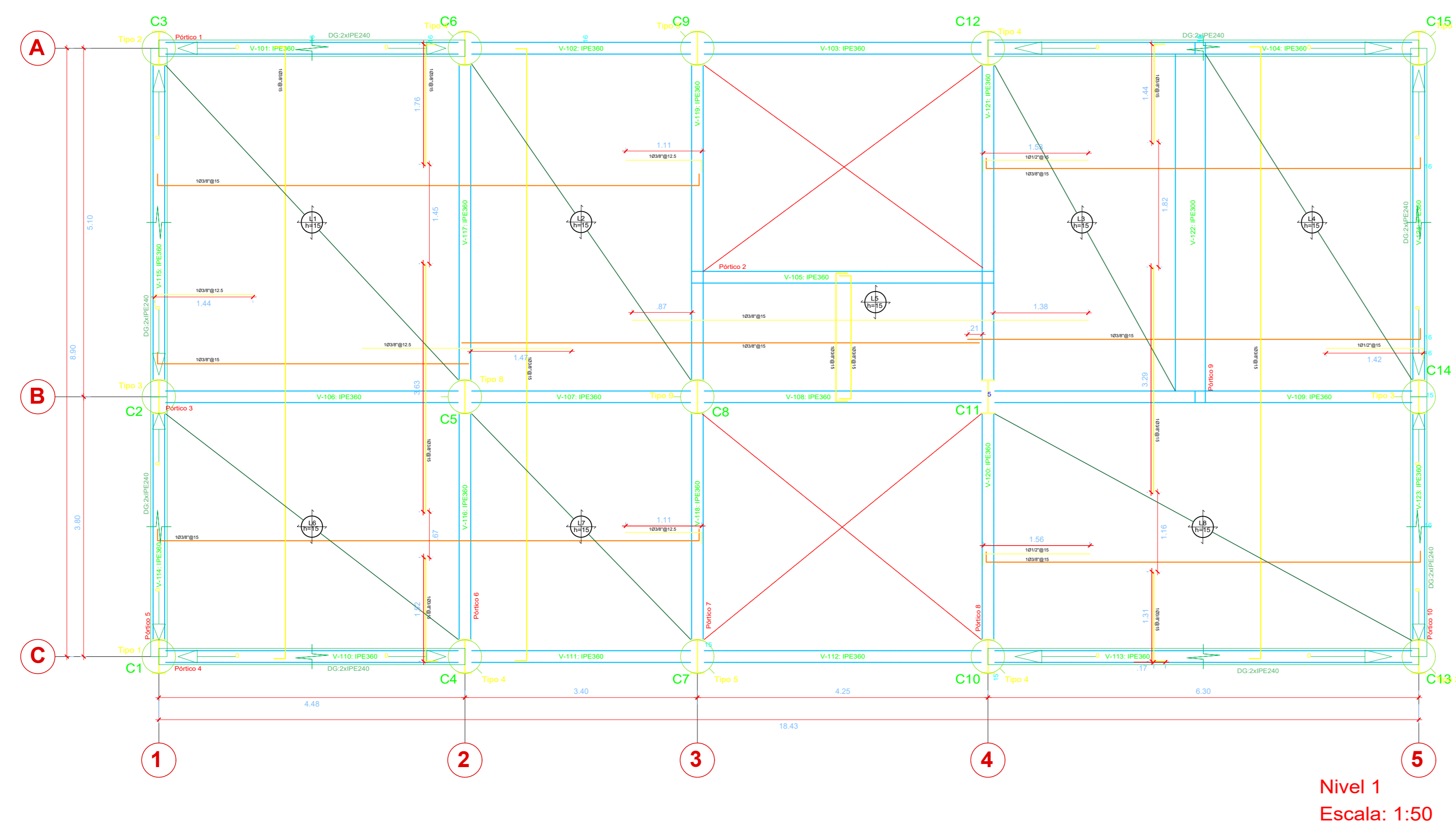
SISTEMA APORTICADO  
 EN ACERO LAMINADO

FECHA: JUNIO - 2018

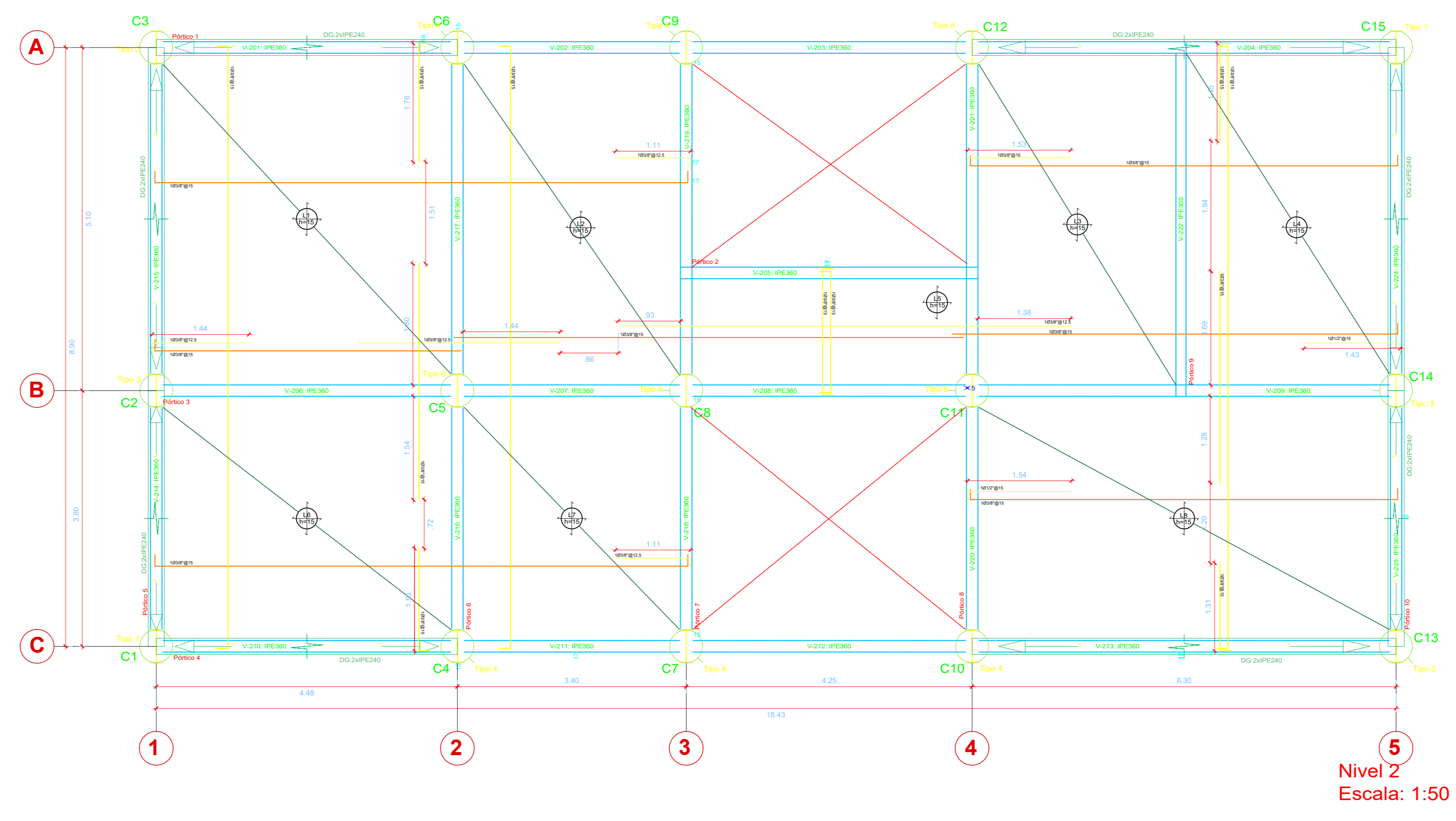
LÁMINA: L-29

1/50

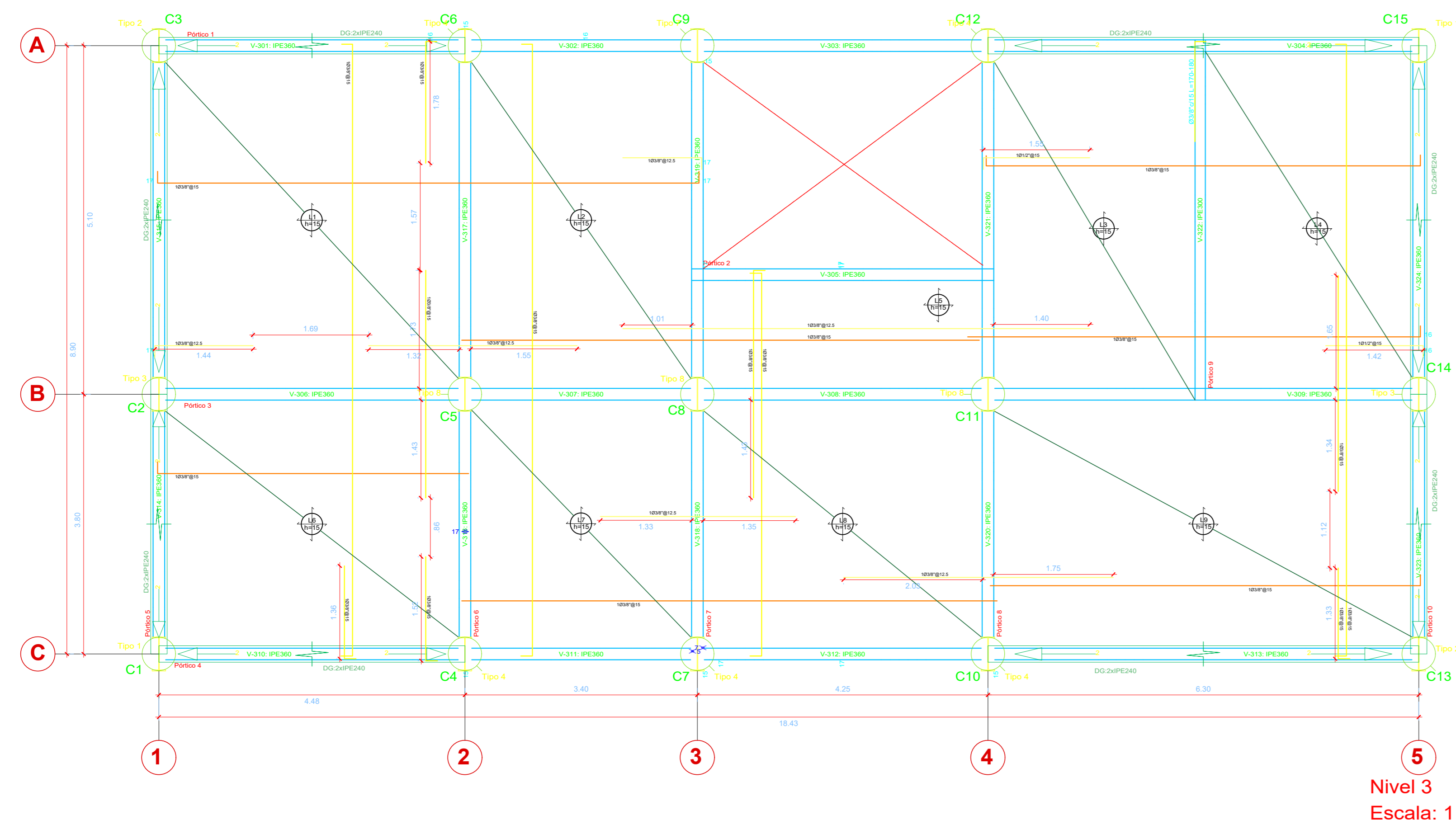
E-18



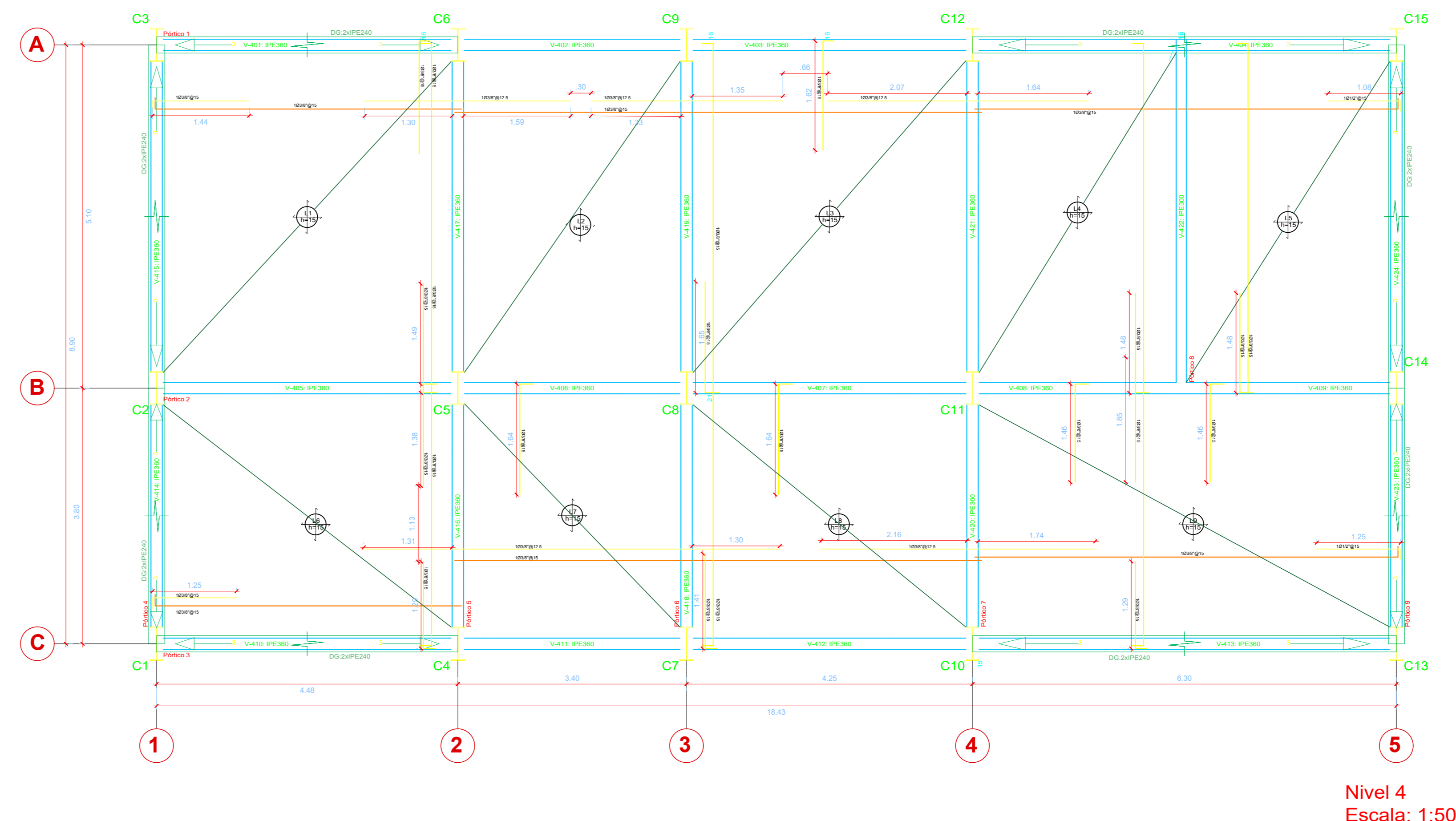
Nivel 1  
Escala: 1:50



Nivel 2  
Escala: 1:50



Nivel 3  
Escala: 1:50



Nivel 4  
Escala: 1:50



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

FABIAN CORDOVA, MARLEN

LOGAS

CHICALIANA VERA, SILVER

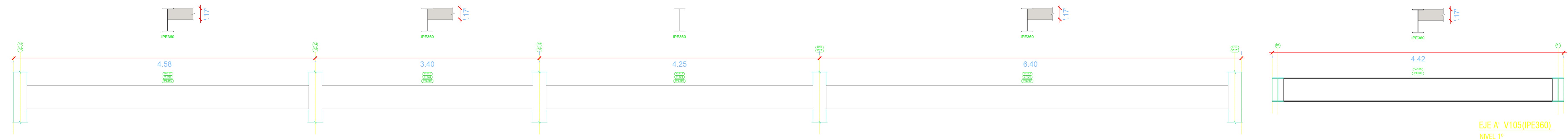
SISTEMA APLICADO EN ACERO LAMINADO

1/50

JUNIO - 2016

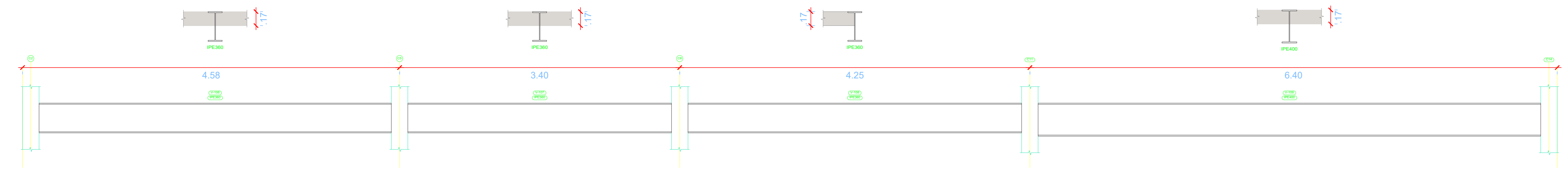
L-30

E-19

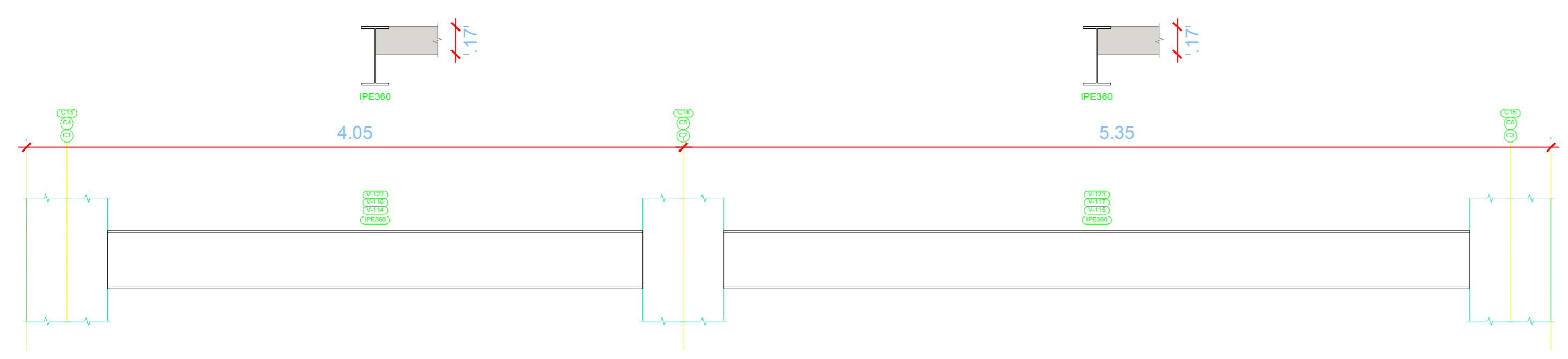


EJE A-C V101-102-103-104-110-111-112-113(IPE360)  
 NIVEL 1°  
 ESC 1/25

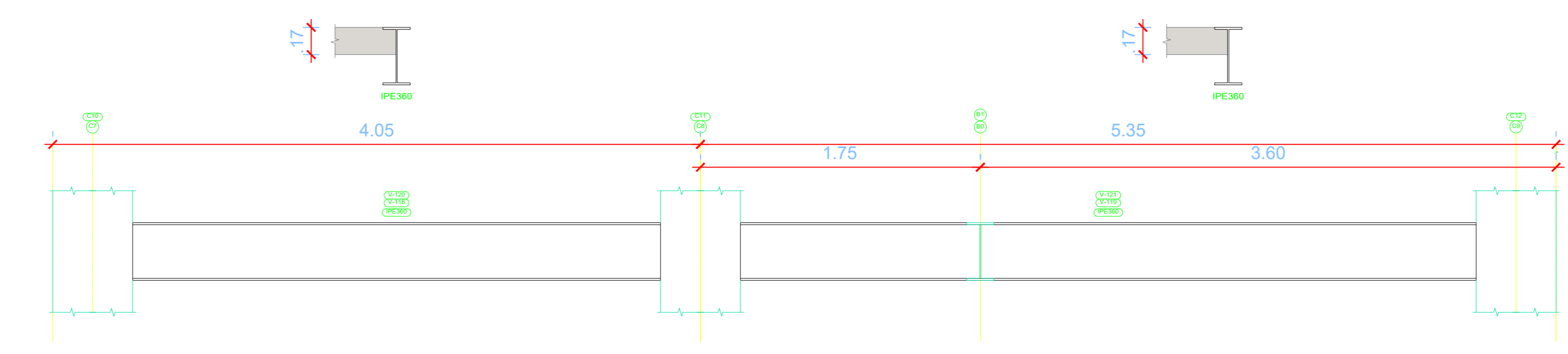
EJE A' V105(IPE360)  
 NIVEL 1°  
 ESC 1/25



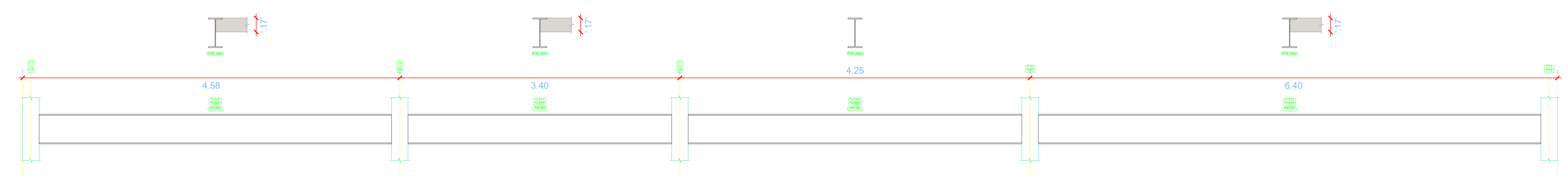
EJE B V106-107-108-109(IPE360)  
 NIVEL 1°  
 ESC 1/25



EJE 1-2-5 V114-115-116-117-122-123(IPE360)  
 NIVEL 1°  
 ESC 1/25

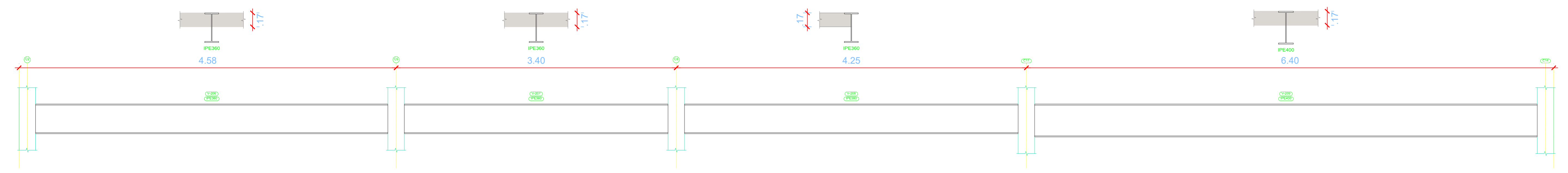


