

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UN HOSPITAL EN CONCRETO PREFABRICADO
Y CON AISLACIÓN SÍSMICA**

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

AUTORES:

Nestor Axel Mendoza Ruiz

Ricardo Ernesto Wong Montoya

ASESOR:

Mg. Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Octubre, 2019

Resumen

La Norma Peruana NTE.030 de Diseño Sismorresistente exige el uso de sistemas de aislamiento de base para edificaciones hospitalarias en las zonas de alta sismicidad, debido a la necesidad de garantizar su operatividad en un sismo severo.

En esta tesis, se desarrolla el análisis y diseño de una edificación con elementos prefabricados de concreto y con un sistema de aislamiento. La decisión por emplear este sistema estructural tiene como finalidad presentar el diseño de una edificación aislada considerando un sistema industrializado y eficaz de construcción para la superestructura, que reduce los tiempos de ejecución y la variabilidad durante la construcción.

La edificación seleccionada para el diseño es uno de los bloques de un hospital de cuatro niveles en Moquegua. Esta cuenta con un área techada de 4012 m², ubicada sobre un suelo tipo S2.

El diseño del sistema de aislamiento, compuesto por dispositivos elastoméricos y deslizadores, se desarrolló a partir del análisis considerando el Sismo Máximo Considerado (SMC) presentado en la Norma E.031. Se realizó un diseño preliminar del sistema de aislamiento empleando métodos estáticos y de superposición espectral. El diseño final se logró mediante procedimientos de análisis tiempo – historia.

La superestructura del centro de salud es aporticada y se diseñó en base a elementos prefabricados de concreto pretensado y armado, siguiendo los lineamientos de la Norma E.060 Concreto Armado.

Los resultados mostraron que el hospital tendría un buen desempeño permitiendo así su ocupación inmediatamente después de ocurrido un sismo severo de $PGA=0.709g$, correspondiente a $T_r=2500$ años.

*A Dios, por mostrarme su amor infinito en todas las personas que me rodean.
A mis padres, Roxana y Nestor, por su amor y apoyo incondicional durante
toda mi vida. Ustedes son mi ejemplo e inspiración y
les estoy profundamente agradecido.
A mi hermano Christopher por su cariño, ayuda y compañía en todo momento.
A la memoria de mis abuelos Oswaldo y Gladys, y también a mi primo Chaffo,
tres ángeles que siempre estuvieron en mi mente y corazón, y que me cuidan desde el cielo.*

Nestor Axel Mendoza Ruiz

*A Dios por nunca alejarse de mí, y guiarme en cada paso que doy.
A mis padres Manuelita y Ernesto por su amor incondicional,
apoyo y preocupación constante en formarme como
un hombre de bien y un buen profesional.
A mis hermanos por su comprensión, por estar junto a mí.*

Ricardo Ernesto Wong Montoya

Agradecimientos

A nuestros familiares por su apoyo incondicional a lo largo de toda nuestra vida universitaria.

Al Ing. Alejandro Muñoz, por su constante asesoría y apoyo en el desarrollo de esta tesis.

Al Ing. Henry León y al Ing. Luis Yeckle, por compartir información relevante acerca del diseño estructural en concreto prefabricado pretensado.

A los profesores Gian Franco Ottazzi y Cesar Huapaya, por guiar los cursos en los cuales se desarrolló la presente tesis.

A los profesores de la Sección de Ingeniería Civil, por los conocimientos brindados a lo largo de toda nuestra etapa universitaria.

A nuestros compañeros y amigos, por regalarnos su paciencia e invaluable amistad.

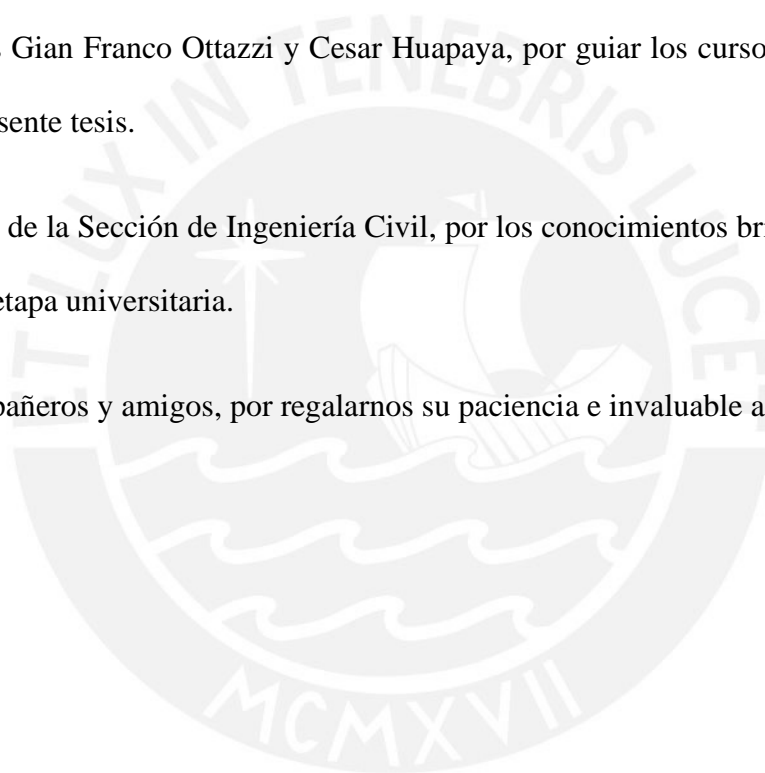


Tabla de Contenidos

Capítulo 1. Introducción	1
1.1. Antecedentes	1
1.1.1. Los edificios con aislamiento sísmico.....	1
1.1.2. Importancia del aislamiento sísmico en hospitales.....	3
1.1.3. Tendencia a la prefabricación en la construcción de edificaciones.....	5
1.1.4. Desempeño sísmico de las estructuras en concreto prefabricado.	7
1.2. Objetivos y Alcance	10
1.3. Organización del Documento	10
Capítulo 2. Aislamiento Sísmico de Edificaciones	12
2.1. Fundamentos del Aislamiento Sísmico	12
2.2. Consideraciones para la Implementación de Aislamiento Sísmico en Edificaciones	16
2.3. Dispositivos de Aislamiento Sísmico	20
2.3.1. Aisladores elastoméricos.....	20
2.3.2. Aisladores deslizantes.....	24
2.3.3. Modelo Bilineal y Equivalente Lineal Elástico.....	26
2.4. Métodos de Análisis de Edificios Aislados	28
2.4.1. Modelos elásticos simplificados de edificios aislados.	28
2.4.1.1. Modelo de un grado de libertad.	28
2.4.1.2. Modelo de dos grados de libertad.....	29
2.4.2. Análisis elástico de edificios aislados.	33
2.4.2.1. Modelo de varios grados de libertad.....	34
2.4.3. Análisis tiempo – historia no lineal de edificios aislados.	35
2.4.3.1. Modelo no lineal de los dispositivos.	36
2.4.3.2. Modelo no lineal del sistema de aislamiento.....	37
Capítulo 3. Criterios Normativos de la NTE-E.031	38
3.1. Requisitos Generales de Diseño	38
3.1.1. Calificación y restricciones del sistema estructural.....	38
3.1.2. Consideraciones en el diseño del sistema de aislamiento.....	39
3.1.3. Efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de cargas.	40

3.1.4. Propiedades del sistema de aislamiento.	40
3.2. Definición del Movimiento del Terreno.....	44
3.2.1. Espectros de diseño.....	44
3.2.2. Registros de aceleración del suelo.	44
3.3. Procedimientos de Análisis de Estructuras Aisladas.....	45
3.3.1. Procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.....	45
3.3.1.1. <i>Desplazamientos.</i>	45
3.3.1.2. <i>Fuerzas laterales mínimas de diseño.</i>	47
3.3.1.3. <i>Límites de deriva.</i>	48
3.3.2. Procedimientos de análisis dinámico.....	49
3.3.2.1. <i>Análisis dinámicos.</i>	49
3.3.2.2. <i>Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos.</i>	49
3.3.2.3. <i>Límites de deriva.</i>	50
3.4. Comentarios Generales de la Norma NCh2745-2013.....	51
3.4.1. Requisitos generales de diseño.....	51
3.4.2. Definición del movimiento del terreno.....	51
3.4.3. Procedimiento de análisis de estructuras aisladas.....	51
3.5. Comentarios Generales de la Norma ASCE7-16.....	52
Capítulo 4. Concreto Presforzado y Prefabricado.....	53
4.1. Principios Básicos.....	53
4.1.1. Fundamentos del pretensado.....	53
4.1.2. Características de los materiales.....	55
4.1.3. Estados de carga de un elemento pretensado.....	58
4.2. Fundamentos del Diseño en Concreto Pretensado.....	61
4.2.1. Estados límite de servicio.....	61
4.2.2. Pérdidas de presfuerzo.....	62
4.2.3. Diseño por flexión.....	64
4.2.4. Diseño por cortante.....	65
4.3. Tipos de Elementos y Conexiones.....	66
4.3.1. Conexiones y nudos.....	66
4.4. Ventajas del Empleo de Prefabricados de Concreto.....	69

Capítulo 5. Metodología para el Diseño de Edificios Aislados y en Concreto Prefabricado	70
5.1. Estructuración y Diseño Preliminar de la Superestructura	72
5.1.1. Estructuración.....	72
5.1.2. Dimensiones iniciales de elementos estructurales.....	73
5.1.3. Selección de las conexiones.....	74
5.2. Diseño Preliminar del Sistema de Aislamiento	74
5.2.1. Predimensionamiento inicial del sistema de aislamiento.....	74
5.2.2. Diseño preliminar utilizando análisis espectral.....	78
5.3. Diseño Definitivo del Sistema de Aislamiento mediante el Análisis Tiempo Historia No Lineal	79
5.3.1. Elección de parámetros de diseño y construcción del espectro de diseño.....	81
5.3.2. Diseño preliminar de los dispositivos de aislamiento.....	83
5.4. Diseño de los Elementos Estructurales.....	84
5.4.1. Consideraciones para el diseño de elementos estructurales.....	84
5.4.2. Diseño del diafragma rígido del sistema de aislamiento.....	85
5.4.3. Diseño de la losa TT y capa de compresión.....	85
5.4.4. Diseño de las vigas prefabricadas.....	88
5.4.5. Diseño de columnas y ménsulas prefabricadas.....	90
5.4.6. Diseño de las conexiones.....	91
Capítulo 6. El Edificio Estudiado: Estructuración y Diseño Preliminar de la Superestructura.....	92
6.1. Estructuración	93
6.2. Dimensiones Iniciales de los Elementos Estructurales	94
6.2.1. Losas.....	94
6.2.2. Vigas.....	96
6.2.3. Columnas.....	98
6.3. Selección de las Conexiones.....	99
6.4. Modelamiento de la Estructura.....	100
Capítulo 7. Diseño Preliminar del Sistema de Aislamiento	101
7.1. Predimensionamiento Inicial del Sistema de Aislamiento.....	101
7.2. Diseño Preliminar utilizando Análisis Espectral.....	105

Capítulo 8. Diseño Definitivo del Sistema de Aislamiento mediante Análisis Tiempo Historia No Lineal.....	109
8.1. Propiedades de los Dispositivos y del Sistema de Aislamiento	110
8.2. Respuesta No Lineal en el Tiempo	113
8.3. Respuesta Promedio de la Estructura Aislada en el Tiempo	119
8.4. Elección de los Parámetros y Generación del Espectro de Diseño.....	120
8.4.1. Cortante de diseño para el sistema de aislamiento y superestructura.....	122
8.4.2. Desplazamientos mínimos de diseño y junta perimetral.....	124
8.5. Efecto P-Delta.....	124
Capítulo 9. Diseño de Elementos Estructurales	125
9.1. Diseño del Diafragma Rígido del Sistema de Aislamiento	125
9.2. Diseño de Losa Pretensada y Capa de Compresión.....	129
9.3. Diseño de Vigas Prefabricadas	135
9.4. Diseño de Columnas	140
9.5. Diseño de la Cimentación	145
Capítulo 10. Conclusiones y Recomendaciones.....	150
10.1. Conclusiones	150
10.2. Recomendaciones	153
Referencias Bibliográficas.....	155

Índice de Figuras

Figura 1.1:	Aislamiento con bloques de caucho en escuela Pestalozzi	1
Figura 1.2:	Efecto de “rocking” debido a baja rigidez vertical de dispositivos	1
Figura 1.3:	Número de edificios aislados en Japón hasta el año 2008	2
Figura 1.4:	Costos de inversión en la construcción de edificios	4
Figura 1.5:	Edificio de paneles de concreto prefabricado en construcción en Praga	5
Figura 1.6:	Conexión húmeda viga – columna con conectores mecánicos	6
Figura 1.7:	Edificaciones prefabricadas - Proyectos de Preansa Perú	6
Figura 1.8:	Construcción modular de viviendas	7
Figura 1.9:	Conexión viga – columna típica del edificio CSUN	8
Figura 1.10:	Colapso de un edificio de estacionamientos	8
Figura 1.11:	Detalle de las conexiones de fachada y diagrama de momento curvatura	9
Figura 2.1:	Comportamiento de una estructura con y sin aislamiento en su base	12
Figura 2.2:	Reducción de la pseudo aceleración en estructuras aisladas	13
Figura 2.3:	Aumento del desplazamiento en estructuras aisladas	13
Figura 2.4:	Cortante de entrepiso de un edificio aislado de 5 pisos	13
Figura 2.5:	Esquema del sistema de aislamiento de edificación sin sótanos	16
Figura 2.6:	Esquema del sistema de aislamiento de edificación con sótanos	17
Figura 2.7:	Detalle de la caja de ascensor en una estructura aislada	17
Figura 2.8:	Relación de esbeltez entre el ancho y la altura	18
Figura 2.9:	Junta circundante de separación	18
Figura 2.10:	Escalera en el nivel de la interfaz de aislamiento	19
Figura 2.11:	Conexiones flexibles de tuberías en la interfaz de aislamiento	19
Figura 2.12:	Dispositivo elastomérico	20
Figura 2.13:	Curva de histéresis de un dispositivo LDRB	21
Figura 2.14:	Sistema de aislador LDRB y amortiguador de fluido viscoso	21
Figura 2.15:	Módulo de corte G_{din} en función de la deformación angular γ	22
Figura 2.16:	Curva de histéresis de un dispositivo HDRB	22
Figura 2.17:	Aislador elastomérico con núcleo de plomo	23
Figura 2.18:	Curva de histéresis de un dispositivo LRB	24
Figura 2.19:	Deslizador plano	25
Figura 2.20:	Esquema de un deslizador plano y su curva de histéresis	25
Figura 2.21:	Esquema de un péndulo simple y su curva de histéresis	26

Figura 2.22:	Modelo bilineal y lineal equivalente para elastoméricos	27
Figura 2.23:	Modelo idealizado para deslizadores planos	27
Figura 2.24:	Energía disipada y rigidez efectiva de un dispositivo típico	27
Figura 2.25:	Relación de Fd vs $Dmax$	28
Figura 2.26:	Modelo de un edificio aislado y su equivalente de 1 GDL	29
Figura 2.27:	Modelo de un sistema de dos grados de libertad	30
Figura 2.28:	Formas de vibración de la estructura aislada de 2 GDL	32
Figura 2.29:	Tres primeros modos de vibración de una estructura aislada	34
Figura 2.30:	Cuarta forma de vibración (deformación de la superestructura relativa al sistema de aislamiento)	34
Figura 3.1:	Esquematación de la fuerza de restitución lateral	39
Figura 4.1:	Detalle de armado de vigas prefabricadas armada y pretensada	53
Figura 4.2:	Diagrama de momento flector en vigas presforzadas con apoyo simple	54
Figura 4.3:	Esfuerzos en vigas presforzadas simplemente apoyadas	55
Figura 4.4:	Torón de siete alambres	56
Figura 4.5:	Curva $F - \Delta$ para torones de acero normal y de baja relajación	57
Figura 4.6:	Variación del esfuerzo del torón con respecto a la longitud de desarrollo	57
Figura 4.7:	Etapas de un elemento prefabricado pretensado	58
Figura 4.8:	Transporte de elementos y diagrama de momento flector	59
Figura 4.9:	Esfuerzos en elementos presforzados	60
Figura 4.10:	Gráfica carga-deflexión de una viga presforzada típica	60
Figura 4.11:	Acortamiento elástico del concreto	64
Figura 4.12:	Resistencia nominal de un elemento presforzado	64
Figura 4.13:	Secciones de productos prefabricados y pretensados	66
Figura 4.14:	Tipos de conexiones entre viga y columna	67
Figura 4.15:	Detalle de conexión viga – losa	68
Figura 4.16:	Detalle de zona de cajón. Conexión columna – columna	68
Figura 4.17:	Detalle de empotramiento con cáliz ranurado y con vainas corrugadas	69
Figura 5.1:	Diagrama de flujo de la metodología de diseño de edificios aislados con elementos prefabricados	71
Figura 5.2:	Propiedades del sistema de aislamiento nominal y límite superior e inferior	80

Figura 5.3:	Espectro de respuesta afectado por el factor de modificación	82
Figura 5.4:	Momentos debido a la cortante horizontal y los efectos P-delta	83
Figura 5.5:	Diseño de losa TT pretensada en programa Concise Beam V4.6	86
Figura 5.6:	Modelo de viga apoyada sobre resortes (apoyos elásticos)	87
Figura 5.7:	Etapas de diseño de pórtico	88
Figura 5.8:	Método de diseño de vigas prefabricadas pretensadas	89
Figura 6.1:	Arquitectura de planta típica	92
Figura 6.2:	Esquema de losa apoyada en vigas pretensadas	94
Figura 6.3:	Sección transversal de la losa TT 30	96
Figura 6.4:	Conector de tornillo – Zap Screwlock	99
Figura 6.5:	Vista isométrica del edificio	100
Figura 6.6:	Planta típica del edificio	100
Figura 7.1:	Distribución uniforme de la rigidez entre el total de los dispositivos	104
Figura 7.2:	Distribución de la rigidez en los dispositivos luego del análisis modal	104
Figura 7.3:	Espectro de pseudo-aceleraciones (Z4, S2) según la NTE E.031	105
Figura 7.4:	Desplazamientos del centro de masa (dirección X e Y)	106
Figura 7.5:	Desplazamientos máximos (dirección X e Y)	106
Figura 7.6:	Cortantes de entrepiso (dirección X e Y)	107
Figura 7.7:	Derivas de entrepiso (dirección X e Y)	108
Figura 8.1:	Componentes (a) E-W y (b) N-S del registro Maipú 2010 compatible con el espectro de la Norma E.031	109
Figura 8.2:	Espectros de (a) pseudo aceleraciones y (b) desplazamientos de Maipú 2010 compatibles al espectro de diseño	110
Figura 8.3:	Proceso iterativo para obtener las propiedades límite de los dispositivos	111
Figura 8.4:	Diagrama de histéresis (propiedades nominales, límite superior y límite inferior)	113
Figura 8.5:	Historia de desplazamientos del sistema de aislamiento y de la azotea considerando las propiedades nominales	114
Figura 8.6:	Historia de desplazamientos del sistema de aislamiento y de la azotea considerando las propiedades del límite superior	114
Figura 8.7:	Historia de desplazamientos del sistema de aislamiento y de la azotea considerando las propiedades del límite inferior	114
Figura 8.8:	Desplazamientos máximos en la dirección X-X	115

Figura 8.9:	Derivas de entrepiso máximas para (a) propiedades nominales, (b) límite superior, (c) límite inferior de los dispositivos	115
Figura 8.10:	Fuerza cortante de entrepiso máxima para (a) propiedades nominales, (b) límite superior, (c) límite inferior de los dispositivos	116
Figura 8.11:	Historia de fuerza cortante en el sistema de aislamiento	117
Figura 8.12:	Curva histerética del sistema de aislamiento	118
Figura 8.13:	Espectro de respuesta afectado por el factor B_M (límite superior)	121
Figura 9.1:	Momento flector demandado en la dirección X-X	125
Figura 9.2:	Momento flector demandado en la dirección Y-Y	126
Figura 9.3:	Losa maciza en plano de encofrados	126
Figura 9.4:	Diagrama de momentos flectores del tramo de viga VP-05	127
Figura 9.5:	Diagrama de momentos resistentes y demandados del tramo de viga VP-05	128
Figura 9.6:	Refuerzo corrido y bastones adicionales del tramo de viga VP-05	128
Figura 9.7:	Diagrama de fuerza cortante del tramo de viga VP-05	128
Figura 9.8:	Diagrama de diseño a flexión, momento resistente ϕMn	131
Figura 9.9:	Espaciamiento de estribos y ubicación de ganchos en losa TT30	132
Figura 9.10:	Diagrama de diseño a cortante	132
Figura 9.11:	Modelo en SAP2000 de viga de gran peralte	133
Figura 9.12:	Diagrama de fuerza cortante	133
Figura 9.13:	Diagrama de momento flector	134
Figura 9.14:	Diagrama de momentos resistentes y demandados en la viga JT55	139
Figura 9.15:	Desarrollo de la viga JT55 Tipo 1	140
Figura 9.16:	Refuerzo propuesto para la columna C-01	141
Figura 9.17:	Diagrama de iteración de la columna C1 para la dirección X-X	142
Figura 9.18:	Diagrama de iteración de la columna C1 para la dirección Y-Y	142
Figura 9.19:	Diseño de la columna C-01	143
Figura 9.20:	Modelo puntal tirante en ménsula	144
Figura 9.21:	Armado de refuerzo de las ménsulas para las vigas JT55	145
Figura 9.22:	Zapata sometida a flexocompresión	146
Figura 9.23:	Secciones críticas para el diseño de una zapata aislada	147
Figura 9.24:	Diseño de zapata de C-01	149

Índice de Tablas

Tabla 2.1:	Niveles de daño según HAZUS (2003)	14
Tabla 2.2:	Aceleración absoluta de entrepiso (g) para definir el daño no estructural	14
Tabla 2.3:	Derivas promedio para la estimación del daño en edificios aperticados de 4 a 7 pisos	15
Tabla 3.1:	Categoría y regularidad de las edificaciones aisladas	38
Tabla 3.2:	Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes desconocidos	42
Tabla 3.3:	Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes calificados	42
Tabla 3.4:	Factor de amortiguamiento B_M	46
Tabla 4.1:	Esfuerzos permisibles en los cables de presfuerzo de baja relajación	61
Tabla 4.2:	Deflexiones máximas permitidas	62
Tabla 6.1:	Longitud admisible para losas TT30	95
Tabla 6.2:	Momento flector máximo para vigas JT55	98
Tabla 7.1:	Periodos y masas efectivas de los modos de vibración	101
Tabla 7.2:	Masa de cada nivel de la estructura	102
Tabla 7.3:	Periodos y masas efectivas de los modos fundamentales	104
Tabla 7.4:	Parámetros de respuesta espectral para el sismo máximo considerado	108
Tabla 8.1:	Propiedades nominales de los dispositivos	110
Tabla 8.2:	Factores de modificación máximos y mínimos	111
Tabla 8.3:	Propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los HDRB de borde	111
Tabla 8.4:	Propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los HDRB interiores	112
Tabla 8.5:	Propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los deslizadores	112
Tabla 8.6:	Propiedades del sistema de aislamiento	112
Tabla 8.7:	Aceleraciones absolutas máximas	116
Tabla 8.8:	Resultados del análisis tiempo historia	117
Tabla 8.9:	Parámetros equivalentes globales del sistema de aislamiento en la dirección X-X	118
Tabla 8.10:	Cálculo de fuerza restauradora	119

Tabla 8.11:	Resultados promedio del análisis tiempo-historia en la dirección X-X	120
Tabla 8.12:	Resultados del nuevo análisis estático	120
Tabla 8.13:	Nueva distribución de rigidez de los dispositivos	121
Tabla 8.14:	Resultados del nuevo análisis espectral	122
Tabla 8.15:	Selección del cortante de diseño	123
Tabla 8.16:	Fuerza cortante para estructura de base fija	123
Tabla 8.17:	Desplazamiento total máximo D_{TM}	124
Tabla 9.1:	Momento flector en el centro de la losa TT30	130
Tabla 9.2:	Esfuerzos admisibles para la losa TT30 (Tipo U)	130
Tabla 9.3:	Armadura pasiva y activa de la losa TT30	130
Tabla 9.4:	Esfuerzos en losa TT30 y capa de compresión	131
Tabla 9.5:	Resumen de verificaciones en capa de compresión	135
Tabla 9.6:	Momentos de la viga JT55 originales	136
Tabla 9.7:	Momentos en la viga JT55 debidos a la carga muerta considerando pórtico	136
Tabla 9.8:	Momentos reales en la viga JT55 debidos a la carga muerta considerando apoyado	136
Tabla 9.9:	Momentos flectores corregidos	137
Tabla 9.10:	Esfuerzos admisibles para la viga JT55 (Tipo U)	137
Tabla 9.11:	Armadura pasiva y activa de la viga JT55	137
Tabla 9.12:	Esfuerzos en JT55 y capa de compresión	138
Tabla 9.13:	Momentos resistentes ϕM_n y refuerzo colocado	138
Tabla 9.14:	Deflexiones en la viga JT55	140
Tabla 9.15:	Cargas de diseño en C-01 en el primer piso	141
Tabla 9.16:	Combinaciones de diseño en C-01 en el primer piso	141
Tabla 9.17:	Cargas actuantes sobre la ménsula	144
Tabla 9.18:	Cargas recibidas por la zapata de la columna C-01	145
Tabla 9.19:	Presiones bajo la zapata de C-01 por cargas sísmicas	147
Tabla 9.20:	Presiones amplificadas en la zapata de C-01	147

Lista de Símbolos y Abreviaturas

- B_M : Factor de amortiguamiento, correspondiente al cociente entre la ordenada espectral para 5% de amortiguamiento y la ordenada espectral para el amortiguamiento efectivo β_M correspondiente al desplazamiento D_M .
- b : Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida de manera perpendicular a la dimensión mayor, d .
- C : Factor de amplificación sísmica definido en la NTE E.030.
- D_M : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis.
- D_{TM} : Desplazamiento total de un elemento del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis, que incluye la traslación en el centro de rigidez y la componente torsional.
- d : Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura.
- E_{ciclo} : Energía disipada en un aislador durante un ciclo completo de ensayo con carga reversible para un rango de desplazamiento desde Δ^+ hasta Δ^- , determinado por el área encerrada en la curva fuerza – desplazamiento.
- e : Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, tomada como 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la fuerza sísmica considerada.
- F^- : Mínima fuerza negativa en un aislador durante un ciclo de ensayo de un prototipo, correspondiente a la amplitud de desplazamiento Δ^- .
- F^+ : Máxima fuerza positiva en un aislador durante un ciclo de ensayo de un prototipo, correspondiente a la amplitud de desplazamiento Δ^+ .
- g : Aceleración de la gravedad (9810 mm/s²).
- k_M : Rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento asociada al sismo máximo considerado en el desplazamiento traslacional en la dirección de análisis.
- k_{eff} : Rigidez efectiva (secante) de un aislador.
- n : Número de pisos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento.
- N : Número de dispositivos de aislamiento.
- P : Peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, en base a la NTE E.030.
- P_S : Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, calculado en forma similar a P , pero descontando el nivel de base.

- r_a : Radio de giro del sistema de aislamiento, el cual es igual a $\frac{1}{12}(b^2 + d^2)^{1/2}$ en sistemas de aislamiento con planta rectangular $b * d$.
- R_0 : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la superestructura de base fija, según lo indicado en la NTE E.030.
- R_a : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento, calculado como $\frac{3}{8}R_0$, pero no menor que 1 ni mayor que 2.
- S : Factor de amplificación del suelo definido en la NTE E.030.
- S_{aM} : Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo.
- T : Periodo fundamental de la estructura considerada de base fija, en la dirección de análisis, evaluado mediante los procedimientos indicados en la NTE E.030.
- T_M : Periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional D_M , en la dirección de análisis.
- V_b : Cortante total en el sistema de aislamiento, así como para los elementos bajo el sistema de aislamiento.
- V_S : Cortante reducida en la base de la superestructura, inmediatamente sobre el sistema de aislamiento.
- V_{st} : Cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base.
- x_i, y_i : Distancias horizontales comprendidas entre el centro de masas del sistema de aislamiento y el aislador i -ésimo, medidas en las direcciones de los ejes del sistema de aislamiento.
- y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida de manera perpendicular a la dirección de la sollicitación sísmica considerada.
- Z : Factor de zona, definido en la NTE E.030.
- β_M : Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional D_M .
- β_{eff} : Amortiguamiento efectivo de un dispositivo del sistema de aislamiento.
- Δ^+ : Desplazamiento máximo positivo obtenido para un dispositivo de aislamiento durante cada ciclo de ensayo de un prototipo.
- Δ^- : Desplazamiento mínimo negativo obtenido para un dispositivo de aislamiento durante cada ciclo de ensayo de un prototipo.
- $\lambda_{m\acute{a}x}$: Factor modificador para determinar el máximo valor de una propiedad del aislador, teniendo en consideración todas las fuentes de variabilidad.

- $\lambda_{mín}$: Factor modificadorio para determinar el mínimo valor de una propiedad del aislador, teniendo en consideración todas las fuentes de variabilidad.
- $\lambda_{(ae,máx)}$: Factor modificadorio para obtener el valor máximo de una propiedad del aislador, que considera las condiciones ambientales y de envejecimiento.
- $\lambda_{(ae,mín)}$: Factor modificadorio para obtener el valor mínimo de una propiedad del aislador, que considera las condiciones ambientales y de envejecimiento.
- $\lambda_{(tvs,máx)}$: Factor modificadorio para obtener el valor máximo de una propiedad del aislador, que considera las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.
- $\lambda_{(tvs,mín)}$: Factor modificadorio para obtener el valor mínimo de una propiedad del aislador, que considera las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.
- $\lambda_{(fab,máx)}$: Factor modificadorio para obtener el valor máximo de una propiedad del aislador, que considera la variabilidad en el proceso de fabricación de los dispositivos.
- $\lambda_{(fab,mín)}$: Factor modificadorio para obtener el valor mínimo de una propiedad del aislador, que considera la variabilidad en el proceso de fabricación de los dispositivos.
- CM : Carga muerta.
- CV : Carga viva.
- CSH : Carga sísmica horizontal.
- CSV : Carga sísmica vertical.
- ϵ : Cociente entre los desplazamientos de la azotea y el sistema de aislamiento de una estructura aislada. Relación entre el periodo de vibración de la estructura aislada y el periodo de una de base fija.
- SMC : Sismo máximo considerado que corresponde a terremotos de una periodicidad de 2500 años. Equivalente a 1.5 veces el nivel de sismo de diseño establecido en la norma peruana E.030.

Capítulo 1. Introducción

1.1. Antecedentes

1.1.1. Los edificios con aislamiento sísmico.

Con la intención de mejorar el comportamiento sísmico de las edificaciones se han planteado distintos sistemas de protección, siendo uno de ellos el aislamiento basal. Este consiste en el desacople de la estructura del movimiento del suelo a través de una interfaz con gran capacidad de deformación lateral. Mediante este sistema es posible reducir la demanda sísmica sobre la estructura y esta puede llegar a permanecer en su estado elástico durante largos movimientos sísmicos (Kelly & Naeim, 1999).

Los primeros estudios del aislamiento de estructuras se realizaron a inicios del siglo XX. J.A. Calantarients da a conocer al Servicio Sismológico de Chile un método de construcción de edificaciones con el cual se lograba que el grado de severidad de los sismos pierda significancia al tener en cuenta la existencia de una junta con materiales finos. De esta manera se propone que el edificio pueda deslizarse ante un sismo y así reducir las fuerzas transmitidas a la estructura (Lüders, 2013).

Posteriormente aparecen los aisladores en base a caucho, siendo la escuela Pestalozzi en Yugoslavia (1969) el primer edificio en construirse utilizando estos dispositivos (Figura 1.1). Estos bloques de caucho no contaban con la rigidez vertical necesaria y ante la acción de un sismo se deformaban axialmente generando un pivoteo en la edificación (Figura 1.2). Además, requerían la inserción de bloques de espuma de vidrio junto al dispositivo para prevenir movimientos bajo cargas de viento o bajas cargas sísmicas (Kelly & Naeim, 1999).

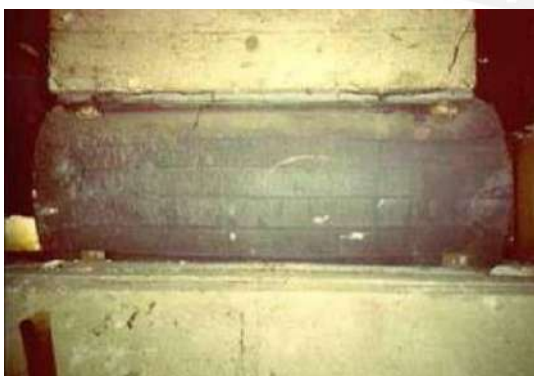


Figura 1.1. Aislamiento con bloques de caucho en escuela Pestalozzi.

Fuente: Letona, 2018



Figura 1.2. Efecto de "rocking" debido a baja rigidez vertical de dispositivos.

Fuente: Ahmadizadeh, 2016

En vista a las dificultades presentadas por los dispositivos íntegramente de caucho, en la década de 1970 la Malaysian Rubber Producer's Research Association de Inglaterra produce los primeros aisladores de capas laminares de caucho intercaladas con láminas de acero. De esta forma se logra otorgar al dispositivo la suficiente rigidez vertical y la flexibilidad lateral necesaria (Lüders, 2013).

En Nueva Zelanda se desarrollaron los dispositivos de caucho con núcleo de plomo, construyéndose en 1981 el edificio William Clayton, primer edificio aislado con estos dispositivos (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

En Estados Unidos, el primer edificio aislado fue el Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC) construido en 1985. Se emplearon dispositivos elastoméricos de alto amortiguamiento y fue diseñado contemplando aislamiento de base debido a su cercanía a la Falla de San Andrés (Kelly & Naeim, 1999).

El primer edificio con aislamiento en la base en Japón fue el Yachiyodai Residential Dwelling (1982) y para el año 1995 durante el terremoto de Kobe el país contaba con 85 edificios aislados. Durante este evento, el West Japan Postal Computer Center era el edificio con aislamiento sísmico más alto de Japón, con un total de 6 niveles y soportado sobre un total de 120 dispositivos elastoméricos. El edificio no experimentó daños cuantiosos, en comparación con edificios sin aislamiento cercanos. El buen desempeño de las estructuras aisladas generó que el uso de aisladores sísmicos se incrementara exponencialmente (Figura 1.3).

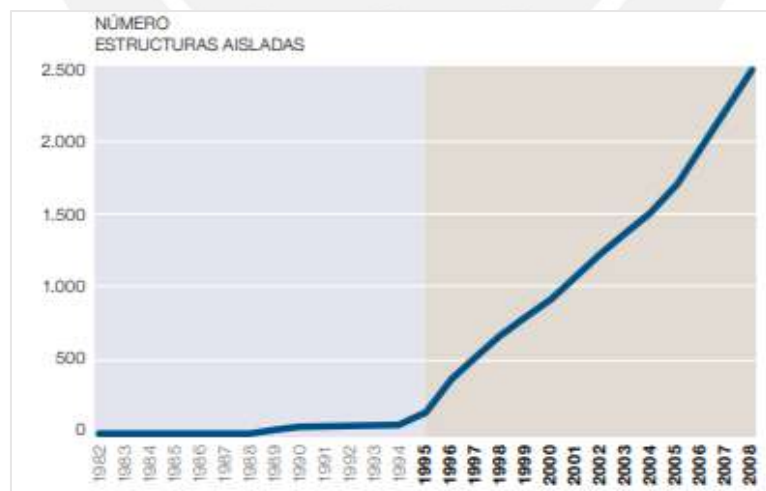


Figura 1.3. Número de edificios aislados en Japón hasta el año 2008.

Fuente: Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2011

En el continente sudamericano, uno de los primeros países en incorporar aisladores sísmicos en sus estructuras fue Chile, país que cuenta con la Norma NCh2745-2013 para el diseño de

las edificaciones aisladas. En este país, el primer edificio aislado fue el conjunto habitacional Comunidad Andalucía (1992) construido en el marco de un estudio realizado por la Universidad Católica de Chile, donde fueron utilizados dispositivos elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB).

También se puede mencionar el centro médico San Carlos de Apoquindo (2001) y el Hospital Militar (2004). Este último presentó un excelente comportamiento durante el terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010, que tuvo una magnitud de 8.8 Mw. Como resultado del correcto desempeño durante este evento sísmico, se observa en Chile un incremento en la construcción de edificios aislados, aumentando el número de 6 en 2007 a 45 edificios en el 2011, repitiéndose el efecto producido en Japón tras el terremoto de Kobe (1995), aunque en menor magnitud (Sirve, 2013).

En el Perú, el primer edificio aislado fue una biblioteca ubicada en el Campus Villa en Chorrillos (2011) de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC). La edificación cuenta con 3 pisos y su sistema de aislamiento consta de 26 dispositivos de alto amortiguamiento y 15 deslizadores planos (Talavera, 2017).

Al culminar el año 2017, en nuestro país se contaba con 19 edificios aislados en operación, 4 en construcción y 16 en fase de proyecto. El edificio aislado de mayor altura es el edificio residencial Madre de 17 pisos y los más bajos son el Hospital de Rioja y la Biblioteca UPC con 3 pisos (Talavera, 2017).

Cabe rescatar que está establecido en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, desde su actualización publicada en el año 2016, que es de carácter obligatorio el uso de sistemas de aislamiento sísmico en las edificaciones esenciales, como los hospitales. Sin embargo, el análisis y diseño de los sistemas de aislamiento se realizaba de acuerdo al código americano, debido a que no se disponía de una normativa propia al respecto. Esta necesidad de regular los procedimientos de análisis y diseño de los sistemas de aislamiento tuvo como resultado el desarrollo de la Norma E.031 Aislamiento Sísmico.

1.1.2. Importancia del aislamiento sísmico en hospitales.

En el Perú, a lo largo de los años se han experimentado eventos sísmicos que causaron importantes pérdidas económicas y humanas. Es debido a esta alta sismicidad que las edificaciones se encuentran expuestas a situaciones que pueden llegar a interrumpir su funcionamiento. En el caso de los establecimientos de salud esto no es viable dada su

importancia post desastre. Por lo tanto, es necesaria la inserción de técnicas que permitan su funcionalidad continua (Yucra, 2018).

En respuesta a esta necesidad, la Norma E.030 Diseño Sismorresistente exige el empleo de aislamiento sísmico en establecimientos de salud de segundo y tercer nivel según lo normado por el Ministerio de Salud, buscando limitar el daño que estos puedan llegar a presentar y mantener su operatividad durante y luego del sismo. Mediante el aislamiento sísmico, es posible reducir el daño en el contenido y los componentes no estructurales de la edificación. Esto se logra debido a la reducción de desplazamientos relativos y aceleraciones importantes en la superestructura.

La reducción del daño en las componentes no estructurales y el contenido de la edificación es de suma importancia para los establecimientos de salud, ya que los costos de inversión en estas componentes superan el 90% del costo total, como se observa en la Figura 1.4. En el gráfico se comparan los costos de inversión de edificaciones de diferente uso: hospitales, oficinas y hoteles; evidenciando un mayor porcentaje de inversión en el contenido de los hospitales en comparación con lo invertido en el contenido de oficinas u hoteles (FEMA E-74, 2012).

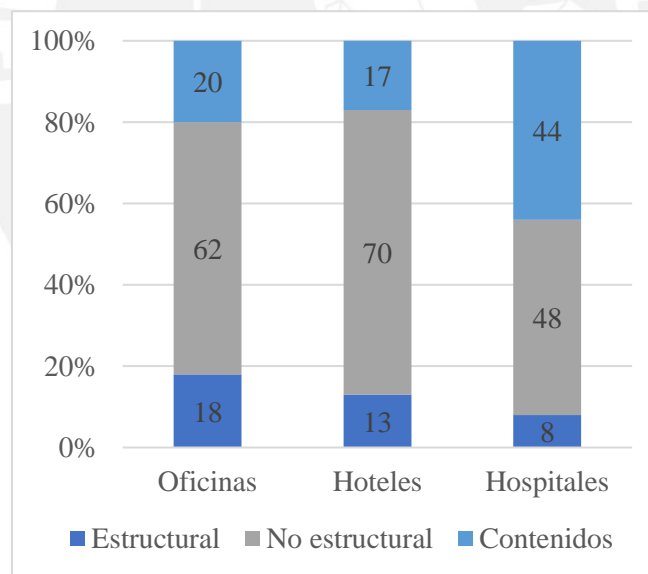


Figura 1.4. Costos de inversión en la construcción de edificios.

Fuente: FEMA E-74, 2012

En base a lo expuesto se reconoce la importancia del aislamiento sísmico de los hospitales en el Perú, debido a la necesidad que estos permanezcan estables, accesibles y operativos a su máxima capacidad instalada durante e inmediatamente después de un fenómeno sísmico; así como asegurar la inversión realizada en la implementación hospitalaria, reduciendo los posibles costos de reparación luego de un terremoto importante.

1.1.3. Tendencia a la prefabricación en la construcción de edificaciones.

En la actualidad existe un gran interés en la búsqueda de soluciones innovadoras en la industria de la construcción. Es así como han surgido diversos sistemas de prefabricación y construcción modular de edificaciones. Estos nuevos sistemas deben cumplir con los requerimientos de calidad, eficiencia de costos, rapidez constructiva y capacidad de producción en volumen.

En la presente sección se enfatiza en las edificaciones prefabricadas y modulares de concreto, presentando algunos ejemplos relevantes a nivel nacional e internacional.

Desde mediados del siglo XX la industria de prefabricados de concreto viene tomando importancia en el sector construcción en todo el mundo. Su aplicación se intensificó debido a la necesidad de una rápida reconstrucción de las ciudades afectadas por la II Guerra Mundial. El sistema de construcción de edificios basado en paneles prefabricados de concreto fue el más empleado, principalmente en el centro y este de Europa (Zarecor, 2011). Actualmente, esta tipología de edificios predomina en países como República Checa; donde la tercera parte de su población vive en este tipo de edificaciones, similares a las presentadas en la Figura 1.5.

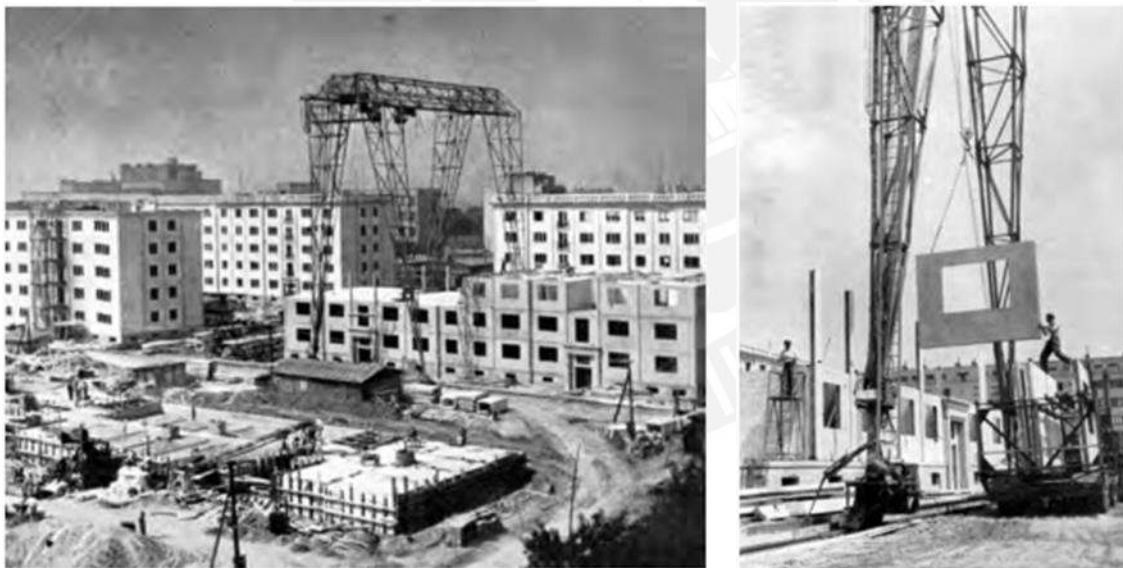


Figura 1.5. Edificio de paneles de concreto prefabricado en construcción en Praga (1956).

Fuente: Zarecor, 2011

En Chile, el edificio de oficinas de VULCO (2005) fue el primer edificio en concreto prefabricado y con aislación sísmica en ser construido. Este se encuentra en Santiago de Chile y cuenta con 12 dispositivos elastoméricos y 6 deslizadores planos (Sirve, 2013). Para la superestructura se consideraron conexiones húmedas entre los elementos prefabricados, según el esquema de la Figura 1.6.

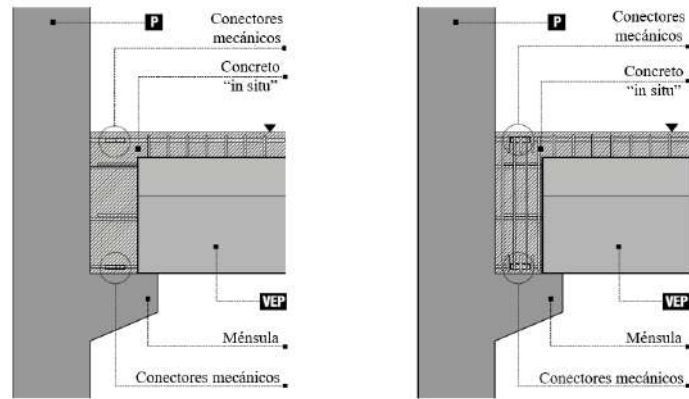


Figura 1.6. Conexión húmeda viga – columna con conectores mecánicos.

Fuente: Tensocret, 2018

En el Perú, la industria de prefabricados de concreto se encuentra aún en desarrollo. Los prefabricados para edificaciones de mayor empleo en la actualidad son las viguetas pretensadas para techos aligerados y en menor medida sistemas de prelosas, placas TT o paneles alveolares. Asimismo, existen en el mercado empresas de prefabricados que ofrecen soluciones industrializadas de concreto para la integridad del proyecto, como Preansa Perú. Entre las edificaciones realizadas destacan naves industriales y locales comerciales (Figura 1.7).



Figura 1.7. Edificaciones prefabricadas - Proyectos de Preansa Perú.

Fuente: Preansa, 2019

Por otro lado, se cuenta en el Perú desde el 2013 con una planta para fabricación modular en concreto armado, ubicada en Ica y destinada a fabricar viviendas unifamiliares. Estas viviendas modulares son construidas en un periodo menor a 48 horas, empleando el sistema upcrete® de la empresa alemana RATEC. En la Figura 1.8 se muestra el proceso de fabricación de los módulos hasta su montaje final en obra (Ratec/Reymann Technik GmbH, 2014).

Esta tesis busca presentar a los elementos prefabricados, específicamente los elementos de concreto prefabricado como una alternativa interesante de fomentar en la industria de la construcción de edificaciones en el Perú.



Figura 1.8. Construcción modular de viviendas. Transporte de a) módulo de ambiente y b) techo. c) Módulo terminado. d) Montaje final en obra.

Fuente: Ratec/Reymann Technik GmbH, 2014

1.1.4. Desempeño sísmico de las estructuras en concreto prefabricado.

La experiencia en terremotos ha demostrado, en general, un buen comportamiento de las estructuras prefabricadas si se diseñan y construyen adecuadamente, incluso en regiones de alta sismicidad. La mayoría de los edificios prefabricados que sufrieron daños excesivos con un colapso parcial o total se construyeron utilizando diseños mal concebidos, sistemas estructurales o de transmisión de cargas inadecuados, o detalles deficientes de las conexiones entre elementos estructurales, así como entre elementos estructurales y no estructurales (International Federation of Structural Concrete, 2016).

El terremoto que ocasionó un mayor daño y que alertó acerca del correcto comportamiento sísmico de las estructuras prefabricadas fue el terremoto de Northridge en 1994 (Sritharan et al, 2007). En este evento sísmico de magnitud 6.7 Mw varias estructuras de estacionamientos basadas en elementos de concreto prefabricado presentaron un desempeño deficiente. Uno de los aspectos que indujo la falla fue la falta de capacidad para deformarse de los pórticos diseñados para resistir cargas de gravedad (Iverson y Hawkins, 1994). Así mismo, el tipo de conexión viga – columna (Figura 1.9) no tenía capacidad para desarrollar momento resistente positivo (Rodríguez, 2001).

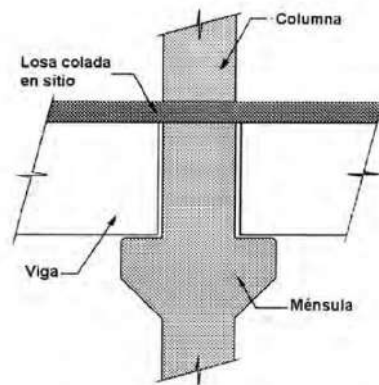


Figura 1.9. Conexión viga – columna típica del edificio CSUN.

Fuente: Rodríguez, 2001

Se tiene como ejemplo de esta falla lo ocurrido en el edificio de estacionamientos del CSUN (California State University Northridge) de cuatro niveles que se muestra en la Figura 1.10, donde se observa el colapso de las losas y pórticos interiores (prefabricados) y los pórticos con gran ductilidad ubicados en el perímetro del edificio. Los pórticos perimetrales eran de concreto armado vaciado in situ y contaban con gran capacidad de deformación a diferencia de los pórticos prefabricados interiores.



Figura 1.10. Colapso de un edificio de estacionamientos.

Fuente: Berkeley Seismology Lab, 2009

En el terremoto de Kobe (1995) de magnitud 6.9 Mw, se obtuvo un buen comportamiento de las edificaciones en base a elementos prefabricados, principalmente debido a que estaban conformados por muros de corte empleando paneles o cajones de concreto prefabricado. Para las conexiones se utilizó un mortero de consistencia líquida para la conexión de muro con cimentación y muro con muro. Esto demostró que el sistema de concreto prefabricado se

desempeña correctamente si se toma en cuenta los criterios básicos de estructuración, como fue el uso de muros que resisten la acción sísmica (Sritharan et al, 2007).

En la actualidad, la posible inseguridad está siendo descartada por soluciones desarrolladas para las conexiones entre elementos prefabricados con características adecuadas de ductilidad y resistencia para estructuras en zonas sísmicas (Rodríguez, 2001). Mediante ensayos de diferentes tipos de conexiones viga – columna bajo la acción de cargas sísmicas se ha demostrado el comportamiento óptimo de las conexiones al emular las características de estructuras monolíticas (Sirve, 2013).

En la Figura 1.11 se observa un tipo de conexión viga – columna propuesto por Parastesh et al. (2014) y su diagrama de momento – curvatura, donde se evidencia la emulación del comportamiento de un elemento monolítico. El elemento BCT1 corresponde a una conexión monolítica, mientras que los elementos BCT2, BCT3 y BCT4 corresponden a conexiones entre prefabricados.

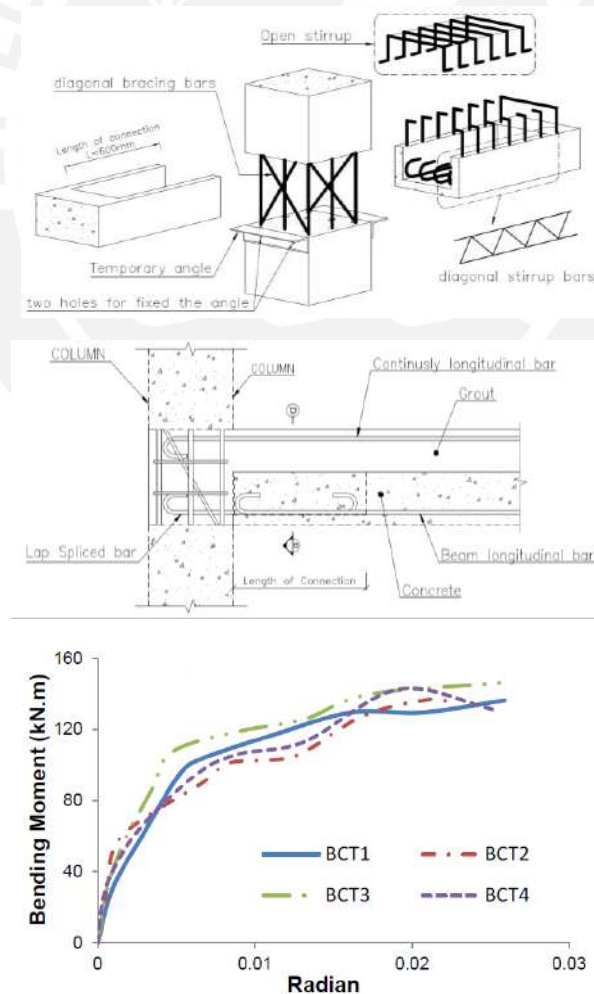


Figura 1.11. Detalle de las conexiones de fachada y diagrama de momento curvatura.

Fuente: Parastesh et al., 2014

1.2. Objetivos y Alcance

El objetivo general del presente trabajo es desarrollar el diseño de un edificio hospitalario prefabricado de concreto con aislamiento sísmico en base a las normativas de diseño vigentes. Para el sistema de aislamiento se consideran dispositivos elastoméricos y deslizadores planos. La superestructura es aporticada y se basa en un sistema de prefabricados de concreto emulativo.

El presente trabajo incluye el estudio del comportamiento dinámico de las estructuras aisladas, así como los principales dispositivos de aislamiento y los requerimientos para el análisis y diseño propuestos en la Norma E.031 Aislamiento Sísmico. Por otra parte, se incluye una revisión de los conceptos básicos de diseño de estructuras prefabricadas de concreto pretensado y armado.

Posteriormente, se realiza el diseño del edificio hospitalario ubicado en Moquegua (Zona 4 y suelo tipo S2). Para esto es necesario realizar un predimensionamiento de los elementos estructurales de concreto prefabricado y armado, considerando las cargas de gravedad aplicadas y luces libres. El diseño preliminar del sistema de aislamiento se realiza empleando procedimientos estáticos y de superposición espectral. Para el diseño definitivo se emplea análisis tiempo – historia, con siete registros sísmicos compatibles al espectro elástico de la Norma E.031 y considerando las propiedades máximas y mínimas de los aisladores.

Se incluye el diseño del diafragma del sistema de aislamiento y la cimentación en concreto armado, así como el diseño de la superestructura prefabricada. Los elementos prefabricados y las conexiones entre estos son diseñados íntegramente.

Por último, se presenta el resultado final del diseño de la edificación aislada, a través de los planos del proyecto de estructuras.

1.3. Organización del Documento

El documento desarrollado consta de diez capítulos, el primero de introducción ya desarrollado, y otros nueve capítulos los cuales son abordados de la siguiente manera:

El segundo capítulo presenta los fundamentos del aislamiento de base, sus consideraciones estructurales y arquitectónicas. Además, se describen los diferentes tipos de aisladores y métodos de análisis de edificaciones aisladas.

El tercer capítulo contiene un resumen de las principales disposiciones de la norma NTE-E.031, además de comentarios generales de la norma chilena NCh2745-2013 y de la norma norteamericana ASCE7-16.

El cuarto capítulo presenta los principios básicos, tipos de elementos y criterios para el diseño en concreto pretensado.

El quinto capítulo comprende la metodología y procedimiento para el diseño de edificaciones aisladas y superestructura diseñada con elementos prefabricados de concreto.

El sexto capítulo contempla al hospital del caso de estudio, específicamente su estructuración, predimensionamiento de la superestructura y los criterios de modelamiento.

El séptimo capítulo comprende el diseño preliminar del sistema de aislamiento, mediante procedimientos estáticos y modal – espectral.

El octavo capítulo desarrolla el diseño definitivo del sistema de aislamiento mediante procedimientos de análisis tiempo-historia no lineal y la obtención de los espectros de diseño para el sistema de aislamiento y la superestructura.

El noveno capítulo comprende el diseño de los elementos estructurales en concreto armado y pretensado de la superestructura y la cimentación.

Por último, en el décimo capítulo se presentan conclusiones y recomendaciones que se obtienen del trabajo realizado.

Capítulo 2. Aislamiento Sísmico de Edificaciones

2.1. Fundamentos del Aislamiento Sísmico

El aislamiento sísmico consiste en el desacople de la estructura de su propia base mediante la inserción de dispositivos muy flexibles lateralmente. Así se logra que los desplazamientos se concentren en los dispositivos ubicados en la interfaz de aislamiento, entre la superestructura y la subestructura o cimentación, obteniéndose desplazamientos relativos reducidos en la superestructura (Figura 2.1).

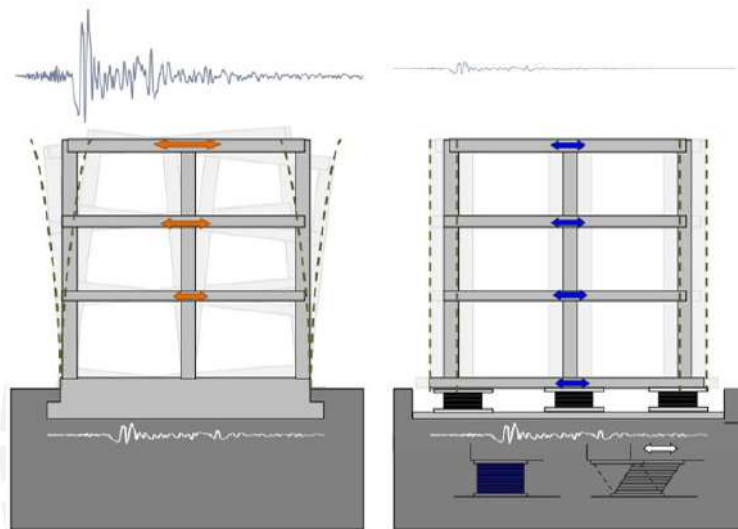


Figura 2.1. Comportamiento de una estructura con y sin aislamiento en su base.

Fuente: Sirve, 2013

Comportamiento dinámico de estructuras aisladas.

Al realizar el aislamiento basal de una estructura se logra la flexibilización lateral a nivel de la interfaz de aislamiento, permitiendo un aumento en el periodo de vibración de la estructura. Esto implica, para el caso de los sismos peruanos, una reducción en la demanda sísmica (Figura 2.2) y aumento en el desplazamiento de la estructura (Figura 2.3).

En comparación con una estructura de base fija en la cual los desplazamientos se distribuyen prácticamente de manera lineal en todos los pisos, para el caso de una estructura aislada los desplazamientos estarán concentrados a nivel del sistema de aislamiento. De esta manera se logra reducir notablemente las derivas de entrepiso y, por consiguiente, el daño en la estructura.

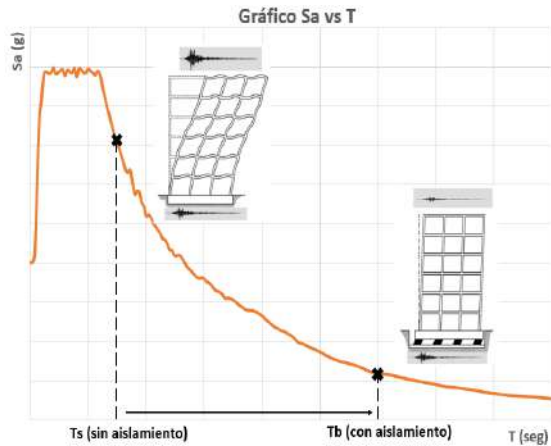


Figura 2.2. Reducción de la pseudo aceleración en estructuras aisladas.

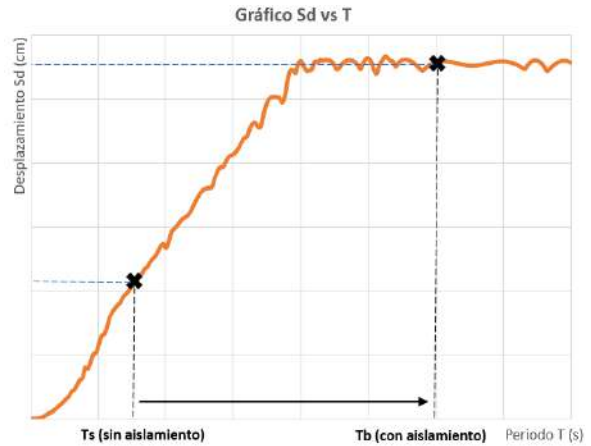


Figura 2.3. Aumento del desplazamiento en estructuras aisladas.

Así mismo, se deberá considerar la modificación del amortiguamiento de la estructura. Es común que una estructura de concreto armado de base fija posea un amortiguamiento inherente de alrededor del 5%. Sin embargo, los sistemas de aislamiento para edificios proporcionan a la estructura de un aporte adicional de amortiguamiento, que puede ocasionar un incremento en la capacidad de arrastre del sistema de aislamiento sobre la estructura (Figura 2.4). Esto ocasiona que las derivas y aceleraciones aumenten, produciendo daño en la estructura y problemas con los contenidos (INN, 2013).

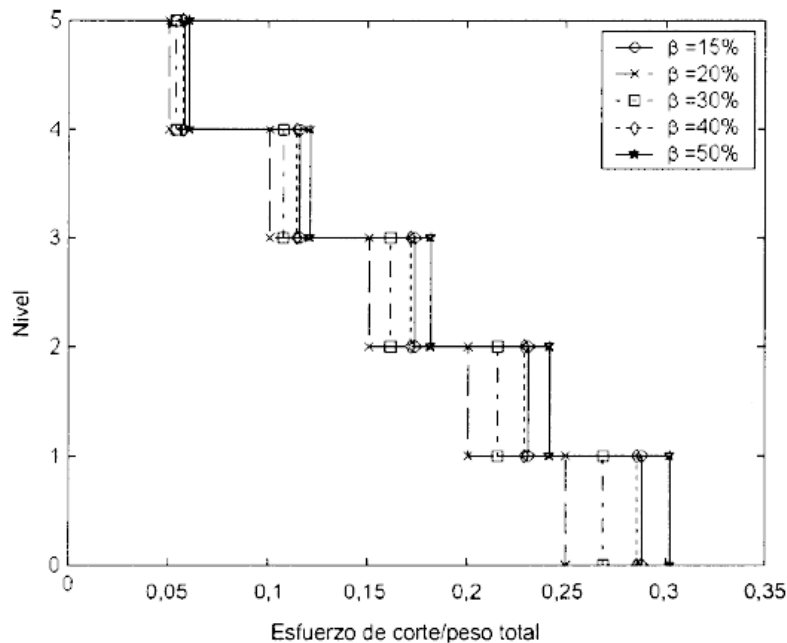


Figura 2.4. Cortante de entresaca de un edificio aislado de 5 pisos.

Fuente: Instituto Nacional de Normalización, 2013

Desempeño requerido de estructuras aisladas.

Existen procedimientos para estimar el daño que sufrirían las edificaciones por movimiento sísmico. El daño en la edificación se puede cuantificar por medio de parámetros como deriva de entrepiso, aceleraciones, la geometría estructural y las características sismorresistentes de la edificación en función a la época de diseño y construcción.

La metodología por considerar en la presente tesis es la propuesta por el FEMA (Federal Emergency Management Agency), presentada en el documento “HAZUS®-MH 2.1, Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model”.

La Tabla 2.1 muestra los estados de daño propuestos por el Manual HAZUS (2003) para pórticos de concreto armado resistentes a momento.

Tabla 2.1. Niveles de daños según HAZUS (2003).

Nivel de daño	Descripción
Leve	Fisuras muy delgadas por fricción o cortante en algunas vigas o columnas, generalmente en la cercanía de los nudos.
Moderado	La mayoría de las vigas y columnas presentan fisuras. En pórticos dúctiles, algunos elementos podrían haber alcanzado la fluencia, mientras que en pórticos no dúctiles podrían presentarse fisuras debido a cortante y estallido del concreto.
Extensivo	Para pórticos dúctiles, algunos elementos han alcanzado su capacidad última, presentan fisuras debidas a flexión, estallido del concreto y refuerzo pandeado. Para pórticos no dúctiles se observa fallas de cortante, traslapes y colapsos parciales en columnas afectadas.
Completo	Estructura colapsada o en inminente peligro de colapso, pérdida de estabilidad de los ejes resistentes.

En la Tabla 2.2 se presenta el nivel de daño en elementos no estructurales, asociados a una aceleración de entrepiso.

Tabla 2.2. Aceleración absoluta de entrepiso (g) para definir el daño no estructural.

Nivel del sismo de diseño	Estado de Daño – Aceleraciones absolutas (g)			
	Leve	Moderado	Extendido	Completo
Alto	0.30	0.60	1.20	2.40
Moderado	0.25	0.50	1.00	2.00
Bajo	0.20	0.40	0.80	1.60
Prediseño	0.20	0.40	0.80	1.60

La Tabla 2.3 muestra el estado de daño asociado a cada nivel de desplazamiento para edificios aporticados de concreto armado.

Tabla 2.3. Derivas promedio para la estimación del daño en edificios aporticados de 4 a 7 pisos.

Nivel del sismo de diseño	Estado de Daño			
	Leve	Moderado	Extendido	Completo
Alto	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533
Moderado	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
Bajo	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333
Prediseño	0.0027	0.0043	0.0107	0.0167

Balance de energía.

Se puede entender el comportamiento de una estructura durante un evento sísmico en función del balance de energía. La energía que recibe la estructura $E_I(t)$ será distribuida considerando la Ec. (2.1) para cada instante de tiempo t del evento sísmico:

$$E_K(t) + E_D(t) + E_S(t) + E_H(t) = E_I(t) \quad (2.1)$$

Donde:

- $E_K(t)$ es la energía cinética, que al concluir el evento sísmico será nula ya que regresa a un estado de reposo.
- $E_S(t)$ es la energía de deformación elástica, la cual es recuperable dado que al concluir el evento sísmico la estructura regresa a su estado de reposo y, aunque podría mantener una deformación lateral, ya no presenta energía de deformación elástica que le permita una posterior recuperación.
- $E_D(t)$ es la energía disipada por el amortiguamiento de la superestructura.
- $E_H(t)$ es la energía histerética, la cual produce un deterioro progresivo en la estructura.

Por lo tanto, la expresión podrá replantearse únicamente en función de la energía que recibe la estructura $E_I(t)$, la cual se transformará en daño sobre esta $E_H(t)$ y energía que se disipa por amortiguamiento propio de la superestructura, $E_D(t)$. De esta manera, el balance de energía se representa según la Ec. (2.2), desde el inicio hasta el final del movimiento:

$$E_D + E_H = E_I \quad (2.2)$$

Lo que se busca al aislar la estructura es disminuir la energía de entrada al funcionar la interfaz de aislamiento como un subsistema que absorbe la mayor parte de la energía E_I . Esta reducción de energía E_I se debe al movimiento de los dispositivos ante el accionar del sismo, ingresando los aisladores al rango inelástico de su comportamiento y logrando disipar energía a través de ciclos de histéresis. De esta forma se logra reducir la energía histerética y los daños sobre la estructura.

2.2. Consideraciones para la Implementación de Aislamiento Sísmico en Edificaciones

Consideraciones estructurales.

Una edificación aislada consta de tres partes diferenciadas estructuralmente: subestructura, superestructura y sistema de aislamiento. La superestructura será la parte ubicada sobre el sistema de aislamiento, mientras que la subestructura o cimentación se ubica bajo este.

El sistema de aislamiento está compuesto por el espacio donde se encuentran los dispositivos, denominado interfaz de aislamiento, y por los diafragmas superior e inferior. Estos diafragmas están formados por vigas de gran peralte y capiteles para la conexión de los dispositivos. Adicionalmente, el diafragma que se encuentra sobre los dispositivos cuenta con una losa.

En la Figura 2.5 se observa la ubicación del sistema de aislamiento para el caso de una edificación sin sótanos y en la Figura 2.6 para una edificación con sótanos.

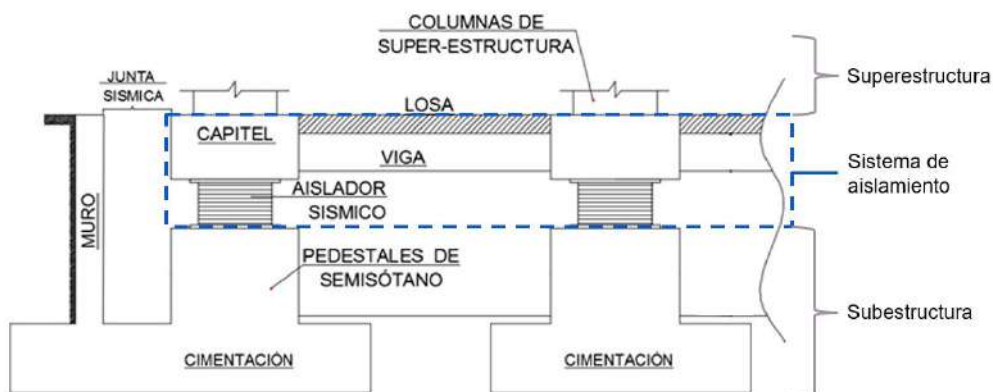


Figura 2.5. Esquema del sistema de aislamiento de edificación sin sótanos.

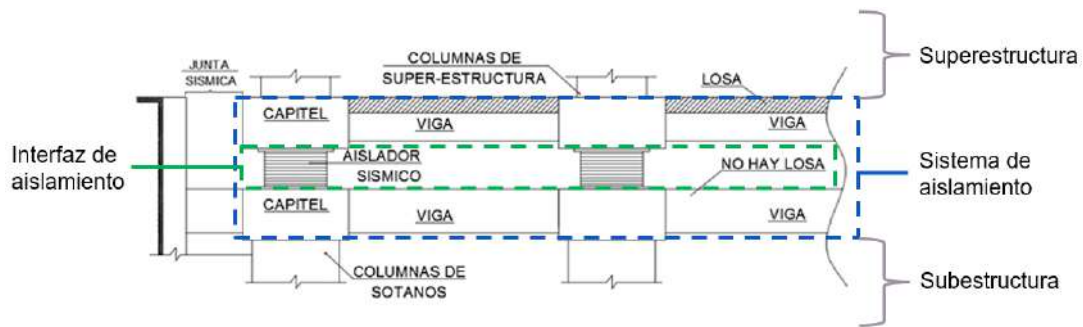


Figura 2.6. Esquema del sistema de aislamiento de edificación con sótanos.

Así mismo, en el caso de las edificaciones con sótanos, se debe considerar la posibilidad de una interfaz de aislamiento diferenciada para el núcleo de ascensores. Es común que los dispositivos para el núcleo de ascensores se encuentren inmediatamente sobre la cimentación (Figura 2.7).