EJE 3-4 V118-119-120-121(IPE360)  
 NIVEL 1°  
 ESC 1/25

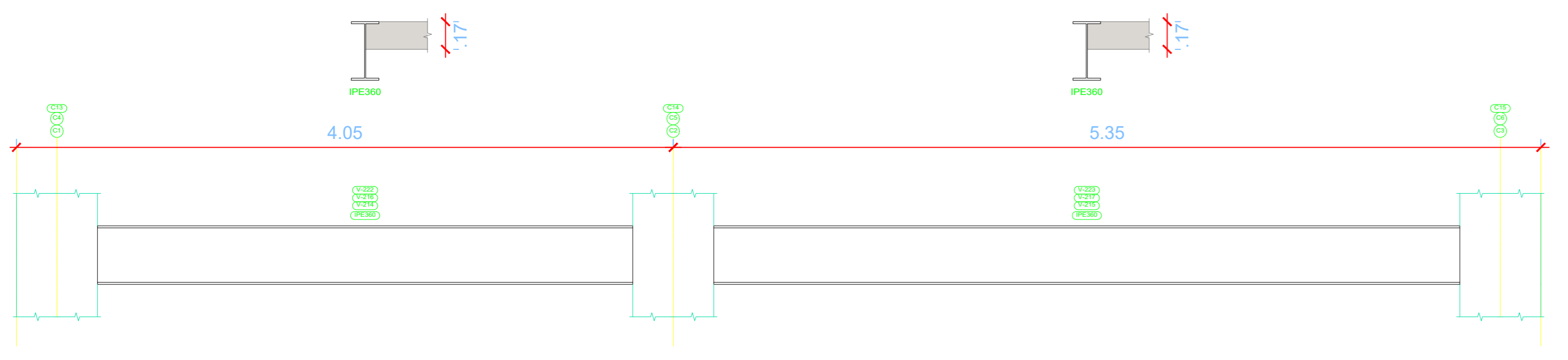


EJE A-C V201-202-203-204-210-211-212-213(IPE360)  
 NIVEL 2°  
 ESC 1/25

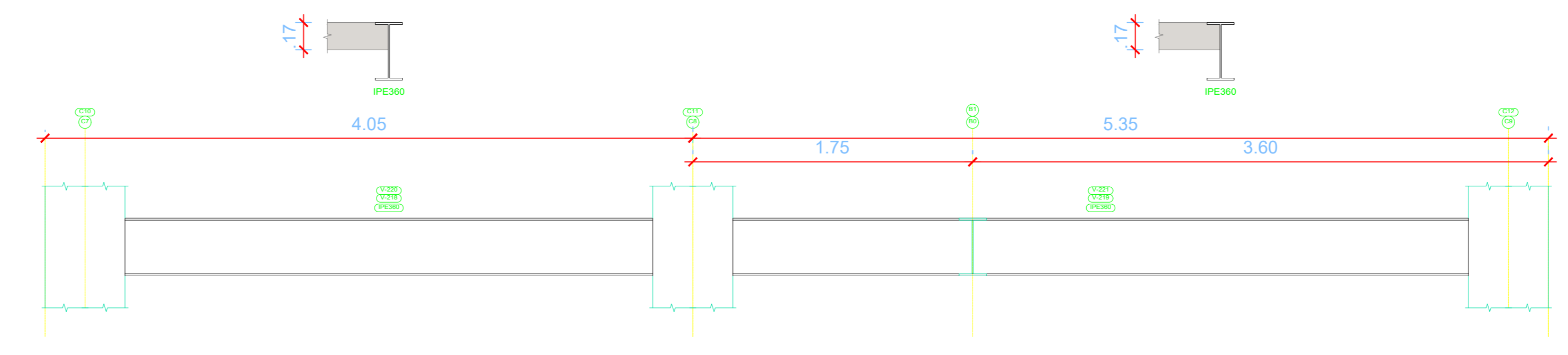
EJE A' V205(IPE360)  
 NIVEL 2°  
 ESC 1/25



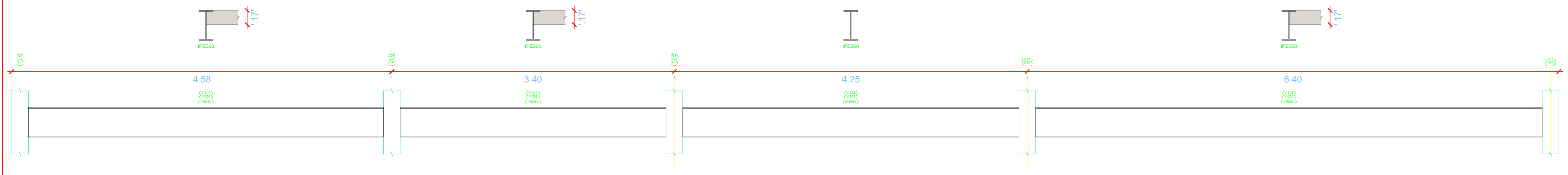
EJE B V206-207-208-209(IPE360)  
 NIVEL 2°  
 ESC 1/25



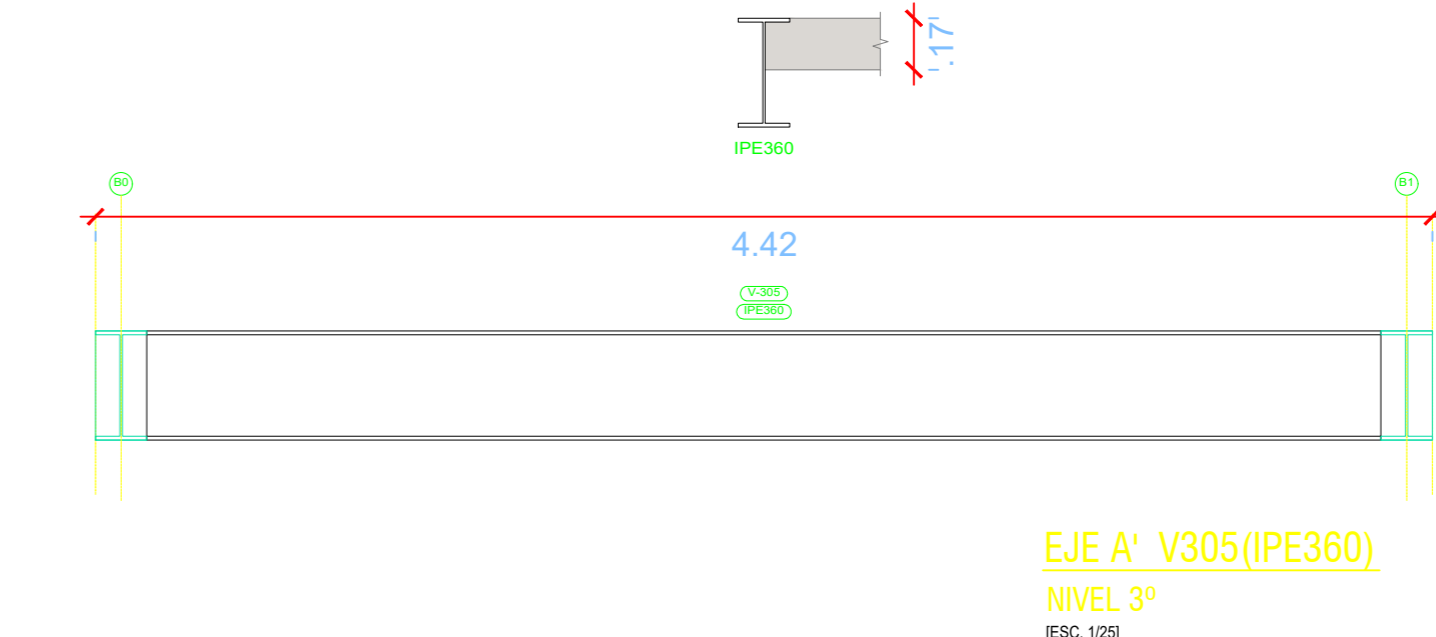
EJE 1-2-5 V214-215-216-217-222-223(IPE360)  
 NIVEL 2°  
 ESC 1/25



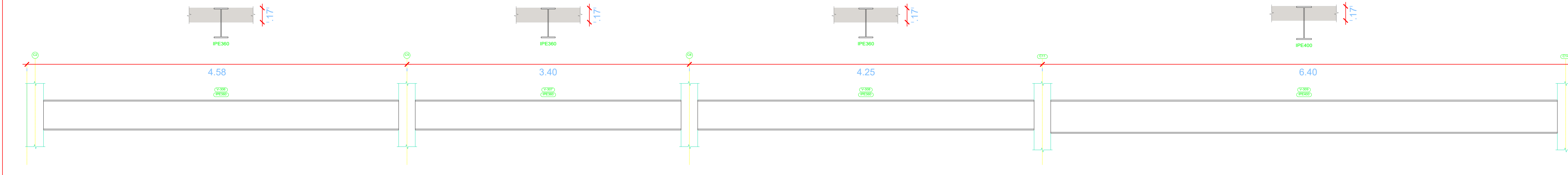
EJE 3-4 V218-219-220-221(IPE360)  
 NIVEL 2°  
 ESC 1/25



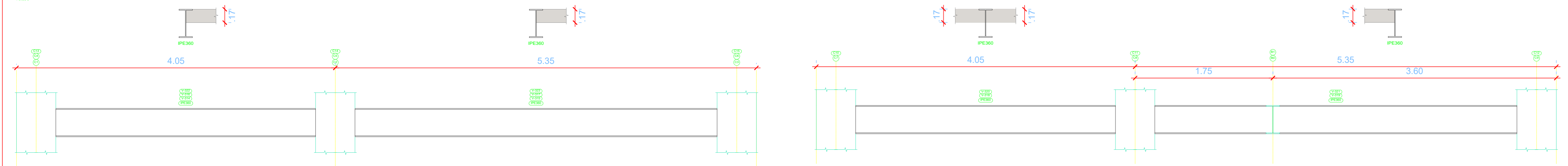
EJE A-C V301-302-303-304-310-311-312-313(IPE360)  
NIVEL 3º  
DESC 102



EJE A' V305(IPE360)  
NIVEL 3º  
DESC 102

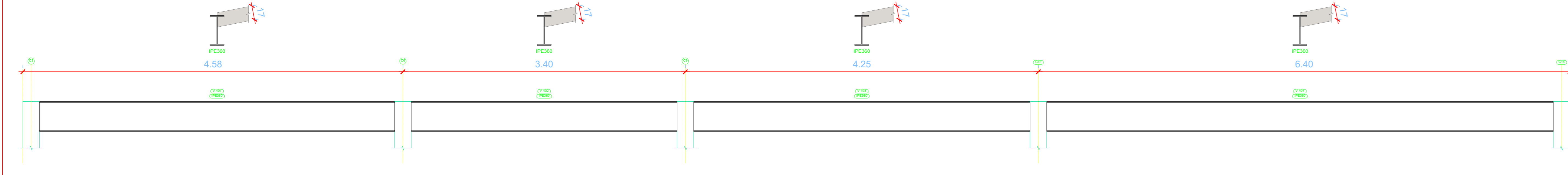


EJE B V306-307-308-309(IPE360)  
NIVEL 3º  
DESC 102

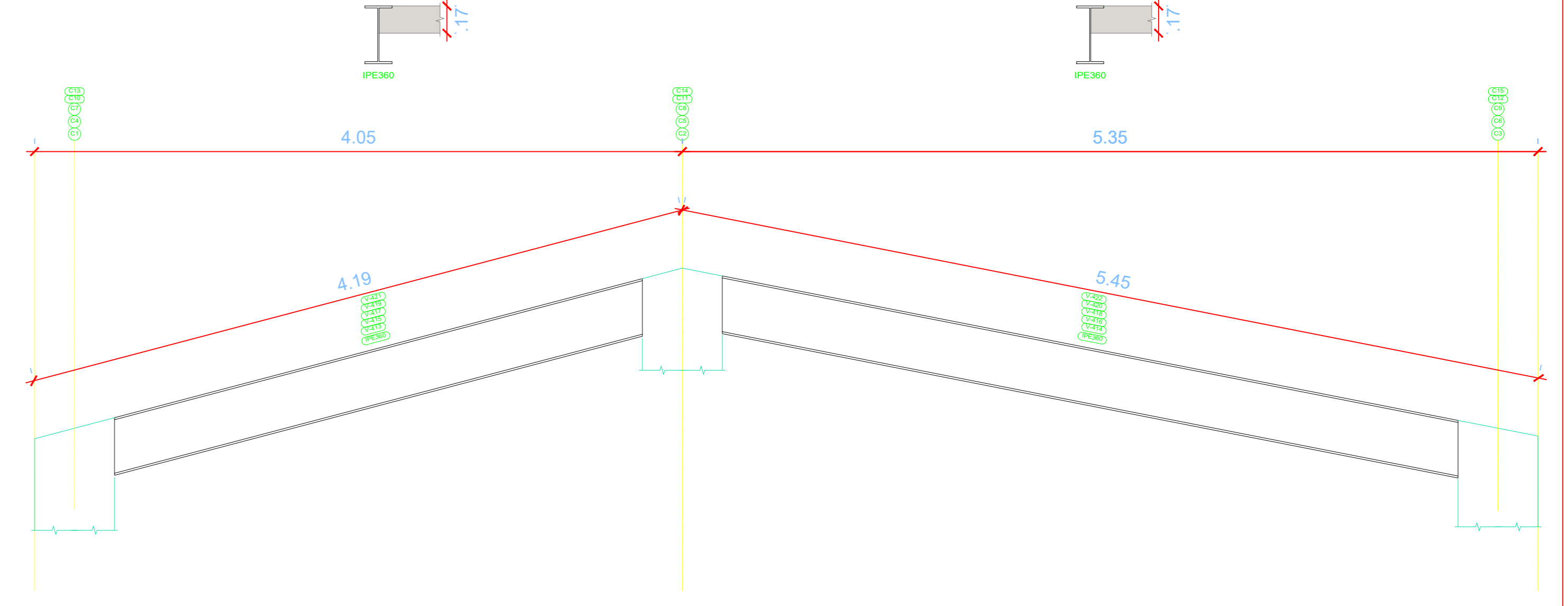


EJE 1-2-5 V314-315-316-317-322-323(IPE360)  
NIVEL 3º  
DESC 102

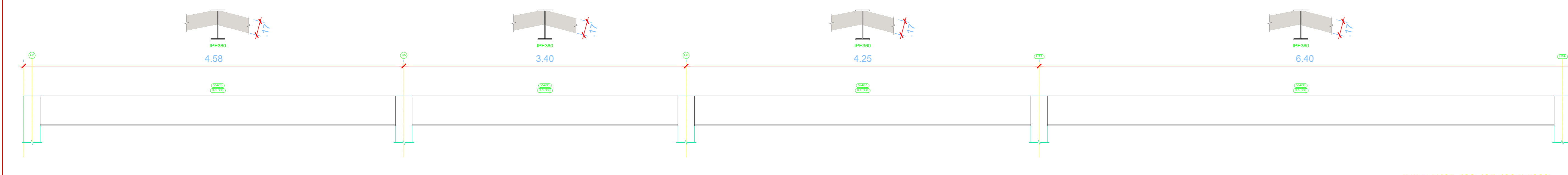
EJE 3-4 V318-319-320-321(IPE360)  
NIVEL 3º  
DESC 102



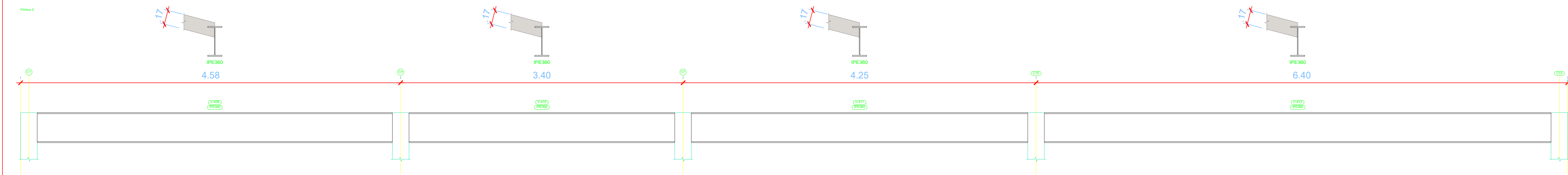
EJE A V401-402-403-404(IPE360)  
NIVEL 4º  
DESC 102



EJE 1-2-3-4-5 V413-414-415-416-417-418-419-420-421-422-423(IPE360)  
NIVEL 4º  
DESC 102



EJE B V405-406-407-408(IPE360)  
NIVEL 4º  
DESC 102



EJE C V409-410-411-412(IPE360)  
NIVEL 4º  
DESC 102

**UCV**  
UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO: SA LIBERTAD  
PROVINCIA: JULCAN  
DISTRITO: JULCAN

FABIAN CORDOVA, MARLON

VIGAS NIVEL 1 Y 2

CRISTALINA VERA, NIVIER

SISTEMA PROPUESTO:  
EN ACERO LAMINADO

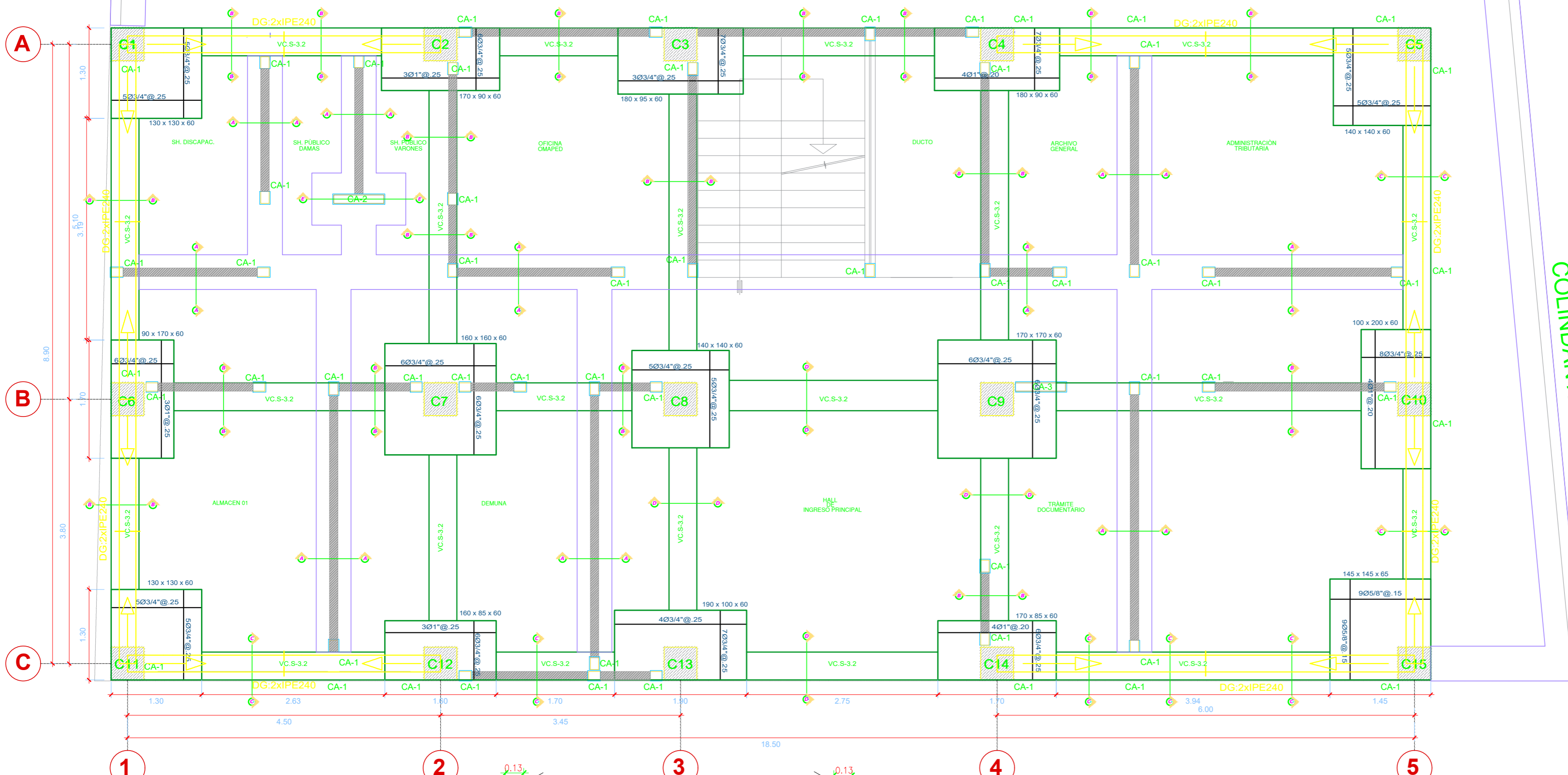
1/25

JUNIO - 2018

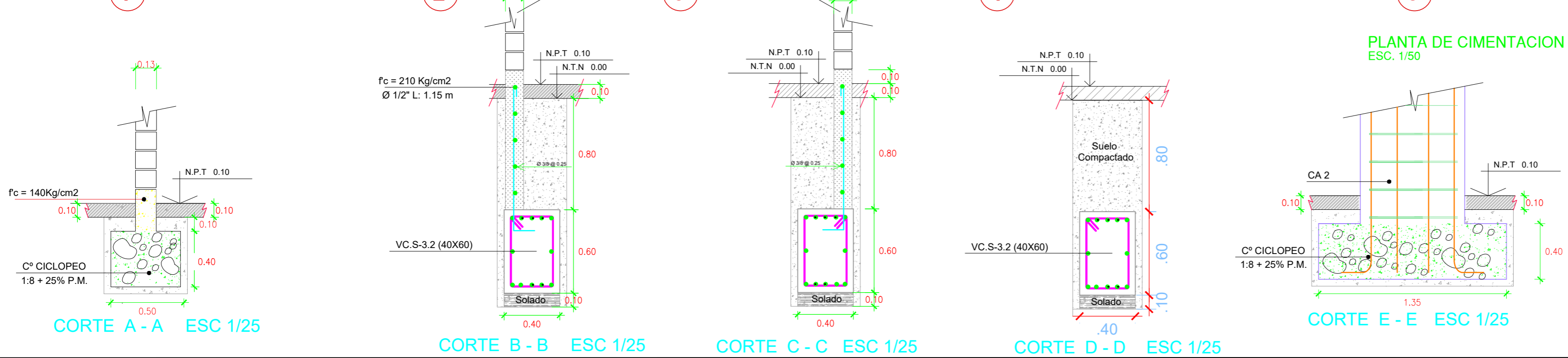
L-32

**E-21**

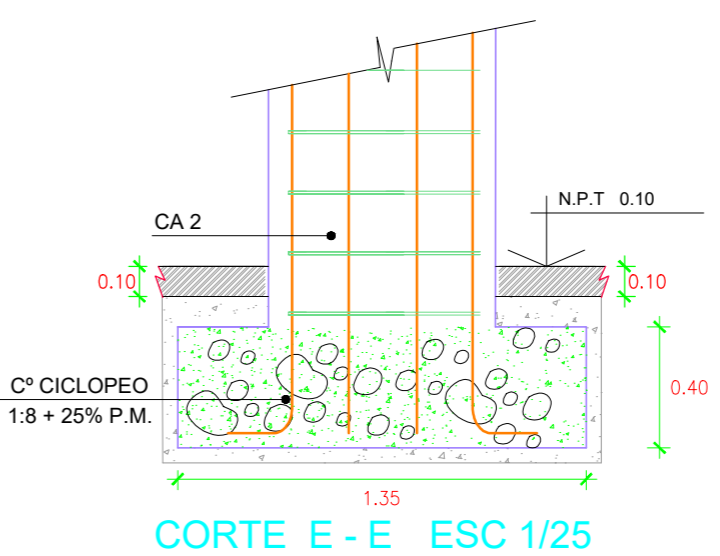
# COLINDANTE




CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN				
Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y
C1	130x130	60	5Ø3/4" c/25	5Ø3/4" c/25
C2	170x90	60	3Ø1" c/25	6Ø3/4" c/25
C3	180x95	60	3Ø3/4" c/25	7Ø3/4" c/25
C4	180x90	60	4Ø1" c/20	7Ø3/4" c/25
C5	140x140	60	5Ø3/4" c/25	5Ø3/4" c/25
C6	90x170	60	6Ø3/4" c/25	3Ø1" c/25
C7	160x160	60	6Ø3/4" c/25	6Ø3/4" c/25
C8	140x140	60	5Ø3/4" c/25	5Ø3/4" c/25
C9	170x170	60	6Ø3/4" c/25	6Ø3/4" c/25
C10	100x200	60	8Ø3/4" c/25	4Ø1" c/20
C11	130x130	60	5Ø3/4" c/25	5Ø3/4" c/25
C12	160x85	60	3Ø1" c/25	6Ø3/4" c/25
C13	190x100	60	4Ø3/4" c/25	7Ø3/4" c/25
C14	170x85	60	4Ø1" c/20	6Ø3/4" c/25
C15	145x145	65	9Ø5/8" c/15	9Ø5/8" c/15



## PLANTA DE CIMENTACION ESC. 1/50





**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

---

**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

---

NOMBRE DE LA TERCIA: **ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL, UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES**

---

UBICACIÓN:  
 DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD  
 PROVINCIA : JULCAN  
 DISTRITO : HUASO

---

Autor: **FARFAN CORDOVA, MARLON**

---

PLANO: **PLANTA DE CIMENTACION**

---

TERCISTA: **CHACALTANA VIERA, NILVER**

---

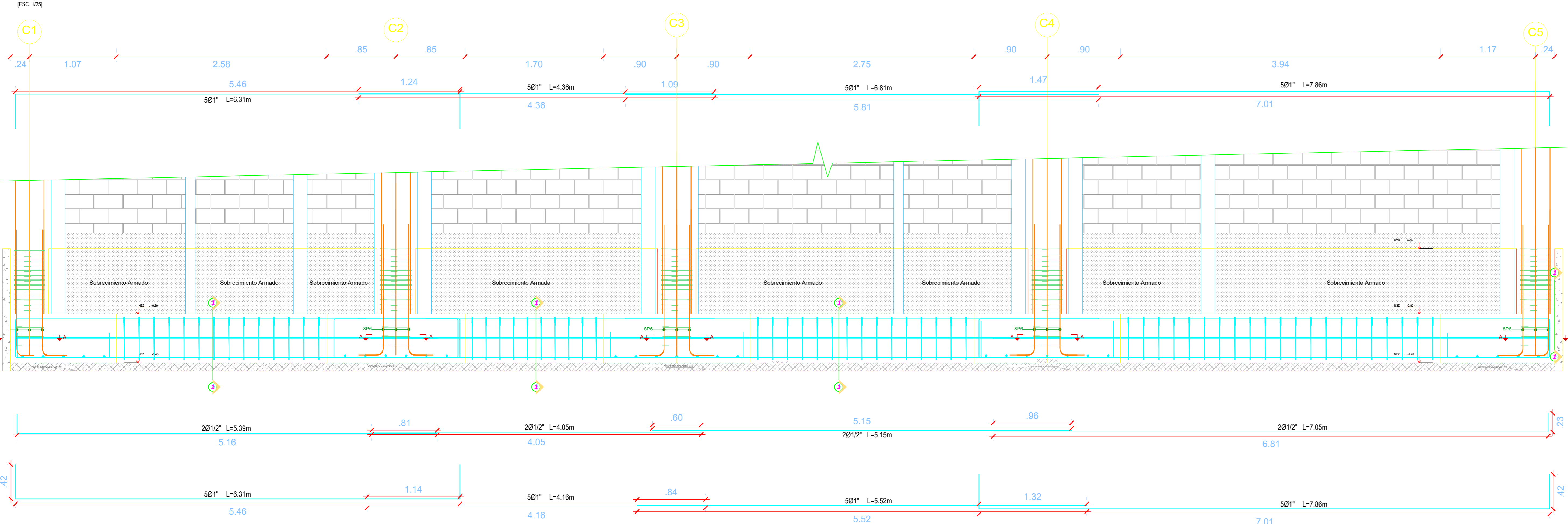
OBSERVACION:

---

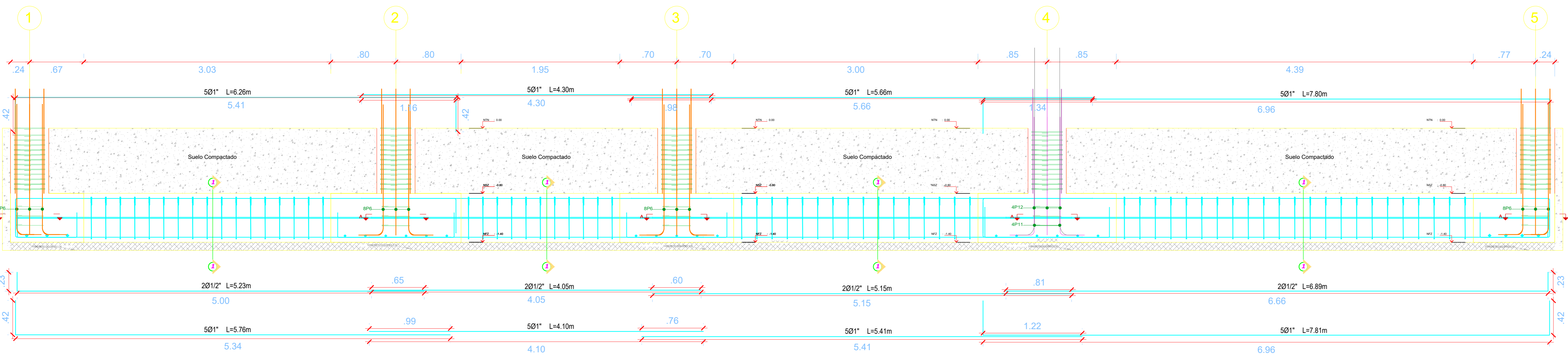
ALTERNATIVA N°:	ESCALA:
<b>SISTEMA MIXTO</b>	<b>1/50</b>
FECHA:	CÓDIGO:
<b>JUNIO - 2018</b>	<b>E-01</b>
LÁMINA:	
<b>L-33</b>	



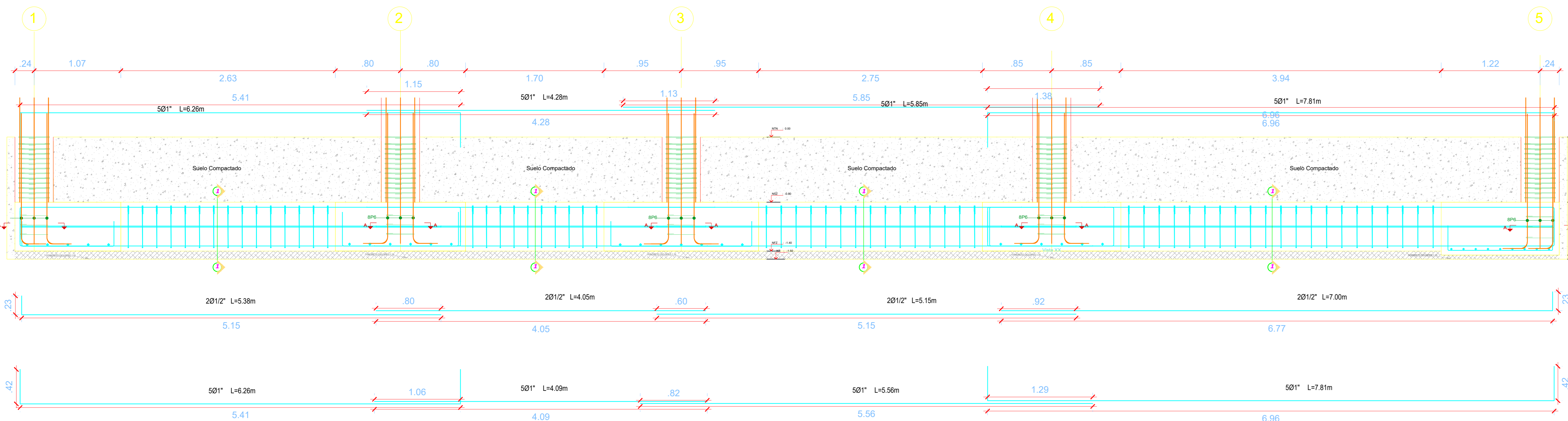
## EJE A - VC.S-3.2 (40X60)



## EJE B - VC.S-3.2 (40X60)



## EJE C - VC.S-3.2 (40X60)



## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### 1. GENERALIDADES

La presente especificación forma parte del proyecto para la construcción de las estructuras de concreto simple, concreto armado, etc. del proyecto. El constructor se ceñirá estrictamente a lo indicado en los planos del proyecto, en la presente especificación y en las normas indicadas en el Anexo 1.