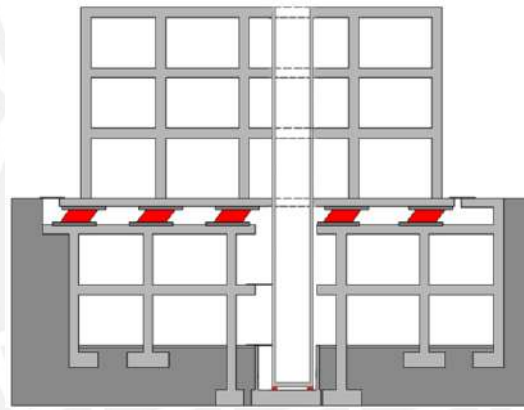


Figura 2.7. Detalle de la caja de ascensor en una estructura aislada.

Fuente: Muñoz, 2018

Consideraciones arquitectónicas.

El proyecto arquitectónico deberá contemplar ciertos requisitos para un adecuado desempeño del aislamiento de la edificación.

Es recomendable que el edificio no sea excesivamente esbelto, controlando de esta manera las posibles tracciones que puedan existir en los dispositivos como consecuencia del momento de volcadura que surge ante un sismo. Por lo tanto, se recomienda que este parámetro no sea mayor a 3 (Figura 2.8) (Korswagen et.al, 2012). Asimismo, se debe considerar la forma de la planta (relación de lados) dado que para plantas alargadas se tendrá problemas de torsión, provocando un excesivo desplazamiento de los dispositivos y ocasionando inestabilidad en la estructura.



Figura 2.8. Relación de esbeltez entre el ancho y la altura.

Fuente: Lüders, 2013

Debido al importante desplazamiento relativo que se produce en el sistema de aislamiento respecto del suelo, es necesario dejar una junta de separación de dimensiones considerables circundante al edificio (Figura 2.9). Esta junta deberá ser de un ancho tal que, ante eventos sísmicos importantes, no ocurra un impacto con las estructuras colindantes. Comúnmente, los desplazamientos relativos para la sismicidad peruana se encuentran en el rango de 25 a 45 cm. Estos desplazamientos varían en función del tipo de suelo y el amortiguamiento de los dispositivos.

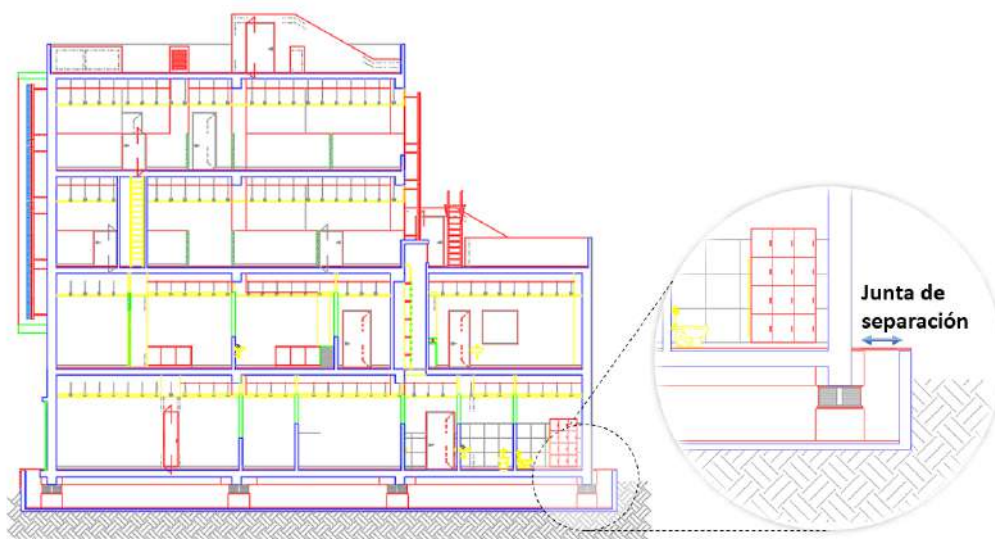


Figura 2.9. Junta circundante de separación.

Los elementos estructurales que cruzan la interfaz de aislamiento, como las escaleras, deberán ser diseñadas considerando una discontinuidad a nivel de la interfaz de aislamiento. En la Figura 2.10 se muestra la discontinuidad en una escalera entre el primer nivel y el sótano.

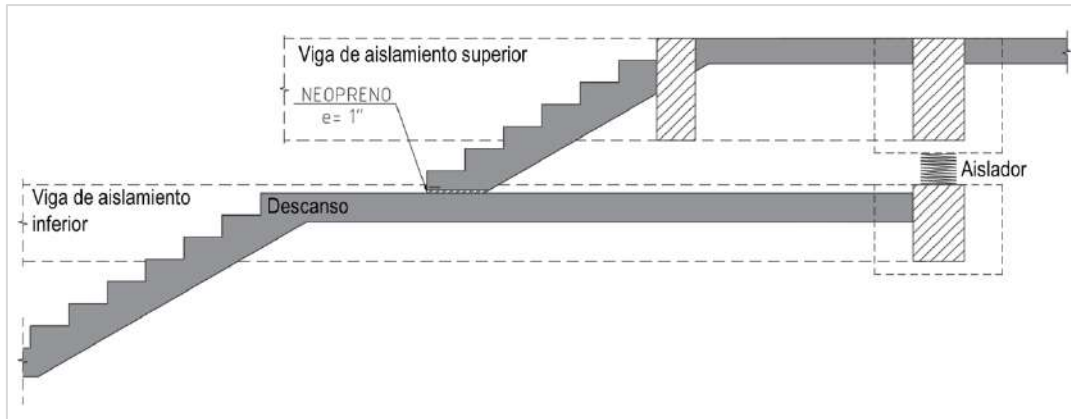


Figura 2.10. Escalera en el nivel de la interfaz de aislamiento.

Dada la importancia de realizar una inspección periódica y eventual reemplazo de los dispositivos de aislamiento, se requiere proporcionar un fácil acceso a este nivel y una altura suficiente para la circulación y trabajos necesarios.

Consideraciones para las instalaciones.

La implementación del aislamiento sísmico puede llegar a impactar en los proyectos de instalaciones. Esto se debe a que los elementos que cruzan el nivel de aislamiento se ven afectados por el desplazamiento relativo entre subestructura y superestructura. Tal es el caso de tuberías del sistema de agua contraincendios (Figura 2.11), que requieren el uso de conexiones flexibles y que admitan los desplazamientos máximos que se pueden desarrollar en el sistema de aislamiento.



Figura 2.11. Conexiones flexibles de tuberías en la interfaz de aislamiento.

2.3. Dispositivos de Aislamiento Sísmico

A continuación, se hace una breve descripción de las características físicas y mecánicas de los tipos de dispositivos elastoméricos y friccionales.

2.3.1. Aisladores elastoméricos.

Los aisladores elastoméricos están compuestos por un conjunto de capas de goma y láminas de acero intercaladas y vulcanizadas, además están rodeados por un recubrimiento de caucho y dos placas de acero de mayor espesor en sus extremos, que sirven para unir los dispositivos a la estructura (Figura 2.12).



Figura 2.12. Dispositivo elastomérico.

Fuente: FIP Industriale, 2015

La rigidez lateral del dispositivo está controlada por las capas de goma mientras que la rigidez vertical está controlada por la alta rigidez de las láminas de acero que impide la expansión lateral de las capas de goma ante la carga vertical.

Las propiedades mecánicas de estos dispositivos son obtenidas mediante ensayos de laboratorio y a partir de modelos teóricos bilineales.

Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB).

Los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (*Low-Damping Rubber Bearing*) son fabricados con goma natural. La Figura 2.13 muestra el diagrama de Fuerza – deformación de un dispositivo LDRB bajo un ciclo de cargas, mostrando la incursión inelástica del aislador. De este modo se describe su curva de histéresis.

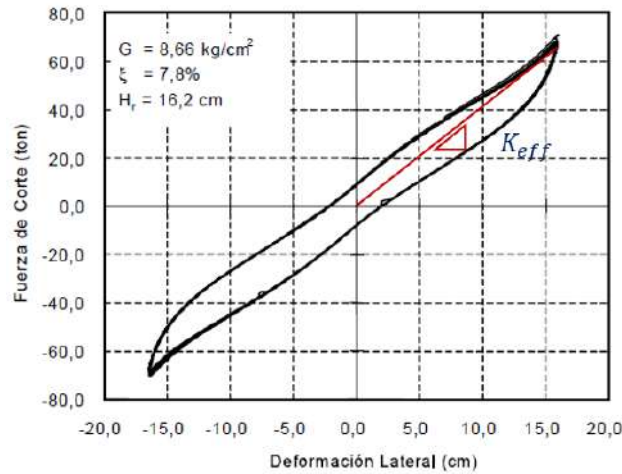


Figura 2.13. Curva de histéresis de un dispositivo LDRB.

Fuente: Instituto Nacional de Normalización, 2013

La curva puede representarse mediante una rigidez efectiva, K_{eff} , con la cual el dispositivo trabaja para casi cualquier deformación lateral. Esto se debe a que el material tiene un módulo de corte prácticamente constante e independiente del nivel de deformación angular, γ , que puede llegar a valores de hasta 200% ($\gamma = 2$) (Chumpitaz, 2017).

En este diagrama se observa que el área encerrada es mínima, lo cual se traduce en una baja capacidad de disipación de energía con un porcentaje de amortiguamiento efectivo de entre 2-3% (Muñoz, 2017). Como el amortiguamiento de los LDRB es reducido, son utilizados en combinación con otros dispositivos para incrementar el amortiguamiento del sistema de aislamiento, como en el ejemplo presentado en la Figura 2.14 (Symans, 2009).

En la actualidad, los dispositivos LDRB han sido remplazados por aisladores de goma de alto amortiguamiento y por aisladores con núcleo de plomo, que no requieren combinarse con otros dispositivos.



Figura 2.14. Sistema de aislador LDRB y amortiguador de fluido viscoso.

Fuente: Symans, 2009

Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB).

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (*High Damping Rubber Bearing*) están hechos de goma tratada con aditivos de diferentes tipos (resinas, aceites, polímeros, etc.) que permiten incrementar la disipación de energía. El amortiguamiento equivalente de los HDRB del orden de 10-20% (Muñoz, 2017).

La goma tratada con los aditivos provoca que su módulo de corte no permanezca constante y dependa de la deformación angular que se experimenta. Este módulo disminuye para deformaciones angulares grandes, según la tendencia presentada en la Figura 2.15. El caucho con aditivos provee alta rigidez lateral para desplazamientos pequeños, con lo que se logra minimizar las vibraciones bajo cargas de viento o sismos leves.

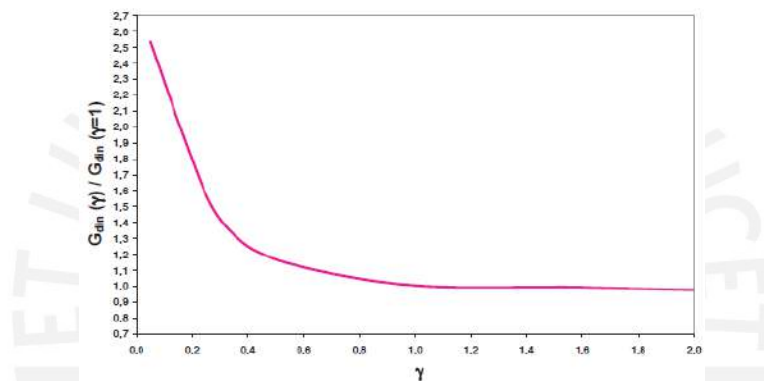


Figura 2.15. Módulo de corte G_{din} en función de la deformación angular γ .

Fuente: FIP Industriale, 2015

La Figura 2.16 muestra el diagrama de fuerza – deformación que presenta un aislador de alto amortiguamiento. Se observa que la energía disipada por estos dispositivos es mayor en comparación con la energía disipada por los aisladores de bajo amortiguamiento.

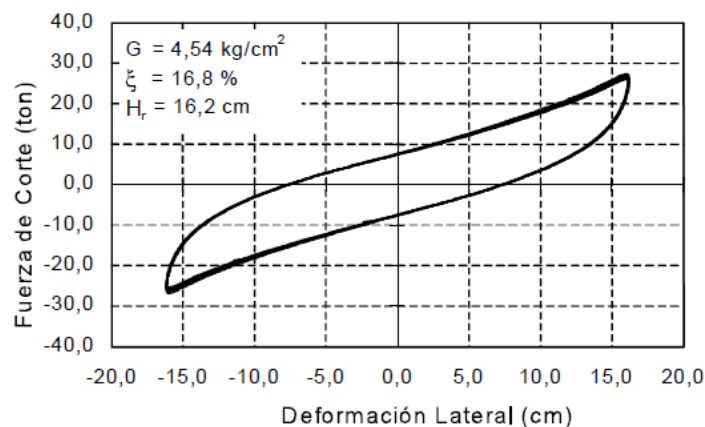


Figura 2.16. Curva de histéresis de un dispositivo HDRB.

Fuente: Instituto Nacional de Normalización, 2013

Los aisladores HDRB tienen capacidad para desarrollar incursiones inelásticas importantes, sin embargo, tras varios ciclos de deformación las propiedades de corte y de restauración del caucho se comienzan a degradar. Algunas de las causas son la variación de temperatura, el incremento de la carga axial y las imprecisiones del proceso de fabricación del aislador. Esto conlleva a que los rangos de variación de las propiedades de estos dispositivos son mayores en comparación a los LDRB para propósitos de diseño.

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (*Lead Rubber Bearing*) (Figura 2.17) son dispositivos de goma natural de bajo amortiguamiento intercaladas con láminas de acero, y con un inserto cilíndrico de plomo (núcleo de plomo) que permite disipar mayor energía.

La energía disipada en función del porcentaje de amortiguamiento es del orden de 25 – 30% (Muñoz, 2017). El incremento del amortiguamiento se debe a que, cuando la deformación lateral del aislador produce la fluencia del plomo, este entra al rango inelástico disipando energía en forma de calor. Cuando el sismo termina, el núcleo de plomo se recrystaliza y vuelve a las condiciones iniciales para soportar otro evento sísmico.

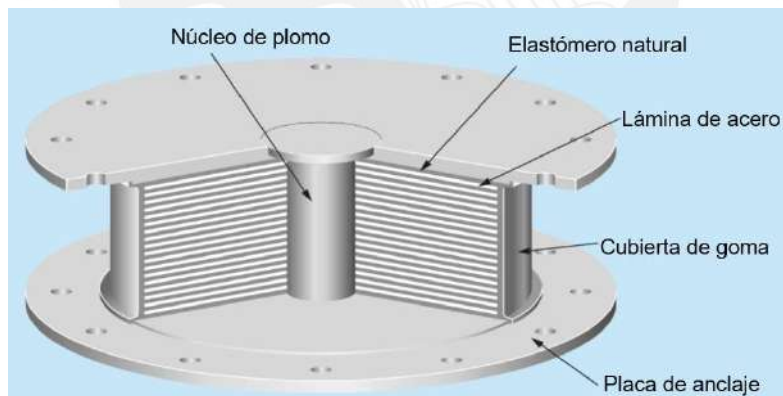


Figura 2.17. Aislador elastomérico con núcleo de plomo.

Fuente: Bridgestone, 2013

Cabe resaltar que estos dispositivos pueden soportar una deformación angular mayor de 200%. En la Figura 2.18 se muestra el diagrama de fuerza – deformación que presenta este dispositivo. Se observa que el área encerrada (energía disipada) es considerablemente mayor a los otros dos dispositivos elastoméricos mencionados previamente.

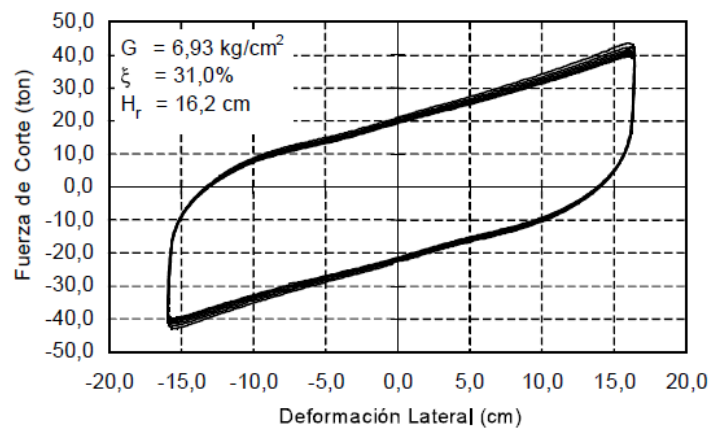


Figura 2.18. Curva de histéresis de un dispositivo LRB.

Fuente: Instituto Nacional de Normalización, 2013

Los LRB al estar compuestos de goma natural y un núcleo de plomo presentan un comportamiento predecible, por lo que el rango de variación de propiedades en cuanto a propósitos de diseño es menor en comparación a los HDRB.

2.3.2. Aisladores deslizantes.

También llamados deslizadores friccionales (*Sliding Bearing*), constan de una superficie de deslizamiento de acero inoxidable pulido sobre la que se desliza una placa de acero revestida con material compuesto de alta resistencia (teflón). El coeficiente de fricción es bajo (5 a 8%) que depende de la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad del movimiento y el estado de las superficies de contacto.

El sistema se activa cuando la fuerza lateral debida al sismo supera la fuerza de fricción estática, lo cual permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan.

Estos dispositivos poseen la desventaja de requerir mayor mantenimiento y cuidado, ya que cualquier modificación en sus superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al de diseño.

Aisladores de fricción o deslizantes planos.

Los aisladores deslizantes planos (*Flat Sliding Bearing*) son los más simples. Constan de una superficie plana de acero inoxidable sobre la que se desliza una placa de acero revestida con politetrafluoroetileno (PTFE) (Figura 2.19).



Figura 2.19. Deslizador plano.

Fuente: FIP Industriale, 2015

En el instante en que las fuerzas laterales superen a la fuerza de fricción estática, los aisladores permiten el movimiento relativo entre superficies de contacto. Al no poseer una capacidad restitutiva necesitan ser utilizados de forma conjunta con otros tipos de aisladores. La combinación de estos dispositivos con aisladores HDRB o LRB permite, por lo general, un ahorro significativo en el sistema de aislamiento.

En la Figura 2.20 se muestra esquemáticamente un deslizador sobre un plano horizontal y su respectivo diagrama de fuerza – deformación. Se puede notar que la energía que logra disipar es significativa y que el dispositivo permanece con fuerza constante luego de activado el sistema. Esta fuerza depende del coeficiente de fricción y de la carga vertical aplicada.

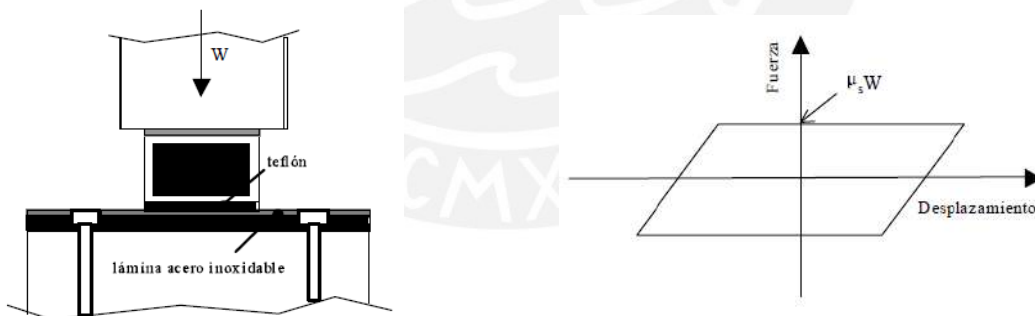


Figura 2.20. Esquema de un deslizador plano y su curva de histéresis.

Fuente: Instituto Nacional de Normalización, 2013

Sistema de péndulo friccional (FPS).

Los aisladores deslizantes tipo péndulo (*Spherical Sliding Bearing*) tienen la particularidad que su placa inferior posee una superficie cóncava, sobre la cual la placa superior desliza causando que la masa soportada se eleve realizando un movimiento similar al de un péndulo.

Durante un evento sísmico, el aislador desarrolla una fuerza resistente lateral ocasionada por la fuerza friccional que se produce y por la fuerza de la gravedad de la carga soportada. Esta última es la fuerza restitutiva del sistema que, a diferencia de los deslizadores planos, cuentan con la característica y ventaja de ser auto-centrante (Figura 2.21).

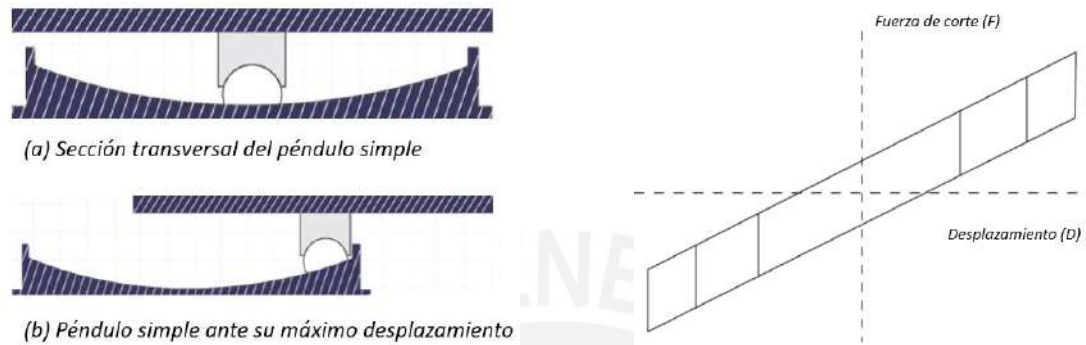


Figura 2.21. Esquema de un péndulo simple y su curva de histéresis.

Fuente: Grisacol, 2016

En la actualidad existen tres generaciones de FPS, los cuales se dividen en: simple péndulo de fricción (primera generación), doble péndulo de fricción (segunda generación) y triple péndulo de fricción (tercera generación). Básicamente funcionan con la misma idea, lo único que los diferencia es el número de superficies que entran en contacto para producir fricción.

2.3.3. Modelo Bilineal y Equivalente Lineal Elástico

En el caso de aisladores elastoméricos, el diagrama de fuerza – deformación pueden representarse por una curva formada por dos rectas, denominado modelo bilineal (Figura 2.22). En el caso de los deslizadores, el diagrama se puede aproximar a un rectángulo, dado que dependerá de la fuerza axial que recibe el dispositivo, W , y del coeficiente de fricción cinético, μ (Figura 2.23).

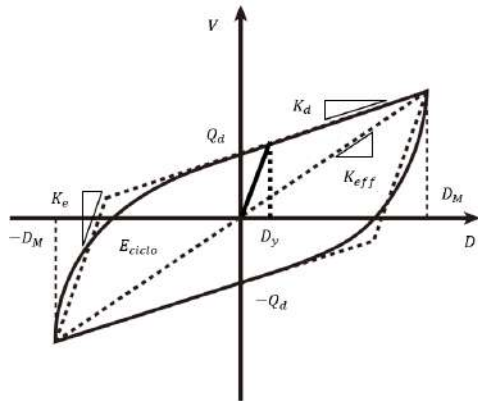


Figura 2.22. Modelo bilineal y lineal equivalente para elastoméricos.

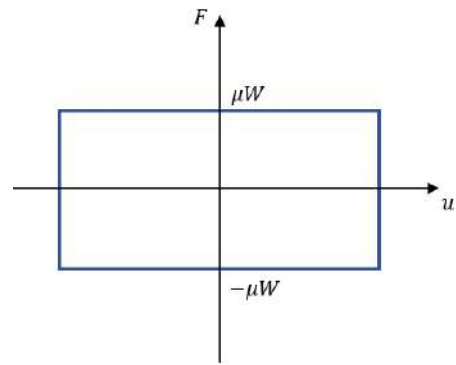


Figura 2.23. Modelo idealizado para deslizadores planos.

En el modelo bilineal, las rigideces están representadas por K_e y K_d . Los valores correspondientes al desplazamiento y fuerza de fluencia (cambio de pendiente) están referidos por D_y y F_y , respectivamente. La fuerza correspondiente a un desplazamiento nulo se denomina Q_d . E_{ciclo} corresponde a la energía que se disipa en un ciclo de histéresis. Se obtiene según la Ec. (2.3).

$$E_{ciclo} = A_H = 4Q_d(D - D_y) \quad (2.3)$$

El área encerrada en un lazo (*loop*) de histéresis A_H representa la cantidad de energía que el dispositivo disipa en una oscilación (Figura 2.24), esto también se puede representar mediante un dispositivo elástico con una rigidez equivalente k_{eff} junto a un amortiguamiento equivalente de fluido viscoso ξ_{eff} que disipe la misma cantidad de energía que el modelo bilineal.

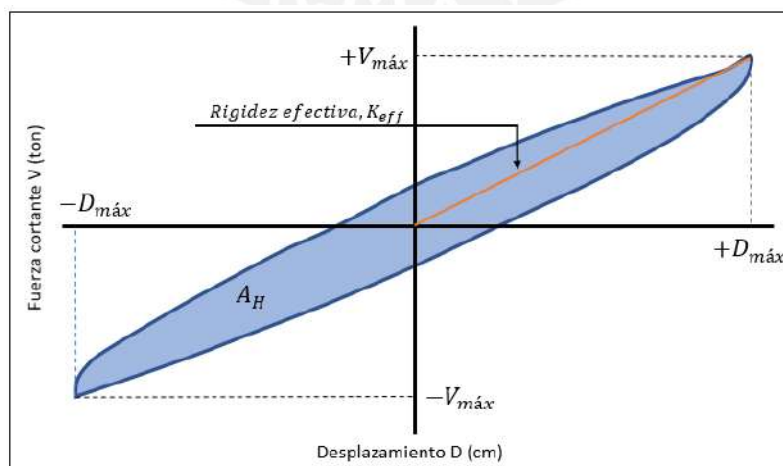


Figura 2.24. Energía disipada y rigidez efectiva de un dispositivo típico.

La Figura 2.25 muestra la relación de la fuerza de amortiguamiento F_d y el desplazamiento D_{max} correspondiente a un ciclo de oscilación del sistema equivalente.

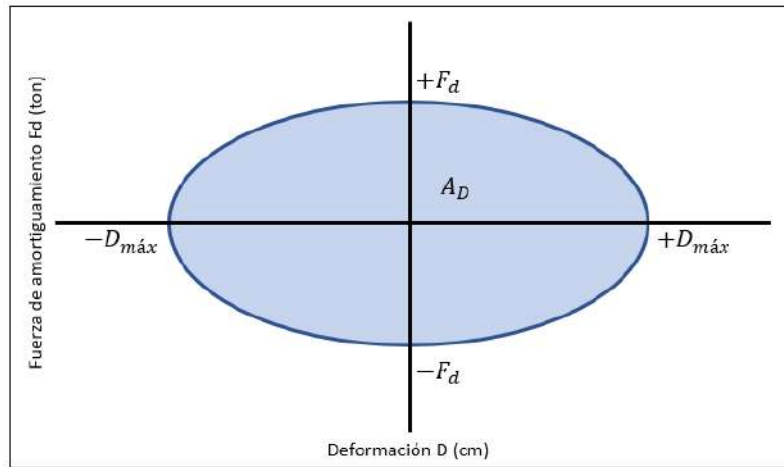


Figura 2.25. Relación de F_d vs D_{max} .

La energía disipada se obtiene mediante la Ec. (2.4)

$$A_D = 2\pi k_{eff} D_{max}^2 \xi_{eff} = 2\pi M \omega^2 D_{max}^2 \xi_{eff} \quad (2.4)$$

Por lo tanto, igualando ambas áreas ($A_D = A_H$) se obtiene la Ec. (2.5) que expresa la razón de amortiguamiento crítico efectivo.

$$\xi_{eff} = \frac{A_H}{2\pi k_{eff} D_{max}^2} = \frac{A_H}{2\pi M \omega^2 D_{max}^2} \quad (2.5)$$

2.4. Métodos de Análisis de Edificios Aislados

2.4.1. Modelos elásticos simplificados de edificios aislados.

Para comprender el comportamiento de los edificios aislados, es posible idealizar la estructura mediante modelos de uno y dos grados de libertad. Estos modelos representan de manera adecuada la dinámica de las estructuras aisladas.

2.4.1.1. Modelo de un grado de libertad.

Este modelo es una idealización simplificada de la estructura ya que considera que la rigidez de la superestructura k_s es mucho mayor que la rigidez del sistema de aislamiento k_b . Esto implica que los desplazamientos relativos de entrepiso serán muy reducidos en comparación

con el desplazamiento del sistema de aislamiento y, por lo tanto, es posible idealizarlo como un sistema de masa concentrada.

La Figura 2.26 muestra la estructura aislada y su idealización como un modelo de masa concentrada. Para una estructura de “n” pisos, la sumatoria de masas de cada nivel ($m_1 + \dots + m_n$) corresponde a la masa de la superestructura m_s que será adicionada a la masa de la plataforma superior de aislamiento m_b . De esta manera, la masa concentrada será $m_s + m_b$. Así mismo, la interfaz de aislamiento se considerará linealmente elástica, con una rigidez efectiva k_b y un porcentaje de amortiguamiento efectivo ξ_b .

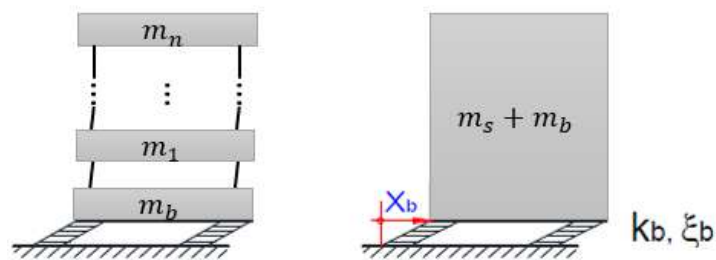


Figura 2.26. Modelo de un edificio aislado y su equivalente de 1 GDL.

Teniendo en cuenta este modelo, el periodo fundamental se podrá expresar como:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}} \quad (2.6)$$

Mientras que la constante de amortiguamiento se puede expresar en función del porcentaje de amortiguamiento efectivo ξ_b y de la frecuencia angular del sistema $\omega_b = 2\pi/T_b$.

$$C_b = \xi_b \cdot 2(m_s + m_b) \cdot \omega_b = \xi_b \cdot 2\pi \sqrt{(m_s + m_b)k_b} \quad (2.7)$$

2.4.1.2. Modelo de dos grados de libertad.

Este modelo considera la deformación existente en la superestructura respecto al sistema de aislamiento. El sistema tiene dos grados de libertad dinámicos: nivel de base y azotea. En la Figura 2.27 se aprecian dos masas diferenciadas, m_b que es la masa del nivel de base y m_s la masa de la superestructura. La rigidez y el amortiguamiento de la superestructura son representados por k_s y C_s , y la rigidez y constante de amortiguamiento del sistema de aislamiento por k_b y C_b (Kelly & Naeim, 1999).

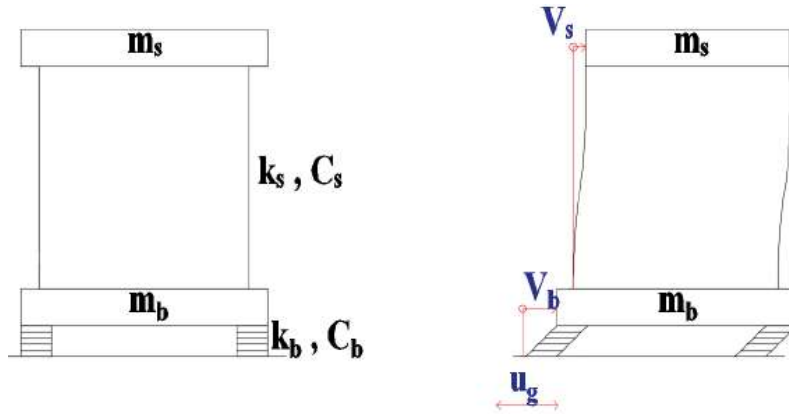


Figura 2.27. Modelo de un sistema de dos grados de libertad.

Fuente: Kelly & Naeim, 1999

El sistema de coordenadas a utilizar será el que considere desplazamientos relativos entre el techo de la estructura y el sistema de aislamiento V_s , y entre el sistema de aislamiento y el suelo V_b . Cuando la estructura se somete a una aceleración en su base \ddot{u}_g , la ecuación matricial de equilibrio dinámico, en función del sistema de coordenadas \underline{V} , estará dada por la expresión Ec. (2.8).

$$\underline{\hat{M}} \ddot{\underline{V}} + \underline{\hat{C}} \dot{\underline{V}} + \underline{\hat{K}} \underline{V} = -\underline{\hat{M}} \hat{r} \ddot{u}_g \quad (2.8)$$

Siendo $\underline{\hat{M}}$ la matriz de masa de la estructura, $\underline{\hat{C}}$ la matriz de amortiguamiento, $\underline{\hat{K}}$ la matriz de rigidez lateral y \hat{r} el vector de dirección del movimiento del suelo.

$$\underline{\hat{M}} = \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \quad \underline{\hat{K}} = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \quad \underline{\hat{C}} = \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix}$$

$$\hat{r} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \underline{V} = \begin{bmatrix} V_b \\ V_s \end{bmatrix}$$

Análisis modal.

Para determinar los modos de vibración se supondrá que la estructura se encuentra en vibración libre, es decir, que no presenta amortiguamiento. Así, la ecuación de equilibrio dinámico se reduce a la Ec. (2.9):

$$\underline{\hat{M}} \ddot{\underline{V}} + \underline{\hat{K}} \underline{V} = \underline{0} \quad (2.9)$$

A partir de esta ecuación se obtiene una solución armónica en función del tiempo:

$$\underline{V} = A \text{ sen}(\omega t) \underline{\phi} \quad (2.10)$$

Donde A es una constante y ω es la frecuencia angular asociada a la forma de vibración de la estructura. Reemplazando la Ec. (2.10) en la Ec. (2.9) se tiene:

$$(\underline{\hat{K}} - \omega^2 \underline{\hat{M}}) \underline{\phi} = 0 \quad (2.11)$$

Al resolver la Ec. (2.11) se obtienen las frecuencias nominales correspondientes a la base y superestructura:

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{m_b + m_s}, \quad \omega_s^2 = \frac{k_s}{m_s} \quad (2.12), (2.13)$$

Será posible definir una relación de masas γ y la relación de periodos ϵ , presentado en las Ecs. (2.14) y (2.15).

$$\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s}, \quad \epsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2 = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2 \quad (2.14), (2.15)$$

Asumiendo que los valores de épsilon ϵ son pequeños se obtiene:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \epsilon\gamma), \quad \omega_2^2 = \frac{1 + \epsilon\gamma}{1 - \gamma} \omega_s^2 \quad (2.16), (2.17)$$

Una vez conocidas estas frecuencias es posible obtener las formas modales, representadas gráficamente en la Figura 2.28.

$$\underline{\phi}_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix}, \quad \underline{\phi}_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}[1 - (1 - \gamma)\epsilon] \end{Bmatrix} \quad (2.18), (2.19)$$

En la Figura 2.28 se puede apreciar que, para la primera forma de vibración teniendo un desplazamiento unitario en la plataforma de aislamiento la azotea solo se mueve una distancia adicional ϵ . Por lo tanto, podemos deducir que se tendrá un mejor comportamiento de la estructura aislada para valores de ϵ pequeños. Esto se logra haciendo que la relación entre periodos (T_b/T_s) sea mayor.

Debido a que el modelo de 2 GDL contempla la flexibilidad de la superestructura, esta se evidencia en la segunda forma de vibrar de la estructura. Esto dado que la deformada de la

estructura aislada se asemeja a la deformada de la estructura con base fija relativa al sistema de aislamiento.