### 2. EXCAVACIONES Y RELLENOS

Las excavaciones para las estructuras serán efectuadas de acuerdo a las líneas, rasantes y elevaciones indicadas en los planos. Las dimensiones de las excavaciones serán tales que permitan colocar en todas sus dimensiones las estructuras correspondientes. Los niveles de cimentación aparecen indicados en los planos, pero podrán ser modificados por el inspector/supervisor o proyectista en caso de considerarlo necesario para asegurar una cimentación satisfactoria. Los espacios excavados por debajo de los niveles de las estructuras definitivas serán rellenados, hasta los niveles pertinentes, con concreto simple. A éste se le podrá incorporar hasta 30% % del volumen en pedrones, cuya mayor dimensión no excederá un tercio de la menor dimensión del espacio por rellenar. Los espacios excavados laterales a las estructuras definitivas y no ocupados por ellas serán rellenados hasta los niveles pertinentes, con material granular colocado en capas de 30 cms. de espesor debidamente regadas y compactadas.

### 3. CONCRETO

a) Clases. Se emplearán las clases de concreto definidas por su resistencia a la compresión ( $f_c$ ) medida en cilindros standard ASTM a los 28 días y por el tamaño máximo de agregado. En el Cuadro 1 se detallan las condiciones que permitirán al constructor diseñar las mezclas correspondientes.

b) Concreto simple. Se define como concreto simple aquel que no tiene armadura de refuerzo. El concreto simple debe ser elaborado con agregado fino y grueso según especificaciones. Se aceptará la incorporación de pedrones de la dimensión y en cantidad indicada en los planos, siempre y cuando cada pedrón pueda ser envuelto íntegramente por concreto. La resistencia a la compresión mínima del concreto simple, medida en cilindros standard ASTM a los 28 días, será 100 kg/cm<sup>2</sup> (excepto cuando se indica otro valor en planos del proyecto).

c) Cemento. El cemento será Portland Tipo MS, excepto cuando se indica otro Tipo en los planos del proyecto.

d) Agregado fino. El agregado fino será arena natural, limpia que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, esquistos, álcalis, ácidos, cloruros, materia orgánica, greda u otras sustancias dañinas.

e) Agregado grueso. El agregado grueso será grava o piedra ya sea en su estado natural, triturada o partida, de grano compacto y de calidad dura. Debe ser limpio, libre de polvo, materia orgánica, cloruros, greda u otras sustancias perjudiciales y no contendrá piedra desintegrada, mica o cal libre. Estará bien graduado desde la malla 1/4" hasta el tamaño máximo especificado en el Cuadro 1. Hormigón. Es una mezcla natural de agregado fino y grueso. Deberá ser bien graduado entre la malla 100 y la malla 2". Deberá estar libre de polvo, substancias deletéreas y materia orgánica.

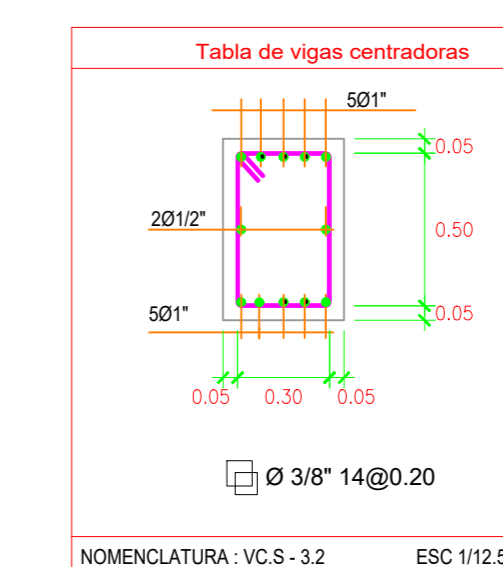
f) Aditivos. Sólo se admitirá el uso de aditivos aprobados por el inspector/supervisor o proyectista, los que deberán usarse de acuerdo a las instrucciones del fabricante. No se aceptará el uso de cloruro de calcio.

g) Agua. El agua para la preparación del concreto será fresca, limpia y bebible. Se podrá usar agua no bebible sólo cuando, mediante pruebas previas a su uso, se establezca que los cubos de mortero hechos con ella dan resistencias iguales o mayores al 90% de la resistencia de cubos similares elaborados con agua potable. El contenido de cloruros en el agua deberá conciliarse con el contenido total de cloruros en la mezcla de manera de no exceder los contenidos máximos permitidos.

h) Almacenaje de materiales. El cemento será almacenado en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad. Los agregados de diferente granulometría serán almacenados separadamente, libres de alteración en su contenido de humedad, contenido de arcilla y materia orgánica.

i) Medición de los materiales. El procedimiento de medición será tal que la cantidad de cada uno de los componentes de la mezcla pueda ser controlado con precisión no menor de 5%.

j) Mezclado. Todo el concreto será preparado en mezcladoras mecánicas. En el caso de emplearse mezcladoras a pie de obra ellas serán usadas en estricto acuerdo con su capacidad máxima y a la velocidad especificadas por el fabricante, manteniéndose un tiempo de mezclado mínimo de dos minutos. No se permitirá el remezclado del concreto que ha endurecido. El concreto se preparará lo más cerca posible de su destino final.



UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD

PROVINCIA: SILLAS

DISTRITO: JEJENO

FABIAN CORDOVA, MARLON

DETALLES: VIGAS DE CIMENTACION 1

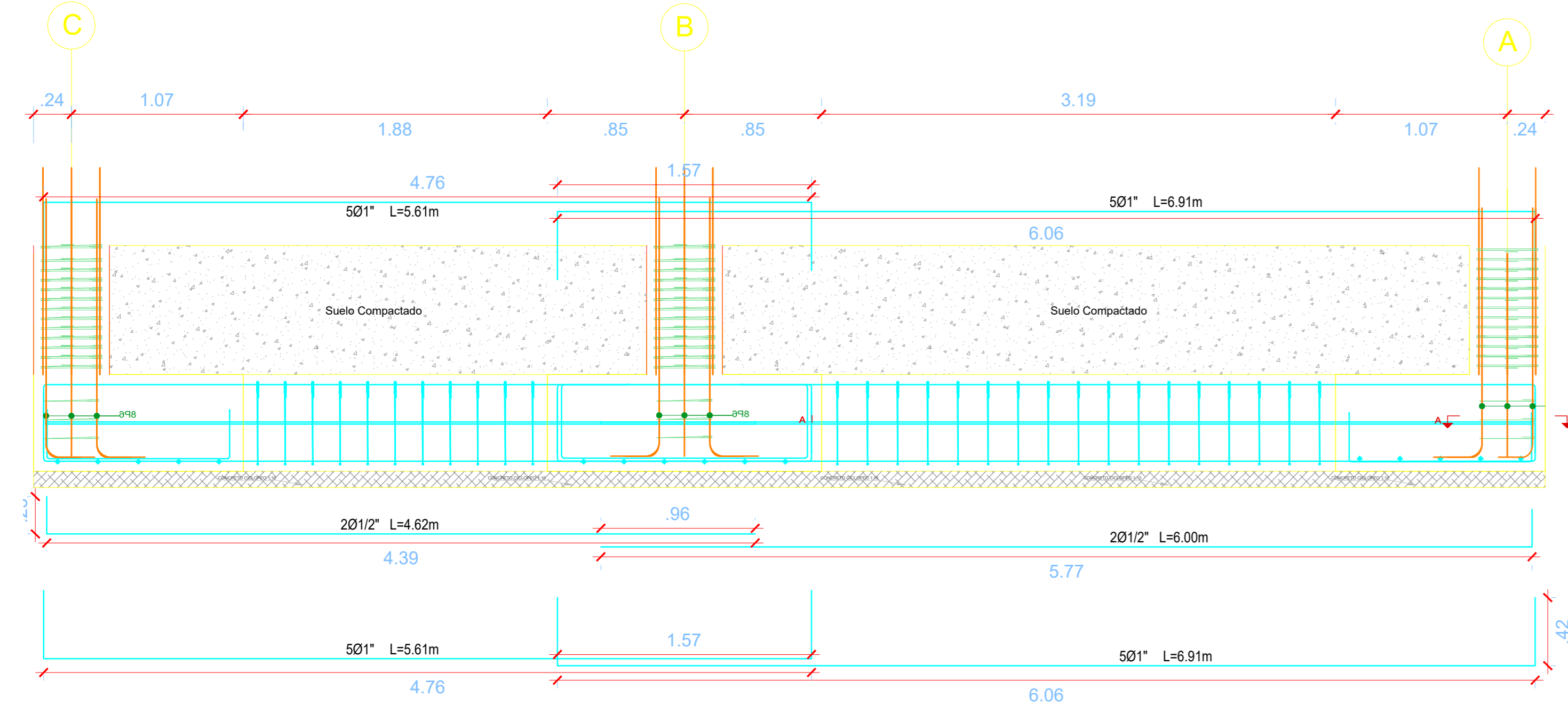
CHICALANA VIDUA, NELYER

INDUSTRIA MILITO 1/25

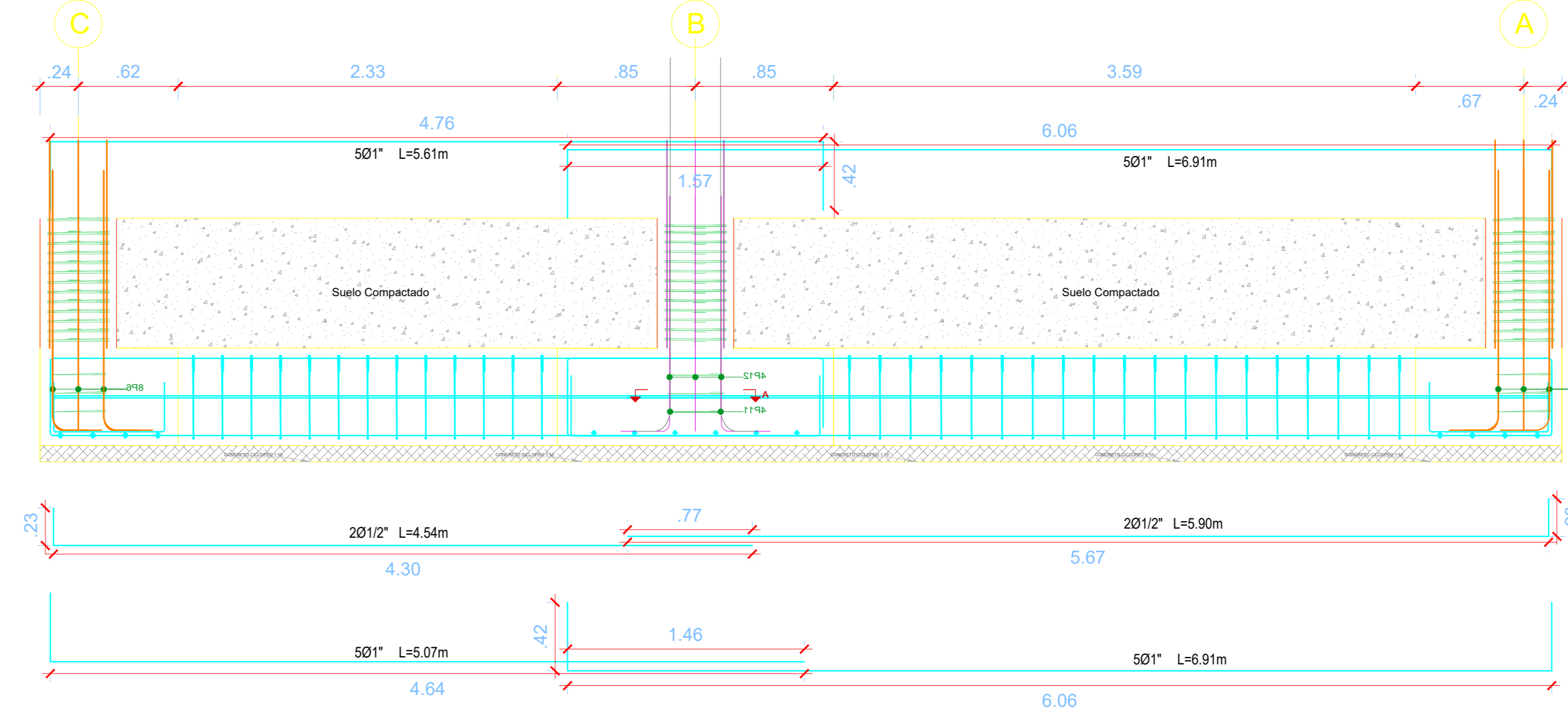
AÑO: 2016

L-34 E-02

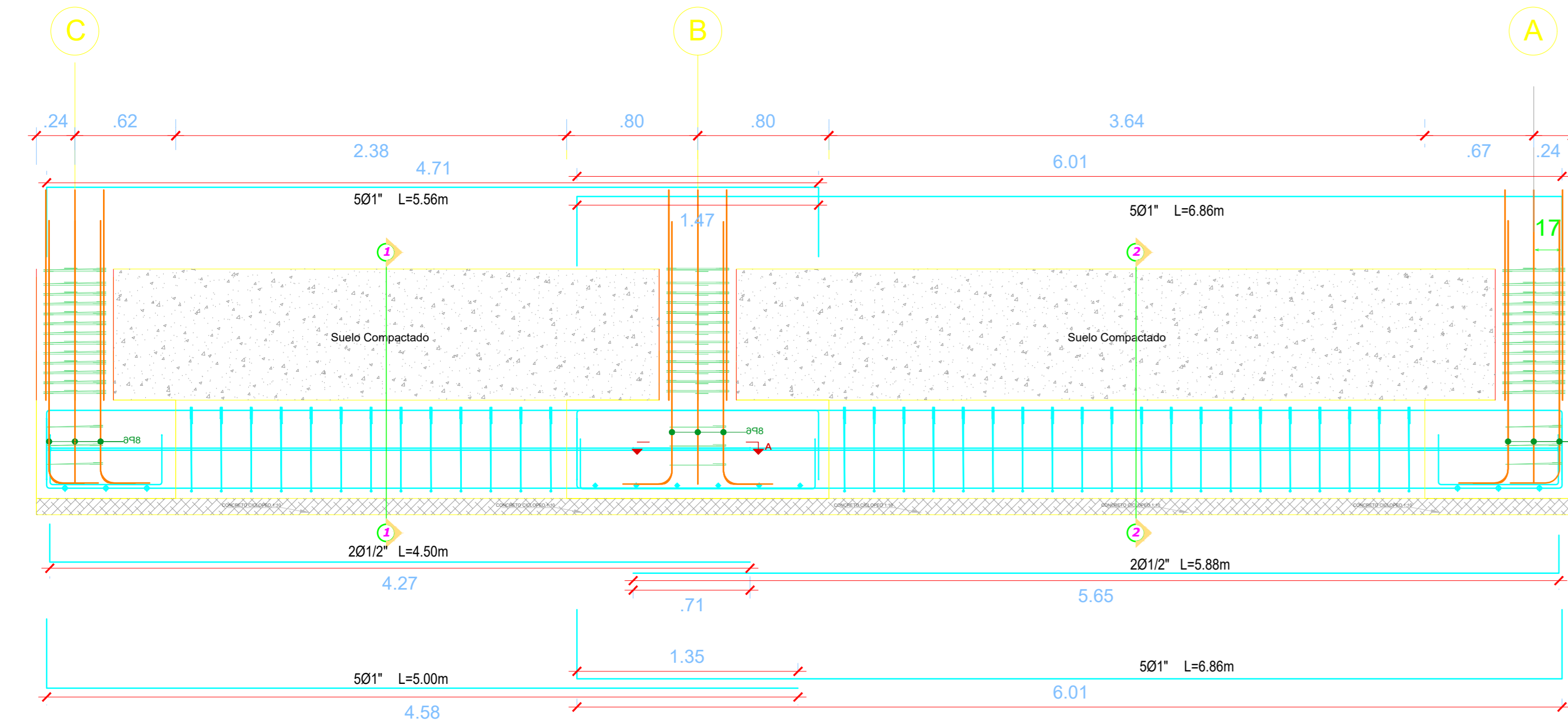
### EJE 1 - VC.S-3.2 (40X60)