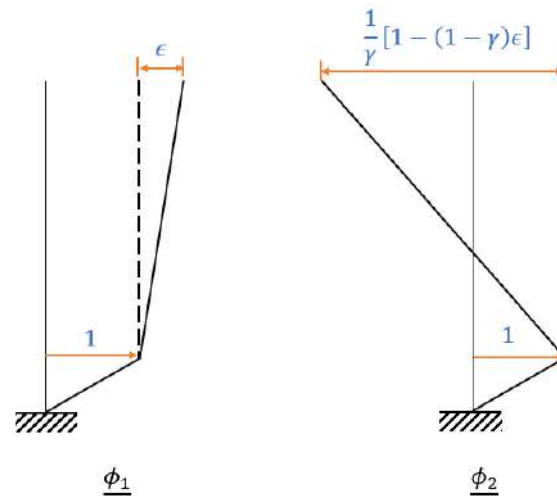


Figura 2.28. Formas de vibración de la estructura aislada de 2 GDL.

Los periodos de vibración modales son:

$$T_1 = T_b \frac{1}{\sqrt{1 - \epsilon\gamma}} \quad , \quad T_2 = T_s \sqrt{\frac{1 - \gamma}{1 + \epsilon\gamma}} \quad (2.20), (2.21)$$

El periodo de vibración del sistema de aislamiento T_1 se ve afectado por el factor $\frac{1}{\sqrt{1 - \epsilon\gamma}}$, por lo que el periodo para este modelo será ligeramente mayor al obtenido mediante el modelo de 1GDL. Esto se fundamenta en que este modelo contempla la flexibilidad de la superestructura. Empelando las formas y periodos de vibración hallados, se obtienen los factores de participación:

$$\frac{L_1^*}{M_1^*} = 1 - \gamma\epsilon \quad (2.22)$$

$$\frac{L_2^*}{M_2^*} = \gamma\epsilon \quad (2.23)$$

Debido a que $\gamma\epsilon$ es muy pequeño, el primer modo es considerablemente mayor que el segundo. Es así como la dinámica de la estructura aislada será regida por la dinámica del sistema de aislamiento.

El amortiguamiento de cada modo de vibración está dado por:

$$\xi_i = \frac{C_i^*}{2\omega_i M_i^*} \quad (2.24)$$

Posteriormente se obtienen los amortiguamientos para cada modo:

$$\xi_1 = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\epsilon\right) \quad (2.25)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} (\xi_s + \gamma\epsilon^{1/2}\xi_b) \left(1 - \frac{\gamma\epsilon}{2}\right) \quad (2.26)$$

Al igual que los periodos de vibración, el amortiguamiento del sistema de aislamiento ξ_b se ve afectado por el factor $\left(1 - \frac{3}{2}\gamma\epsilon\right)$ que disminuye el valor asumido de ξ_b . Asimismo, el amortiguamiento del segundo modo ξ_2 es mayor al amortiguamiento de la estructura de base fija ξ_s . Esto se evidencia en la Ec. (2.26), donde ξ_2 depende del valor de ξ_b ; es decir, el amortiguamiento del sistema de aislamiento afecta al amortiguamiento del segundo modo.

El análisis modal realizado para este modelo puede extenderse para modelos de varios grados de libertad.

2.4.2. Análisis elástico de edificios aislados.

Análisis modal.

Consiste en la evaluación de las formas modales y periodos naturales de la estructura aislada en vibración libre. Esto implica que los dispositivos de aislamiento y demás elementos estructurales no presentan amortiguamiento.

Para realizar la evaluación de la eficiencia del sistema de aislamiento, se emplea el coeficiente épsilon (ϵ). Así mismo, se revisa la predominancia de los porcentajes de masa de los modos de traslación correspondientes al sistema de aislamiento, para evitar problemas de torsión en planta.

Análisis espectral.

Este análisis da a conocer la máxima respuesta sísmica de una estructura, al someterla a un espectro de respuesta en su base. Es necesario emplear una combinación modal en la que se vean representados todos los modos de vibración de la estructura.

Para ambos análisis es necesario contar con un modelo computacional que considere los diferentes grados de libertad que posee una estructura aislada:

2.4.2.1. *Modelo de varios grados de libertad.*

Al considerar un edificio aislado de “n” pisos, se tendrán n+1 diafragmas debido a la losa adicional en la parrilla sobre la interfaz de aislamiento. El modelo considera masas concentradas en cada nivel y tiene 3 GDL en cada piso, 2 traslacionales y 1 rotacional. Por lo tanto, se tendrán $3(n+1)$ modos de vibración.

Para el uso de este modelo se emplea programas computacionales, en los cuales se ingresan espectros de respuesta en base a los criterios normativos. En la Figura 2.29. se aprecia que los tres primeros modos corresponden a la plataforma de aislamiento ya que aquí se concentra casi toda la deformación, mientras que la superestructura permanece casi sin deformaciones.

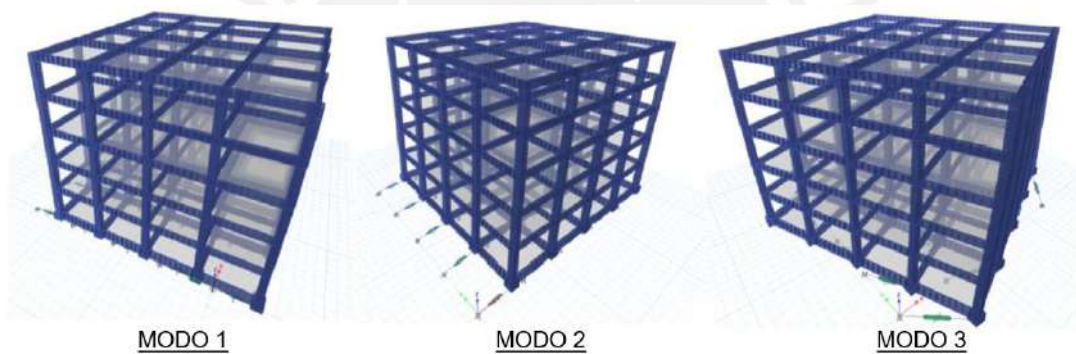


Figura 2.29. Tres primeros modos de vibración de una estructura aislada.

(Chumpitaz, 2017)

Los modos superiores a los tres primeros corresponden a modos de la superestructura, donde predominan las deformaciones en la superestructura (Figura 2.30).

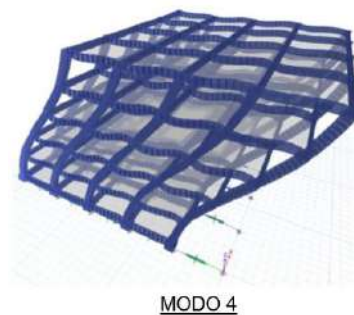


Figura 2.30. Cuarta forma de vibración (deformación de la superestructura relativa al sistema de aislamiento).

(Chumpitaz, 2017)

En el modelo por emplear para los análisis modal y de superposición espectral, la superestructura tendrá un comportamiento elástico, con un amortiguamiento congruente con el de la estructura de base fija (5%), y el sistema de aislamiento estará formado por dispositivos que tendrán un comportamiento lineal; es decir, los dispositivos están representados por un rigidez elástica y amortiguamiento efectivo de fluido viscoso.

La ventaja de este modelo respecto de los modelos simplificados es que permite obtener desplazamientos, aceleraciones y cortante en el sistema de aislamiento; así como desplazamientos, derivas, cortante de entrepiso y aceleraciones en la superestructura y, finalmente, las fuerzas internas en los elementos estructurales y dispositivos.

2.4.3. Análisis tiempo – historia no lineal de edificios aislados.

Este método consiste en evaluar la respuesta de una estructura cuando se somete a un registro de aceleración en su base. Se emplea este análisis para tener una mejor representación de las respuestas de una estructura aislada, ya que considera la no linealidad de los dispositivos del sistema de aislamiento (diagrama de histéresis), mientras que la superestructura se comporta elásticamente.

Con este diagrama de histéresis queda representado el proceso de disipación de energía del aislamiento. A diferencia del caso elástico, en este modelo se considera que el amortiguamiento de los tres primeros modos equivale a la energía histerética disipada por el sistema. Para los demás modos se mantiene el amortiguamiento característico de la superestructura (5%).

Debido a que los registros de aceleración no pueden representarse mediante funciones matemáticas, se emplean procedimientos numéricos para resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico en cada instante de tiempo. Uno de estos procedimientos numéricos es el análisis no lineal rápido (*Fast Nonlinear Analysis*).

Para la aplicación del FNA, el modelo analítico deberá ser lineal elástico (superestructura) y tener un número limitado de miembros no lineales previamente identificados (dispositivos del sistema de aislamiento). Mientras que la superestructura es analizada mediante modos de vibración, la no linealidad se expresa por fuerzas en cada instante de tiempo. Por lo tanto, el FNA es ideal para el análisis de estructuras aisladas.

Como resultado se pueden obtener fuerzas, desplazamientos y aceleraciones en los miembros de la estructura en cada intervalo de tiempo analizado.

2.4.3.1. *Modelo no lineal de los dispositivos.*

Dispositivos Elastoméricos.

Es posible definir el comportamiento no lineal a partir de las propiedades lineales de los dispositivos elastoméricos (desplazamiento D_M , amortiguamiento equivalente ξ_{eff} , rigidez equivalente K_{eff} y una relación de rigideces $\alpha = k_1/k_2$).

Q_d puede hallarse como:

$$Q_d = F_y - k_2 D_y \quad (2.27)$$

Así también:

$$F_y = k_1 D_y \quad (2.28)$$

Reemplazando la Ec. (2.28) en la Ec. (2.27) se obtiene la expresión:

$$D_y = \frac{Q_d}{k_1 - k_2} \quad (2.29)$$

Despejando se tiene:

$$k_1 = \frac{Q_d}{D_y} + k_2 \quad (2.30)$$

Quedando así definido el comportamiento no lineal de los dispositivos.

Dispositivos Deslizadores Planos.

Para el caso de los deslizadores planos, la fuerza de activación Q_d será definida según la Ec. (2.31), donde N es la fuerza normal que actúa en el dispositivo y μ es el coeficiente de fricción.

$$Q_d = N\mu \quad (2.31)$$

2.4.3.2. Modelo no lineal del sistema de aislamiento.

La fuerza de activación del sistema Q_{Total} se obtiene mediante la sumatoria de Q_i y Q_j , correspondiente a la fuerza para un desplazamiento nulo de cada dispositivo elastomérico y deslizador plano, respectivamente.

$$Q_{Total} = \sum_1^i Q_i + \sum_1^j Q_j \quad (2.32)$$

Del mismo modo, es necesario hallar la rigidez post-fluencia del sistema de aislamiento k_{2Total} . Esta será la sumatoria de las rigideces inelásticas de los dispositivos elastoméricos, dado que los deslizadores poseen una rigidez inelástica nula.

$$k_{2Total} = \sum_1^i k_{2i} \quad (2.33)$$

La rigidez efectiva del sistema de aislamiento se puede obtener a partir de la Ec. (2.34), donde $k_{eff i}$ es la rigidez efectiva de cada dispositivo elastomérico y $k_{eff j}$ corresponde a la rigidez efectiva de cada deslizador. Esta se obtiene como el cociente de la normal, N , entre el desplazamiento, D_M .

$$k_{eff Total} = \sum_1^i k_{eff i} + \sum_1^j k_{eff j} \quad (2.34)$$

A partir de los parámetros obtenidos para el sistema de aislamiento, es posible hallar el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento. Para esto será necesario calcular la energía, W_d , que corresponde al área encerrada por un ciclo del diagrama bilineal, A_H . El área y energía disipada se relacionan por medio de la Ec. (2.35).

$$W_d = A_H = 4Q_d(D_{max} - D_y) \quad (2.35)$$

Así, la razón de amortiguamiento critico efectivo se calcula reemplazando A_H en la expresión de la Ec. (2.5) y se obtiene:

$$\xi_{eff} = \frac{4Q_d(D_{max} - D_y)}{2\pi k_{eff} D_{max}^2} = \frac{4Q_d(D_{max} - D_y)}{2\pi M \omega^2 D_{max}^2} \quad (2.36)$$

Capítulo 3. Criterios Normativos de la NTE-E.031

En este capítulo se abordan algunos de los aspectos más importantes de la norma NTE-E.031 y se realiza una comparación con las normas extranjeras NCh2745–2013 y ASCE 7-16.

3.1. Requisitos Generales de Diseño

3.1.1. Calificación y restricciones del sistema estructural.

Se debe clasificar a la superestructura como regular o irregular. Si bien la norma sismorresistente E.030 proporciona tablas para la clasificación de la estructura en función a sus irregularidades en altura y en planta (NTE–E.030. Tabla N.º 8 y Tabla N.º 9, respectivamente), la norma de aislamiento sísmico E.031 establece que para edificaciones aisladas solo se debe analizar las siguientes irregularidades:

- Irregularidad de rigidez – Piso Blando.
- Irregularidad de resistencia – Piso Débil.
- Irregularidad de rigidez extrema – Piso Blando.
- Irregularidad extrema de resistencia – Piso Débil.
- Irregularidad por discontinuidad extrema de los elementos resistentes.
- Irregularidad torsional extrema en planta.

La normativa peruana también establece restricciones a las irregularidades que dependen de la categoría de la edificación y la zona donde se ubique, según lo presentado en la Tabla 3.1, extraída de la Norma E.031.

Tabla 3.1. Categoría y regularidad de las edificaciones aisladas

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
	3, 2 y 1	Sin restricciones

3.1.2. Consideraciones en el diseño del sistema de aislamiento.

El sistema de aislamiento se diseñará teniendo en cuenta lo siguiente:

Condiciones ambientales.

Estos incluyen los efectos de envejecimiento, flujo plástico, fatiga, temperatura y humedad o sustancias nocivas. Adicionalmente, el sistema de aislamiento debe presentar suficiente rigidez lateral para resistir fuerzas de viento o cualquier otra fuerza que cause vibraciones constantes en la superestructura, además de una adecuada protección contra el fuego.

Fuerza de restitución lateral.

Tendrá la capacidad de generar una fuerza de restitución necesaria en el desplazamiento máximo, tal que resulte mayor a $0.025P$ al $50\%D_{max}$ (Figura 3.1). Esto considerando tanto sus propiedades límites inferiores como superiores.

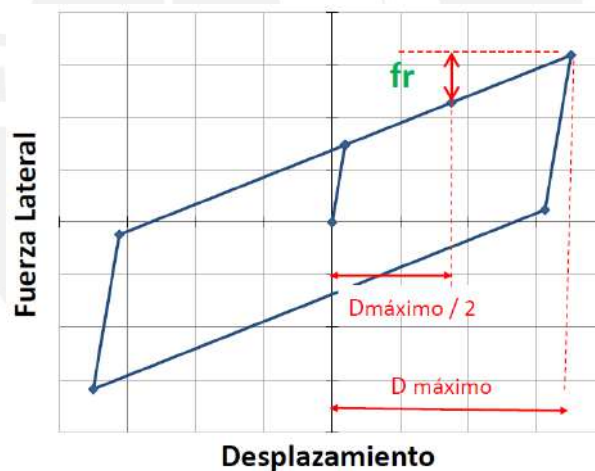


Figura 3.1. Esquemización de la fuerza de restitución lateral

Estabilidad por carga vertical.

Cada elemento del sistema de aislamiento deberá ser estable bajo la máxima y mínima carga vertical sometido al desplazamiento total. El factor de seguridad será de 3 solo para cargas axiales y de 1 para carga axial última. Una verificación adicional que se tendrá en cuenta es que no se permite el levantamiento local de los aisladores, a excepción que se compruebe que esto no cause sobreesfuerzos o inestabilidad de los dispositivos de aislamiento.

Volteo.

Se deberá analizar la estructura en cuanto a volteo. Las fuerzas que se tendrán en cuenta corresponderán al SMC, para la fuerza vertical equilibrante se considerará el peso P de la edificación sin factorar calculada según la norma E.030 vigente. Todas las condiciones de carga de gravedad y sísmicas deben de ser investigadas y el factor de seguridad de volteo no será menor que 1 en ninguno de los casos.

3.1.3. Efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de cargas.

Cada dispositivo debe de ser diseñado y ensayado para las cargas verticales promedio, máximas y mínimas ocasionadas por las fuerzas del sismo máximo considerado. Estas cargas son las siguientes:

Carga vertical promedio:

$$1.0CM + 0.5CV \quad (3.1)$$

Carga vertical máxima:

$$1.25 (CM + CV) + 1.0(CSH + CSV) + 0.2CN \quad (3.2)$$

Carga vertical mínima:

$$0.9CM - 1.0(CSH + CSV) \quad (3.3)$$

Donde:

- CM : Carga muerta.
- CV : Carga viva.
- CSH : Carga sísmica horizontal.
- CSV : Carga sísmica vertical = $0.5 (1.5 ZS) CM$.
- CN : Carga de nieve.

3.1.4. Propiedades del sistema de aislamiento.

Propiedades nominales de un aislador.

Cada tipo de unidad de aislamiento se diseñará considerando las propiedades promedio de tres ciclos de ensayo de los prototipos.

Si los valores de rigidez y amortiguamiento efectivos para la carga a) “carga vertical promedio” difieren en menos del 15% de aquellos valores medidos con el promedio de las tres combinaciones de carga verticales definidas en 3.1.3, entonces las propiedades de diseño nominal se calcularán solo con la combinación de carga a) “carga vertical promedio” definida en 3.1.3.

Factores de modificación de las propiedades.

Los factores de modificación de propiedades se utilizan para tener en cuenta la variación de los parámetros en el diseño nominal de cada tipo de unidad de aislamiento, esta variación tiene en cuenta efectos de calentamiento debido al movimiento dinámico del ciclo, velocidad de carga, scragging y recuperación, variabilidad de las propiedades de producción, temperatura, envejecimiento, exposición ambiental y contaminación.

Estos factores de modificación máximos y mínimos (λ_{max} y λ_{min} respectivamente) afectan a k_d y Q_d en el caso de aisladores elastoméricos, y a μ o Q_d para el caso de deslizadores.

Si los datos del ensayo de cualificación de un fabricante han sido aprobados por el ingeniero estructural responsable, estos pueden ser usados para calcular los factores de modificación de las propiedades tanto superior como inferior. De lo contrario, se usarán las Ec. (3.4) y Ec. (3.5) para calcular dichas propiedades.

$$\lambda_{max} = \left(1 + \left(0.75 * (\lambda_{(ae,max)} - 1) \right) \right) * \lambda_{(tvs,max)} * \lambda_{(fab,max)} \geq 1.8 \quad (3.4)$$

$$\lambda_{min} = \left(1 - \left(0.75 * (1 - \lambda_{(ae,min)}) \right) \right) * \lambda_{(tvs,min)} * \lambda_{(fab,min)} \leq 0.6 \quad (3.5)$$

Donde:

$\lambda_{(ae,max)}$: Factor de modificación máxima que considera las condiciones ambientales y de envejecimiento.

$\lambda_{(ae,min)}$: Factor de modificación mínima que considera las condiciones ambientales y de envejecimiento.

$\lambda_{(tvs,max)}$: Factor de modificación máxima que considera las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.

$\lambda_{(tvs,min)}$: Factor de modificación mínima que considera las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.

$\lambda_{(fab,max)}$: Factor de modificación máxima que considera la variabilidad en la fabricación de los aisladores.

$\lambda_{(fab,min)}$: Factor de modificación mínima que considera la variabilidad en la fabricación de los aisladores.

Los valores λ_{max} y λ_{min} deben estar contenidos entre los valores extremos precisados en la Tabla 3.2 y la Tabla 3.3, extraídas de la Norma E.031.

Tabla 3.2. Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes desconocidos

Variable	Interfaz sin lubricación μ o Q_d	Interfaz lubricada μ o Q_d	Aislador de bajo amort. K	Aislador de caucho con núcleo de polmo K_d	Q_d	Aislador de alto amortiguamiento K_d	Q_d
Mínimo Factor de Modificación λ_{min}	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Máximo Factor de Modificación $\lambda_{máx}$	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Tabla 3.3. Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes calificados

Variable	Interfaz sin lubricación μ o Q_d	Interfaz lubricada μ o Q_d	Aislador de bajo amort. K	Aislador de caucho con núcleo de polmo K_d	Q_d	Aislador de alto amortiguamiento K_d	Q_d
Mínimo Factor de Modificación λ_{min}	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2.0	1.7
Máximo Factor de Modificación $\lambda_{máx}$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Límite superior y límite inferior del comportamiento fuerza – desplazamiento de los componentes del sistema de aislamiento.

Se debe desarrollar modelos matemáticos para el límite superior como para el límite inferior, que sean totalmente independientes entre ellos, estos deberán reflejar el comportamiento histerético (fuerza – desplazamiento) para cada tipo de componente del sistema de aislamiento.

Propiedades del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo.

La rigidez efectiva k_M y el amortiguamiento efectivo β_M del sistema de aislamiento asociados al desplazamiento máximo D_M , se calcularán utilizando tanto el límite superior como el límite inferior de cada tipo de dispositivo según las Ec. (3.6) y Ec. (3.7).

$$k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M} \quad (3.6)$$

$$\beta_M = \frac{\sum |E_M|}{2\pi k_M D_M^2} \quad (3.7)$$

Donde:

$\sum |E_M|$: Energía total disipada por el sistema de aislamiento en un ciclo completo para el desplazamiento D_M .

$\sum |F_M^+|$: Sumatoria de todos los valores absolutos de las fuerzas en todos los aisladores del sistema de aislamiento para un desplazamiento positivo D_M .

$\sum |F_M^-|$: Sumatoria de todos los valores absolutos de las fuerzas en todos los aisladores del sistema de aislamiento para un desplazamiento negativo D_M .

Límite superior y límite inferior de las propiedades del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo.

El análisis de la estructura aislada se realizará por separado para las propiedades del límite superior y del límite inferior, para el diseño se utilizará el caso que gobierne para cada parámetro de interés (caso más desfavorable).

Para el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes, y para propósitos de establecer fuerzas laterales mínimas y desplazamientos mínimos de diseño, se deberá calcular de forma independiente para el límite superior e inferior.

3.2. Definición del Movimiento del Terreno

3.2.1. Espectros de diseño.

El espectro de diseño se debe obtener mediante un estudio de sitio o usando la norma técnica E.030 vigente. Una vez que se clasifique el suelo, el espectro de pseudo aceleraciones del SMC se determinará como:

$$S_{aM} = 1.5ZCSg \quad (3.8)$$

Donde Z y S son parámetro definidos por la norma E.030 vigente. Para estructuras aisladas, el valor del parámetro U que presenta la norma sismo resistente será en todos los casos igual a 1.

El parámetro C es la amplificación dinámica que produce la estructura respecto a la aceleración del suelo. Este valor depende del periodo de la estructura aislada según la Ec. (3.9).

$$\begin{aligned} T < 0.2T_p & C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right) \\ 0.2T_p < T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ T > T_L & C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right) \end{aligned} \quad (3.9)$$

El sismo máximo considerado corresponde a un evento de 2500 años de periodo de retorno, de esta manera queda definido el SMC como 1.5 veces el sismo de diseño especificado en la norma E.030.

3.2.2. Registros de aceleración del suelo.

Cuando se emplee procedimientos de respuesta tiempo – historia se deberá definir un conjunto mínimo de 7 registros, cada uno con sus dos componentes horizontales de aceleración.

Para cada par de componentes horizontales, se construirá un espectro de pseudo aceleración tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados separadamente para cada componente escalada, con 5% de amortiguamiento. El escalamiento de cada componente se efectuará de la siguiente manera:

- Cada par se escalará de modo que, para el rango de periodos entre $0.75 T_M$ (calculado usando el límite superior) y $1.25 T_M$ (calculado con el límite inferior), el promedio de

los valores espectrales SRSS obtenido del promedio de los 7 pares de registros sea mayor que la dada por la Ec. (3.8).

- Para registros espectro compatibles, cada par se escalará de modo que, para el rango de periodos entre $0.2 T_M$ (calculado usando el límite superior) y $1.25 T_M$ (calculado con el límite inferior), el espectro de respuesta de la componente en la dirección de análisis no sea menor que el 90% del espectro dado por la Ec. (3.8).

Si en caso no se cuenta con la cantidad requerida de pares de componentes horizontales de registros, se permite el uso de componentes simulados.

3.3. Procedimientos de Análisis de Estructuras Aisladas

La norma E.031 permite análisis de modelos que consideran la linealidad y no linealidad de los dispositivos de aislamiento.

El análisis estático o de fuerzas equivalentes considera la linealidad de los dispositivos, este es un análisis sencillo y eficaz, pero presenta restricciones para su aplicación.

El análisis espectral, que también considera modelos lineales de los dispositivos, presenta menos restricciones que el análisis estático. Por otra parte, el análisis tiempo historia no lineal no posee ninguna restricción para su uso, esto debido a que se considera el comportamiento no lineal de los dispositivos de aislamiento en el análisis.

3.3.1. Procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

3.3.1.1. Desplazamientos.

Desplazamiento traslacional.

El sistema de aislamiento debe ser diseñado para un desplazamiento mínimo D_M en la dirección más crítica para la respuesta horizontal según la Ec. (3.10), este desplazamiento se determinará empleando las propiedades máximas y mínimas de los dispositivos.

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (3.10)$$

Donde:

S_{aM} : Ordenada del espectro de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo.

T_M : Periodo efectivo de la estructura aislada en la dirección de análisis asociada al desplazamiento traslacional D_M .

B_M : Factor de modificación de respuesta por amortiguamiento. Se indica en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Factor de amortiguamiento B_M

Amortiguamiento efectivo, β_M	Factor B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
≥ 40	1.9

Periodo efectivo correspondiente al desplazamiento traslacional.

El periodo efectivo de la estructura aislada T_M , correspondientes al desplazamiento traslacional, D_M , se determinará con la Ec. (3.11), considerando los límites máximo y mínimo de los dispositivos.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{k_M g}} \quad (3.11)$$

Donde:

P : Peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento determinado por la E.030.

k_M : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento en la dirección de análisis, calculada con Ec. (3.6).

g : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

Desplazamiento total.

El desplazamiento total incluye los desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental, esta última calculada con la posición más desfavorable de la masa excéntrica. Se obtiene con la Ec. (3.12).

$$D_{TM} = D_M \left(1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right) \quad (3.12)$$

Donde:

y : Distancia entre centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica.

e : Excentricidad obtenida como la suma de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental considerada como el 5% de la dimensión mayor en planta perpendicular a la dirección de análisis.

d : Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura.

b : Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor.

P_T : Razón entre el periodo traslacional y rotacional del sistema de aislamiento.

El desplazamiento total D_{TM} no será menor que $1.15D_M$.

3.3.1.2. *Fuerzas laterales mínimas de diseño.*

Sistema de aislamiento y elementos estructurales bajo el sistema de aislamiento

El sistema de aislamiento y todos los elementos que se encuentren por debajo de este, se diseñarán para resistir una fuerza lateral mínima V_b según la Ec. (3.13), esto considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento.

$$V_b = k_M D_M \quad (3.13)$$

Elementos estructurales sobre el nivel de base.

La estructura por encima del nivel de base debe ser diseñada para resistir una fuerza de corte mínima V_s determinada por la Ec. (3.14), considerando los límites superiores e inferiores del sistema de aislamiento.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (3.14)$$

Donde:

R_a : Coeficiente de reducción de fuerza sísmica, que puede tener como valor máximo 2 y como mínimo 1.

V_{st} : Fuerza cortante no reducida actuante sobre el nivel de base, que se calcula según la Ec. (3.15).

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2.5\beta_M)} \quad (3.15)$$

Donde:

P_s : Peso sísmico similar al P pero sin incluir el peso del nivel de base.

β_M : Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional D_M .

El valor de V_{st} para calcular V_s , se calculará con la mayor fuerza de V_b teniendo en cuenta lo siguiente:

- Las propiedades del sistema de aislamiento correspondientes al límite superior.
- 1.5 veces la fuerza necesaria para activar el sistema de aislamiento con propiedades nominales.
- La capacidad máxima de un sistema “fusible” de restricción al viento.

Adicionalmente, el valor de V_s no deberá ser menor que:

- La fuerza cortante mínima de una estructura de base fija, con un peso sísmico efectivo igual el P_s y con un periodo igual al del sistema de aislamiento T_M , calculadas con las propiedades correspondientes al límite superior.
- La fuerza cortante en la base correspondiente a la carga de viento.

3.3.1.3. *Límites de deriva.*

La máxima deriva por encima del sistema de aislamiento no deberá ser mayor de 0.0035. Esta deriva se calculará multiplicando las derivas del análisis elástico por el valor de R_a .

3.3.2. Procedimientos de análisis dinámico.

3.3.2.1. Análisis dinámicos.

Análisis modal espectral.

Para este análisis se emplea un amortiguamiento modal para el modo fundamental correspondiente a la dirección de análisis, este amortiguamiento no será mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o 30% del amortiguamiento crítico, el menor de estos. Los amortiguamientos modales de los otros modos serán consistentes con los valores de la estructura de base fija.

El análisis modal espectral debe realizarse empleando el espectro al 100% en la dirección de análisis más el 30% en la dirección ortogonal, ambos en simultáneo. Y el desplazamiento total se calculará como la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales.

Análisis tiempo – historia.

Este análisis deberá efectuarse con un conjunto de 7 registros de movimiento de suelo que deberán ser escalados según lo especificado en 3.2.2.

Cada par de registros debidamente escalados se aplicarán en simultáneo al modelo, considerando la orientación y la ubicación de la excentricidad más desfavorable. El desplazamiento total para cada instante de tiempo se calculará como la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales. Los parámetros de interés se calcularán para cada par de componentes, y para propósitos de diseño, se calculará como el valor promedio de todos los registros.

3.3.2.2. Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos.

Sistema de aislamiento y elementos estructurales de la subestructura.

La fuerza lateral de diseño para el sistema de aislamiento, la subestructura y la cimentación no deberá ser menor que el 90% de V_b determinada con la Ec. (3.13).

$$V_b \text{ dinámico} \geq 0.9V_b \text{ estático mínimo}$$

El desplazamiento total del sistema de aislamiento deberá ser mayor que el 80% de D_{TM} según la Ec. (3.12), siendo posible emplear D'_M , de la Ec. (3.16), en lugar de D_M .

$$D_{TM} \text{ dinámico} \geq 0.8D_{TM} \text{ estático mínimo}$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (3.16)$$

Donde T es el periodo de la estructura de base fija.

Elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento.

Para el análisis modal espectral, la fuerza cortante de diseño en cualquier nivel debe ser mayor a la fuerza distribuida en la altura, considerando un valor de V_b igual al obtenido en el análisis modal espectral para la dirección de interés.

Para el análisis tiempo – historia en estructuras regulares, el valor de V_b no será menor que el 80% de V_b según la Ec. (3.13). Adicionalmente, el valor de V_s no será menor que el 100% de V_s según la Ec. (3.14).

$$V_b \text{ dinámico} \geq 0.8V_b \text{ estático mínimo}$$

$$V_s \text{ dinámico} \geq 1.0V_s \text{ estático mínimo}$$

Para el análisis tiempo – historia en estructuras irregulares, el valor de V_b no será menor que el 100% de V_b según la Ec. (3.13). Adicionalmente, el valor de V_s no será menor que el 100% de V_s según la Ec. (3.14).

$$V_b \text{ dinámico} \geq 1.0V_b \text{ estático mínimo}$$

$$V_s \text{ dinámico} \geq 1.0V_s \text{ estático mínimo}$$

3.3.2.3. Límites de deriva.

Para el análisis modal espectral la deriva máxima de entrepiso de la super estructura no deberá exceder de 0.0035.

Para el análisis tiempo – historia la deriva máxima de entrepiso de la super estructura no deberá exceder de 0.005.

Ambos análisis se calcularán considerando un factor de reducción de 1.

3.4. Comentarios Generales de la Norma NCh2745-2013

3.4.1. Requisitos generales de diseño.

La norma chilena tiene en cuenta todos los requisitos generales de diseño que contempla la E.031, a excepción de los factores de modificación de propiedades de los dispositivos, por lo que trabaja solo con propiedades nominales.

3.4.2. Definición del movimiento del terreno.

Espectros de diseño.

Esta norma presenta dos espectros con diferente periodo de retorno T_r .

El espectro de diseño (SDI) cuyo nivel de movimiento del suelo tiene el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años ($T_r = 500$ años). Este espectro se usa para el diseño de la superestructura.

El espectro correspondiente al sismo máximo posible (SMP) corresponde a un movimiento del suelo con 10% de probabilidad de excedencia en 100 años ($T_r = 2500$ años). Este espectro permite determinar el desplazamiento total máximo y las fuerzas provenientes de los momentos volcantes para diseñar y ensayar el sistema de aislamiento.

Registros de aceleración del suelo.

Se deberán seleccionar componentes horizontales y verticales de registros de aceleración del suelo de al menos tres eventos sísmicos. Se permite el uso de registros artificiales.

3.4.3. Procedimiento de análisis de estructuras aisladas.

Tanto el análisis estático como el análisis dinámico espectral presentan restricciones para su uso, caso contrario es el del análisis tiempo – historia el cual se puede aplicar para el diseño de cualquier edificación aislada.

Al igual que en la norma E.031, la norma chilena plantea límites mínimos para las fuerzas cortantes y desplazamientos para cada uno de sus análisis. En lo que respecta a los límites de derivas de entrepiso esta norma plantea lo siguiente:

- Para el análisis estático la deriva máxima no será mayor a 0.002.
- Para el análisis modal espectral la deriva no debe exceder de 0.0025.
- Para el análisis tiempo – historia la deriva no debe exceder de 0.003.

3.5. Comentarios Generales de la Norma ASCE7-16

La norma norteamericana sirvió de guía para la elaboración de la norma peruana E.031 por lo que ambas presentan similares consideraciones. En el caso de los factores de modificación de las propiedades de los dispositivos de aislamiento, la norma ASCE7-16 no presenta los límites en los cuales estarán contenidos dichos factores (Tablas 3.2 y 3.3).

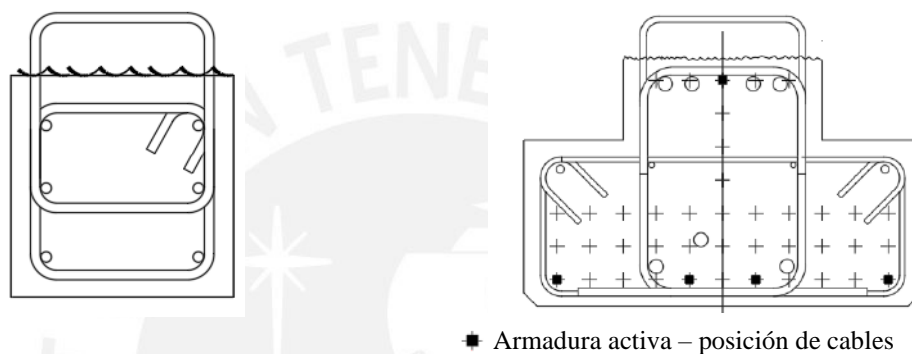
Así mismo, los límites de deriva son diferentes, de esta manera tenemos lo siguiente:

- Para el análisis estático la deriva máxima no será mayor a 0.015.
- Para el análisis modal espectral la deriva no debe exceder de 0.015.
- Para el análisis tiempo – historia la deriva no debe exceder de 0.02.

Capítulo 4. Concreto Presforzado y Prefabricado

4.1. Principios Básicos.

Es posible diferenciar dos tipos de elementos de concreto prefabricado: pretensado y armado. La principal diferencia entre estos es la ausencia de la armadura de presfuerzo en los elementos armados. La Figura 4.1 muestra el detalle de armado de dos vigas: a) prefabricada armada y b) prefabricada pretensada, en la cual se observa la posición de los cables de presfuerzo. Así mismo, se observa en ambas que la parte superior del estribo está expuesta y la cara superior posee una superficie rugosa.



a) Viga prefabricada armada de sección rectangular

b) Viga prefabricada pretensada de sección "T" invertida

Figura 4.1. Detalle de armado de vigas prefabricadas armada y pretensada.

4.1.1. Fundamentos del pretensado.

Para el caso de los elementos pretensados, los tendones son tensados previo al vaciado del concreto y generan esfuerzos permanentes en el elemento con la finalidad de mejorar su comportamiento al contrarrestar total o parcialmente los esfuerzos y deformaciones producidos por las cargas externas actuantes (Gerwick, 1997). Por lo tanto, el elemento estará sujeto a dos sistemas de fuerzas: presfuerzo interno y carga externa.

En la Figura 4.2 se muestran los diagramas de momentos bajo la acción de la carga distribuida W y la fuerza de presfuerzo P para el caso de una viga simplemente apoyada. Los tres casos difieren únicamente en la condición de la fuerza de presfuerzo.

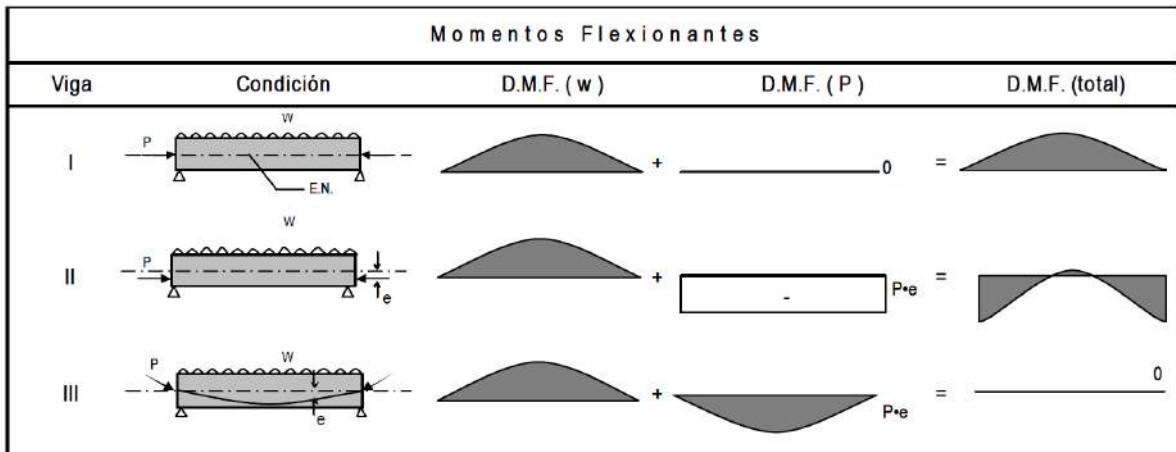


Figura 4.2. Diagrama de momento flector en vigas presforzadas con apoyo simple.

Fuente: Anippac, 2001

Para la Viga I se tiene que la fuerza de presfuerzo P pasa por el eje neutro de la sección. Esta fuerza no genera momento flector, por lo que no modifica el diagrama de momentos respecto al producido por la carga distribuida a diferencia de los casos siguientes, donde se busca reducir el momento negativo al centro del claro.

En la Viga II con fuerza P excéntrica se produce un diagrama de momentos constante igual a $P \cdot e$. Con esto es posible contrarrestar el momento negativo al centro de la viga provocado por la carga W . No obstante, el momento positivo resultante en los extremos de la viga es excesivo y podrá ser reducido mediante procedimientos de encamisado de los tendones en los extremos de la viga.

Por último, en la Viga III se observa que los tendones de presfuerzo siguen una dirección curva, con diferente excentricidad a lo largo del elemento. Esto compensa de manera eficiente el efecto de la carga W en cada sección de la viga, teniendo como resultado un momento flector nulo. Sin embargo, esta trayectoria curva en los tendones no es una práctica usual en el prefabricado de elementos de concreto y es mayormente empleada en elementos postensados.

En los elementos presforzados, el tensado de la armadura activa genera esfuerzos de compresión en toda la sección de concreto. En la Figura 4.3 se muestran los esfuerzos desarrollados en el centro y extremo de la viga para los tres casos mencionados anteriormente.

Esfuerzos												
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO						
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total			
I			-		+	0 =			-	0 =		
II			-		+		=			-	0 =	
III			-		+		=			-	0 =	

Figura 4.3. Esfuerzos en vigas presforzadas simplemente apoyadas.

Fuente: Anippac, 2001

La fuerza de presfuerzo P genera un presfuerzo axial y uno adicional debido a su excentricidad. Es así como en las Vigas I, II y III el presfuerzo permite disminuir las tensiones provocadas por W en la fibra inferior de la sección al centro de la viga. Esto es ventajoso ya que logra evitar el agrietamiento de los elementos en la fibra inferior de la zona central. Para el caso de las Vigas I y III se tendrán únicamente esfuerzos de compresión en los extremos, a diferencia de la Viga II, donde se generan esfuerzos de tracción en la fibra superior.

4.1.2. Características de los materiales.

Concreto.

El concreto es, en esencia, un material que trabaja a compresión. Su resistencia a tracción es mucho menor que su resistencia a compresión y, por lo general, no es considerada en el diseño. El presfuerzo de concreto implica la aplicación de cargas de compresión previo a aplicar las cargas de servicio en el elemento estructural, de tal forma que los esfuerzos de tensión que aparecerían son reducidos o eliminados.

El concreto utilizado en elementos presforzados se caracteriza por tener una mayor resistencia con respecto al utilizado en construcciones de concreto armado. Los valores de resistencia f'_c se encuentran entre 350 y 500 kg/cm² (PCI, 2004). Así mismo, se espera que el elemento desarrolle resistencias de $0.5 f'_c$ aproximadamente para el instante de la transferencia del presfuerzo al concreto. Para lograr estas altas resistencias a edades tempranas (a 8 horas de vaciado el elemento) se hace uso de aditivo acelerante de fragua, así como reductores de agua.

La alta resistencia del concreto permite una reducción considerable en el área de la sección transversal de los elementos estructurales. Esto conlleva una disminución en el peso propio y, por lo tanto, el empleo de grandes luces resulta técnica y económicamente viable.

Acero de presfuerzo.

Los tendones comúnmente empleados para impartir la precompresión al concreto son los cables de alta resistencia, torones formados por cables de acero de alta resistencia y barras de acero de aleación.

Los cables son barras de acero estiradas en frío, producidas en diámetros de hasta 7 mm, con una resistencia última de entre 1700 a 2100 MPa y un módulo de elasticidad de 20,000 MPa. Al emplear estos cables lisos para el presforzado no se consigue una correcta adherencia entre el cable y el concreto (Gerwick, 1997). Por tal motivo se desarrolló el torón de 7 cables, los cuales son torcidos formando una espiral que logra una mejor adherencia con el concreto (Figura 4.4).

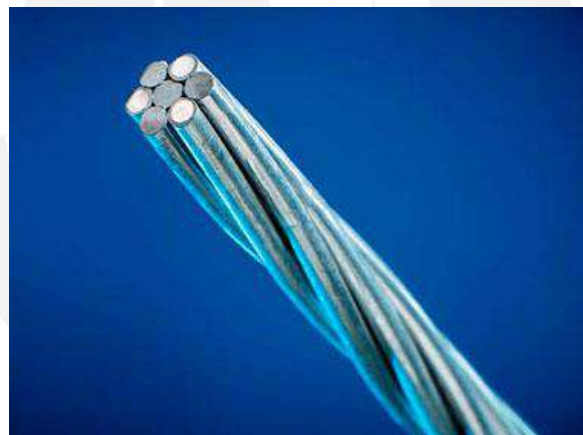


Figura 4.4. Torón de siete alambres.

Inicialmente, los torones una vez tensados experimentaban una pérdida de esfuerzo debido al flujo plástico o *creep* del acero, que llegaba a ser de entre 6 a 13% del presfuerzo inicial. Debido a esto, en 1970 se introduce el torón de baja relajación como solución a la excesiva pérdida de presfuerzo (Gerwick, 1997). En la actualidad, los torones de baja relajación, normados según la ASTM-416, llegan a desarrollar pérdidas de 2.5% como máximo (Bekaert, 2019).

En la Figura 4.5 se muestra la curva de fuerza – deformación para torones de acero normal y de baja relajación. El esfuerzo de fluencia para el torón de diámetro ½” es de 17,000 kg/cm² para el acero normal y de 17,500 kg/cm² para el de baja relajación. La fuerza de tensado aplicada en los torones oscila entre el 70 a 80% de su resistencia última.

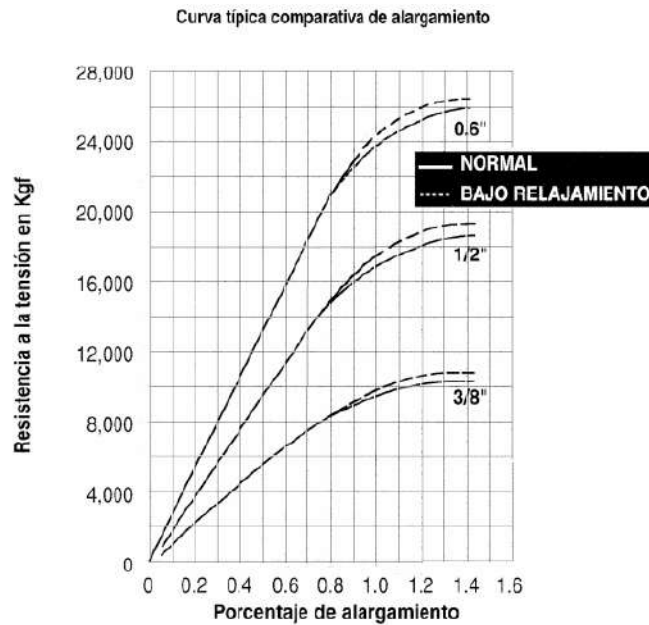


Figura 4.5. Curva F - Δ para torones de acero normal y de baja relajación.

Fuente: Anippac, 2001

Además, para el caso de elementos pretensados, los torones requieren una longitud de desarrollo necesaria para lograr el esfuerzo máximo. Esta longitud de desarrollo, L_d , se mide desde el extremo del tendón, en el cual el esfuerzo realizado es nulo (Figura 4.6).

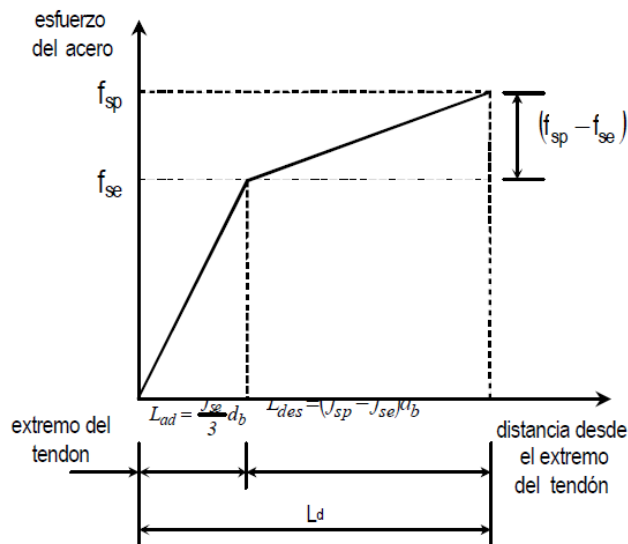


Figura 4.6. Variación del esfuerzo del torón con respecto a la longitud de desarrollo.

Fuente: Anippac, 2001

Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo es el mismo empleado en el concreto armado, acero de grado 60 cuyo esfuerzo de fluencia mínimo es de 4200 kg/cm², de acuerdo con la norma ASTM A-615.

4.1.3. Estados de carga de un elemento pretensado.

El diseño de elementos pretensados busca el comportamiento adecuado de estos a lo largo de su vida útil, en la cual estarán sometidos a distintos estados de carga (Figura 4.7). Estos pueden representar condiciones críticas para el elemento y requieren ser revisados para garantizar sus condiciones de servicio y seguridad. Los estados por considerar son el inicial, que incluye la transferencia del presfuerzo; un estado intermedio que incluye el transporte y montaje del elemento; y un estado final de servicio (Anippac, 2001).

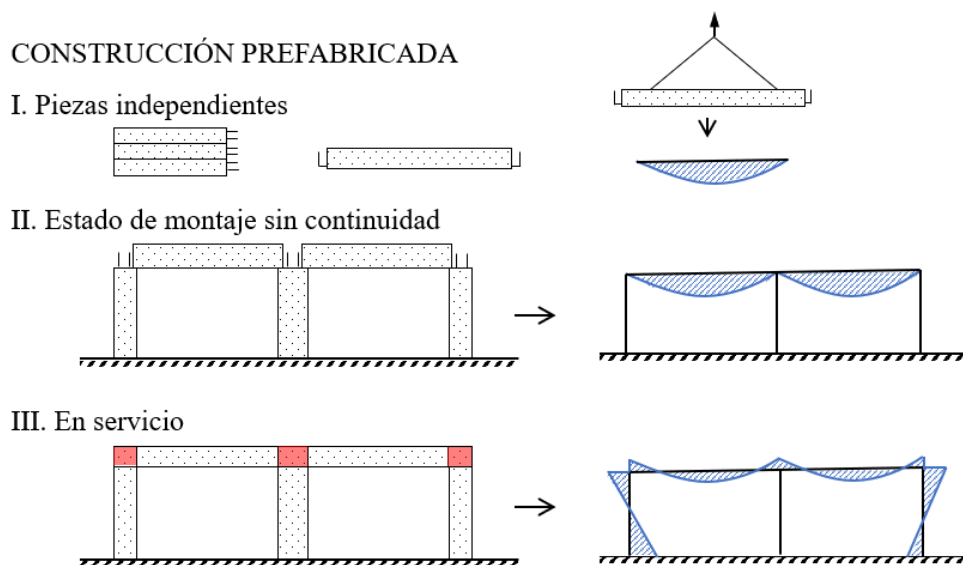


Figura 4.7. Etapas de un elemento prefabricado pretensado.

Estado Inicial.

Este estado incluye la transferencia del presfuerzo al concreto, correspondiente al instante de corte de los torones y liberación del tensado generado por el gato hidráulico. El esfuerzo es transferido al concreto, lo cual genera una contraflecha máxima en el elemento. Esta condición deberá ser controlada debido a la posibilidad de excesivas tracciones en la fibra superior, por lo que la transferencia se da cuando se conoce que el concreto ha desarrollado una resistencia de al menos el 50% de su resistencia a la compresión $f'c$.

Estado Intermedio.

Comprende las fases de transporte y montaje del elemento pretensado, incluyendo la aplicación de cargas debido a la capa de concreto vaciada en obra.

En la Figura 4.8 se evidencia que bajo diferentes condiciones de apoyo durante el transporte de los elementos se generan distintos momentos flectores y, por lo tanto, distintos esfuerzos a lo largo del elemento. En consecuencia, es necesario considerar las posibles condiciones de transporte al momento de realizar el diseño.

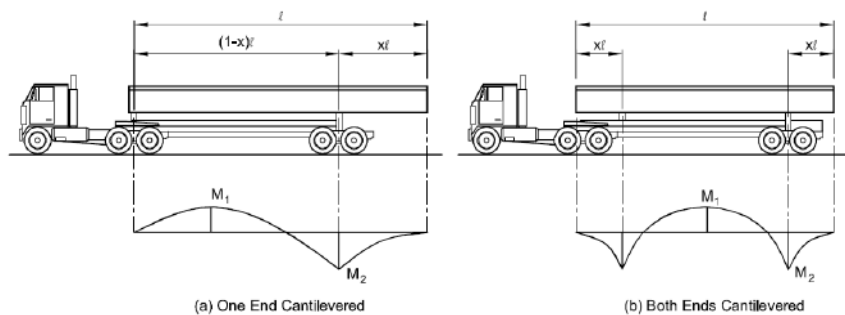


Figura 4.8. Transporte de elementos y diagrama de momento flector.

Fuente: *Precast/Prestressed Concrete Institute, 2004*

Para el montaje de los elementos horizontales, estos son colocados sobre ménsulas empotradas en las columnas para el caso de las vigas y apoyadas sobre el ala de las vigas para el caso de las losas, como se presenta en el acápite 4.3.1. Conexiones y nudos.

El sistema de piso presentará una capa de compresión vaciada en el sitio, la cual no formará parte de la sección de los elementos hasta el instante en que fragüe el concreto. Por lo tanto, en un primer instante esta será una carga muerta adicional sobre las losas y vigas. Se considera para el diseño esta condición del elemento simplemente apoyado con la carga adicional de la capa de compresión.

Estado Final.

La etapa final es en la cual el elemento llega a formar parte de la edificación y se encuentra sometido a cargas de servicio. Se deberá considerar que el elemento actúa como una sección compuesta con la capa de concreto vaciada in situ. Además, cabe rescatar que durante esta etapa los elementos formarán parte de un sistema hiperestático, con conexiones viga-columna rígidas, a diferencia de las etapas anteriores como se muestra en la Figura 4.7.

Esfuerzos y deflexiones para los diferentes estados de carga.

En la Figura 4.9 se muestran los esfuerzos generados en la sección central del elemento pretensado debido a las cargas actuantes durante la transferencia del presfuerzo al elemento y

sometido a cargas de servicio. Siendo los esfuerzos desarrollados debido a: (1) el presfuerzo axial excéntrico, (2) el peso propio de la sección simple, (3) el peso del firme, (4) el peso de la carga muerta adicional y la carga viva.

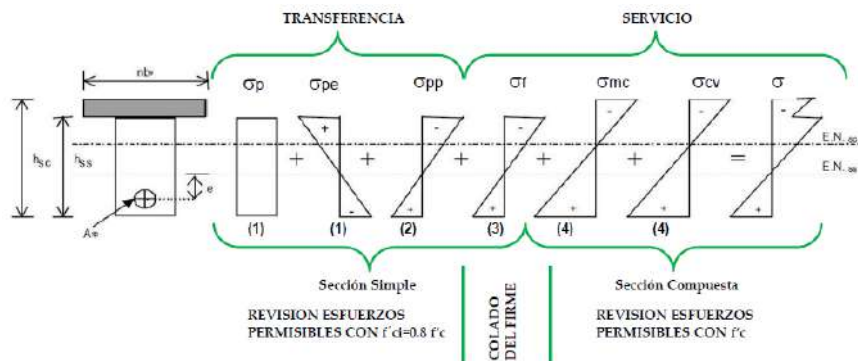


Figura 4.9. Esfuerzos en elementos presforzados

Fuente: Rodríguez et al., 2013

La Figura 4.10 comprende el proceso de carga de un elemento presforzado y las deflexiones producidas en este desde la transferencia del presfuerzo hasta su falla ante carga última. Debido a la transferencia del presfuerzo, el elemento presenta inicialmente una contraflecha que disminuye ante el aumento de carga debido a la capa en compresión, la carga muerta adicional y la carga viva.

El estado de esfuerzos durante la transferencia del presfuerzo presenta tracción en la fibra superior y compresión en la fibra inferior, la cual va disminuyendo conforme aumentan las cargas en el elemento. Al adicionar la carga viva, se pasa por el punto de descompresión, en el cual aparecen esfuerzos de tracción en la fibra inferior del elemento. Finalmente, ante un aumento en la carga aplicada, se sobrepasa la fluencia y se llega a la carga última.

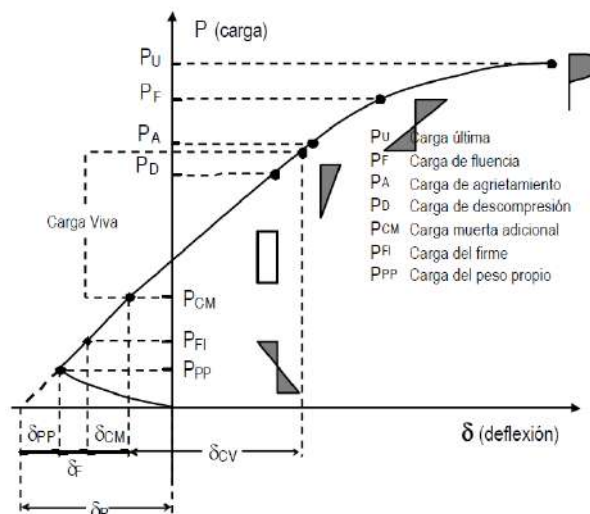


Figura 4.10. Gráfica carga-deflexión de una viga presforzada típica.

Fuente: Anippac, 2001

4.2. Fundamentos del Diseño en Concreto Pretensado

Para el diseño de los elementos en concreto pretensado se consideran los lineamientos propuestos en el Capítulo 18: Concreto Presforzado de la Norma E.060 Concreto Armado.

4.2.1. Estados límite de servicio.

La verificación de los esfuerzos admisibles para los diferentes estados de carga se realiza en las secciones críticas del elemento. Para el caso de vigas sometidas a flexo-compresión, se verifican los esfuerzos en los extremos y en la zona central.

Esfuerzos permisibles en el concreto.

Los esfuerzos permisibles en el concreto al momento del corte de los cables quedan definidos por las Ec. (4.1) y Ec. (4.2) para compresión y tracción respectivamente, donde $f'ci$ es la resistencia a compresión del concreto en el momento en que ocurre la transferencia del presfuerzo.

$$\sigma_{ADM C} = 0.60 * f'ci \quad (4.1)$$

$$\sigma_{ADM T} = 0.25 * \sqrt{f'ci} \quad (4.2)$$

Los esfuerzos admisibles en el concreto bajo cargas de servicio no deben exceder de los valores presentados en las expresiones Ec. (4.3) y Ec. (4.4), para compresión y tracción.

$$\sigma_{ADM C} = 0.60 * f'c \quad (4.3)$$

$$\sigma_{ADM T} = 0.62 * \sqrt{f'c}, \text{ para elementos Clase U} \quad (4.4)$$

Esfuerzos límite en el acero de presfuerzo.

La Tabla 4.1 muestra los esfuerzos permisibles para la tensión en los cables.

Tabla 4.1. Esfuerzos permisibles en los cables de presfuerzo de baja relajación

Condición	Con respecto al esfuerzo de fluencia f_{py}	Con respecto al esfuerzo de ruptura f_{sr}
Debido a la fuerza del gato hidráulico	$0.94 f_{py}$	$0.80 f_{sr}$
Inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo	$0.82 f_{py}$	$0.74 f_{sr}$

Control de deflexiones.

La aplicación de la fuerza presforzante en los elementos, usualmente en la parte inferior del elemento, produce una flecha hacia arriba. Esta flecha es reducida gradualmente debido al efecto de las pérdidas por contracción, flujo plástico y relajamiento, así como mediante la adición de cargas en el elemento.

Para elementos a flexión, diseñados teniendo en consideración el Capítulo 18 de la norma peruana E.060, las deflexiones inmediatas son calculadas por los métodos usuales para deflexiones elásticas.

Las deflexiones calculadas no deben exceder los límites establecidos en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Deflexiones máximas permitidas

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L / 180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L / 360
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los	L / 480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	elementos no estructurales	L / 240

4.2.2. Pérdidas de presfuerzo.

En la manufactura de los elementos pretensados, los tendones son tensados considerando una fuerza inicial, P_i . Sin embargo, esta no será la fuerza de tensión final P_f , debido a diversos factores que causan una reducción del tensado. Para los elementos comúnmente empleados esta reducción puede llegar a ser de entre 20 a 30% de la fuerza inicial, P_i (Anippac, 2001). Subestimar o sobrestimar las pérdidas implica errar en el cálculo de los esfuerzos y deformaciones.

Las pérdidas de presfuerzo totales ΔPT son calculadas según la Ec. (4.5), donde ΔPT_i es la suma de pérdidas iniciales y ΔPT_d las pérdidas diferidas.

$$\Delta PT = \Delta PT_i + \Delta PT_d \quad (4.5)$$

Las pérdidas iniciales se producen en el momento de la transferencia del presfuerzo al elemento. Estas pérdidas se dan debido a las propiedades tanto del concreto como de la armadura activa (torones). Mediante la Ec. (4.6) se identifican las pérdidas iniciales:

$$\Delta PT_i = \Delta DA + \Delta AE + \Delta RE_i \quad (4.6)$$

Donde:

- ΔDA es la pérdida debido al deslizamiento del anclaje
- ΔAE es la pérdida debido al acortamiento elástico del concreto
- ΔRE_i es la pérdida debido a la relajación inicial del acero

Las pérdidas diferidas, ΔPT_d , corresponden a aquellas que se producen a lo largo del tiempo.

$$\Delta PT_d = \Delta CC + \Delta FP + \Delta RE_d \quad (4.7)$$

Donde:

- ΔCC es la pérdida debido a la contracción del concreto
- ΔFP es la pérdida debido al flujo plástico del concreto
- ΔRE_d es la pérdida debido a la relajación diferida del acero

A continuación, se brinda una descripción cualitativa de cada una de las pérdidas de presfuerzo mencionadas anteriormente.

- Deslizamiento del anclaje: Ocurre al momento de transferir la fuerza del gato hidráulico a los anclajes colocados en los muertos. Actualmente, es posible despreciar su aporte a la pérdida inicial total, debido a la eficiencia de los equipos de pretensado.
- Acortamiento elástico del concreto: Al ocurrir la transferencia del presfuerzo al concreto, el concreto experimenta un acortamiento elástico debido a la compresión axial del elemento. Así mismo, los tendones se contraen una cantidad equivalente al encogimiento total del elemento, produciéndose la pérdida del esfuerzo (Figura 4.11).
- Relajación del acero de presfuerzo: La relajación del acero se define como la pérdida del esfuerzo manteniendo constante la longitud del torón. Existen dos etapas para el cálculo de esta pérdida: al momento de realizar el tensado del torón (pérdida instantánea) y la que se presenta a lo largo del tiempo (pérdida diferida).

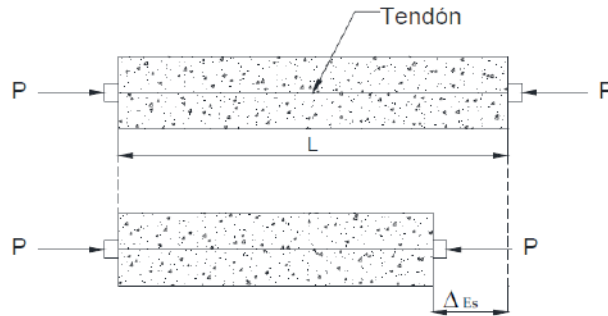


Figura 4.11. Acortamiento elástico del concreto.

Fuente: Rodríguez et al., 2013

- Flujo plástico del concreto: Pérdida diferida que se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas (carga muerta y presfuerzo).
- Contracción del concreto: La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero de presfuerzo, ocasionando una disminución en la tensión de los torones o pérdida de esfuerzo generado por estos.

4.2.3. Diseño por flexión.

La resistencia de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia de la norma E.060. El esfuerzo en el acero de presfuerzo, f_{ps} , deberá sustituir a f_y en los cálculos de resistencia. El momento resistente de la sección puede ser calculado una vez definido el área correspondiente al acero de presfuerzo A_{sp} y el esfuerzo f_{ps} . Realizando el equilibrio de fuerzas en la sección presentada en la Figura 4.12, es posible calcular f_{ps} mediante la Ec. (4.8).

$$0.85f'_c \cdot b \cdot a = A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y \quad (4.8)$$

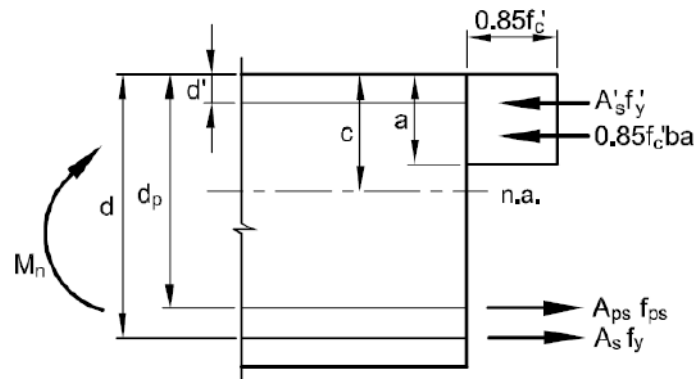


Figura 4.12. Resistencia nominal de un elemento presforzado.

Fuente: Precast/Prestressed Concrete Institute, 2004

A partir de la sección mostrada en la Figura 4.12, se obtiene la ecuación para el cálculo del momento flector nominal, M_n .

$$M_n = A_{ps}f_{ps}(d_p - a/2) + A_s f_y (d - a/2) - A'_s f'_y (a/2 - d') \quad (4.9)$$

Para el cálculo del momento resistente de elementos presforzados con sección compuesta, será necesario considerar la resistencia f'_c del concreto de la capa de compresión, ya que en esta zona se encontrarán las fuerzas de compresión.

4.2.4. Diseño por cortante.

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante se realiza empleando la Ec. (4.10), donde V_n es la resistencia nominal al cortante.

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.10)$$

La resistencia por cortante proporcionada por el concreto en elementos presforzados, V_c , es calculada mediante la Ec. (4.11). Esta expresión puede emplearse siempre que la fuerza efectiva de presfuerzo no sea menor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de presfuerzo por flexión ($A_{ps} f_{pu}$).

$$V_c = \left(0.05\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u dp}{M_u} \right) bw d \quad (4.11)$$

El momento flector y la fuerza cortante, M_u y V_u respectivamente, son determinados en la sección analizada bajo la misma combinación de cargas.

La resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante, V_s , es calculada mediante la Ec. (4.12), cuando se emplee refuerzo de cortante perpendicular al eje del elemento.

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (4.12)$$

En la expresión anterior, A_v es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s , proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de estribos. El valor de A_v debe ser mayor o igual que el menor valor dado por la Ec. (4.13) y la Ec. (4.14).

$$A_{v \text{ mín}} = 0.062\sqrt{f'_c} \frac{bw s}{f_y t} \quad (4.13)$$

$$A_{v \min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{bw}} \quad (4.14)$$

4.3. Tipos de Elementos y Conexiones

En la actualidad existe una gran variedad de elementos prefabricados (pretensados y armados) (Figura 4.13). Por lo general las secciones de estos elementos son estándares, sin embargo, cada empresa proveedora de sistemas constructivos prefabricados presentará variaciones en las dimensiones de sus elementos. En el Anexo 1 se describen algunos elementos prefabricados de concreto.

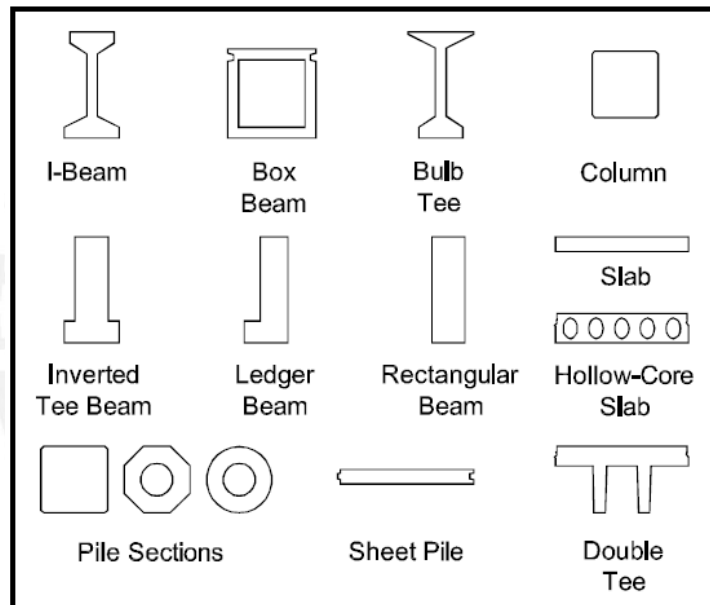


Figura 4.13. Secciones de productos prefabricados y pretensados

Fuente: Precast/Prestressed Concrete Institute, 2004

4.3.1. Conexiones y nudos.

El sistema empleado para las conexiones entre elementos es un factor importante en el diseño con elementos prefabricados. Es en las conexiones donde se garantiza que los elementos trabajen conjuntamente y se cumpla con un comportamiento adecuado. Una falla en las conexiones podría implicar daños importantes en la estructura o hasta su colapso.

En la actualidad, las conexiones son diseñadas de tal forma que para una estructura prefabricada se logre la emulación del comportamiento de los edificios vaciados in situ. Por lo tanto, al

diseñar las conexiones se busca que la falla en la edificación sea dúctil y la generación de rótulas se de en las vigas y no en las columnas. Así se logra tener un mecanismo de colapso con una buena ductilidad y un daño repartido en más zonas de la edificación.

La continuidad en los nudos está basada en la transmisión de esfuerzos por anclaje y por fricción. La transmisión por anclaje de esfuerzos, empleando la superficie de la barra de refuerzo, requiere de una longitud mínima para garantizar que no ocurra una falla en el concreto por desprendimiento en forma de cono. En el caso no sea posible el desarrollo de la longitud de anclaje es posible recurrir a otros mecanismos.

La norma E.060 permite que las fuerzas sean transmitidas entre elementos a través de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, conectores mecánicos, conexiones con refuerzo de acero, sobrelosa de piso reforzada o una combinación de estos métodos.

Conexión viga – columna.

Esta conexión puede ser articulada, semi rígida o rígida como se muestra en la Figura 4.14.

Para el caso de la conexión articulada, las vigas se comportan como simplemente apoyadas sobre las ménsulas de las columnas. Por lo tanto, las acciones sísmicas son soportadas únicamente por los elementos verticales (columnas y placas).

La conexión semi rígida logra desarrollar únicamente momentos negativos, dado que solo cuenta con anclaje del refuerzo superior.

Las conexiones rígidas son las que emulan el comportamiento de los edificios vaciados in situ (estructuras hiperestáticas), dado que logran el desarrollo de momentos resistentes tanto positivos como negativos en la conexión viga – columna. En el Anexo 2 se detallan distintos tipos de sistemas prefabricados emulativos que emplean conexiones rígidas.

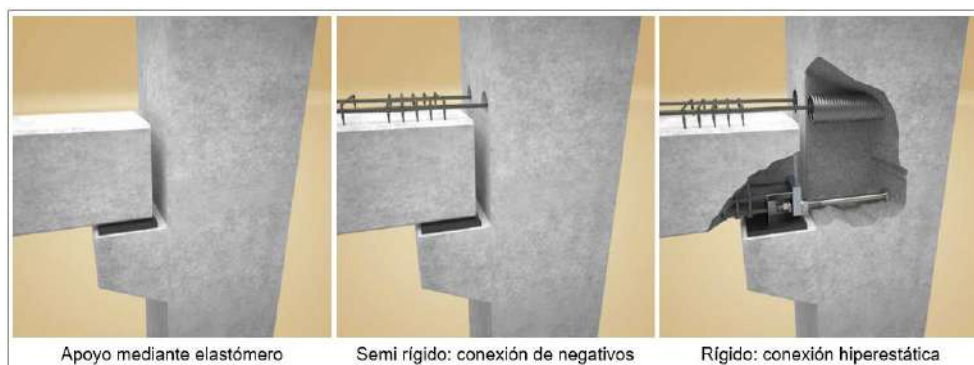


Figura 4.14. Tipos de conexiones entre viga y columna

Fuente: Tecnyconta

Conexión viga – losa.