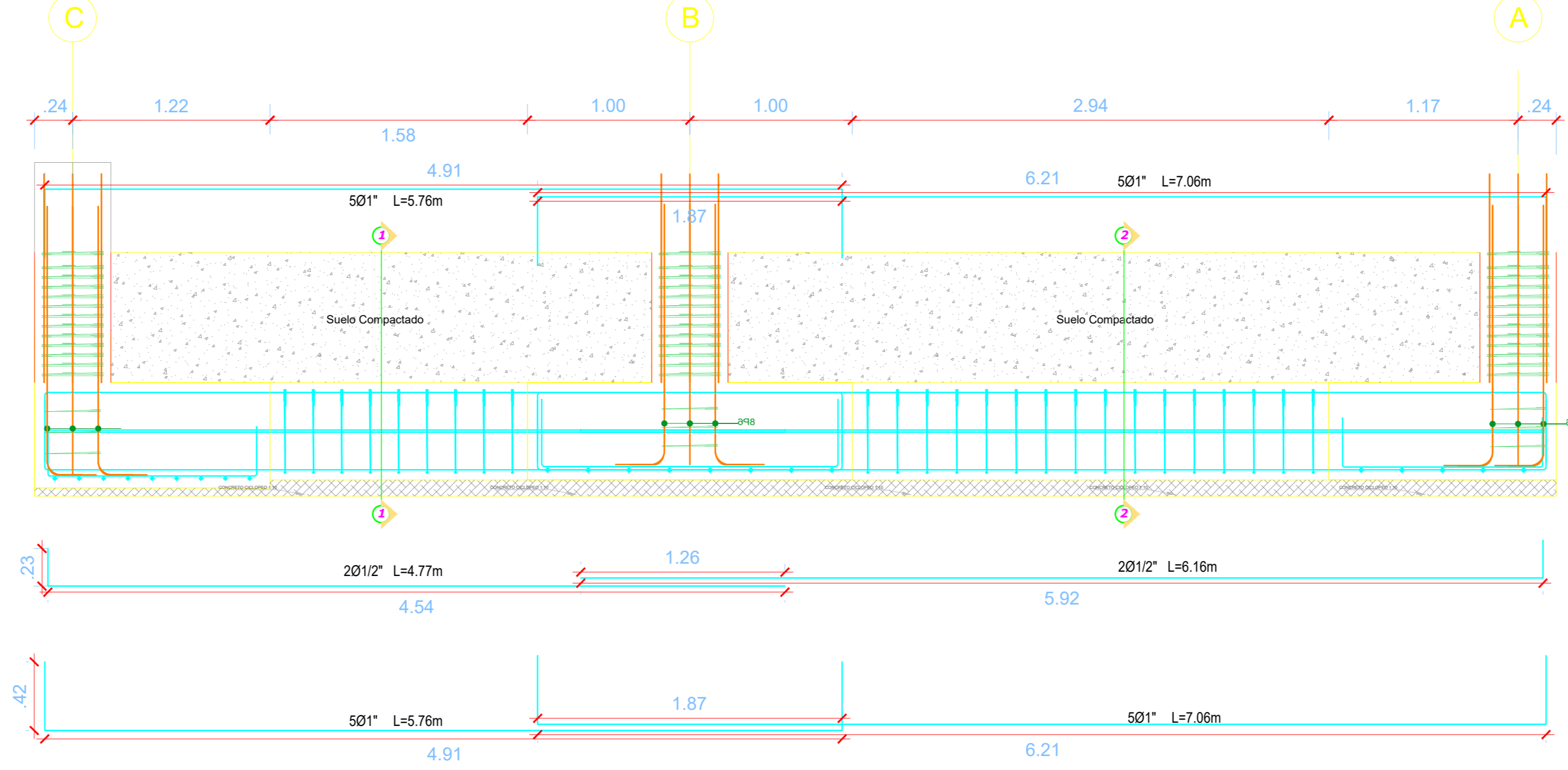
### EJE 4 - VC.S-3.2 (40X60)



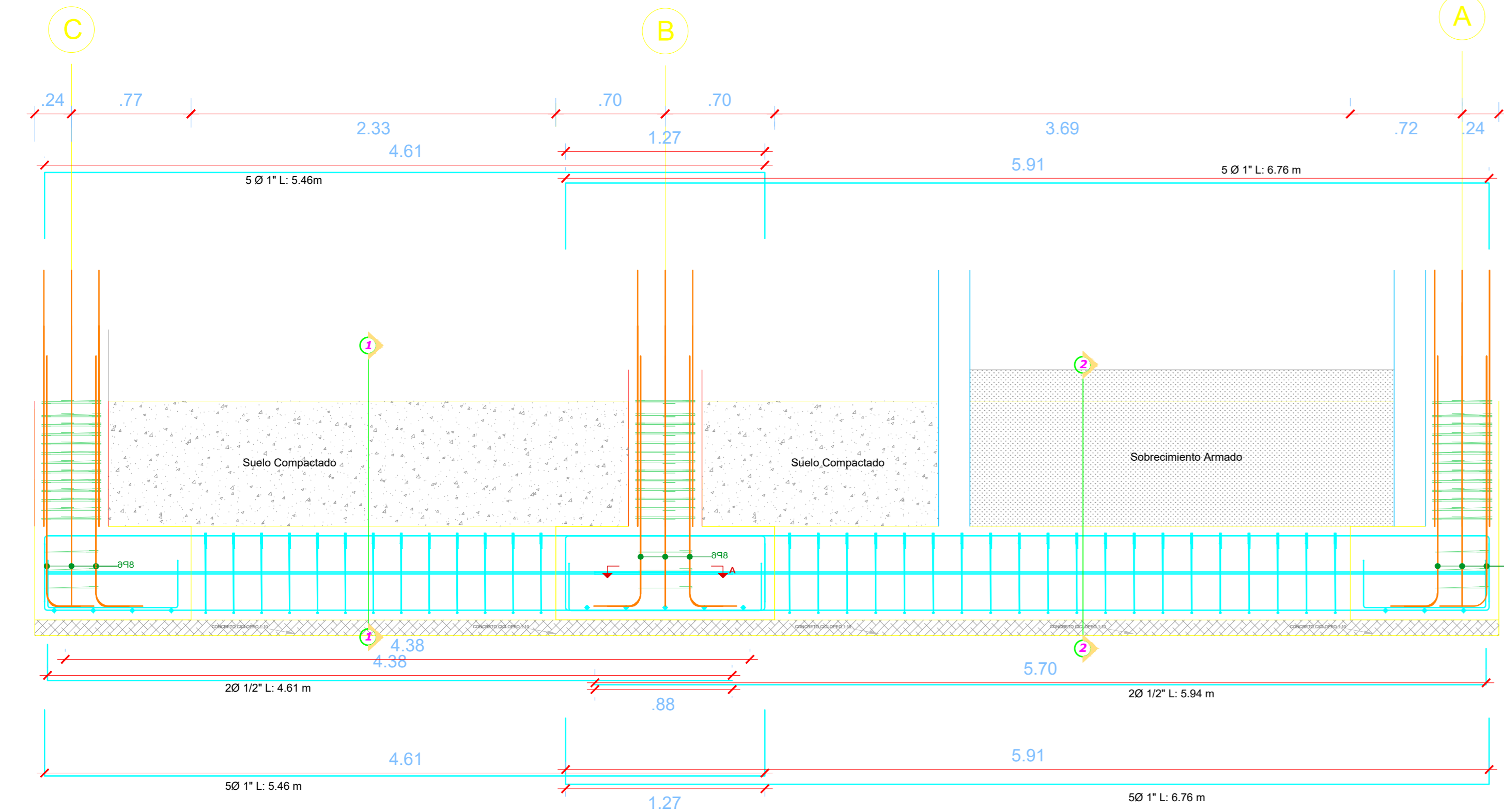
### EJE 2 - VC.S-3.2 (40X60)



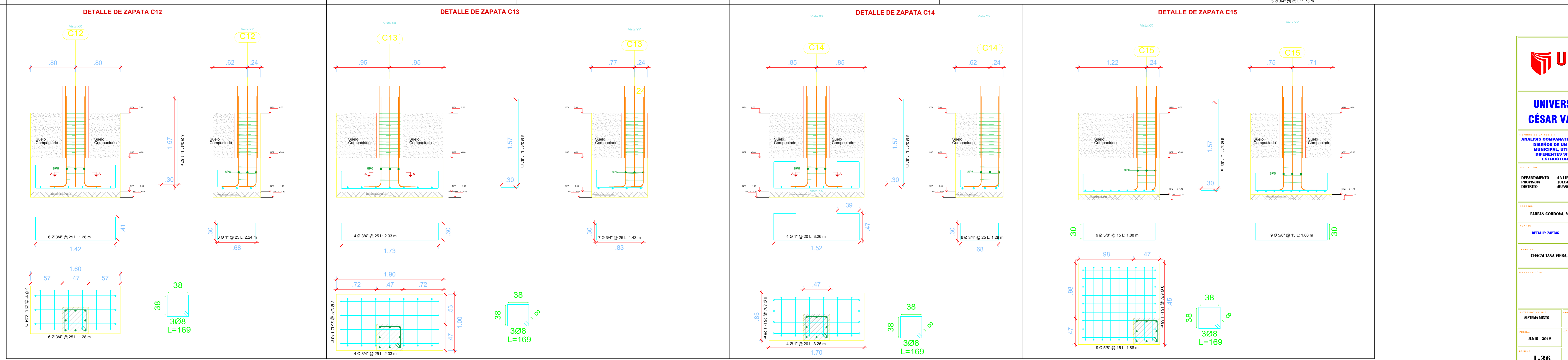
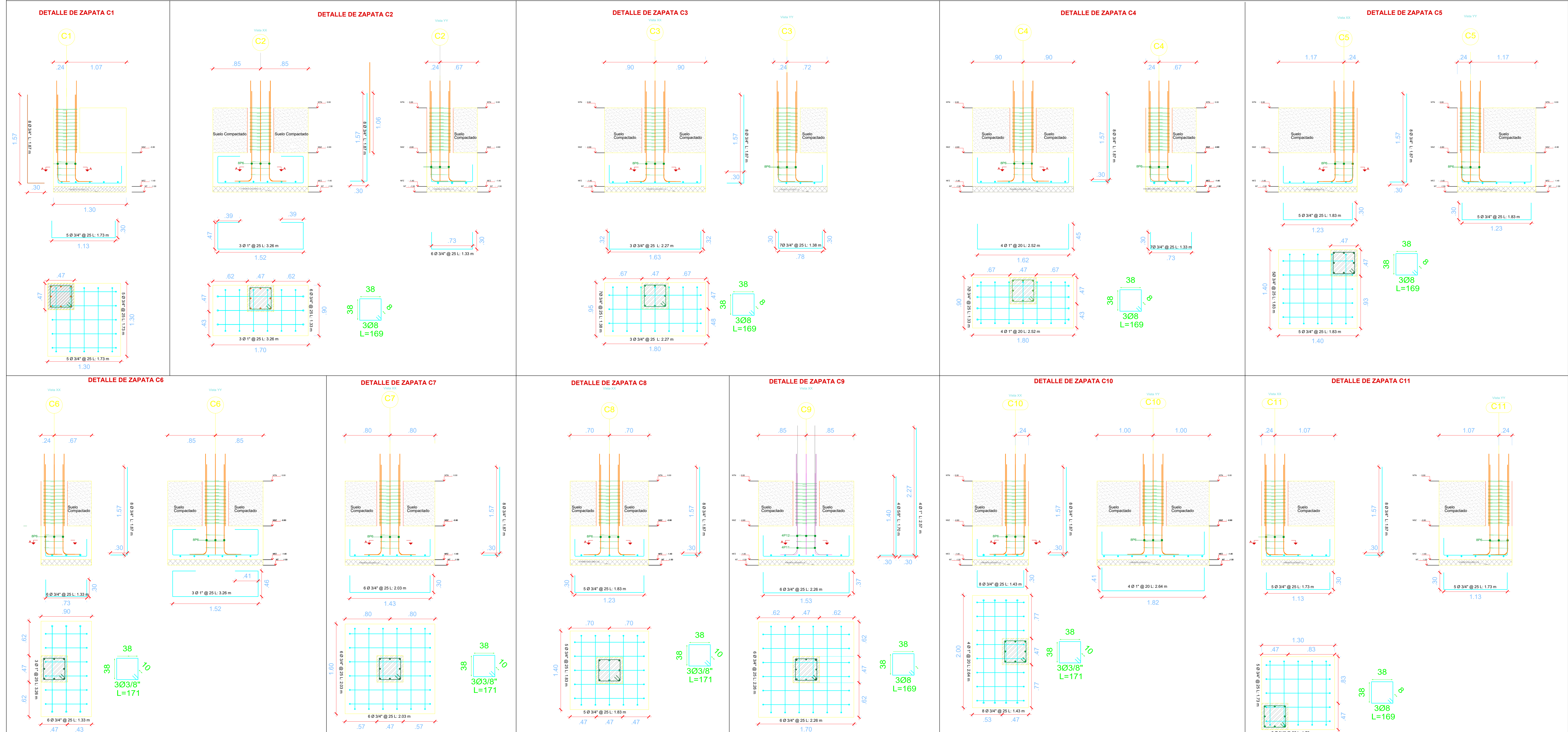
### EJE 5 - VC.S-3.2 (40X60)



### EJE 3 - VC.S-3.2 (40X60)



# CUADRO DE ZAPATAS





**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

---

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS  
DISTRITO DE SAN JERÓNIMO