La viga prefabricada trabaja como una sección compuesta con la capa en compresión de la losa vaciada in situ (Figura 4.15). Por lo tanto, los esfuerzos son transmitidos entre la viga y la losa por adherencia entre el concreto prefabricado y el concreto vaciado in situ. Además, se cuenta con refuerzo adicional para evitar la falla por cortante entre las vigas y el diafragma.

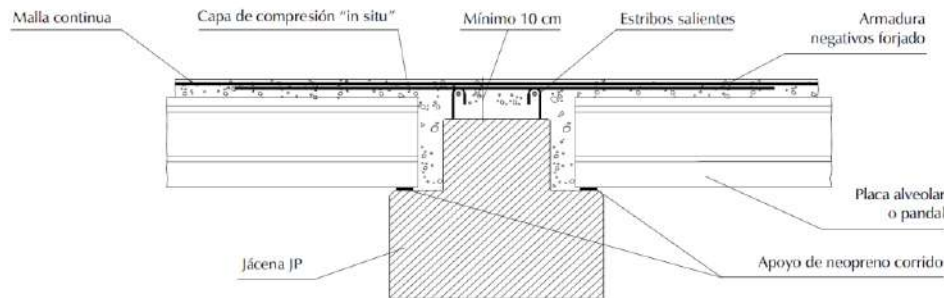


Figura 4.15. Detalle de conexión viga – losa
Fuente: Prainsa

Conexión columna – columna.

La conexión entre los tramos de columna prefabricada reforzada de cada nivel se puede realizar mediante conexiones del tipo “ventana” o zona de cajón (Figura 4.16). Estas permiten la construcción de columnas continuas en varios niveles, logrando disminuir el tiempo de ejecución de la obra de manera importante en comparación con una estructura vaciada en sitio (Rodríguez, 2001).

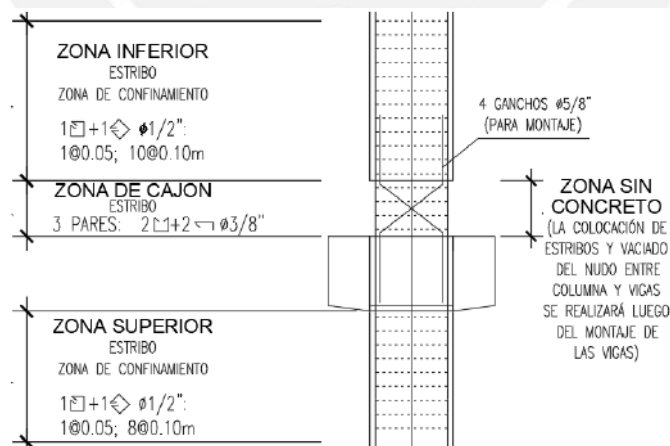


Figura 4.16. Detalle de zona de cajón. Conexión columna – columna.

Conexión columna – cimentación.

Esta conexión puede darse considerando el empotramiento de la columna en un cáliz dejado en la cimentación o mediante el empotramiento de las barras de refuerzo de la columna en

vainas corrugadas dejadas la cimentación (Figura 4.17). En ambos casos será necesaria la verificación de la longitud de empotramiento de la columna.

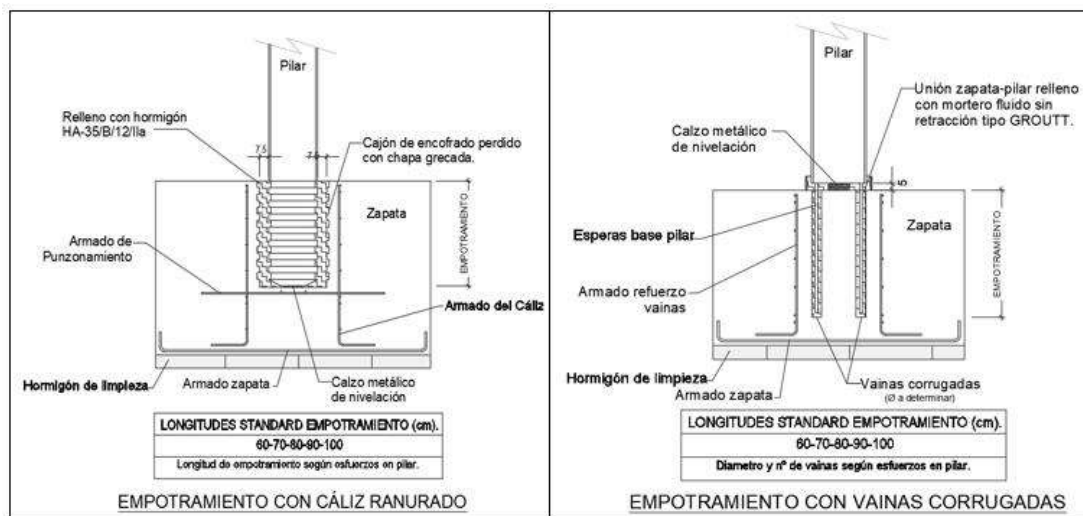


Figura 4.17. Detalle de empotramiento con cáliz ranurado y con vainas corrugadas.

4.4. Ventajas del Empleo de Prefabricados de Concreto

Debido al presfuerzo de los elementos:

Como resultado de la aplicación de las fuerzas de presfuerzo en los elementos horizontales (vigas y losas) se tiene la posibilidad de diseñar con luces más grandes para proporcionar interiores más abiertos. Además, se logra diseñar elementos más esbeltos, como vigas de menor peralte. Ante cargas de servicio, la estructura presenta un mejor comportamiento estructural debido a que el presfuerzo logra controlar el agrietamiento y deflexión de las vigas y losas.

Debido a la industrialización del sistema constructivo:

Como resultado del empleo de sistemas constructivos de concreto prefabricado se logra rapidez de la construcción, debido a la posibilidad de vaciar los componentes de la superestructura en la fábrica, mientras se realizan trabajos preliminares y de cimentación in-situ.

Además, durante la fase de construcción el empleo de elementos prefabricados reduce algunos de los trabajos a realizar en el sitio de obra, frecuentemente asociados a situaciones de riesgo: partidas de encofrado, armado del refuerzo y vaciado de concreto en elementos pasan a realizarse en ambientes de fabricación controlados, logrando una mayor seguridad en la construcción. Así mismo, en la edificación existe una mejora en el acabado y calidad de los elementos prefabricados, producto de los altos estándares de calidad.

Capítulo 5. Metodología para el Diseño de Edificios Aislados y en Concreto Prefabricado

La metodología empleada se ha agrupado en cuatro secciones, desarrolladas para el edificio caso de estudio en los siguientes capítulos:

- Capítulo 6: Estructuración y diseño preliminar de la superestructura
- Capítulo 7: Diseño preliminar del sistema de aislamiento
- Capítulo 8: Diseño definitivo del sistema de aislamiento
- Capítulo 9: Diseño de elementos estructurales

Los subprocesos y el flujo de trabajo se muestran en la Figura 5.1.

Se tiene como referencia normativa la Norma E.060 Concreto armado; con énfasis en el Capítulo 16: Concreto prefabricado y Capítulo 18: Concreto presforzado; y la Norma E.031 Aislamiento sísmico.

La primera sección incluye la estructuración del edificio y predimensionamiento de los elementos estructurales, teniendo en cuenta las consideraciones especiales para las estructuras prefabricadas y con aislamiento de base. Además, se selecciona el tipo de conexión a emplear entre los elementos prefabricados de la superestructura.

En la segunda sección se realiza el predimensionamiento inicial del sistema de aislamiento, calculando así su rigidez lateral y amortiguamiento efectivo. Con un modelo computacional, se realiza un proceso iterativo para definir la correcta distribución de los dispositivos en planta. Paso seguido, se realiza el diseño preliminar del sistema de aislamiento empleando técnicas de superposición espectral y se verifican los parámetros de interés.

La tercera sección consiste en el diseño definitivo del sistema de aislamiento mediante procedimientos de análisis en el tiempo, considerando la no linealidad en el sistema de aislamiento. Para los dispositivos de aislamiento será necesario considerar su modelo bilineal y sus propiedades límite superior e inferior. Se verifican los parámetros de interés y se genera el espectro de diseño, con $R=1$ para el sistema de aislamiento y cimentación y $R=2$ para la superestructura.

Por último, la cuarta sección incluye el diseño integral de la estructura: diseño en concreto armado del diafragma del sistema de aislamiento y cimentación; y diseño de la superestructura con elementos prefabricados de concreto armado y pretensado.

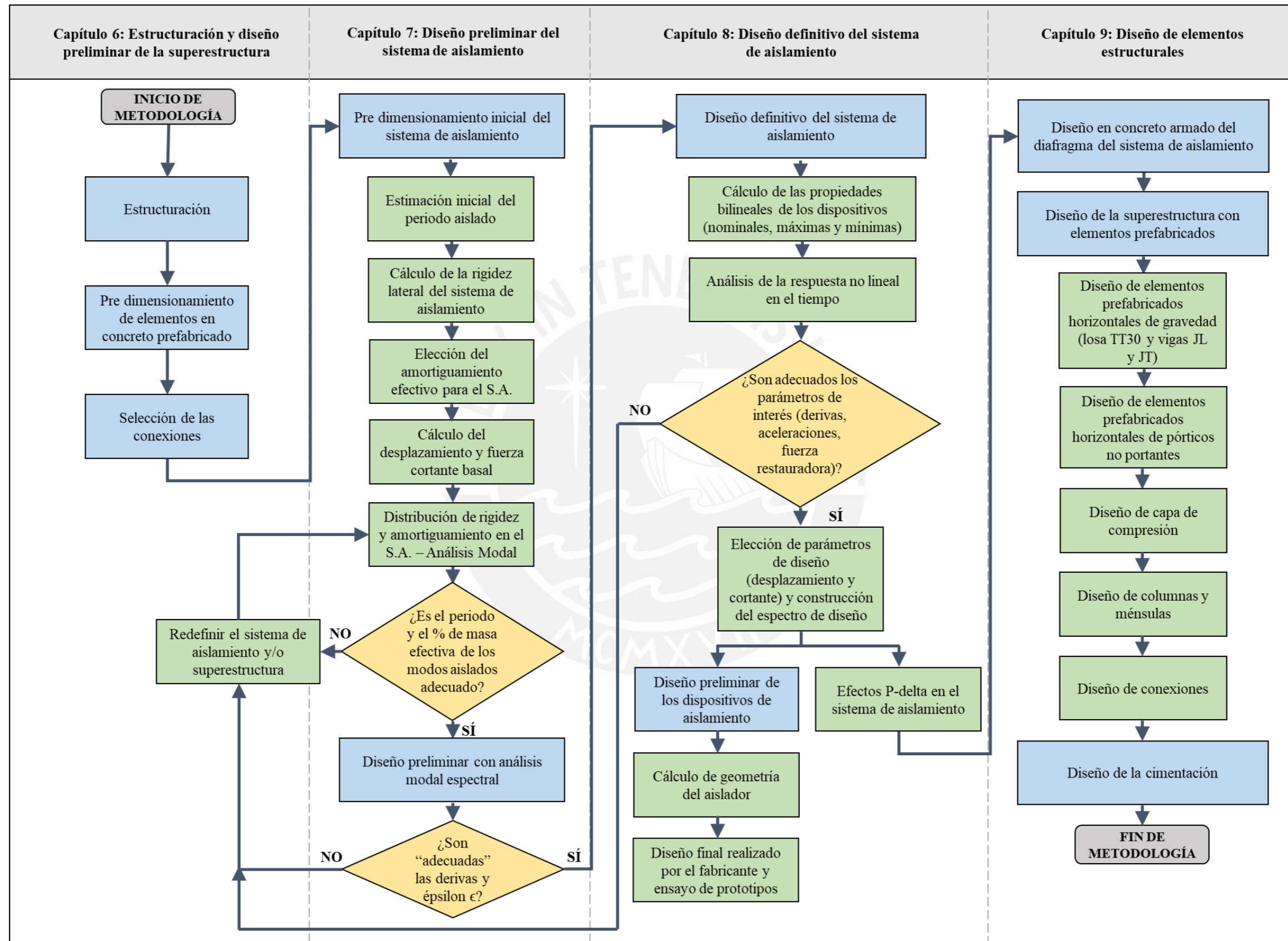


Figura 5.1. Diagrama de flujo de la metodología de diseño de edificios aislados con elementos prefabricados.

5.1. Estructuración y Diseño Preliminar de la Superestructura

5.1.1. Estructuración.

La estructuración consiste en optar por un sistema estructural que soporte cargas verticales y sísmicas. Debido a que la edificación es aislada y cuenta con elementos prefabricados en la superestructura, es necesario contemplar las siguientes consideraciones:

Debido al sistema de aislamiento.

- En ambas direcciones de análisis se deben colocar rigideces laterales uniformes para evitar concentraciones de deformaciones en algunos aisladores.
- Las rigideces laterales en ambas direcciones deben ser similares para que los periodos de vibración en ambas direcciones no difieran mucho entre sí.
- Se debe distribuir los aisladores uniformemente en planta ya que la concentración de estos puede generar una excesiva excentricidad natural en el sistema de aislamiento.

En una edificación de base fija es común el empleo de sistemas estructurales en base a muros, ya que poseen gran rigidez. Sin embargo, para edificios aislados, esta opción conllevará a concentrar esfuerzos que pueden generar inestabilidad y tracciones en los dispositivos.

En contraste, un sistema aporticado permite uniformizar las rigideces evitando así concentraciones de fuerzas cortantes. Es así como se opta por este sistema estructural para edificios aislados.

Debido a la superestructura prefabricada.

Las siguientes recomendaciones se basan en lo expuesto en el manual de diseño del Precast Prestressed Concrete Institute (2004), para la estructuración en base a elementos prefabricados:

- Se parte de la premisa que es posible una optimización del diseño mediante el uso de elementos prefabricados, para lo cual se deberá considerar la máxima repetición de los elementos al momento de hacer la distribución de estos en la planta.
- Se debe minimizar el número de patrones de refuerzo distintos en un tipo particular de elemento, esto con el fin de lograr la producción masiva e industrializada.
- Se recomienda la estandarización del tipo de conexión que será empleada entre los distintos elementos prefabricados.
- En la superestructura se prefiere armar la losa pretensada (unidireccional) en la dirección de la luz más larga, esto para optimizar el uso de pretensado.

5.1.2. Dimensiones iniciales de elementos estructurales.

El dimensionamiento inicial de los elementos considera únicamente la acción de las cargas de gravedad y será realizado considerando las tablas de secciones típicas brindadas por una empresa de prefabricados de concreto con presencia en la ciudad de Lima, así como los procedimientos y tablas presentadas en el manual de diseño del PCI.

Para estimar la sección transversal de la losa pretensada será necesario calcular la carga de gravedad en servicio. Teniendo en cuenta la carga aplicada, la luz libre de cada elemento y el espesor de la capa en compresión; se estima el peralte de la losa pretensada.

Del mismo modo se procede con las vigas portantes pretensadas. Se realiza el metrado de cargas en servicio y, a continuación, se calcula el momento máximo asumiendo que la viga se encuentra simplemente apoyada en sus extremos. Con la luz libre de la viga y con el momento máximo hallado anteriormente se estima el peralte de las vigas pretensadas.

Para el caso de las vigas prefabricadas armadas que no son portantes, su peralte puede obtenerse de manera similar a la estimación para vigas continuas de concreto armado, con la Ec. (5.1) (Blanco, 1997).

$$h = \frac{Ln}{13} \quad (5.1)$$

Para el caso de las vigas del sistema de aislamiento, estas deberán ser lo suficientemente rígidas a flexión de tal manera que no permitan el giro en el nudo y evitar así demandas elevadas sobre los aisladores. Su peralte puede obtenerse con la Ec. (5.2) (Janampa, 2018).

$$h = \frac{Ln}{7} \quad (5.2)$$

Para dimensionar las columnas se buscan medidas que permitan cumplir con las demandas de rigidez frente a cargas laterales. Para iniciar las iteraciones se sugiere predimensionar el área de la sección transversal de la columna, A_c , mediante la Ec. (5.3).

$$A_c = \frac{Pu}{0.35 * f'c} \quad (5.3)$$

Donde el factor de 0.35 que precede a $f'c$ busca obtener secciones robustas para la columna.

5.1.3. Selección de las conexiones.

Las conexiones son la parte más importante del diseño de estructuras con elementos prefabricados de concreto. El tipo de conexión a emplear busca la emulación del comportamiento de los edificios en concreto armado vaciados in-situ. Se debe considerar la forma en la cual se transfieren las fuerzas internas entre los elementos conectados.

Por lo tanto, será necesario definir los mecanismos de transferencia de esfuerzos entre los elementos estructurales, considerando los tipos de conexiones presentados en el acápite 4.3.1.

5.2. Diseño Preliminar del Sistema de Aislamiento

Esta fase inicia haciendo uso del método estático y un modelo de un grado de libertad, realizando la estimación del periodo aislado en función al periodo de la estructura de base fija. A continuación, se realiza la distribución de los dispositivos en planta, otorgándoles rigidez y amortiguamiento. Este proceso es iterativo, ya que se busca un adecuado porcentaje de masa efectiva para los modos del sistema de aislamiento. El diseño preliminar culmina con un análisis espectral verificando los parámetros de interés.

5.2.1. Predimensionamiento inicial del sistema de aislamiento.

Estimación inicial del periodo aislado.

Es necesario identificar el periodo de la estructura de base fija, para conseguir que el periodo de la estructura aislada se encuentre lo más alejado posible. El periodo aislado se puede fijar al considerar que el cociente $\frac{T_b}{T_f}$ debe encontrarse en un rango de 3 a 4.

Asimismo, se recomienda que el periodo de la estructura aislada no exceda de 5 segundos, ya que no se tiene suficiente información del comportamiento estructural para periodos tan largos. Adicionalmente, para obtener estos periodos sería necesario contar con dispositivos de aislamiento muy flexibles, los cuales no son fabricados comercialmente.

Cálculo de la rigidez lateral del sistema de aislamiento.

Para calcular la rigidez lateral se emplea la idealización de la estructura presentada en el acápite 2.5.1. Este es un modelo de un grado de libertad que considera una masa concentrada igual a la suma de masas de la superestructura y del nivel de base ($m_s + m_b$).

Mediante la Ec. (5.4) se calcula la rigidez del sistema de aislamiento teniendo como dato el periodo objetivo T_b y la masa total.

$$k_b = \frac{4\pi^2}{T_b^2} (m_s + m_b) \quad (5.4)$$

Elección del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

La efectividad del sistema de aislamiento depende de la fracción de amortiguamiento, si se considera un valor pequeño, se logrará que el aislamiento sea más efectivo y eficiente. Caso contrario sucede cuando se asume un valor de amortiguamiento alto, ya que se genera una fuerza de “arrastre” y desplazamientos pequeños en el sistema de aislamiento. Esto conlleva a que la edificación se comporte como una estructura de base fija, perdiéndose así la efectividad del aislamiento.

La elección de este parámetro será determinante para el tipo de dispositivo a utilizar, dado que cada uno de ellos presenta diferente capacidad de disipación de energía representada por la fracción de amortiguamiento, según lo presentado en el acápite 2.3. Adicionalmente, dado que el amortiguamiento está ligado con el desplazamiento del sistema de aislamiento, este influirá en el ancho de la junta de separación sísmica.

Como recomendación, la fracción de amortiguamiento ξ_b se debe encontrar entre 10 y 20 %. Una vez seleccionado el valor de la fracción de amortiguamiento, la constante de amortiguamiento puede ser calculada según la Ec. (5.5).

$$C_b = \xi_b \cdot 2\sqrt{(m_s + m_b)k_b} \quad (5.5)$$

Cálculo del desplazamiento y fuerza cortante basal.

El desplazamiento de diseño D_M se calcula con la Ec. (3.10), siendo el valor de la pseudo aceleración obtenido con la Ec. (3.8) y para el factor de amortiguamiento, B_M , se emplea la

Tabla 3.4 usando el valor de amortiguamiento efectivo seleccionado. Para el cálculo de la fuerza cortante basal, V_b , se emplea la Ec. (3.13).

Distribución de rigidez y amortiguamiento en el sistema de aislamiento.

Para una correcta distribución de la rigidez y amortiguamiento en el sistema de aislamiento se pueden considerar los siguientes criterios:

- El primer criterio consiste en iniciar con una distribución equitativa de rigidez y constante de amortiguamiento en el total de dispositivos, N . Esto permite identificar los dispositivos que requerirán ser rigidizados para evitar problemas de torsión en planta.

Mediante las Ec. (5.6) y Ec. (5.7) es posible obtener la rigidez efectiva y constante de amortiguamiento que definen el comportamiento de todos los dispositivos del sistema de aislamiento.

$$k_{bi} = \frac{k_b}{N} \quad (5.6)$$

$$C_{bi} = \frac{C_b}{N} \quad (5.7)$$

Esta podría ser una solución factible para el diseño de sistema de aislamiento de edificaciones con plantas no alargadas, y rigidez de la superestructura equitativamente distribuida en planta.

- El segundo criterio tiene en cuenta la carga axial en cada dispositivo. Es así como se agrupa los dispositivos que presentan carga axial similar. Por ejemplo, los dispositivos centrales que reciben mayor carga axial formaran un grupo, mientras que los dispositivos perimetrales formaran otro grupo.

Mediante las Ec. (5.8) y Ec. (5.9) es posible obtener la rigidez efectiva y constante de amortiguamiento que definen el comportamiento de cada dispositivo de su respectivo grupo.

$$k_{Dispositivo} = \frac{1}{N} \left(\frac{Peso_{c/grupo}}{\sum Peso} \right) k_b \quad (5.8)$$

$$C_{Dispositivo} = \frac{1}{N} \left(\frac{Peso_{c/grupo}}{\sum Peso} \right) C_b \quad (5.9)$$

Donde:

$Peso_{c/grupo}$: Carga axial total por grupo.

Σ *Peso*: Carga axial de todos los grupos ($m_s + m_b$).

Teniendo en cuenta esta distribución, los aisladores centrales serán más rígidos que los aisladores perimetrales, lo cual se traduce en una reducción de la rigidez torsional del sistema de aislamiento.

- El tercer criterio considera una distribución de la rigidez del sistema de aislamiento que solucione el problema de torsión en planta. Esto se logra rigidizando los dispositivos perimetrales y flexibilizando los centrales, de tal manera que la rigidez total del sistema de aislamiento no se vea alterada.

Una vez seleccionado el criterio de distribución de rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento, se realiza a un análisis modal, siendo este un proceso iterativo de verificación del porcentaje de masa efectiva de los modos aislados.

Análisis modal.

Mediante el análisis modal, se verifica el periodo aislado del análisis estático. Así mismo, se busca obtener el mayor porcentaje de masa efectiva en los dos primeros modos, correspondientes a la traslación del sistema de aislamiento. Se recomienda que estos porcentajes sean por lo menos del 80%.

Se prefiere que el tercer modo sea lo menor posible, dado que este modo refleja el comportamiento torsional del sistema de aislamiento (incluye excentricidad natural y accidental). La norma E.031 especifica que la excentricidad accidental debe ser el 5% de la dimensión perpendicular a la del análisis, considerando la excentricidad por separado para cada análisis.

En algunos casos, se requiere una distribución de rigideces que contempla el empleo de dispositivos de baja rigidez difícilmente lograble en aisladores elastoméricos. Por esta razón, será necesario el empleo de dispositivos deslizantes. Debido a que la rigidez efectiva de estos dispositivos es proporcional a la carga axial aplicada, se prefiere ubicarlos en el perímetro de la edificación o núcleo de ascensor, donde las columnas no reciben mucha carga axial.

Es recomendable el empleo de dos o tres tipos de aisladores elastoméricos y deslizadores planos, con la finalidad de buscar un diseño más eficiente técnica y económicamente. Un dispositivo elastomérico menos rígido presenta un menor diámetro y es más económico. Asimismo, los deslizadores suelen tener un costo del 40 al 60% del costo de los aisladores elastoméricos.

El proceso iterativo concluye al obtener un adecuado porcentaje de masa efectiva para los modos correspondientes al sistema de aislamiento y da paso al diseño preliminar haciendo uso del análisis por superposición espectral.

5.2.2. Diseño preliminar utilizando análisis espectral.

La respuesta espectral se obtiene empleando el procedimiento del acápite 2.5.2 y los requerimientos normativos presentados en el Capítulo 3.

Para validar el diseño preliminar se debe satisfacer los parámetros de derivas y desplazamiento presentados en la norma E.031. Además, es necesario tener ciertas consideraciones respecto a la aceleración de la estructura.

Cuando no es posible el cumplimiento de alguno de los requerimientos normativos y las consideraciones para las aceleraciones de piso, se debe revisar la rigidez de la superestructura y la del sistema de aislamiento. Asimismo, es posible la modificación del amortiguamiento efectivo asumido para el sistema. Por lo tanto, esto conlleva a un proceso iterativo, según lo presentado en el esquema de la metodología empleada (Figura 5.1).

Se tienen en cuenta algunas recomendaciones para cumplir con los parámetros de respuesta:

- En el caso no se cumpla con los límites de deriva, se debe aumentar la rigidez de la superestructura o flexibilizar el sistema de aislamiento. Es preferible flexibilizar el sistema de aislamiento ya que se logra reducir el desplazamiento relativo de la azotea respecto del sistema de aislamiento (ϵ), explicado en el acápite 2.5.1.2; asimismo, permite la reducción de las aceleraciones de piso. Por el contrario, rigidizar la superestructura conlleva a aumentar las aceleraciones.
- En el caso sea necesaria la reducción de las aceleraciones se opta por disminuir el amortiguamiento del sistema de aislamiento. También es posible mediante la flexibilización del sistema de aislamiento.

El proceso iterativo concluye al cumplir los parámetros presentados en la norma E.031, considerando que el análisis es realizado con las propiedades nominales de los dispositivos. Para el diseño definitivo se emplea el análisis tiempo historia no lineal.

5.3. Diseño Definitivo del Sistema de Aislamiento mediante el Análisis Tiempo Historia No Lineal

El procedimiento inicia a partir del diseño preliminar del sistema de aislamiento realizado anteriormente. El análisis contempla un nuevo proceso iterativo en el cual la estructura se comporta elásticamente y los dispositivos inelásticamente.

Para conocer las propiedades no lineales de los dispositivos se consideran las expresiones presentadas en el acápite 2.5.3.1. Además, es necesario considerar la variabilidad de las propiedades nominales de los dispositivos, según lo indicado en el acápite 3.1.4., para no exceder los valores de derivas presentados en la norma E.031.

La estructura es sometida a un conjunto de registros sísmicos compatibles con el espectro de diseño. Para la obtención de estos registros es necesario el tratamiento de las señales semilla, cumpliendo con los requerimientos normativos presentados en el acápite 3.2.2. El procedimiento propuesto para el tratamiento de señales se presenta en el Anexo 3.

Asimismo, el análisis tiempo historia no lineal requiere la aplicación de las cargas de gravedad a la estructura previo a la aplicación de un registro de aceleración. Esto debido a que en este análisis el principio de superposición no se cumple, dado que durante un sismo ya se encuentran actuando las cargas verticales en la estructura (Chumpitaz, 2018).

En el caso de los deslizadores, la fuerza cortante en el dispositivo se encuentra en función de la carga vertical que soporta, por lo que requiere la aplicación de las cargas de gravedad previo al movimiento definido por el registro sísmico.

Por ello, será necesario definir una función para la aplicación de las cargas de gravedad en la herramienta computacional ETABS, según lo presentado en el Anexo 4.

Propiedades de los dispositivos y del sistema de aislamiento.

A partir de las propiedades nominales de los dispositivos, es posible obtener las propiedades máximas y mínimas mediante del empleo de los factores de modificación, $\lambda_{máx}$ y $\lambda_{mín}$, presentados en la norma E.031. En consecuencia, el amplio rango de variabilidad para el diseño asegura una mayor participación de proveedores.

Al considerar las propiedades del límite superior, la rigidez del sistema de aislamiento aumenta, generando un incremento en la fuerza cortante de la superestructura V_s . Esto produce un

aumento en las derivas y aceleraciones en la superestructura, haciendo que el sistema de aislamiento resulte menos eficiente.

En contraste, al considerar las propiedades del límite inferior, la rigidez del sistema de aislamiento disminuye permitiendo una menor fuerza cortante en la superestructura V_s . Esto genera una disminución en derivas y aceleraciones en la superestructura, haciendo que el sistema de aislamiento resulte más eficiente. Sin embargo, la dimensión de la junta de aislamiento será mayor producto del aumento de los desplazamientos.

Como se presentó en el acápite 2.1, para la sismicidad peruana las estructuras con periodo fundamental mayor a T_L presentarán desplazamientos similares. Por lo tanto, la diferencia de los desplazamientos del sistema de aislamiento considerando propiedades nominales, máximas y mínimas será reducida y se debe únicamente al amortiguamiento que cada una posee.

La Figura 5.2 muestra las envolventes de las curvas histeréticas considerando el valor nominal, máximo y mínimo para un dispositivo o para el conjunto de estos en el sistema de aislamiento. Se evidencia en los diagramas de histéresis las características mencionadas previamente respecto a la fuerza cortante, desplazamiento máximo y rigideces.

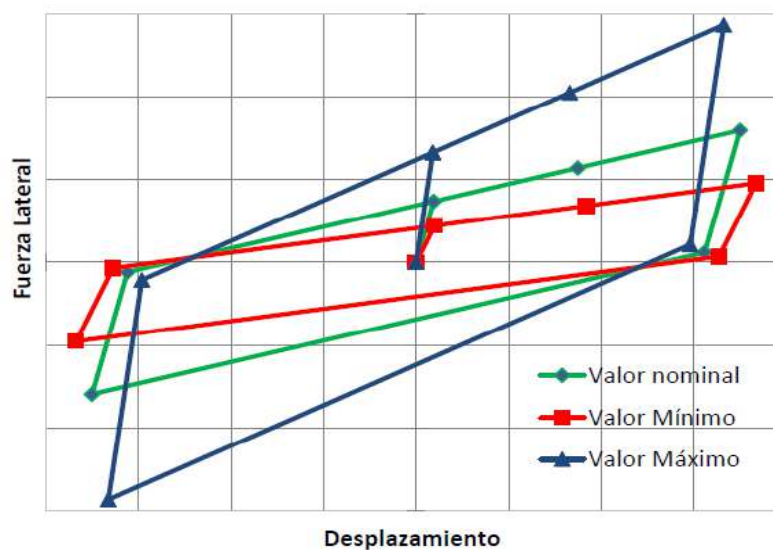


Figura 5.2. Propiedades del sistema de aislamiento nominal y límite superior e inferior.

Fuente: Muñoz, 2018

Respuesta no lineal en el tiempo.

La respuesta en el tiempo se obtiene para los modelos empleando las propiedades nominal y límites de los dispositivos.

Se busca satisfacer los límites de derivas máximas y aceleraciones planteadas para el diseño, teniendo en cuenta lo mencionado en el acápite 3.3.2.1. En el caso de no obtener una respuesta adecuada, es necesario redefinir el sistema de aislamiento o modificar la superestructura.

Asimismo, se verifican las tracciones en los dispositivos. Para los dispositivos elastoméricos, la resistencia a la tracción es del rango de 0.10 a 0.15 veces la resistencia a compresión. En el caso de los deslizadores, no presentan resistencia a la tracción. Por tal motivo, para el análisis con cada registro de aceleraciones es necesario verificar que las tracciones de los dispositivos no sean excesivas.

Es recomendable que los dispositivos trabajen siempre a compresión, sin embargo, si esto no se puede cumplir es recomendable aceptar tracciones pequeñas del orden del 15% de la carga axial a compresión en estado de servicio. La verificación de las tracciones se realiza empleando la combinación correspondiente a la carga axial mínima, presentada en el ítem 3.1.3.

Del mismo modo, se debe verificar la fuerza de restitución lateral según lo mencionado en el acápite 3.1.2. Si en cualquiera de los análisis con los factores de modificación no se cumple con esta condición se debe reducir el amortiguamiento o flexibilizar el sistema de aislamiento, obteniendo mayores desplazamientos.

5.3.1. Elección de parámetros de diseño y construcción del espectro de diseño.

Dado que las fuerzas de corte obtenidas mediante el análisis tiempo historia son mayores al considerar las propiedades máximas, mientras que los desplazamientos son mayores con las propiedades mínimas es que en adelante se tiene en consideración lo siguiente:

- Para la obtención de las fuerzas cortantes de diseño se emplean los resultados del análisis tiempo historia con las propiedades máximas (*upper*).
- Para la obtención de los desplazamientos del sistema de aislamiento se emplean los resultados del análisis tiempo historia con las propiedades mínimas (*lower*).

Asimismo, a partir de la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, se redistribuye la rigidez en cada tipo de dispositivo. Esto con el fin de generar los modelos para el análisis espectral y el diseño definitivo de los elementos estructurales. Se prefiere un análisis espectral para el diseño dada su practicidad en comparación con un análisis tiempo historia, en el cual la obtención de los valores máximos de diseño es compleja.

Construcción del espectro de diseño.

Con el fin de generar los espectros de diseño es necesario incluir el efecto del amortiguamiento en los tres primeros modos, reduciendo los valores espectrales asociados a estos y manteniendo el resto de los valores para un amortiguamiento del 5% propio de la superestructura, como se muestra en la Figura 5.3.

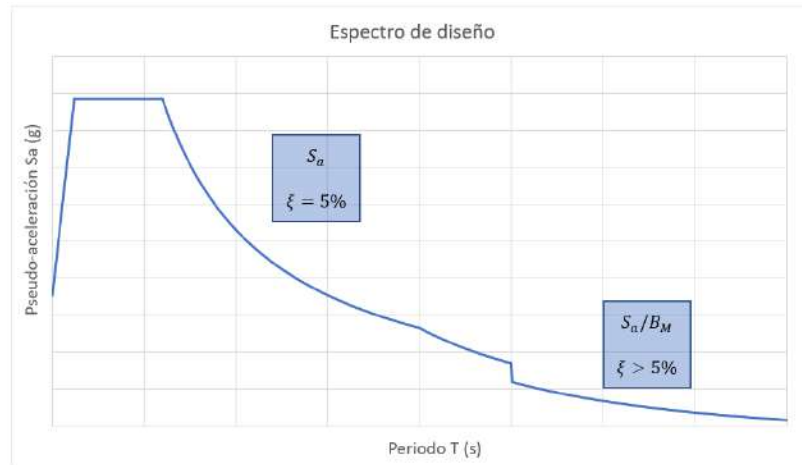


Figura 5.3. Espectro de respuesta afectado por el factor de modificación.

Cortante de diseño para el sistema de aislamiento y superestructura.

Es necesario definir una cortante de diseño mínima para el sistema de aislamiento V_b y una para la superestructura V_s . Estas se obtienen al comparar las fuerzas laterales mínimas obtenidas a partir del método estático (acápite 3.3.1.2) y las fuerzas mínimas de los análisis dinámicos. Para cada análisis realizado se deben considerar las propiedades del límite superior dado que estas generan mayores fuerzas cortantes.

Como resultado de la comparación entre los métodos de análisis, es necesario escalar los resultados del análisis espectral al caso más desfavorable de los siguientes valores mínimos de corte:

Cortante mínima de diseño para el sistema de aislamiento y subestructura V_b .

- La cortante en el sistema de aislamiento V_b obtenida para el análisis tiempo historia.
- Para una estructura regular, la cortante V_b no deberá ser menor que el 80% de la cortante mínima de diseño del método estático. Para el caso de estructuras irregulares, V_b no deberá ser menor que el 100% de la obtenida con el método estático.

Cortante mínima de diseño para la superestructura V_s .

- La cortante en la superestructura V_s obtenida para el análisis tiempo historia.
- La cortante de diseño V_s debe ser mayor que el 100% de la cortante mínima obtenida mediante el método estático.

Junta perimetral.

La dimensión de la junta perimetral del edificio no deberá ser menor a lo estipulado en el acápite 3.3.2.2, empleando las propiedades del límite inferior para los dispositivos.

Efecto P-delta en el sistema de aislamiento.

Parte del análisis de estructuras aisladas son los efectos de segundo orden P-delta que ocurren en cada dispositivo, esto debido a la carga axial de compresión en los dispositivos y al desplazamiento del sistema de aislamiento. En la Figura 5.4 se observan las fuerzas actuantes para la condición de un desplazamiento máximo Δ y las ecuaciones para el cálculo de los momentos, tanto para los dispositivos elastoméricos como deslizadores.

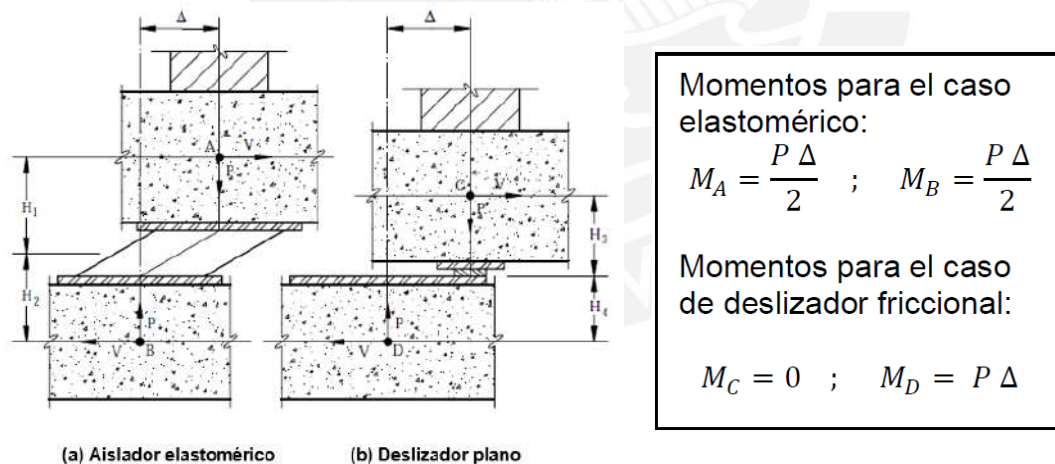


Figura 5.4. Momentos debido a la cortante horizontal y los efectos P-delta.

Fuente: FEMA P-751, 2009

5.3.2. Diseño preliminar de los dispositivos de aislamiento.

Para el diseño de los dispositivos de aislamiento es necesaria la consideración de las propiedades mecánicas de los materiales y las cargas axiales aplicadas sobre los dispositivos, determinadas aplicando las expresiones del acápite 3.1.3.

Los requisitos de desempeño se verifican ante cargas de servicio y ante la acción combinada de las cargas de sismo. Cada verificación posee su propio factor de seguridad según lo mencionado en el acápite 3.1.2.

5.4. Diseño de los Elementos Estructurales

5.4.1. Consideraciones para el diseño de elementos estructurales.

Los elementos estructurales se diseñan teniendo en cuenta la norma E.060. En el caso de edificaciones aisladas se consideran los efectos de carga de gravedad y cargas sísmicas del Sismo Máximo Considerado, además de los efectos de otras cargas cuyos efectos sean considerables sobre los elementos estructurales y no estructurales.

Se tiene en cuenta las siguientes dos recomendaciones para el diseño de los elementos estructurales:

- La carga axial producto del sismo vertical influye en gran medida en el diseño de columnas, produciendo que las cargas axiales incrementen. Este efecto se puede desprestigiar en vigas u otros elementos horizontales a excepción de voladizos, donde las vibraciones verticales son importantes.
- Los momentos de segundo orden (P-delta) que se generan en las columnas en el nivel de aislamiento se calculan con el desplazamiento de cada dispositivo y la fuerza axial proveniente de cada caso de carga. De forma práctica se puede tomar un solo desplazamiento D_{TM} para todos los dispositivos.

El diseño del sistema de aislamiento y de todo lo que esté por debajo de este se diseña para resistir una fuerza sísmica sin reducción, mientras que para la superestructura se puede considerar un valor máximo de 2. Esta reducción no implica que la superestructura ingresará a un régimen inelástico, sino que este valor está relacionado con la sobre resistencia propia del concreto.

Combinaciones de carga para el diseño en concreto armado.

Las combinaciones de carga que se deben emplear en el diseño de los elementos estructurales de edificaciones aisladas serán las provenientes de la Norma E.060 Concreto Armado.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$
$$U = 1.25(CM + CV) \pm S \quad (5.10)$$

$$U = 0.9CM \pm S$$

Cada combinación de carga debe incluir los efectos P-delta debido al desplazamiento del sistema de aislamiento.

Requisitos de ductilidad.

Los pórticos de los edificios aislados deben ser diseñados para tener un grado de ductilidad tal que no deberían de llegar a experimentar grandes incursiones al rango inelástico para el Sismo Máximo Considerado. La Norma E.060 indica dos sistemas estructurales con diferentes niveles de ductilidad ante eventos sísmicos (aporticados y dual tipo II). Los criterios de estos dos sistemas son los que se deben tener en consideración para el análisis y diseño de edificios aislados en Perú.

5.4.2. Diseño del diafragma rígido del sistema de aislamiento.

Las vigas del sistema de aislamiento se deben diseñar por flexión y el diseño por corte se efectuará teniendo en cuenta el diseño por capacidad, así como lo indica la Norma E.060. Como estas vigas son de gran peralte, es necesario colocar acero repartido en el alma para poder controlar el agrietamiento.

La losa del sistema de aislamiento se diseña por flexión y fuerza cortante considerando las cargas de gravedad actuantes sobre ella. Para el análisis se considera un modelo bidimensional con elementos finitos. Además, se prefiere que esta losa sea maciza, de un espesor considerable con la finalidad que pueda formar un diafragma rígido. De esta forma se lograrían reducir las deflexiones y agrietamientos debidas a las cargas de gravedad.

Los pedestales se deben diseñar teniendo en cuenta las disposiciones que propone la Norma E.060 en cuanto a nodos.

La losa, las vigas y los pedestales deben ser capaces de formar monolitismo. Por esta razón se deben evitar las juntas frías y se recomienda que todos estos elementos sean vaciadas in situ.

5.4.3. Diseño de la losa TT y capa de compresión.

Diseño de losa TT pretensada.

Para el diseño del máximo momento positivo de las losas típicas TT se consideran como elementos simplemente apoyados en sus extremos para dos etapas que consideran diferentes estados de carga, las cuales se detallan a continuación:

- Como una sección simple ante la acción de su peso propio y la carga de la capa de compresión.
- Como sección compuesta ante la acción del resto de cargas permanentes y las cargas vivas.

Para el cálculo de las losas se ha empleado el programa Concise Beam V4.6 (Figura 5.5), en el cual se realiza un modelado simplificado considerando únicamente el elemento prefabricado TT a diseñar. Para el diseño se ingresan las características mecánicas de los materiales, las características geométricas del elemento, cargas actuantes y el armado del refuerzo a flexión; obteniéndose las resistencias a flexión y a cortante suministrada a la losa. En el Anexo 7 se presenta un ejemplo del trabajo realizado en el software.

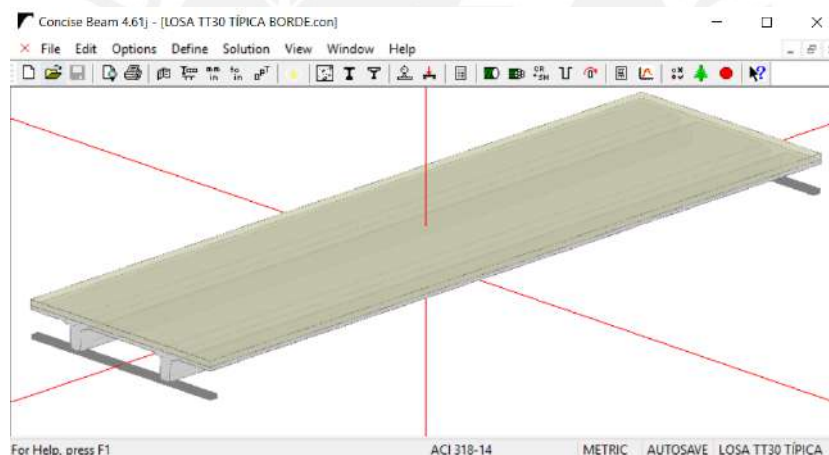


Figura 5.5. Diseño de losa TT pretensada en programa Concise Beam V4.6.

Diseño de capa de compresión.

La capa de compresión es el vaciado de concreto in-situ sobre las losas prefabricadas TT. Esta capa se diseña siguiendo los lineamientos de la sección 21.11 Diafragmas Estructurales de la NTE.E-060 Concreto Armado (2009).

Para la determinación de las fuerzas de diseño, la norma indica que el diafragma debe diseñarse con las fuerzas obtenidas del análisis para las cargas laterales de acuerdo con las combinaciones de cargas de diseño, es decir las fuerzas en cada piso obtenidas mediante el modelo estructural.

La capa de compresión puede modelarse como una viga de gran peralte de ancho igual al espesor de esta capa. Esta viga cuenta con apoyos elásticos en cada uno de los ejes de los pórticos, cuya rigidez es calculada a partir del desplazamiento máximo y la fuerza actuante en cada pórtico. Las fuerzas de diseño sobre el diafragma se encuentran distribuidas en toda la longitud del modelo estructural. En la Figura 5.6 se esquematiza el modelamiento y la aplicación de carga para la capa de compresión.

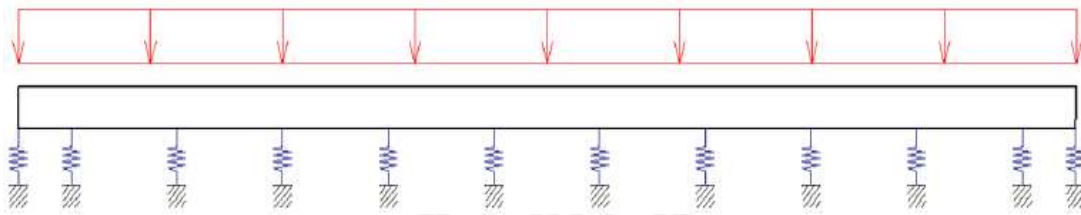


Figura 5.6. Modelo de viga apoyada sobre resortes (apoyos elásticos).

Con los resultados obtenidos del modelo estructural, se calcula la armadura perimetral necesaria en las vigas de borde, para controlar la flexión en el diafragma.

A continuación, se procede a verificar el diafragma a cortante, mediante la Ec. (5.11) (E.060. Art. 21.11.7.1).

$$V_n = A_{cv} \times (0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t \times f_y) \quad (5.11)$$

Donde,

A_{cv}	: Área de corte del diafragma
f'_c	: Resistencia del concreto a compresión
ρ_t	: Cuantía de acero en el diafragma
f_y	: Esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo

La malla de temperatura y retracción es calculada de acuerdo con la sección 9.7.2 de la Norma E.060, considerando un área de acero mínima de $0.0018 bh$.

También, se verifican las juntas entre los elementos prefabricados. Se calcula el cortante rasante y el acero requerido para dichas juntas, considerando el aporte de la malla de temperatura.

Para el cálculo del flujo de cortante (q) se emplea la Ec. (5.12).

$$q = \frac{Q \times s_c}{I} \quad (5.12)$$

Donde,

Q	: Cortante máximo en el diafragma
s_c	: Primer momento con respecto al eje neutro ($A * y$)
I	: Inercia de la sección

Con el resultado obtenido para el flujo de corte (q) se calcula el acero de refuerzo necesario, mediante la Ec. (5.13).

$$A_{nec} = \frac{q}{\phi \times f_y} \quad (5.13)$$

Donde,

ϕ	: Factor de reducción
f_y	: Esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo

Por último, se diseña el refuerzo longitudinal negativo de la losa TT que irá en la capa en compresión. Para este diseño se considera una losa de sección compuesta y continua, sus solicitaciones se determinarán ante la acción de cargas permanentes y cargas vivas.

5.4.4. Diseño de las vigas prefabricadas.

Las vigas prefabricadas que conformarán los pórticos deben considerar los efectos del proceso constructivo. Estas etapas de diseño de los pórticos se describen a continuación y se representan en la Figura 5.7.

En una primera instancia se tendrá una viga simplemente apoyada, montada sobre las ménsulas de la columna y sobre ella se colocan las losas de techo y la capa de compresión. Por lo tanto, las cargas a las que estará sometida serán: peso propio de la viga, peso de las losas y peso de la capa de compresión. La viga actúa simplemente apoyada hasta el instante de la fragua de la capa de compresión.

Luego de la formación del nudo rígido con las columnas, las cargas de gravedad restantes son aplicadas al pórtico. Es así como la viga tomará la carga muerta restante: peso de los acabados, instalaciones, tabiquería; y la carga viva o sobrecarga.

La etapa final del diseño incluye el efecto de la carga sísmica sobre el pórtico ya formado y se realizan las combinaciones de cargas para diseño indicadas en la NTE. E-060 Concreto Armado.

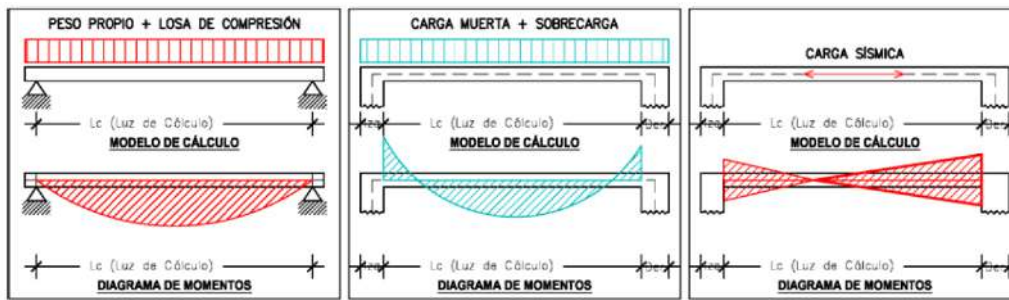


Figura 5.7. Etapas de diseño de pórtico.

El modelo original, elaborado con la herramienta computacional ETABS, considera en todas las etapas del cálculo a las vigas prefabricadas conformando pórticos con nudos rígidos, generando una sobreestimación de los momentos negativos en los extremos y una subestimación de los momentos positivos al centro de la viga. Por tal motivo será necesaria la corrección de los momentos obtenidos del modelo original, debido al procedimiento de prefabricación.

Diseño de vigas prefabricadas pretensadas.

El proceso de diseño se esquematiza en el diagrama de flujo de la Figura 5.8.

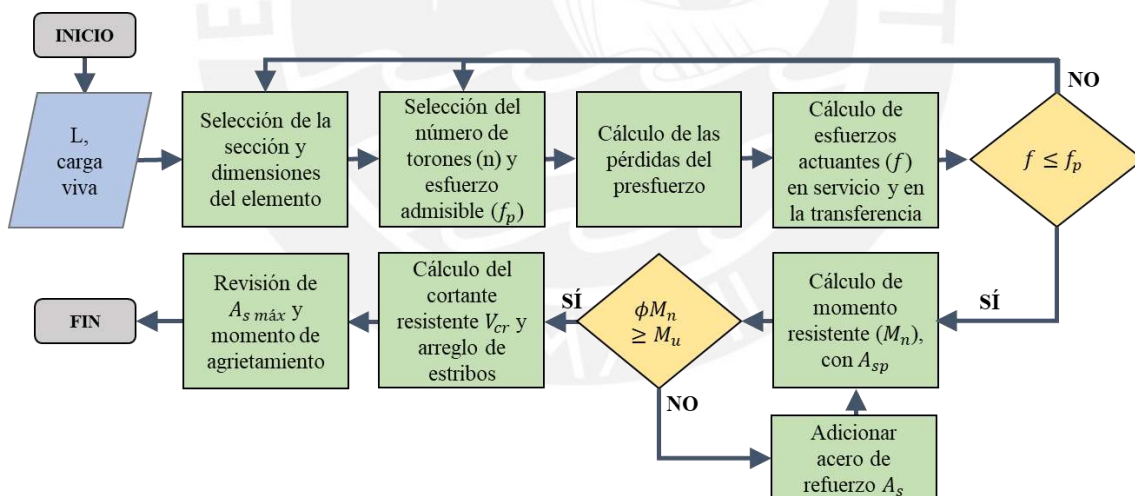


Figura 5.8. Método de diseño de vigas prefabricadas pretensadas.

Para el diseño del acero al centro de la luz se considera la sección pretensada con la armadura activa. Para el cálculo de la resistencia a flexión ϕM_n al centro de la luz se ha empleado el programa Concise Beam V4.6, en el cual se realiza un modelado simplificado considerando: las características mecánicas de los materiales, las características geométricas del elemento, cargas actuantes y el armado del refuerzo a flexión y cortante de la viga a diseñar. En el Anexo 7 se presenta un ejemplo del trabajo realizado en el software.

Para el diseño del acero de refuerzo en los extremos de las vigas, así como los estribos, se considera la sección de concreto armado; es decir, el diseño por flexión y por corte se efectúan sin tener en cuenta el aporte de la armadura activa. El diseño por corte se lleva a cabo considerando el diseño por capacidad.

Diseño de vigas prefabricadas armadas.

Para el diseño del acero de refuerzo en los extremos y centro de la luz de las vigas armadas, se calculan los momentos resistentes, ϕMn , y se verifican con los momentos actuantes, Mu , obtenidos a partir de los modelos computacionales y realizando la corrección debido a los efectos del proceso constructivo.

El refuerzo longitudinal se diseña por flexión y el refuerzo por cortante necesario se calcula teniendo en cuenta el diseño por capacidad, como lo indica la Norma E.060.

5.4.5. Diseño de columnas y ménsulas prefabricadas.

Diseño de columnas prefabricadas.

El diseño por flexocompresión se basa en la creación de una curva de capacidad estructural llamada diagrama de iteración, este resulta del análisis de la sección a fuerza axial y momento flector con su distribución de varillas de fierro longitudinales.

El diseño es correcto si se verifica que los puntos (combinaciones de carga de diseño) caen dentro del diagrama. Es necesario tener en cuenta los límites de cuantía máximos y mínimos que establece la Norma E.060, dicha cuantía debe ser entre 1% y 6% del área bruta de la sección.

El diseño por corte se efectúa, al igual que en vigas, teniendo en consideración el diseño por capacidad, según lo indicado en la Norma E.060 para edificaciones de sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos y dual tipo II.

Con el refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas se debe de comprobar el criterio de columna fuerte-viga débil ($\sum Mnc \geq 1.2 * \sum Mnv$).

Diseño de las ménsulas prefabricadas.

De acuerdo con la norma NTE. E.060 en el capítulo 11.9, se especifican los criterios para el diseño en función de las siguientes condiciones geométricas:

- $A_v/d \leq 1$ se diseña como braquete.
- $1 < A_v/d \leq 2$ se diseña mediante el modelo de puntal tirante.
- $A_v/d \geq 2$ se diseña como voladizo.

Donde:

A_v : Distancia entre la cara de la columna y la aplicación de la carga sobre la ménsula.

d : Peralte efectivo en la sección inicial de la ménsula (en la columna).

Las ménsulas se diseñan a flexión y cortante con las combinaciones de carga de diseño, considerando un sismo frecuente de 0.25g de aceleración.

5.4.6. Diseño de las conexiones.

Para el diseño de las conexiones se debe cumplir todo lo especificado en el Capítulo 16: Concreto prefabricado, acápite 6 y Capítulo 21: Disposiciones especiales para el diseño sísmico, acápite 7 de la Norma E.060:

- Para la transmisión de fuerzas entre vigas se usa conectores mecánicos, estos sistemas deben de ser ensayados para que se asegure la correcta transmisión de fuerzas.
- El bastón que se conecta al refuerzo longitudinal de la viga debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse.
- El refuerzo longitudinal adicional en la viga que se coloca en la capa de compresión de la losa, también se prolonga hasta la cara más distante de la columna.
- El refuerzo transversal en el nodo consta de estribos con un espaciamiento no mayor a 15 cm.

Capítulo 6. El Edificio Estudiado: Estructuración y Diseño Preliminar de la Superestructura

Características del edificio.

El edificio estudiado en la presente tesis es uno de bloques que conforman un centro de salud en la ciudad de Moquegua. El edificio consta de 4 pisos, la altura del primer piso es de 4.25m y la altura de los pisos restantes es de 4m. Posee un total de 4000 m² de área techada, ubicado sobre un suelo del tipo S2 con una capacidad portante de 4 kg/cm². En los planos del proyecto de arquitectura presentados (Figura 6.1) se identifican claramente los ambientes destinados a salas de operación, consultorios médicos, salas de espera y las áreas de corredores y circulación.

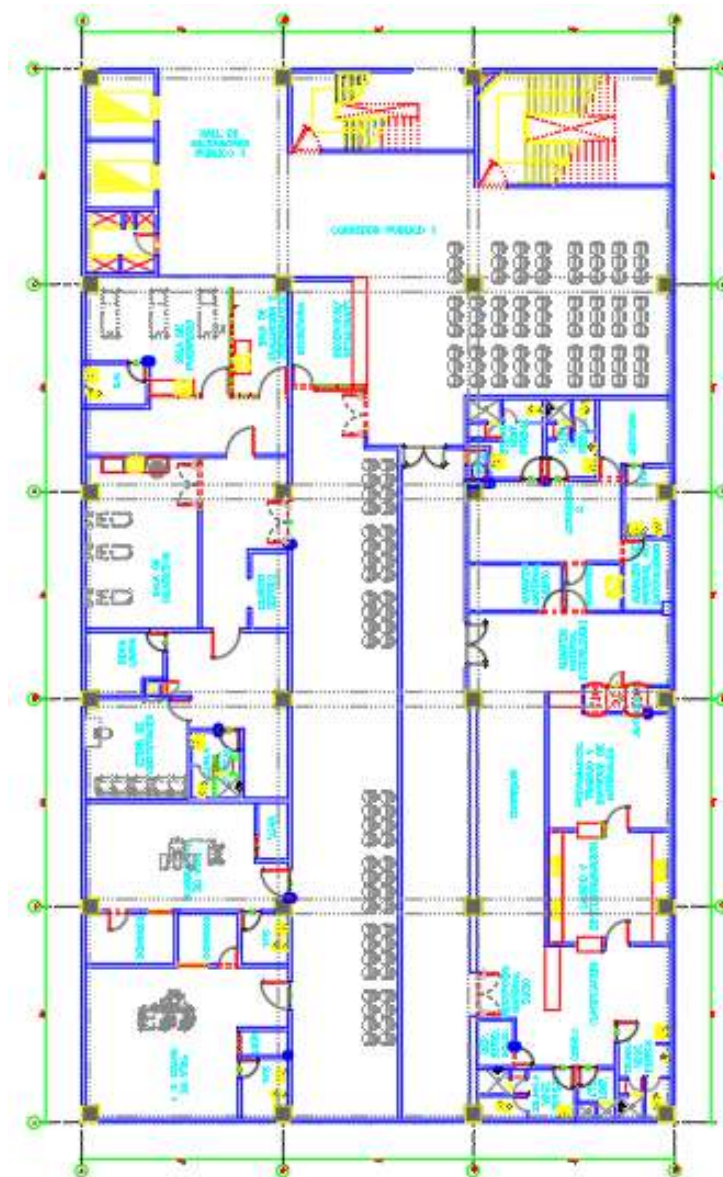


Figura 6.1. Arquitectura de planta típica.

Al tratarse de un establecimiento de salud, el bloque es considerado de categoría A1, por lo cual es necesario el empleo de aislamiento sísmico en la base, según lo expuesto por la NTE E.030 y el factor de uso U será igual a 1.

Para realizar el análisis y diseño del edificio, se ha empleado el Reglamento Nacional de Edificaciones (Normas E.020, E.030, E.031, E.060).

Cargas de gravedad actuantes.

Las solicitaciones de carga de gravedad actuantes en el edificio hospitalario se determinaron acorde a la norma peruana E.020 Cargas. Las cargas muertas y las sobrecargas de diseño se detallan a continuación:

Cargas permanentes.

- Peso específico de elementos pretensados, $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$: 2500 kg/m^3
- Peso de losas TT 30, $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$: 180 kg/m^2
- Peso de capa en compresión $e = 6.5 \text{ cm}$: 162.5 kg/m^2
- Peso de la losa maciza ($e=20 \text{ cm}$) : 480 kg/m^2
- Peso específico de la albañilería : 1800 kg/m^3
- Peso por tabiquería móvil (drywall) : 200 kg/m^2
- Peso por piso terminado : 100 kg/m^2

Sobrecargas.

- Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio : 300 kg/m^2
- Cuartos : 200 kg/m^2
- Corredores y escaleras : 400 kg/m^2
- Azotea : 100 kg/m^2

6.1. Estructuración

El sistema estructural de la superestructura frente a cargas verticales y sísmicas está conformado por un sistema aperticado en base a columnas y vigas prefabricadas, conectadas mediante nudos rígidos, empleando el sistema emulativo S1 presentado en el Anexo 2. Las vigas portantes son prefabricadas pretensadas de forma de “T” invertida o “L” dependiendo si

estas son centrales o laterales como lo muestra la Figura 6.2. Las vigas perpendiculares a las pretensadas son prefabricadas de sección rectangular sin presfuerzo.

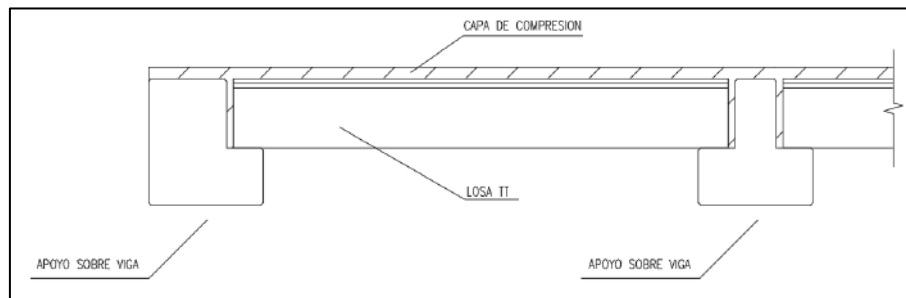


Figura 6.2. Esquema de losa apoyada en vigas pretensadas.

En el caso de las losas se optó por un sistema de losas prefabricadas, a excepción de los paños en los que se encuentran los ascensores y las escaleras, para estas se emplearon losas macizas. El sentido de la losa pretensada normalmente se define con la mayor luz libre del paño para aprovechar el presfuerzo de los elementos. Como en este caso los paños tienden a ser de forma cuadrada se eligió considerando la dimensión de luz libre que sea múltiplo de 2.5 metros (ancho de la losa pretensada) como la dirección perpendicular al sentido de la losa.

Para el sistema de aislamiento se optó por emplear una losa maciza en toda la planta y vigas rectangulares vaciadas en el sitio para garantizar el monolitismo entre losa, vigas y capiteles.

6.2. Dimensiones Iniciales de los Elementos Estructurales

6.2.1. Losas.

Losa maciza.

Como ya se mencionó anteriormente, se empleó losa maciza en todo el nivel de aislamiento y en los paños donde se encuentran los ascensores y las escaleras de los pisos superiores.

Para determinar el peralte de la losa maciza se empleó la siguiente expresión:

$$h = \frac{p}{180} = \frac{31}{180} = 17.2cm$$

Para homogeneizar el espesor de la losa maciza en todos los paños del diafragma del sistema de aislamiento y en la superestructura es que se usó un peralte de 20 cm.

Losa prefabricada pretensada.

Para estas losas se evaluó la factibilidad de emplear losas pretensadas alveolares o de sección doble T (TT). Ambos sistemas son unidireccionales, por lo que se tuvo que seleccionar el sentido de las losas para definir la luz libre, siendo la máxima 8.35 m. Para este valor de luz libre ambos sistemas son factibles y se optó por emplear la sección doble T.

Mediante las tablas de longitudes máximas en función de la carga de servicio y el tipo de losa se logra seleccionar el elemento pretensado a utilizar. El metrado de la carga en servicio consta de la suma de CV y CM, excluido el peso propio y la capa en compresión. Así tenemos:

Metrado de cargas:

- Carga Muerta:
Peso de tabiquería + piso terminado = 200 kg/m²
- Carga Viva:
Sobrecarga = 300 kg/m²

Por lo que la carga a utilizar para realizar el cálculo es de 500 kg/m². En la Tabla 6.1 se muestran los valores de longitud admisible para losas TT30, considerando las sección típica de una empresa de prefabricados local.

Tabla 6.1. Longitud admisible para losas TT30

MODELO Peso (kg/m ²)	Tipo de Armado	Longitud admisible en metros según tipo y carga			
		Carga Viva + Carga Muerta Kg/m ² Excluido peso propio y capa de compresión			
		e = 6.5 cm			Interpolación
		400	800	1250	500
TT 30 180	02	6.80	5.35	4.50	6.44
	04	8.20	6.55	5.45	7.79
	06	8.95	7.35	6.15	8.55

Dados los valores presentados por el fabricante, se optó por emplear la losa TT30 con un tipo de armado 06, ya que al realizar la interpolación para la carga de 500 kg/m² se obtuvo las longitudes máximas presentadas en la Tabla 6.1.

Se puede observar que para una longitud máxima de 8.35 metros es recomendable elegir la losa TT 30 con el tipo de armado 06. Este armado consiste en la presencia de 6 tendones de presforzado, 3 en cada nervio de la losa TT, tal como se muestra en la Figura 6.3.

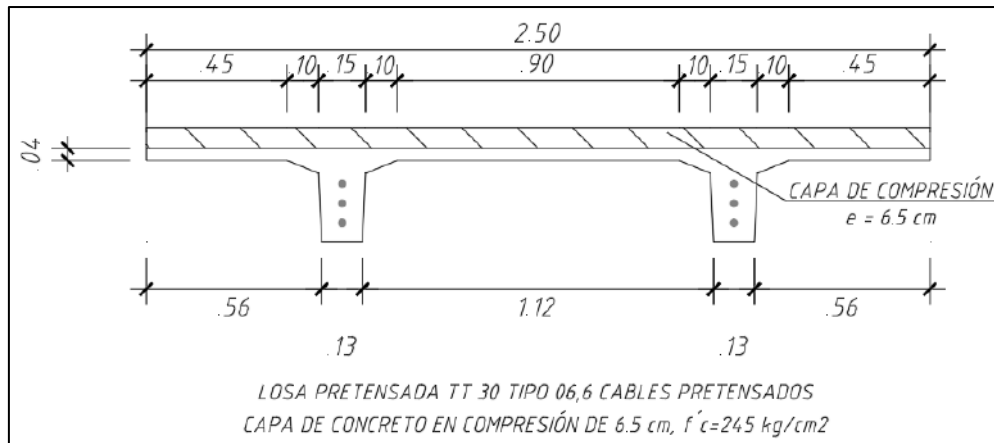


Figura 6.3. Sección transversal de la losa TT 30.

6.2.2. Vigas.

Vigas prefabricadas pretensadas.

Para las vigas en la dirección X-X se consideró las vigas prefabricadas pretensadas de secciones JT y JL para los elementos de ejes interiores y extremos, respectivamente, siendo estas el soporte de las losas unidireccionales (Figura 6.2).

Para el dimensionamiento preliminar de estos elementos se realizará un proceso iterativo, iniciando con la selección de la sección transversal y verificando que el número de tendones de presfuerzo sean suficientes para soportar el momento máximo de la viga en servicio.

Mediante las tablas de momentos máximos en función de la longitud de la viga se logra seleccionar el elemento pretensado a utilizar. El metrado de la carga en servicio consta de la suma de CV y CM, en las que están incluidas el peso propio de la viga, el peso de la capa en compresión, el peso de la losa, las cargas permanentes y las cargas variables.

A continuación, se detalla el metrado de cargas y el momento máximo generado por estas cargas para el caso de una viga central de sección transversal en forma de “T” invertida, asumiendo que esta se encuentra simplemente apoyada en sus extremos.

Metrado de cargas (L = 8.5m):

- Carga Muerta:

Peso propio de la viga	= 600 kg/m	= 600 kg/m
Peso de la capa en compresión	= 162.5 kg/m ² x 8.5m	= 1381 kg/m
Peso de la losa	= 180 kg/m ² x 8.5m	= 1530 kg/m

Peso de tabiquería + piso terminado = $200 \text{ kg/m}^2 \times 8.5 \text{ m} = 1700 \text{ kg/m}$

- Carga Viva:

Sobrecarga = $300 \text{ kg/m}^2 \times 8.5 \text{ m} = 2550 \text{ kg/m}$

Por lo que la carga a utilizar para realizar el cálculo es de 7761.25 kg/m.

Se calcula el momento flector en el elemento:

$$M = \frac{w * l^2}{8} = \frac{7761.25 * 7.2^2}{8} = 50.3 \text{ ton} * m$$

En la Tabla 6.2 se muestra el momento flector que soporta la viga JT55 (55 cm de peralte) de clase U, con una longitud de 6 y 8 metros y con diferentes tipos de armado del acero de presfuerzo, considerando las sección típica de una empresa de prefabricados local.

Tabla 6.2. Momento flector máximo para vigas JT55

Fam. y Sub.Fam. Peso (ton/m)	Tipo de Armado	CLASE U		
		Capa de Compresión - 6.5 cm		
		Longitud de viga (m)		Interpolación
		6	8	7.2
JT 55 0.6	209	47.1	47.2	47.16
	212	60.3	61.1	60.78
	215	64.8	66.9	66.06
	216	-	76.5	-

Dados los valores presentados por el fabricante, se optó por emplear la viga JT 55 con un tipo de armado 212, ya que al realizar la interpolación para la longitud de 7.2 m se obtuvo como valor máximo 60.78 ton-m. Por lo tanto, este armado será adecuado para el momento máximo que experimenta la viga de 50.3 ton-m. La viga de sección JT 55 con el tipo de armado 212 cuenta con 12 torones pretensados.

Vigas del sistema de aislamiento.

Debido a que estas vigas están sometidas a esfuerzos elevados, se recomienda que tengan un peralte “generoso”, siendo no menor a 90 cm y un ancho mínimo de 35 cm. Se recomienda estimar el peralte con la Ec. (5.2):

$$h = \frac{Ln}{7} = \frac{7.45}{7} = 1.06 \text{ m}$$

Por lo tanto, se decidió emplear vigas con peralte de 1.10 m. Se inició la iteración con un ancho de viga de 35 cm.

6.2.3. Columnas.

Para dimensionar las columnas se busca obtener secciones robustas que permitan cumplir con las demandas de rigidez frente a cargas laterales. Para iniciar las iteraciones se sugiere predimensionar el área de la sección transversal de la columna, A_c , mediante la Ec. (5.3).

$$A_c = \frac{Pu}{0.35 * f'c} = \frac{Pu}{0.35 * 350}$$

A continuación, se muestra el metrado de cargas en servicio de una columna central.