---

FABIAN CORDOVA, MARIANO  
SILVA

---

DETALLE ZAPATAS

---

CACHILIANA VERA, NEYBER

---

MONTAÑA MATEO

---

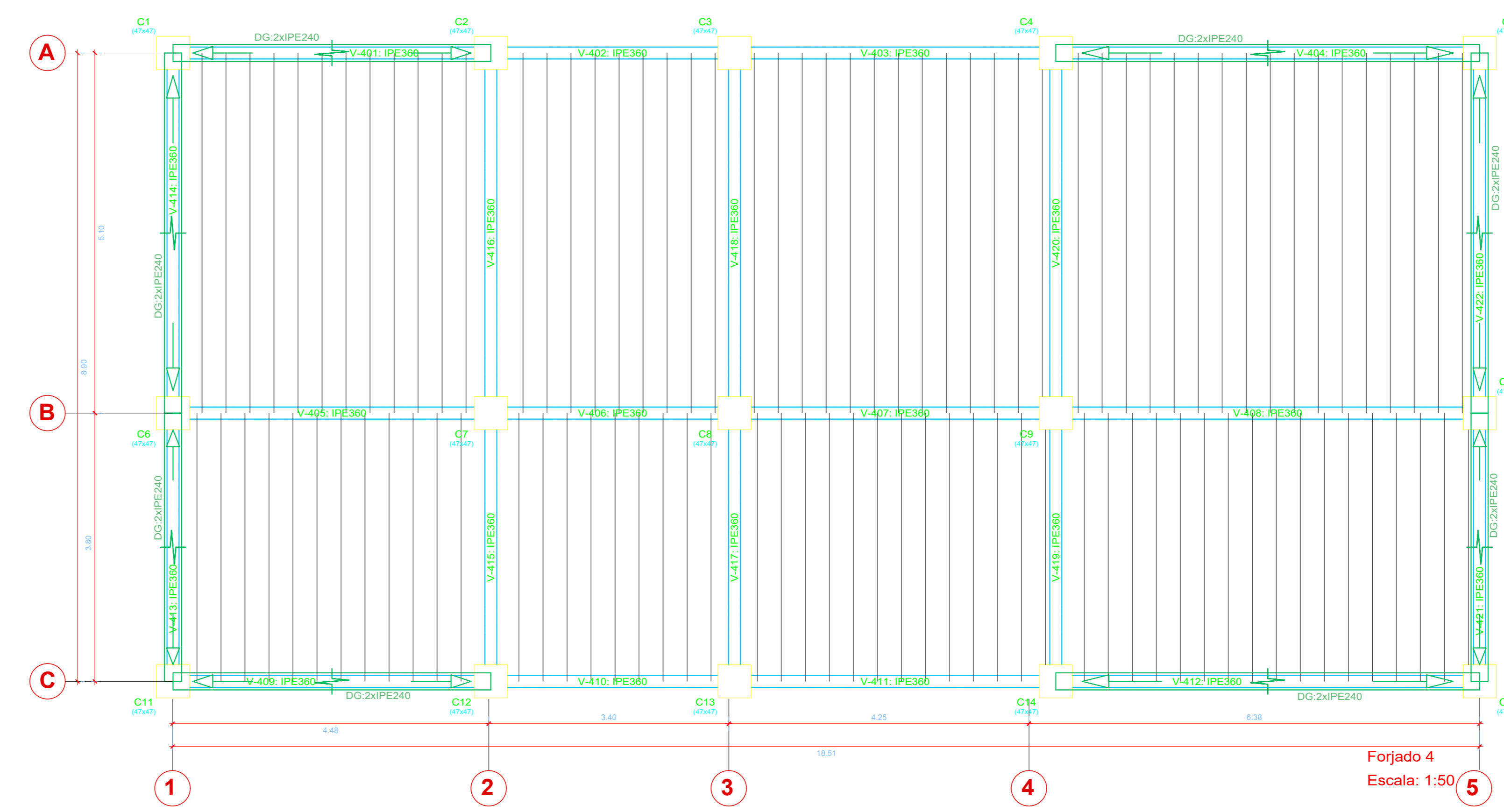
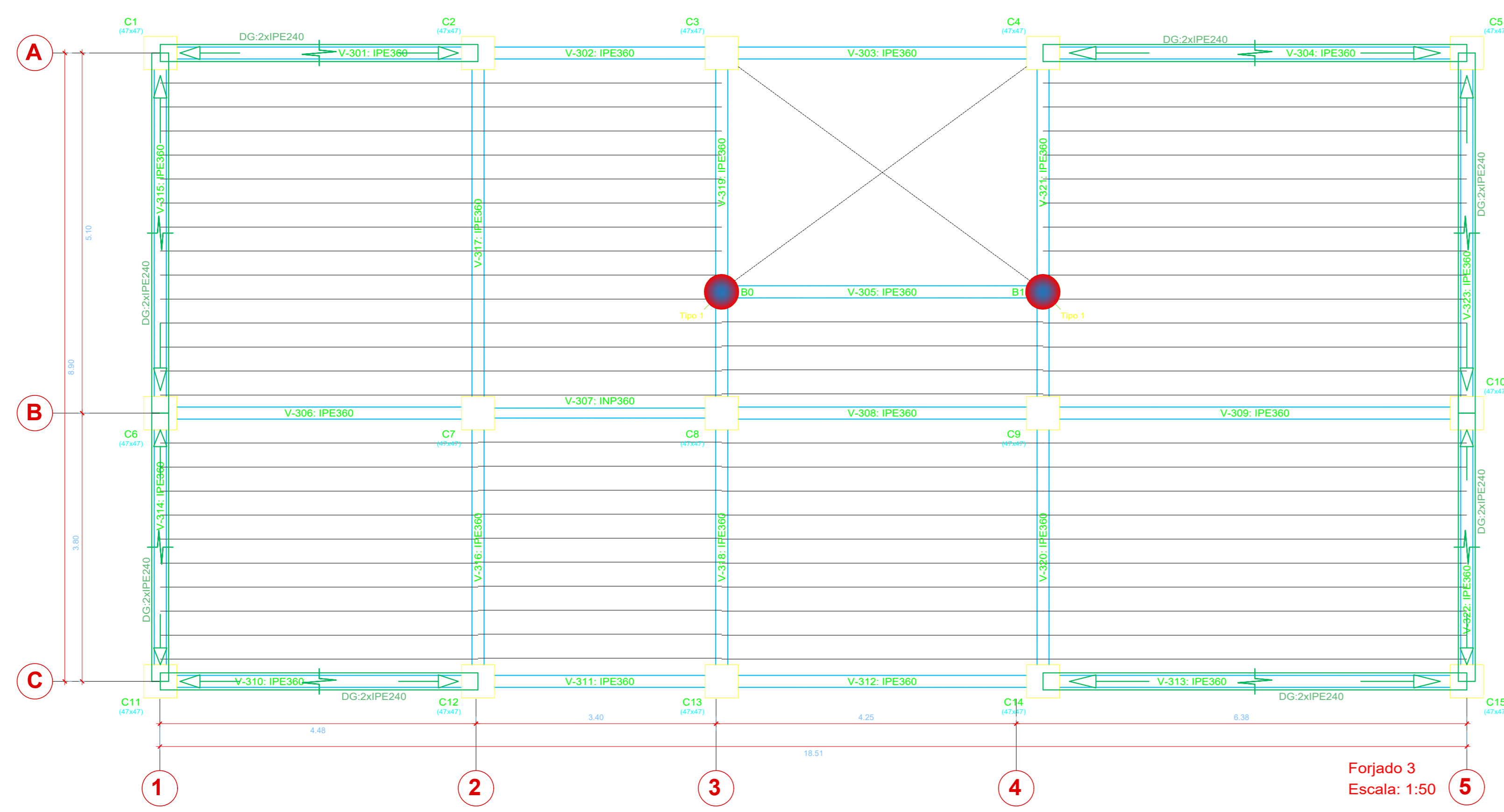
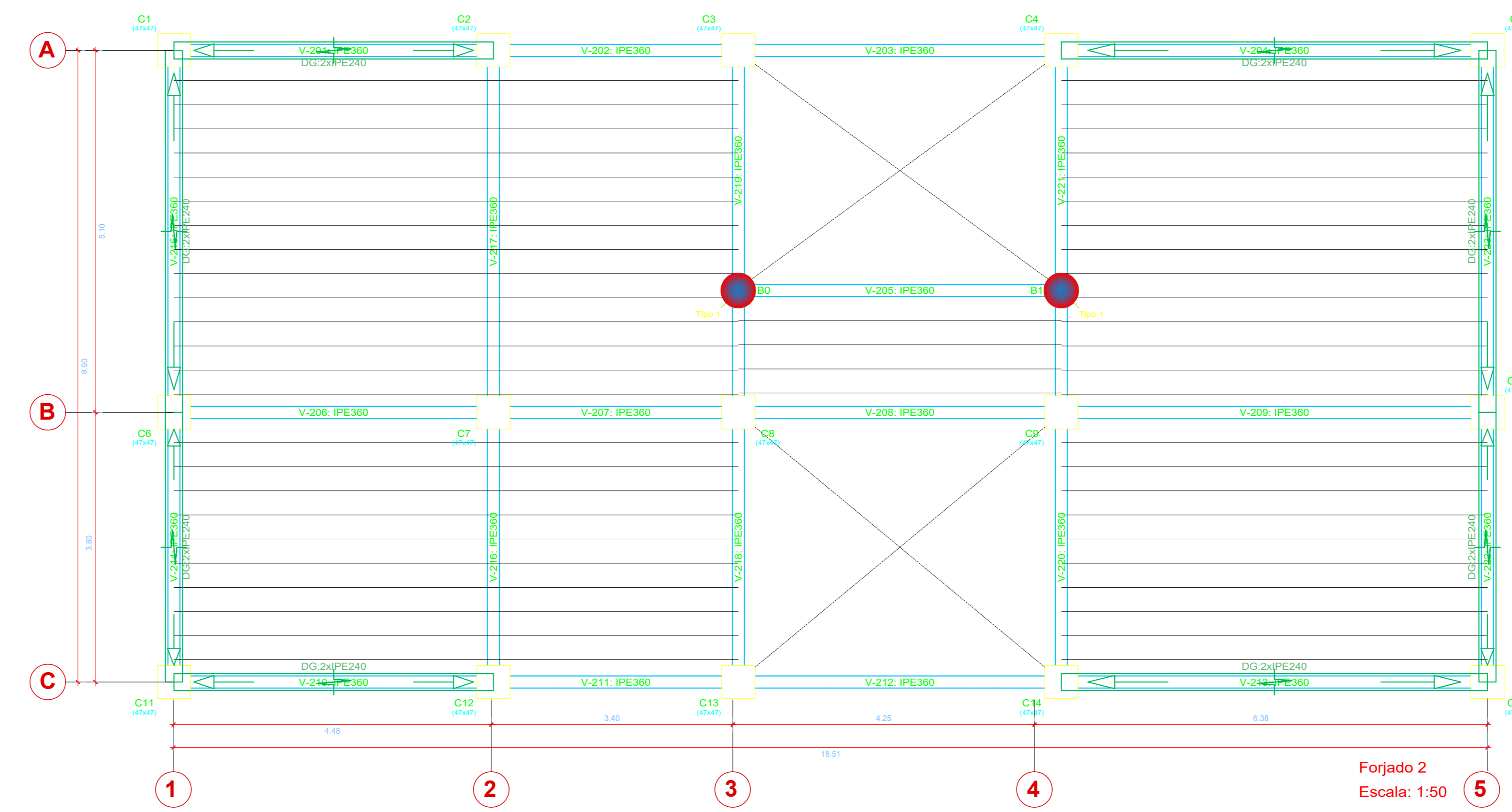
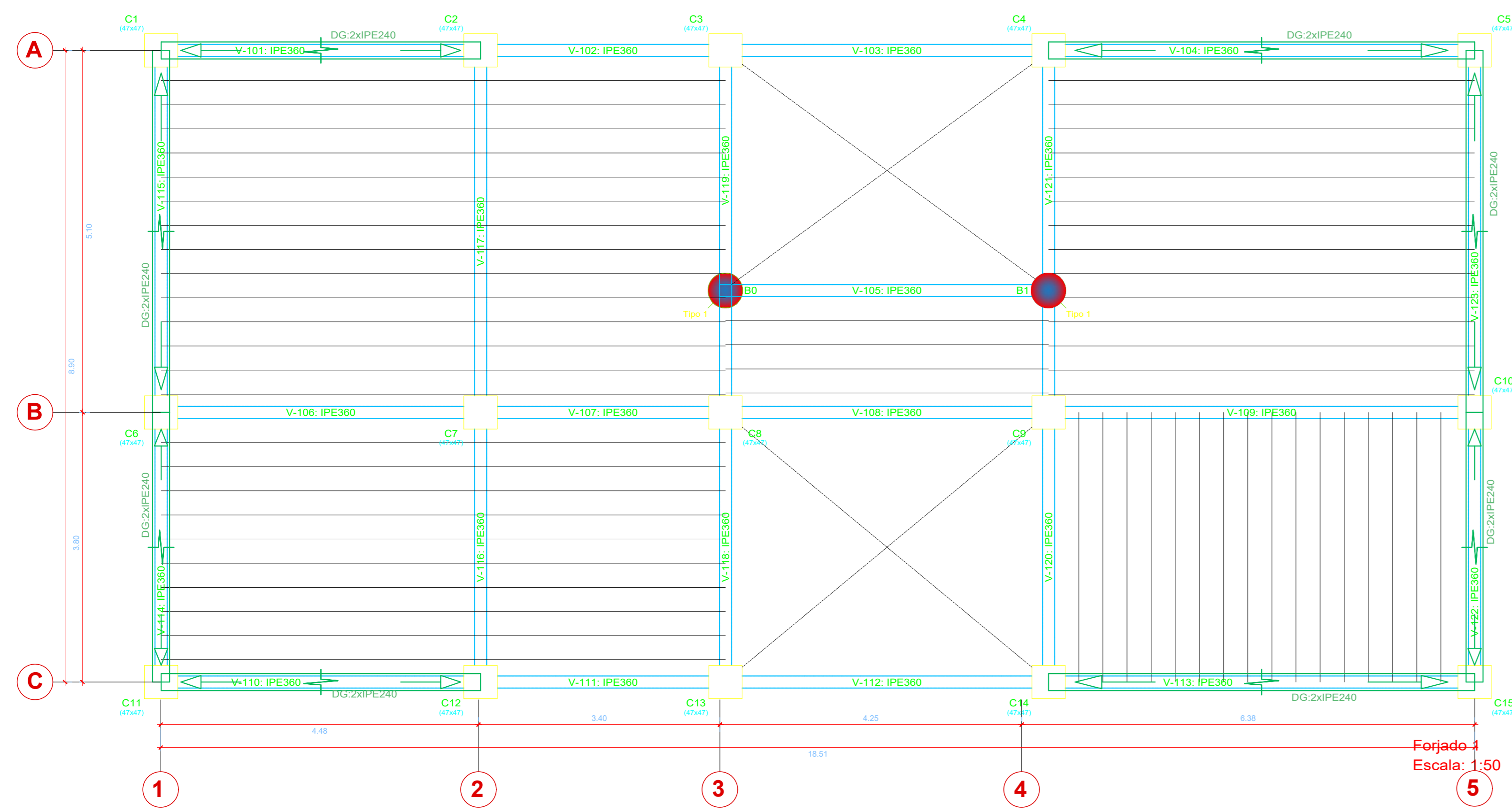
RIMAC - 2015

---

L-36

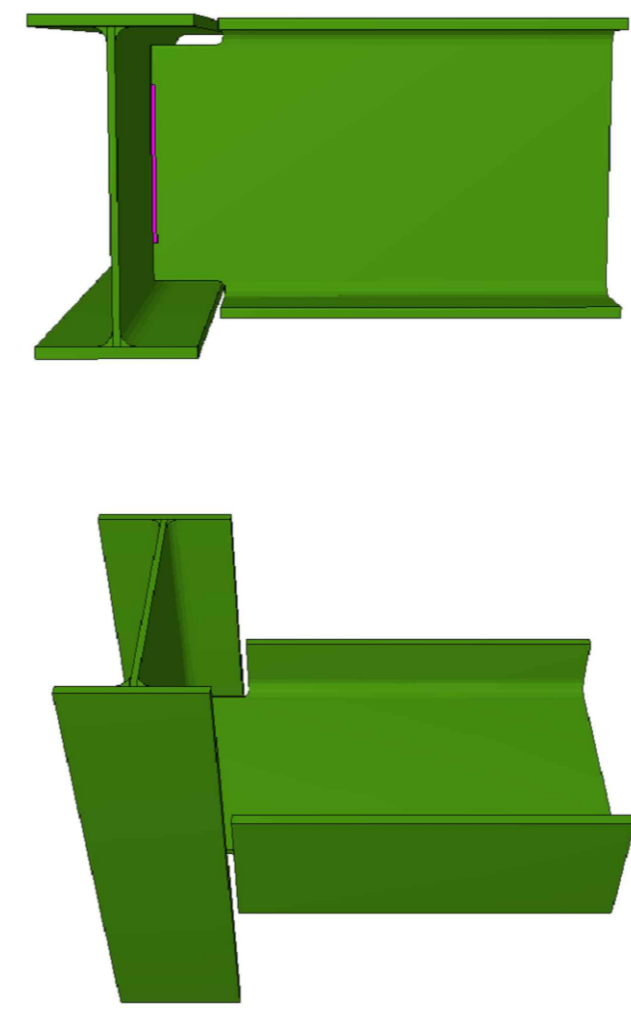
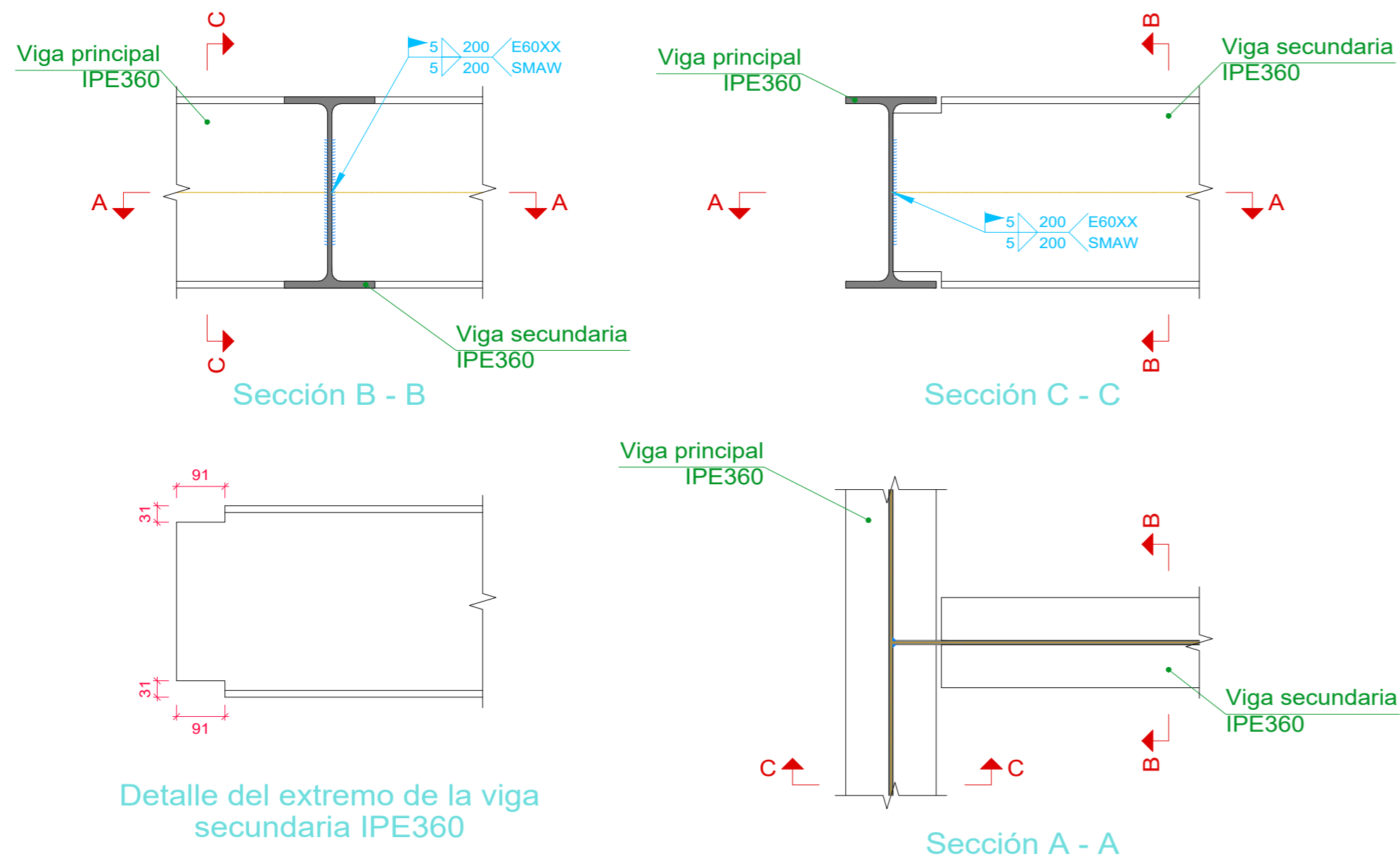
1/25

**E-01**



## Tipo 1

## Detalle Isometrico: union 1



Escala 1:15

SIN ESCALA



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

**NOMBRE DE LA TESIS:**  
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
DISEÑOS DE UN PALACIO  
MUNICIPAL, UTILIZANDO  
DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUCTURALES

**UBICACIÓN:**  
DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD  
PROVINCIA :JULCAN  
DISTRITO :HUASO

**ASESOR:**  
FARFAN CORDOVA, MARLON

**PLANO:**  
DETALLE DE UNIONES 1

**TESISTA:**  
CHACALTANA VIERA, NILVER

**OBSERVACIÓN:**

**ALTERNATIVA N°:**  
SISTEMA MIXTO

**ESCALA:**  
1/10

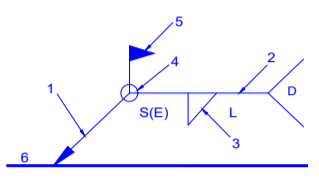
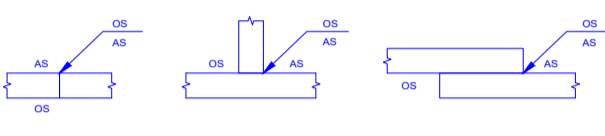
**FECHA:**  
JUNIO - 2018


**CÓDIGO:**

**LAMINA:**  
L-38

**E-06**

UNIONES SOLDADAS EN ESTRUCTURA METÁLICA																															
<b>NORMA:</b> ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings Chapter J. Design of Connections.																															
<b>MATERIALES:</b> - Perfiles (Material base): A36. - Material de aportación (soldaduras): Electrodo de la serie E60XX. Para los materiales empleados y el procedimiento de soldadura SMAW (Arco eléctrico con electrodo revestido), se cumplen las condiciones de compatibilidad entre materiales exigidas por el artículo J.2.6.																															
<b>DEFINICIONES PARA SOLDADURAS EN ÁNGULO:</b> - Garganta efectiva: es igual a la menor distancia medida desde la raíz a la cara plana teórica de la soldadura (J.2.2a). - Lado del cordón: es el menor de los dos lados situados en las caras de fusión del mayor triángulo que puede ser inscrito en la sección de la soldadura (AWS D1.1/D1.1M:2002 Annex B). - Raíz de la soldadura: es la intersección de las caras de fusión (AWS D1.1/D1.1M:2002 Annex B). - Longitud efectiva del cordón de soldadura: es igual a la longitud total de la soldadura con dimensiones uniformes, incluidos los retornos (art. 2.3.2.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).																															
<b>DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS:</b> 1) Las prescripciones consideradas en este proyecto se aplican a uniones soldadas donde: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Los aceros de las piezas a unir tienen un límite elástico no mayor que 100 ksi [690 MPa] (artículo 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).</li> <li>- Los espesores de las piezas a unir son al menos de 1/8 in [3mm] (artículo 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).</li> <li>- Las piezas soldadas no son de sección tubular.</li> </ul> 2) En soldaduras a tope de penetración total o parcial se cumple que: <ul style="list-style-type: none"> <li>- La longitud efectiva de las soldaduras de penetración total o parcial es igual a la dimensión de las piezas unidas perpendicular a la dirección de las tensiones de tracción o compresión. (art. 2.3.1.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).</li> <li>- En soldaduras de penetración total, la garganta efectiva es igual al menor espesor de las piezas unidas (art. 2.3.1.2 of AWS D1.1/D1.1M:2002).</li> <li>- En soldaduras de penetración parcial, el espesor mínimo de la garganta efectiva cumple con los valores de la siguiente tabla:</li> </ul> <table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Tabla J2.3 ANSI/AISC 360-10</th> </tr> <tr> <th>Menor espesor de las piezas a unir (mm)</th> <th>Espesor mínimo de garganta efectiva (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Menor o igual que 6</td><td>3</td></tr> <tr><td>Menor o igual que 13</td><td>5</td></tr> <tr><td>Menor o igual que 19</td><td>6</td></tr> <tr><td>Menor o igual que 38</td><td>8</td></tr> <tr><td>Menor o igual que 57</td><td>10</td></tr> <tr><td>Menor o igual que 150</td><td>13</td></tr> <tr><td>Mayor que 150</td><td>16</td></tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> <li>- El espesor de garganta efectiva de las soldaduras de penetración parcial se determina según la tabla J2.1.</li> </ul> 3) En soldaduras en ángulo se cumple que: <ul style="list-style-type: none"> <li>- El tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo cumple con los valores de la siguiente tabla:</li> </ul> <table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Tabla J2.4 ANSI/AISC 360-10</th> </tr> <tr> <th>Menor espesor de las piezas a unir (mm)</th> <th>Tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo<sup>1)</sup> (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Menor o igual que 6</td><td>3</td></tr> <tr><td>Menor o igual que 13</td><td>5</td></tr> <tr><td>Menor o igual que 19</td><td>6</td></tr> <tr><td>Mayor que 19</td><td>8</td></tr> </tbody> </table> <p><sup>1)</sup>Ejecutada en una sola pasada</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- El tamaño máximo del lado de una soldadura en ángulo a lo largo de los bordes de piezas soldadas cumple con el artículo J2.2b, el cual exige que:               <ul style="list-style-type: none"> <li>- debe ser menor o igual que el espesor de la pieza si dicho espesor es menor que 6 mm,</li> <li>- debe ser menor o igual que el espesor de la pieza menos 2 mm si dicho espesor es mayor o igual que 6 mm</li> </ul> </li> <li>- La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo cumple que es mayor o igual que 4 veces el tamaño de su lado, o bien que el lado no se considera mayor que el 25 % de la longitud efectiva de la soldadura. Adicionalmente, la longitud efectiva de una soldadura en ángulo sujeta a cualquier sollicitación de cálculo no es inferior a 40 mm (J2.2b).</li> </ul> 4) En el detalle de las soldaduras se indica la longitud efectiva del cordón (longitud sobre la cual el cordón tiene su tamaño completo). Para alcanzar dicha longitud, puede ser necesario prolongar el cordón rodeando las esquinas, con el mismo tamaño de cordón. 5) Las soldaduras en ángulo de uniones en "T" con ángulos menores que 30° no se consideran como efectivas para la transmisión de las cargas aplicadas (artículo 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002). 6) En los procesos de fabricación y montaje se deberá cumplir con los requisitos indicados en el capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002 y capítulo M de ANSI/AISC 360-10. En lo que respecta a la preparación del metal base, se exige que las superficies sobre las cuales se depositará el metal de aportación sean suaves, uniformes, y libres de desgarramientos, fisuras y otras discontinuidades que afectarían a la calidad o resistencia de la soldadura. Las superficies a soldar y las superficies adyacentes a una soldadura, deberán estar también libres de laminillas, escamas, óxido suelto o adherido, escoria, herrumbre, humedad, aceite, grasa y otros materiales extraños que impidan una soldadura apropiada o produzcan emisiones perjudiciales.		Tabla J2.3 ANSI/AISC 360-10		Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Espesor mínimo de garganta efectiva (mm)	Menor o igual que 6	3	Menor o igual que 13	5	Menor o igual que 19	6	Menor o igual que 38	8	Menor o igual que 57	10	Menor o igual que 150	13	Mayor que 150	16	Tabla J2.4 ANSI/AISC 360-10		Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo <sup>1)</sup> (mm)	Menor o igual que 6	3	Menor o igual que 13	5	Menor o igual que 19	6	Mayor que 19	8
Tabla J2.3 ANSI/AISC 360-10																															
Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Espesor mínimo de garganta efectiva (mm)																														
Menor o igual que 6	3																														
Menor o igual que 13	5																														
Menor o igual que 19	6																														
Menor o igual que 38	8																														
Menor o igual que 57	10																														
Menor o igual que 150	13																														
Mayor que 150	16																														
Tabla J2.4 ANSI/AISC 360-10																															
Menor espesor de las piezas a unir (mm)	Tamaño mínimo del lado de una soldadura en ángulo <sup>1)</sup> (mm)																														
Menor o igual que 6	3																														
Menor o igual que 13	5																														
Menor o igual que 19	6																														
Mayor que 19	8																														
<b>COMPROBACIONES:</b> - La resistencia de cálculo de los cordones de soldadura se determina conforme al artículo J.2.4 ANSI/AISC 360-10. - El método utilizado para la comprobación de la resistencia de los cordones de soldadura es aquel en el que las tensiones calculadas en los cordones (resultante vectorial), se consideran como tensiones de corte aplicadas sobre el área efectiva (artículo J.2.4 ANSI/AISC 360-10). - El área efectiva de un cordón de soldadura es igual al producto de la longitud efectiva del cordón por el espesor de garganta efectiva (artículo J2.2a ANSI/AISC 360-10). - Los esfuerzos provenientes de combinaciones sísmicas se han mayorado por un factor igual a 1.375.																															

Soldaduras				
Clase de resistencia	Ejecución	Tipo	Lado (mm)	Longitud de cordones (mm)
E60XX	En el lugar de montaje	En ángulo	5	2400
Relación de uniones				
Nudos				
Tipo	Cantidad	B0 (Forjado 1), B0 (Forjado 2), B0 (Forjado 3), B1 (Forjado 1), B1 (Forjado 2) y B1 (Forjado 3)		
1	6			
REFERENCIAS Y SIMBOLOGÍA				
Para la representación de los símbolos de soldaduras se consideran las indicaciones de la norma ANSI/AWS A2.4-98 'STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION'.				
<b>MÉTODO DE REPRESENTACIÓN DE SOLDADURAS</b> Conforme a la figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 y a los tipos de soldaduras empleadas en este proyecto, se desarrolla el siguiente esquema de representación de una soldadura:				
		Referencias: 1: flecha (conexión entre 2 y 6) 2: línea de referencia 3: símbolo de soldadura 4: símbolo soldadura perimetral. 5: símbolo de soldadura en el lugar de montaje. 6: línea del dibujo que identifica la unión propuesta. S: profundidad del bisel. En soldaduras en ángulo, es el lado del cordón de soldadura. (E): tamaño del cordón en soldaduras a tope. L: longitud efectiva del cordón de soldadura D: dato suplementario. En general, la serie de electrodo a utilizar y el proceso precualificado de soldo.		
La información relacionada con el lado de la unión soldada a la que apunta la flecha, se coloca por debajo de la línea de referencia, mientras que para el lado opuesto, se indica por encima de la línea de referencia:				
		Donde: OS(Other Side): es el otro lado de la flecha AS(Arrow Side): es el lado de la flecha		
<b>Referencia 3</b>				
Designación		Ilustración	Símbolo	
Soldadura en ángulo				
Soldadura a tope en 'V' simple (con chaflán)				
Soldadura a tope en bisel simple				
Soldadura a tope en bisel doble				
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio				
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo				
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo				



**UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO**

---

**NOMBRE DE LA TESIS :**  
**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS DE UN PALACIO MUNICIPAL, UTILIZANDO DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES**

---

**UBICACIÓN:**  
**DEPARTAMENTO :LA LIBERTAD**  
**PROVINCIA :JULCAN**  
**DISTRITO :HUASO**

---

**ASESOR:**  
**FARFAN CORDOVA, MARLON**

---

**PLANO:**  
**DETALLE DE UNIONES 1**

---

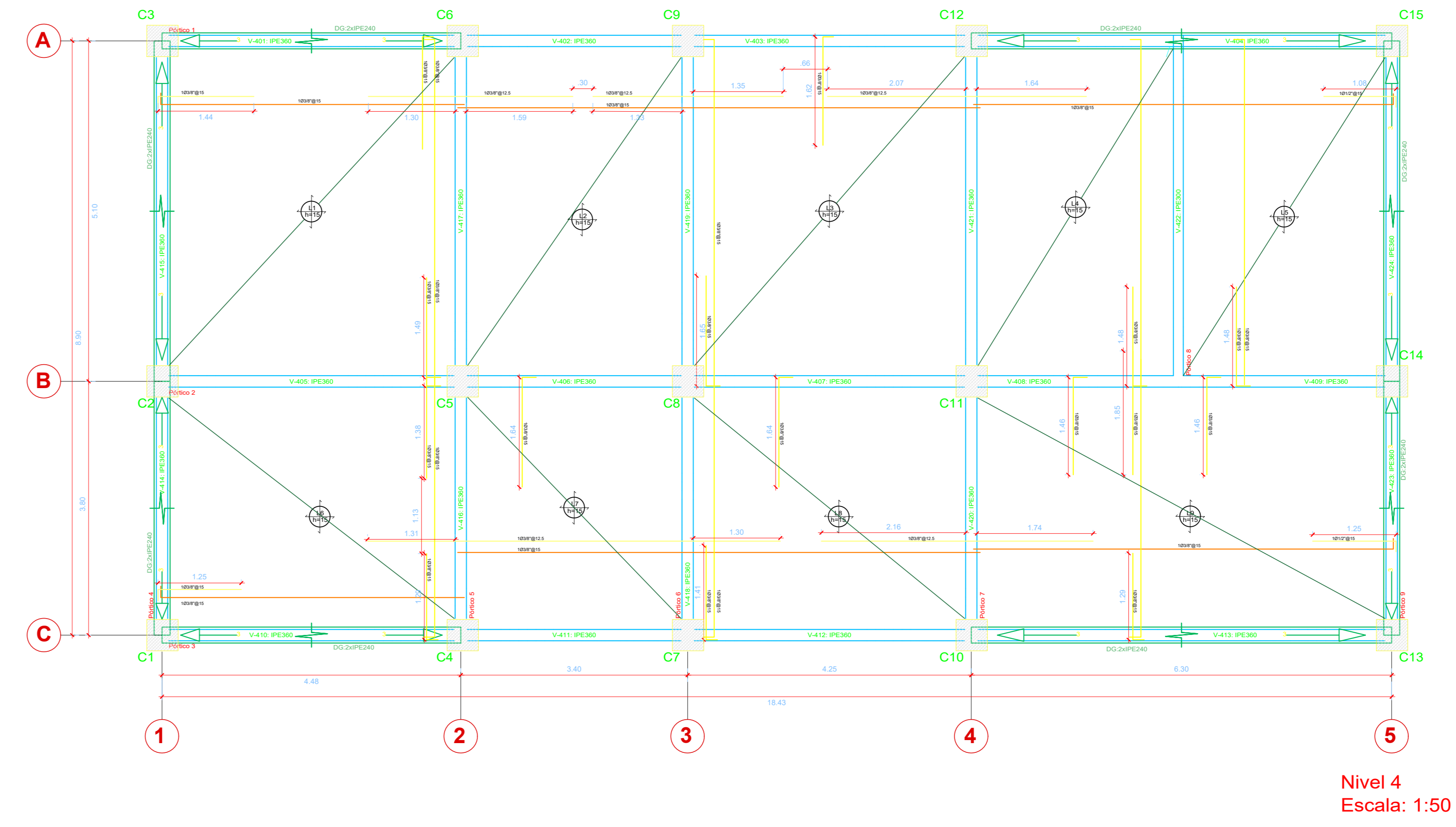
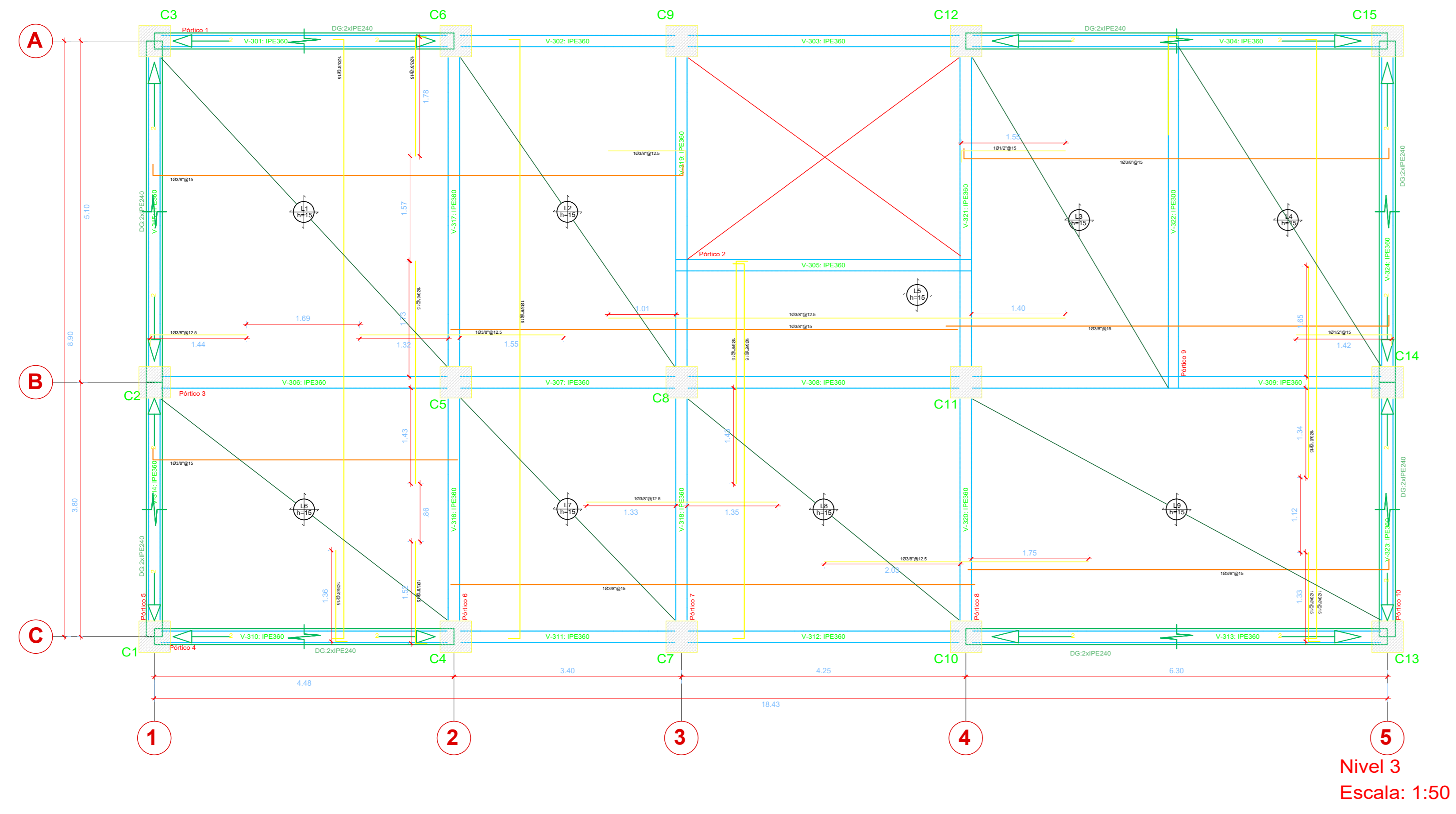
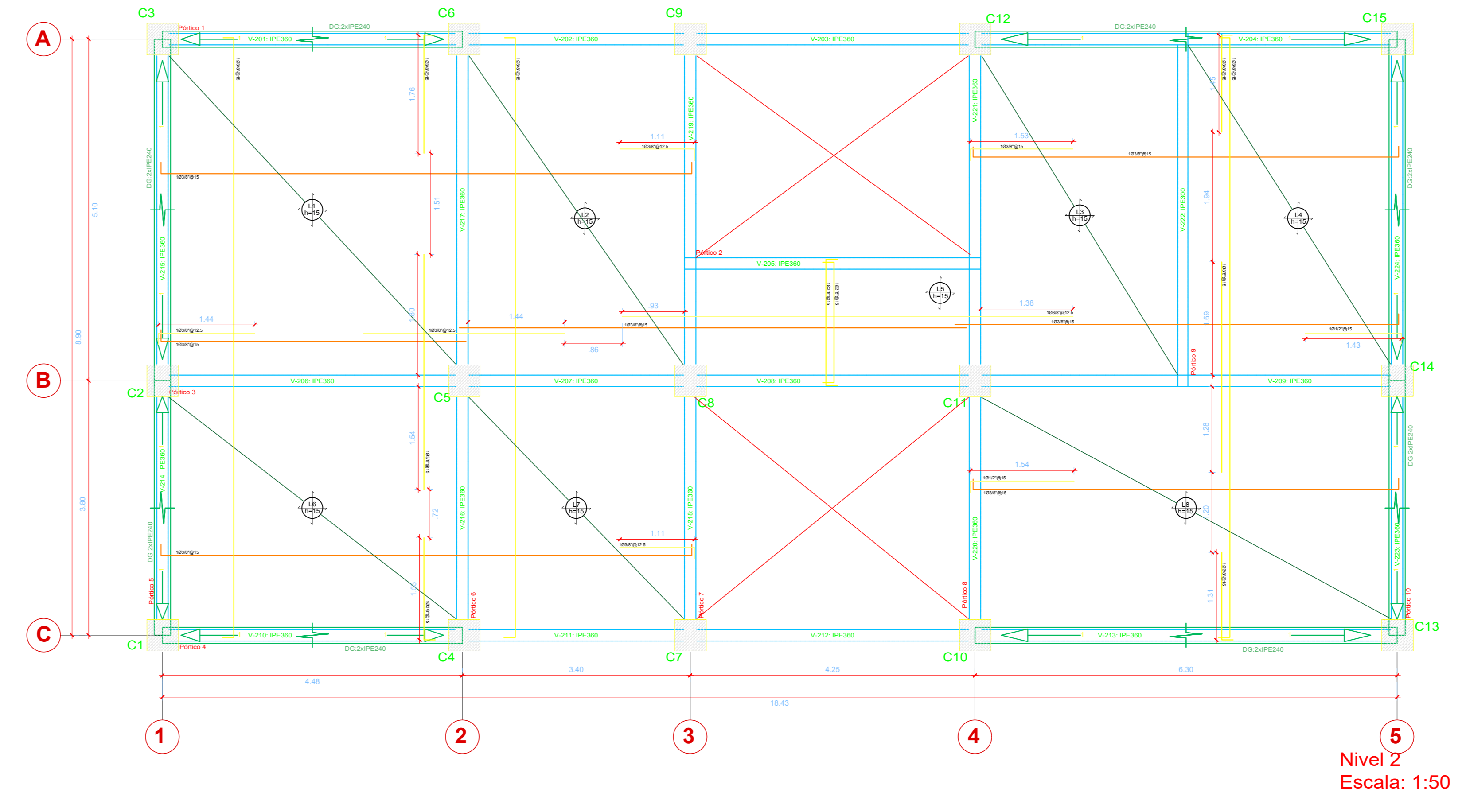
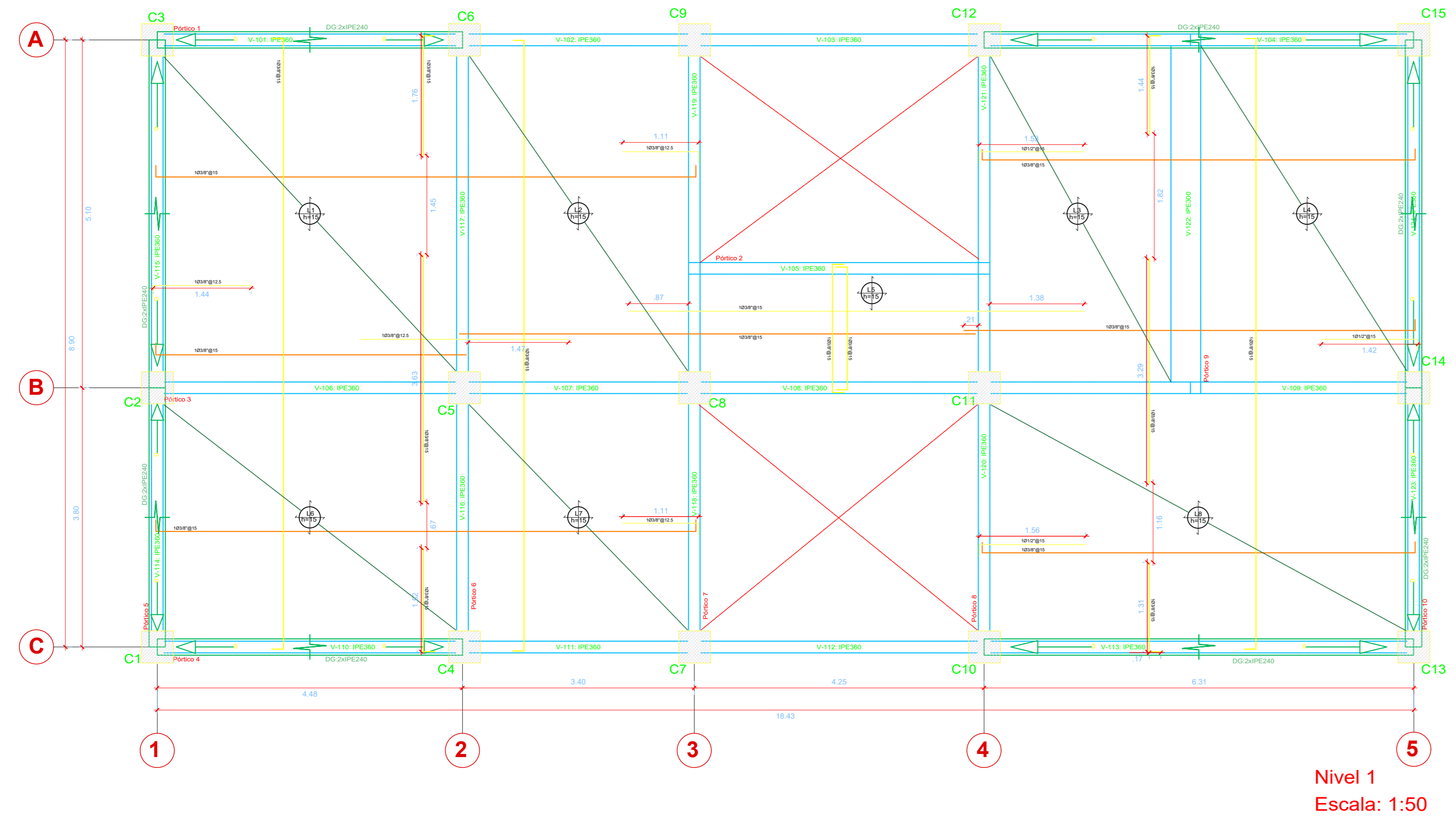
**TESISTA:**  
**CHACALTANA VIERA, NILVER**

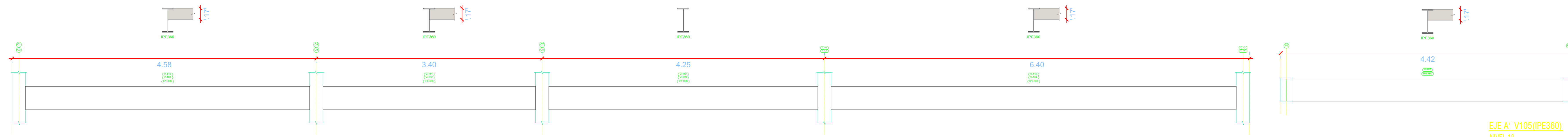
---

**OBSERVACION:**

---

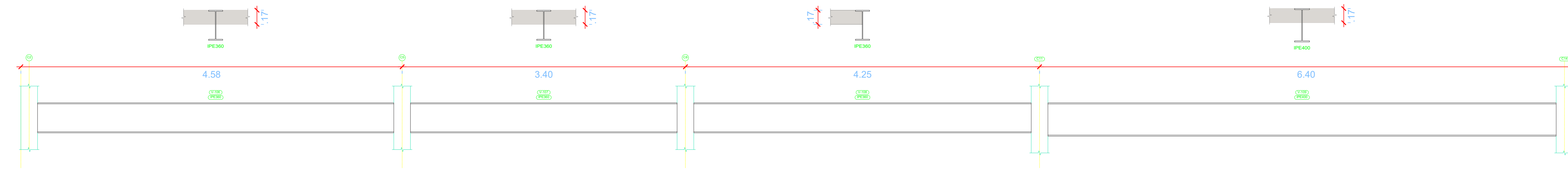
<b>ALTERNATIVA N°3:</b> SISTEMA MIXTO	<b>ESCALA:</b> 1/20
<b>FECHA:</b> JUNIO - 2018	<b>CÓDIGO:</b> <b>E-07</b>
<b>LÁMINA:</b> <b>L-39</b>	



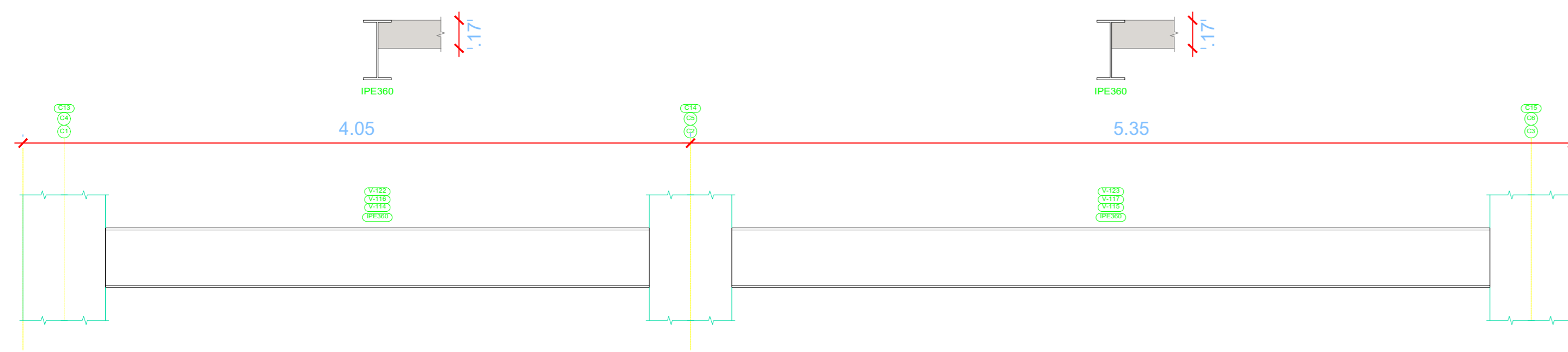


EJE A-C V101-102-103-104-110-111-112-113(PE360)  
NIVEL 1°  
ESC 1/20

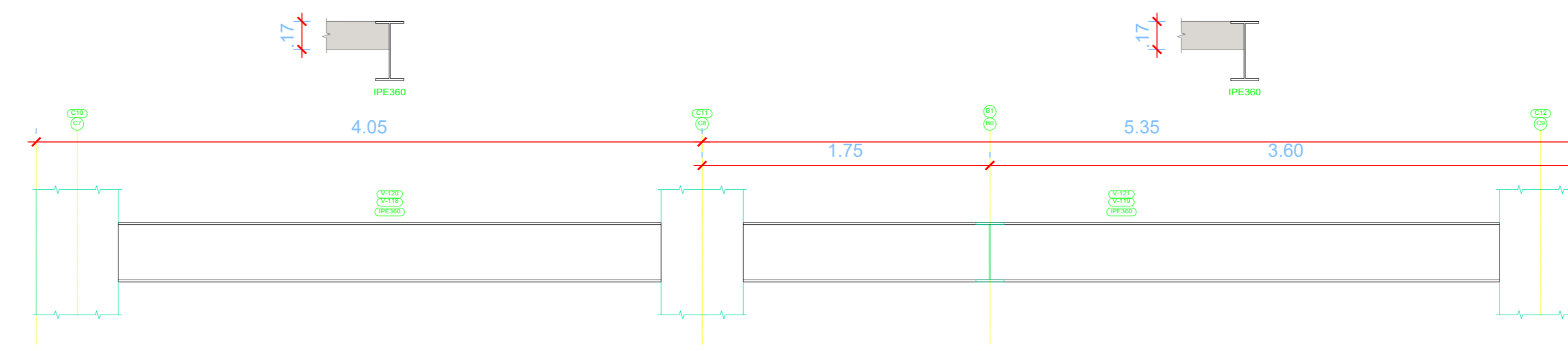
EJE A' V105(PE360)  
NIVEL 1°  
ESC 1/20



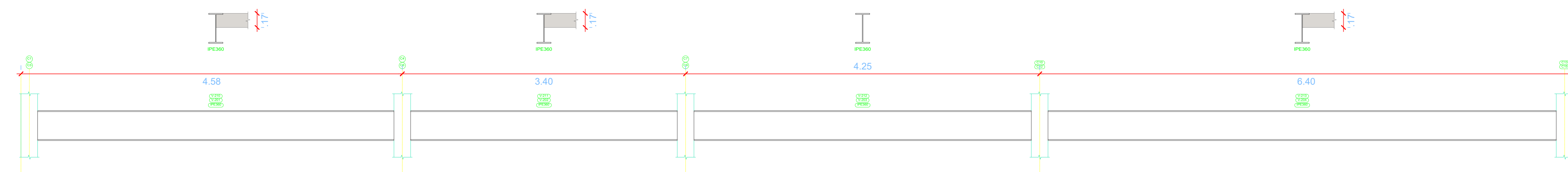
EJE B V106-107-108-109(PE360)  
NIVEL 1°  
ESC 1/20



EJE 1-2-5 V114-115-116-117-122-123(PE360)  
NIVEL 1°  
ESC 1/20

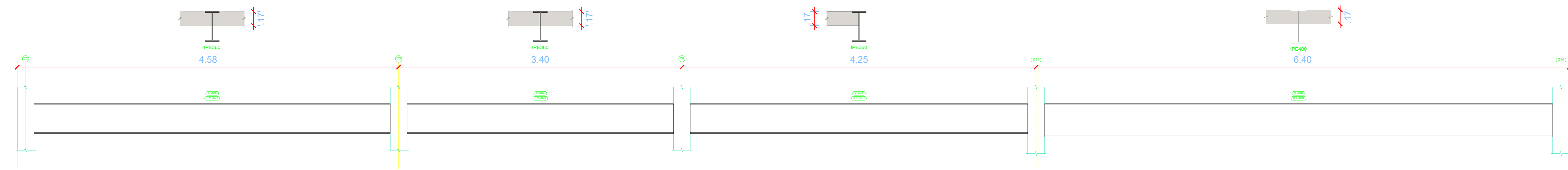


EJE 3-4 V118-119-120-121(PE360)  
NIVEL 1°  
ESC 1/20

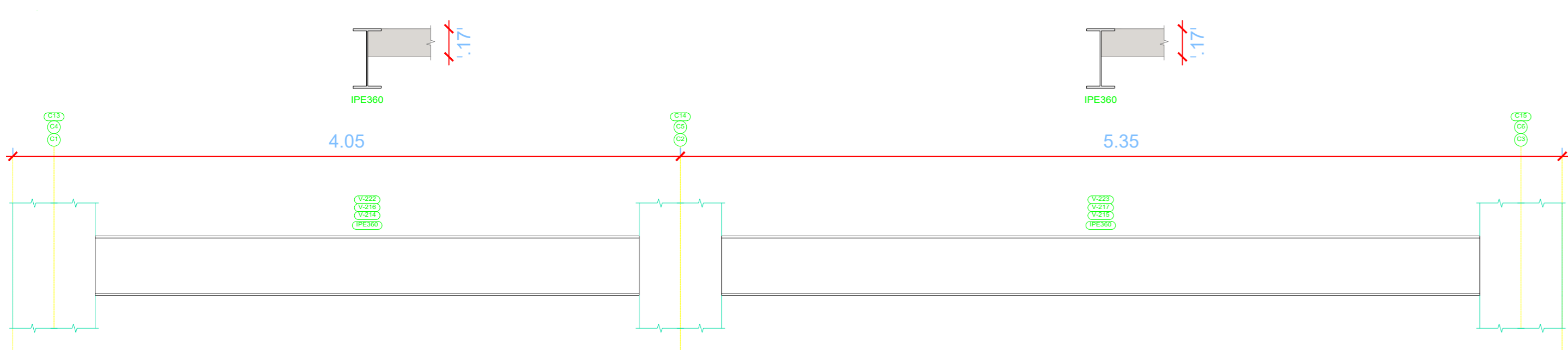


EJE A-C V201-202-203-204-210-211-212-213(PE360)  
NIVEL 2°  
ESC 1/20

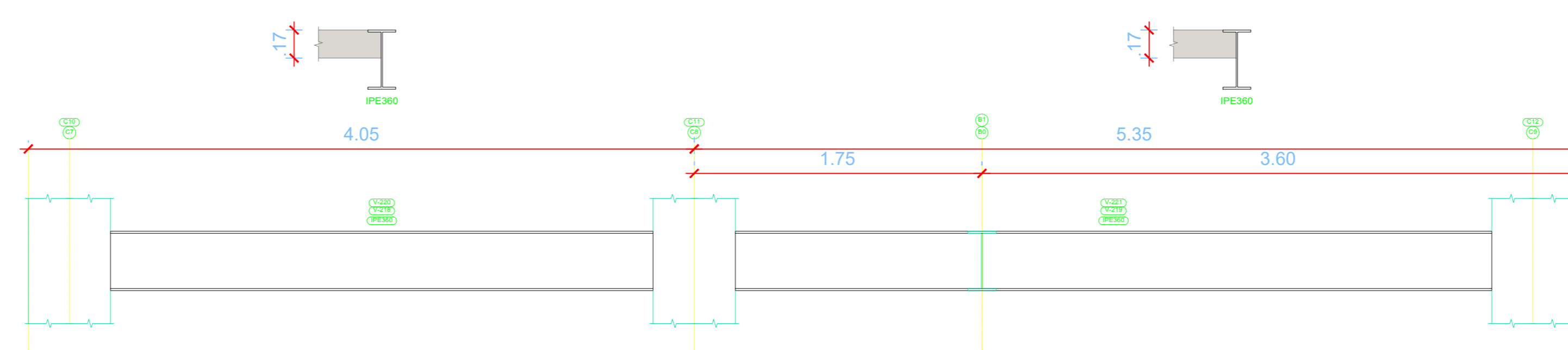
EJE A' V205(PE360)  
NIVEL 2°  
ESC 1/20



EJE B V206-207-208-209(PE360)  
NIVEL 2°  
ESC 1/20



EJE 1-2-5 V214-215-216-217-222-223(PE360)  
NIVEL 2°  
ESC 1/20



EJE 3-4 V218-219-220-221(PE360)  
NIVEL 2°  
ESC 1/20







Despiece de vigas  
 Hormigón:  $f_c=210$   
 Acero laminado y armado: ASTM A 36 - 36 ksi  
 Acero: Grado 60

**UCV**  
 UNIVERSIDAD  
 CÉSAR VALLEJO

**UNIVERSIDAD  
 CÉSAR VALLEJO**

**NOMBRE DE LA TESIS:**  
 ANALISIS COMPARATIVO ENTRE LOS  
 DISEÑOS DE UN PALACIO  
 MUNICIPAL, UTILIZANDO  
 DIFERENTES SISTEMAS  
 ESTRUCTURALES

**UBICACION:**  
 DEPARTAMENTO : LA LIBERTAD  
 PROVINCIA : JULCAN  
 DISTRITO : JULCASO

**AUTOR:**  
 FARFAN CORDOVA, MARLON

**PLANO:**  
 VIGAS INCLINADAS

**FECHA:**  
 CHACALTANA VIERA, NILVER

**ALTERNATIVA N°:**  
 SISTEMA MIXTO

**ESCALA:**  
 1/50

**FECHA:**  
 JUNIO - 2015

**CODIGO:**  
 E-11

**LABELA:**  
 L-43