Metrado de cargas:

- Carga Muerta:

Peso propio de la viga	= 600 kg/m x 15 m	= 9 ton
Peso de la capa en compresión	= 162.5 kg/m ² x 66.7 m ²	= 10.8 ton
Peso de la losa	= 180 kg/m ² x 66.7 m ²	= 12 ton
Peso de tabiquería + piso terminado	= 200 kg/m ² x 66.7 m ²	= 13.4 ton
Peso de la columna	= 2500 kg/m ³ x 0.98 m ³	= 2.45 ton
- Carga Viva:

Sobrecarga	= 300 kg/m ² x 66.7 m ²	= 20 ton
------------	---	----------

Para un piso la carga última es 100.71 ton, por lo que para el primer piso la carga aplicada será aproximadamente 402.84 ton. Aplicando la Ec. (5.3) tenemos:

$$A_c = \frac{402840}{0.35 * 350} = 3288.5 \text{ cm}^2, \text{Lado} = \sqrt{3288.5} = 57.3 \text{ cm}$$

Se recomienda que los lados de las columnas perimetrales sean lo suficientemente grandes como para garantizar el anclaje del acero de refuerzo de las vigas, del mismo modo es recomendable que todas las columnas tengan la misma sección transversal. Se decidió iniciar la iteración con columnas de 60 x 60 cm.

6.3. Selección de las Conexiones

El sistema por emplear para las conexiones entre los elementos estructurales es el recomendado por la empresa local de prefabricados.

En los nudos viga – columna se empleará conectores mecánicos Tipo 2 de tornillo para lograr la continuidad de las vigas prefabricadas en los nudos vaciados in situ. En la Figura 6.4 se muestra el conector Zap Screwlock, así como la herramienta empleada para la fijación de los tornillos y una sección donde se muestra el agarre obtenido entre los pernos y la barra de refuerzo.

Para las conexiones entre las columnas y los capiteles del sistema de aislamiento se empleará la conexión por empotramiento con vainas corrugadas, presentada en el acápite 4.3.1.

Se empleará una conexión tipo “ventana” para las columnas, mostrada en la Figura 4.16, siendo un único elemento prefabricado para toda la altura del edificio. Por lo tanto, no se requerirá de conexiones del refuerzo entre las columnas de cada nivel. El concreto a emplearse en el vaciado del nudo será de una resistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, igual a la resistencia de la columna prefabricada.



Figura 6.4. Conector de tornillo – Zap Screwlock.

Fuente: nVent, 2018

La generación de los diafragmas de cada piso se obtendrá al vaciar una capa de compresión de espesor 6.5 cm, generando la conexión entre las losas TT y las vigas prefabricadas.

6.4. Modelamiento de la Estructura

La estructura fue modelada en el programa CSI ETABS, considerando las columnas y vigas como elementos tipo “frame”, las losas unidireccionales y bidireccionales como elementos tipo “membrane”, sin espesor (el peso propio de la losa y piso terminado se considera como carga adicional) y los dispositivos de aislamiento como elementos tipo “link”.

Las cargas aplicadas como sobrecarga consideran la distribución de los ambientes en el proyecto de arquitectura y las cargas especificadas en la Norma Técnica E.020.

Como resultado de este acápite, la Figura 6.5 muestra el modelo tridimensional del edificio y la Figura 6.6 muestra el modelo de la planta típica del edificio con base fija.

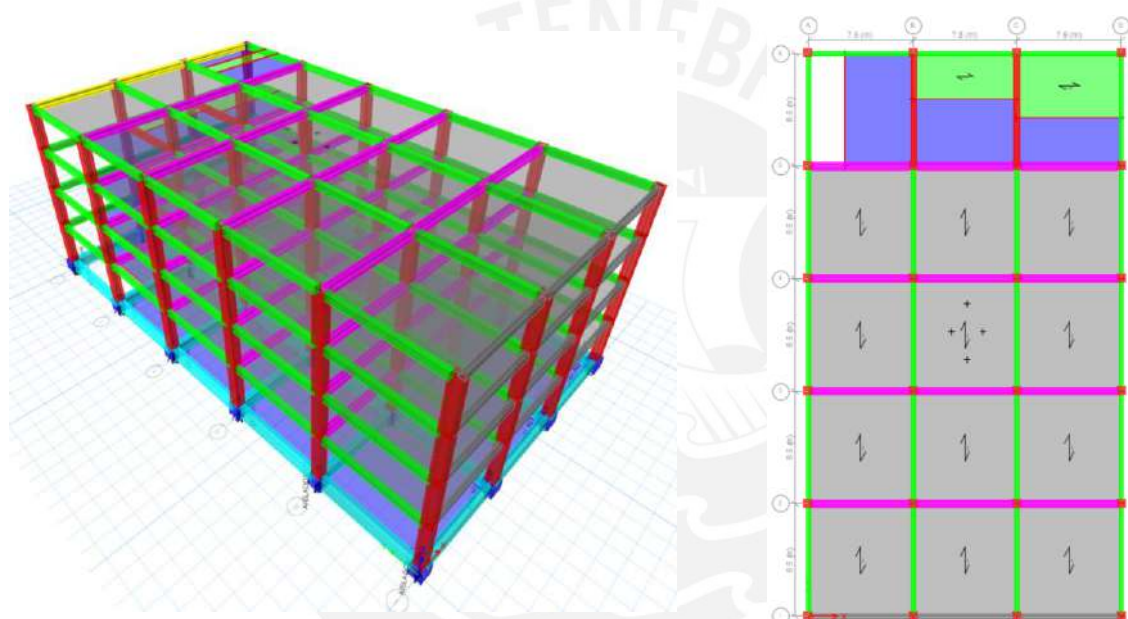


Figura 6.5. Vista isométrica del edificio.

Figura 6.6. Planta típica del edificio.

Capítulo 7. Diseño Preliminar del Sistema de Aislamiento

7.1. Predimensionamiento Inicial del Sistema de Aislamiento

Estimación inicial del periodo aislado.

Se realiza el análisis modal de la estructura con base fija, a partir del modelo estructural realizado en el acápite 6.4. La Tabla 7.1 muestra los periodos y masas efectivas de los modos de vibración. Para cada dirección de análisis X-X e Y-Y se obtiene el periodo fundamental, siendo 0.746 y 0.809 segundos respectivamente.

Tabla 7.1. Periodos y masas efectivas de los modos de vibración

Modo	Periodo	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0.809	0.08	72.72	15.31
2	0.746	82.66	0.60	3.533E-04
3	0.719	2.02	10.69	68.94
4	0.236	0.02	9.70	2.13
5	0.220	10.65	0.12	4.542E-04
6	0.210	0.26	1.53	9.07
7	0.117	0.02	3.10	0.76
8	0.112	3.41	0.05	0.01
9	0.105	0.05	0.58	2.87
10	0.072	0.01	0.74	0.20
11	0.070	0.82	0.02	0.01
12	0.065	0.01	0.16	0.68

El periodo fundamental de vibración es $T_f = 0.809s$ para el edificio con base fija. Se consideró la relación entre el periodo objetivo de la estructura aislada y el periodo de la estructura de base fija igual a 3.5, no obstante, no se logró cumplir con el límite de deriva permisible al considerar las propiedades del límite superior para los dispositivos. Por lo tanto, se incrementó la relación entre los periodos a 4 con la finalidad de flexibilizar el sistema de aislamiento, logrando definir el periodo objetivo de la estructura aislada $T_b = 3.24s$.

Cálculo de la rigidez lateral del sistema de aislamiento.

En la Tabla 7.2 se muestra la masa correspondiente a cada nivel del edificio hospitalario, que incluye el nivel de base y los 4 niveles de la superestructura.

A partir de los datos de la Tabla 7.2 es posible calcular la masa de la superestructura, de la base aislada y total del edificio:

- Masa de la superestructura $m_s = 434.7 \text{ ton. s}^2/m$
- Masa de la base aislada $m_b = 151.6 \text{ ton. s}^2/m$
- Masa total $m_s + m_b = 586.3 \text{ ton. s}^2/m$

Mediante la Ec. (2.6) y teniendo en cuenta la masa total y el periodo objetivo de la estructura aislada es posible calcular la rigidez total del sistema de aislamiento.

$$k_b = \frac{4\pi^2}{T_b^2} (m_s + m_b) = \frac{4\pi^2}{(3.24)^2} (586.3) = 2191.3 \text{ ton/m}$$

Tabla 7.2. Masa de cada nivel de la estructura

Nivel	Carga muerta (Ton.s2/m)	Carga viva (Ton.s2/m)	Masa (CM + 0.5 CV) (Ton.s2/m)
Parrilla	131.92	19.69	151.62
T1	103.08	16.80	119.88
T2	102.51	16.99	119.50
T3	102.51	16.99	119.50
Azotea	64.58	11.26	75.84

Elección del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

Se seleccionó una fracción de amortiguamiento equivalente de $\xi_b = 15\%$, para el cálculo de la constante de amortiguamiento, según la Ec. (2.7).

$$C_b = \xi_b \cdot 2\sqrt{(m_s + m_b)k_b} = 0.15 \cdot 2\sqrt{586.3 \cdot 2191.26} = 340 \text{ ton. s/m}$$

Cálculo del desplazamiento y fuerza cortante basal.

Teniendo en consideración las normativas E.030 y E.031, se definen los siguientes parámetros:

- $Z = 0.45$
- $S = 1.05$
- $T_p = 0.6; T_l = 2$
- $C = 0.286$, definido mediante la Ec. (3.9).

Mediante la Ec. (3.8) se obtiene el valor de la pseudo-aceleración para el periodo fundamental de la estructura.

$$S_{aM} = 1.5ZCSg = 1.5 \cdot 0.45 \cdot 0.286 \cdot 1.05 = 0.203g$$

Asimismo, mediante la Ec. (3.10) y Ec. (3.13) se obtienen el desplazamiento D_M y la fuerza cortante estática mínima V_b , respectivamente.

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} = \frac{0.2025g * 3.24^2}{4\pi^2 * 1.35} = 39.1 \text{ cm}$$

$$V_b = k_M D_M = 2191.26 * 0.3914 = 857.6 \text{ ton}$$

Distribución de rigidez y amortiguamiento en el sistema de aislamiento.

La rigidez lateral se distribuyó, en primer lugar, de manera uniforme en todos los dispositivos (Figura 7.1). Sin embargo, al considerar esta distribución se observó una excesiva participación del tercer modo, correspondiente a la rotación. Debido a esto se decidió dotar de una mayor rigidez a los dispositivos de borde y disminuir la rigidez en los dispositivos centrales. Así mismo, se requirió de deslizadores, con el fin de lograr rigideces reducidas que no pueden obtenerse con dispositivos elastoméricos (Figura 7.2).

El amortiguamiento en el sistema de aislamiento se distribuyó en los dispositivos partiendo por definir la constante de amortiguamiento equivalente para los deslizadores planos.

$$C_b = \xi_b \cdot 2 \sqrt{M_{prom} \cdot k_{deslizador}} = 0.63 \cdot 2\sqrt{22.3 \cdot 45.0} = 39.9 \text{ ton} \cdot \text{s/m}$$

Del amortiguamiento restante se distribuyó en los dispositivos elastoméricos, logrando que estos desarrollen un amortiguamiento efectivo igual a $\xi_{eff} = 6\%$, valor que cumple para los dispositivos elastoméricos de alto amortiguamiento HDBR.

Análisis modal.

Se muestra en la Tabla 7.3 los periodos y masas efectivas correspondientes al último ciclo de iteraciones realizado en el cual se obtuvo la distribución óptima de los dispositivos de aislamiento (Figura 7.2). Se verificó las participaciones modales de los tres primeros modos, correspondientes al sistema de aislamiento. Se consideran las 4 posibles posiciones de la excentricidad accidental de 5% en el sentido perpendicular a la dirección de análisis.

En base a la distribución seleccionada para la rigidez efectiva del sistema de aislamiento se logró que las masas efectivas de los modos traslacionales correspondientes al nivel de aislamiento se encuentren sobre el 80% de la masa total del edificio, lo cual es conveniente ya

que esto puede asegurar que la estructura no posea excesiva torsión generando que algunos dispositivos se deformen más que otros.

Además, al revisar los periodos de los modos traslacionales se corrobora que estos son mayores al periodo obtenido considerando el modelo de un grado de libertad $T_b = 3.236s$. Esto se debe a que se incluye el amortiguamiento propio de la superestructura.

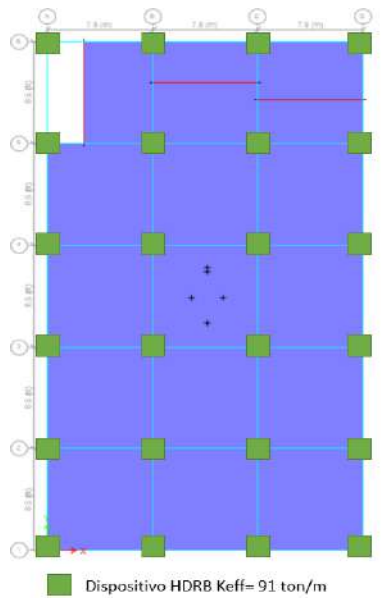


Figura 7.1. Distribución uniforme de la rigidez entre el total de los dispositivos.

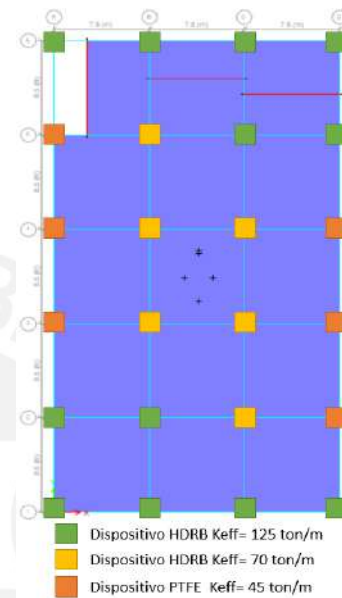


Figura 7.2. Distribución de la rigidez en los dispositivos luego del análisis modal.

Tabla 7.3. Periodos y masas efectivas de los modos fundamentales

Caso	Modo	Periodo (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
Modal X+	1	3.406	87.31	0.61	12.07
	2	3.321	0.67	99.24	7.64E-04
	3	2.807	11.95	0.07	87.82
Modal X-	1	3.382	89.28	0.93	29.64
	2	3.321	1.00	98.91	0.09
	3	2.827	9.66	0.08	70.17
Modal Y+	1	3.357	1.06	93.27	8.47
	2	3.313	98.78	1.15	1.74
	3	2.855	0.10	5.49	89.68
Modal Y-	1	3.342	1.50	95.01	5.66
	2	3.313	98.32	1.60	1.68
	3	2.868	0.11	3.31	92.56

7.2. Diseño Preliminar utilizando Análisis Espectral

Para este análisis se tendrá en cuenta las propiedades nominales de los dispositivos. Para los análisis posteriores donde se incluya la variabilidad de los dispositivos se tendrán resultados mayores en lo que respecta a derivas de entrepiso, por lo cual se establece una deriva admisible del orden de 0.8 veces la deriva máxima especificada en el Proyecto Normativo E.031. Por lo tanto, teniendo en cuenta que la máxima deriva para la superestructura no debe exceder de 3.5%, la deriva admisible para el análisis espectral con propiedades nominales será de 2.8%.

La asignación de la fracción de amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento $\xi_b = 15\%$ será directamente en los tres primeros modos, manteniendo el amortiguamiento de 5% en los modos restantes correspondientes a la superestructura. Dado que el amortiguamiento se está asignando en el caso de carga, los dispositivos contarán con una constante de amortiguamiento nula. Por lo tanto, la respuesta será obtenida al considerar el espectro de pseudo-aceleraciones de la Figura 7.3, obtenido en base a lo expuesto en el acápite 3.2.1.

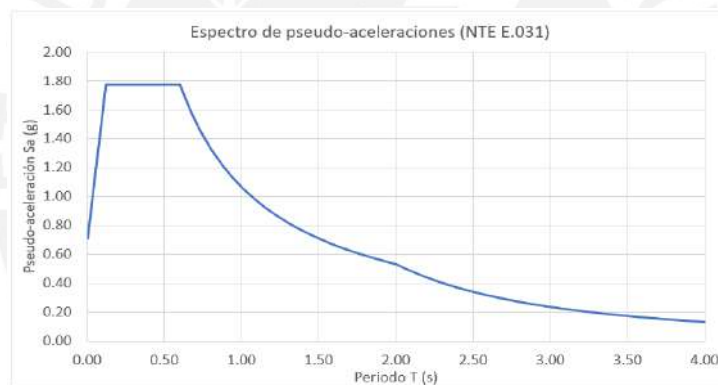


Figura 7.3. Espectro de pseudo-aceleraciones (Z4, S2) según la NTE E.031.

Se presenta la respuesta espectral del edificio aislado de manera detallada en la dirección de análisis X-X y la Tabla 7.4 como resumen de los resultados obtenidos para ambas direcciones de análisis.

Resultados del análisis espectral.

Los resultados corresponden al análisis considerando la carga sísmica en la dirección X-X. En las gráficas se observa el resultado en la dirección X en color azul y en la dirección Y en color rojo.

Desplazamiento del centro de masa.

En la Figura 7.4 se muestra el desplazamiento del centro de masa de cada nivel, obtenidos con la finalidad de determinar el cociente epsilon (ϵ).

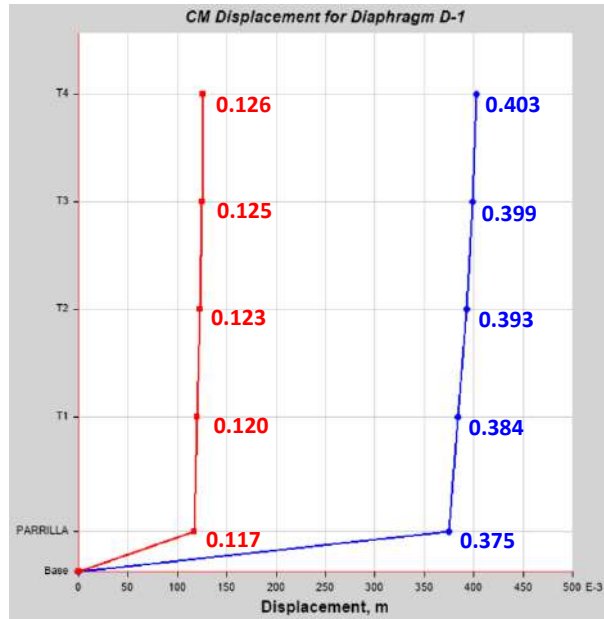


Figura 7.4. Desplazamientos del centro de masa (dirección X e Y).

El valor del desplazamiento máximo obtenido a partir del procedimiento estático, $D_M = 39.14\text{cm}$, es ligeramente mayor que el valor obtenido por el método espectral. Se comprueba que mediante el modelo de 1GDL se obtienen estimaciones rápidas y acertadas del comportamiento de la estructura aislada.

Desplazamiento máximo de cada nivel.

En la Figura 7.5 se muestra el desplazamiento total máximo de cada nivel, siendo el valor de D_{TM} igual a 43.6 cm.

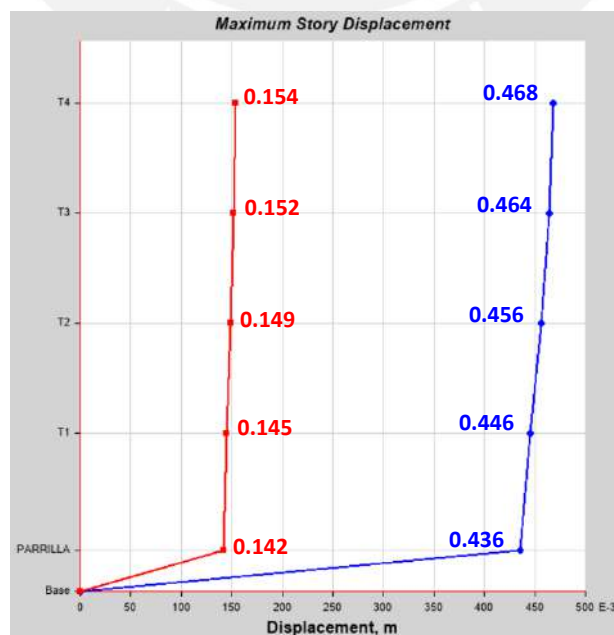


Figura 7.5. Desplazamientos máximos (dirección X e Y).

Se tiene una relación $D_{TM}/D_M = 1.163$, siendo este valor cercano al planteado por la Norma E.031, de acuerdo con el acápite 3.3.1.1.

Fuerza cortante de entrepiso.

En la Figura 7.6 se muestran las fuerzas de corte para cada entrepiso, siendo la fuerza cortante en el nivel de aislamiento igual a $V_b = 808.88 \text{ ton}$.

La fuerza sísmica lateral mínima obtenida con procedimiento estático, $V_b = 857.60 \text{ ton}$, es ligeramente mayor que el valor obtenido mediante el método espectral.

Del mismo modo que para los desplazamientos, se comprueba que mediante el análisis con un modelo de un grado de libertad se obtienen estimaciones rápidas y acertadas.

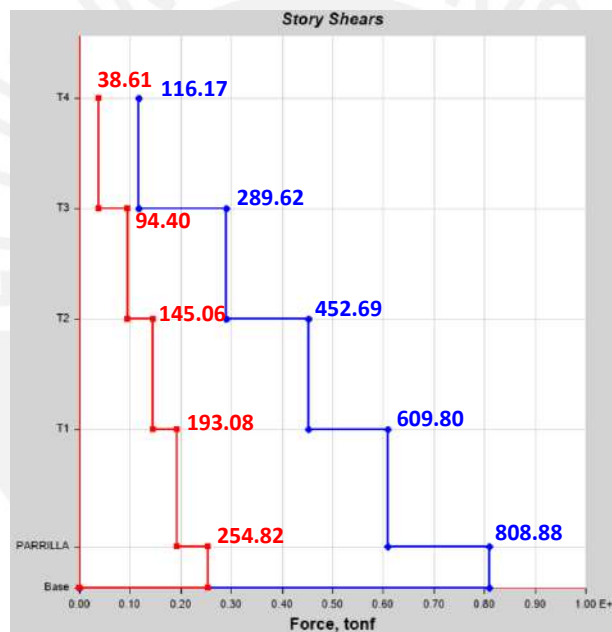


Figura 7.6. Cortantes de entrepiso (dirección X e Y).

Derivas de entrepiso.

En la Figura 7.7 se muestran las derivas máximas de la superestructura, identificando la deriva máxima (2.69‰) en el segundo nivel. Esta deriva resulta menor que 0.0028, valor seleccionado como límite para el análisis espectral con propiedades nominales.

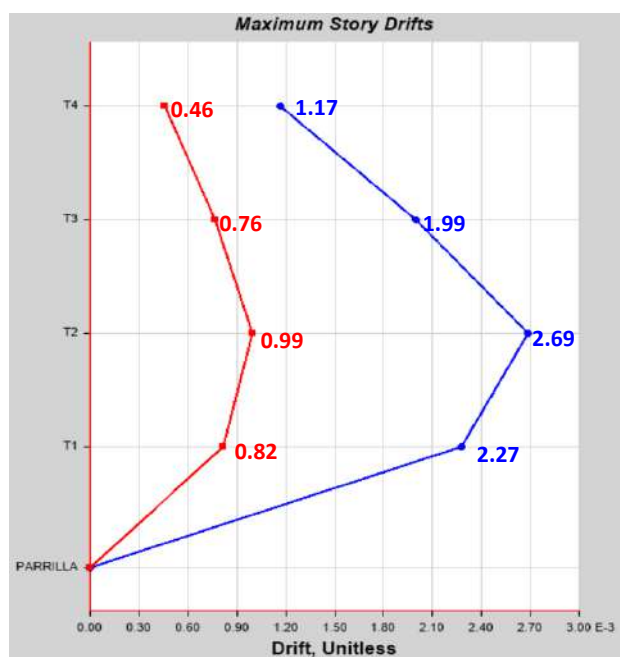


Figura 7.7. Derivas de entrepiso (dirección X e Y).

A continuación, la Tabla 7.4 muestra a modo de resumen los resultados para ambas direcciones de análisis:

Tabla 7.4. Parámetros de respuesta espectral para el sismo máximo considerado

Parámetro	Sismo en dirección X-X		Sismo en dirección Y-Y	
	X	Y	X	Y
Desplazamiento de diseño, D_M (cm)	37.5	11.7	11.7	38.1
Desplazamiento total de diseño, D_{TM} (cm)	43.6	14.2	14.78	40.02
Deriva máxima de entrepiso (1/1000)	2.69	0.99	0.99	2.70
Desplazamiento del CM de la azotea (cm)	40.3	12.6	12.62	41.27
Desplazamiento máximo de la azotea (cm)	46.8	15.4	15.94	43.32
Aceleración máxima del sistema de aislamiento (g)	0.170	0.065	0.069	0.155
Aceleración máxima de la azotea (g)	0.187	0.073	0.078	0.171
Cortante basal (ton)	808.88	254.82	256.03	832.06

Capítulo 8. Diseño Definitivo del Sistema de Aislamiento mediante Análisis Tiempo Historia No Lineal

A continuación, se presenta la respuesta de la estructura frente a la carga sísmica representada mediante el registro de Maipú 2010 y el promedio de los resultados para los 7 registros sísmicos. Adicionalmente, la respuesta para cada registro sísmico se detalla en el Anexo 5.

Para la aplicación de la carga sísmica, se considera la acción simultánea de ambas componentes de cada registro, según lo indicado en el acápite 3.3.2.1. Para el análisis de la edificación se consideró el 90% en la dirección de análisis y el 44% en la dirección perpendicular, siendo la raíz de la sumatoria de sus cuadrados mayor a 1.

Cabe rescatar que, según lo expuesto en el acápite 3.2.2 las señales deben ser espectro-compatibles con el espectro del Sismo Máximo Considerado presentado en la Norma E.031. La corrección de las señales y su ajuste al espectro de diseño se realiza empleando el procedimiento presentado en el Anexo 3.

En la Figura 8.1 se muestran ambas componentes del registro de Maipú 2010 compatible con el espectro de la Norma E.031. Ambas acelerogramas fueron escalados a un PGA de 0.708g y compatibilizados con el programa SeismoMatch (Seismosoft Ltd., 2016).

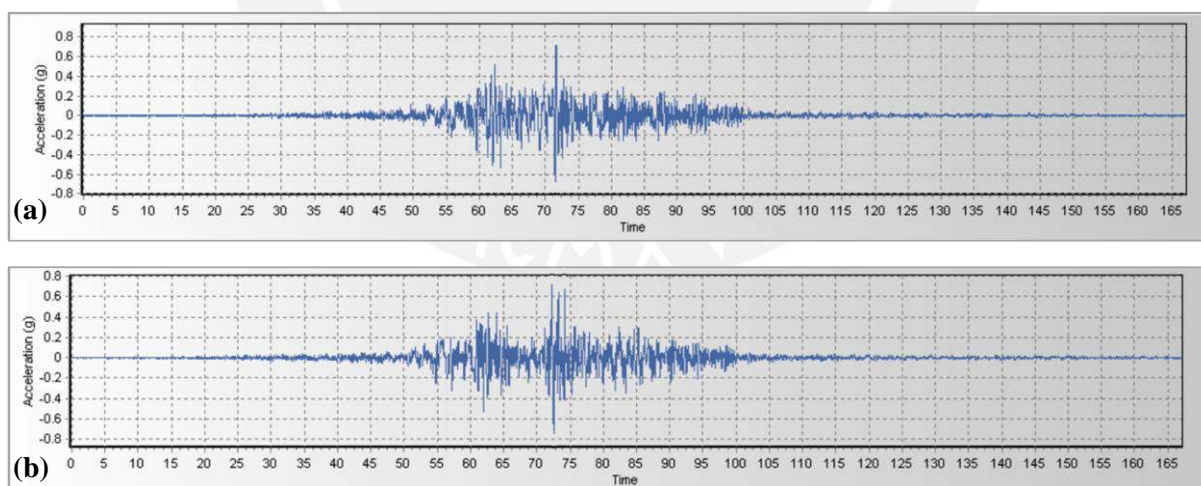


Figura 8.1. Componentes (a) E-W y (b) N-S del registro Maipú 2010 compatible con el espectro de la Norma E.031.

En la Figura 8.2 se muestran los espectros de pseudo aceleración y desplazamiento de las componentes del registro de Maipú 2010 (Figura 8.1) para un amortiguamiento de 5%, obtenidos con el programa SeismoMatch (Seismosoft Ltd., 2016).

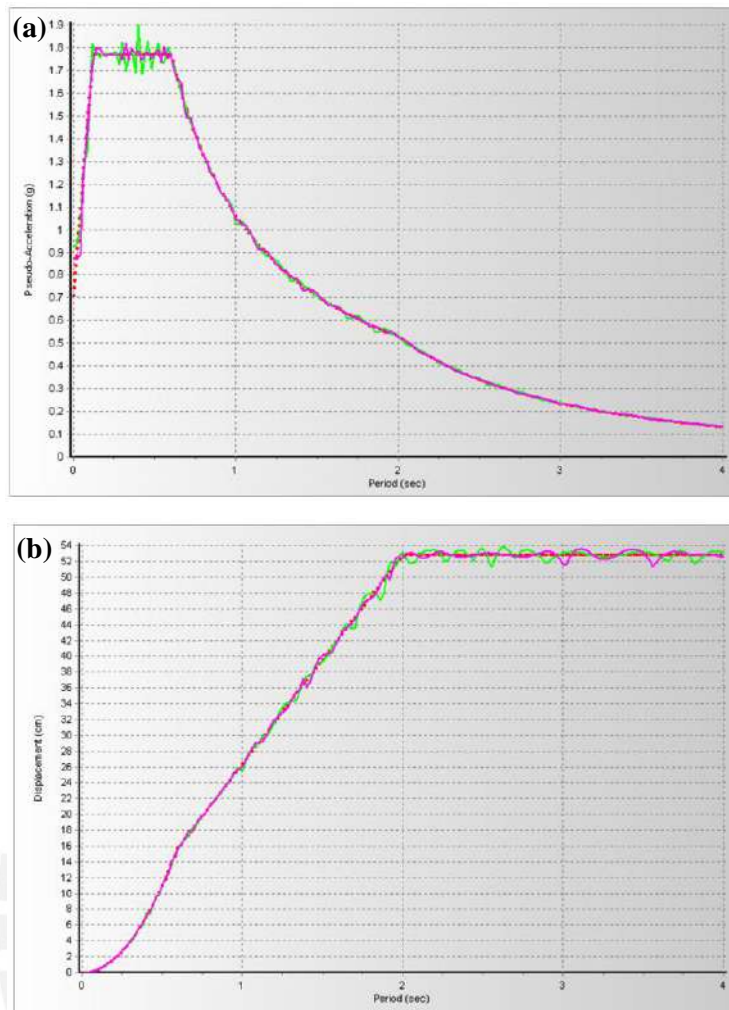


Figura 8.2. Espectros de (a) pseudo aceleraciones y (b) desplazamientos de Maipú 2010 compatibles al espectro de diseño.

8.1. Propiedades de los Dispositivos y del Sistema de Aislamiento

Propiedades nominales de los dispositivos.

Para la obtención del modelo bilineal se emplearon las propiedades lineales equivalentes de los dispositivos, obteniéndose los parámetros bilineales de la Tabla 8.1.

Tabla 8.1. Propiedades nominales de los dispositivos

Aislador	D_M (m)	K_{eff} (ton/m)	ζ_{eff} %	Q_d (ton)	K_2/K_1	K_2 (ton/m)	K_1 (ton/m)	F_y (ton)	D_y (m)
De borde	0.412	125.00	6.00	4.89	0.1	113.08	1130.77	5.43	0.0048
Interiores	0.412	70.00	6.00	2.74	0.1	63.32	633.24	3.04	0.0048
Deslizadores	0.412	42.50	63.66	17.48	-	-	-	-	-

Propiedades del límite superior y límite inferior de los dispositivos.

En la Tabla 8.2 se presentan los factores de modificación que fueron empleados. Estos factores se extraen de la Tabla 3.3, que corresponde a los valores para fabricantes conocidos. Para el caso de los dispositivos elastoméricos de alto amortiguamiento los factores se aplican a la rigidez post-fluencia (K_2) y la fuerza de activación (Q_d), mientras que para los deslizadores planos se modifica el coeficiente de fricción (μ) o la fuerza de activación (Q_d).

Tabla 8.2. Factores de modificación máximos y mínimos

		$\lambda_{m\acute{a}x}$	$\lambda_{m\acute{i}n}$
Aislador de alto amortiguamiento	K_2	2.0	0.8
	Q_d	1.7	0.8
Deslizador de interfaz sin lubricación	μ o Q_d	1.6	0.8

Considerando las propiedades nominales de los dispositivos y empleando los factores de modificación de la Tabla 8.2, se obtienen las propiedades no lineales para los límites superior e inferior. En ambos casos, mediante un proceso iterativo, se construye una curva de histéresis global del sistema de aislamiento.

El proceso iterativo se esquematiza en la Figura 8.3. El desplazamiento D_i asumido fue inicialmente igual al desplazamiento estático mínimo. El desplazamiento D_f calculado se obtiene como el desplazamiento espectral para un amortiguamiento de 5% dividido entre el factor de reducción por amortiguamiento B_M . La iteración concluye con la convergencia de ambos desplazamientos.

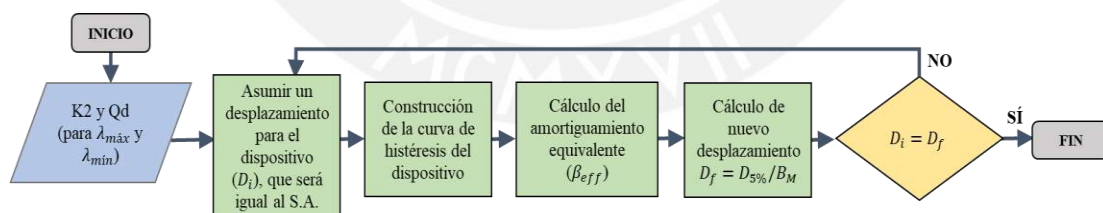


Figura 8.3. Proceso iterativo para obtener las propiedades límite de los dispositivos

En la Tabla 8.3 se presentan las propiedades nominales, límite superior y límite inferior correspondientes a los dispositivos HDRB de borde.

Tabla 8.3. Propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los HDRB de borde

HDRB de borde	K_{eff} (ton/m)	E.D. (ton.m)	Q_d (ton)	K_2/K_1	K_2 (ton/m)	K_1 (ton/m)	F_y (ton)
Nominal	125.00	7.97	4.89	0.1	113.08	1130.77	5.430
Límite Superior	245.89	13.99	8.31	0.1	226.15	2261.54	9.232
Límite Inferior	100.50	6.38	3.91	0.1	90.46	904.62	4.344

La Tabla 8.4 muestra las propiedades nominales, límite superior y límite inferior correspondientes a los dispositivos HDRB interiores.

Tabla 8.4. Propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los HDRB interiores

HDRB Interiores	K_{eff} (ton/m)	E.D. (ton.m)	Q_d (ton)	K_2/K_1	K_2 (ton/m)	K_1 (ton/m)	F_y (ton)
Nominal	70.00	4.46	2.74	0.1	63.32	633.24	3.041
Límite Superior	137.70	7.83	4.65	0.1	126.65	1266.49	5.170
Límite Inferior	56.03	3.57	2.19	0.1	50.66	506.60	2.433

La Tabla 8.5 muestra las propiedades nominales, límite superior y límite inferior correspondientes a los deslizadores planos.

Tabla 8.5. Propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los deslizadores

Deslizadores	K_{eff} (ton/m)	E.D. (ton.m)	Q_d (ton)
Nominal	42.50	28.82	17.48
Límite Superior	65.81	47.55	27.97
Límite Inferior	33.90	23.08	13.98

Modelo del sistema de aislamiento.

En la Tabla 8.6 se muestran las propiedades nominales, límite superior y límite inferior del sistema de aislamiento.

Tabla 8.6. Propiedades del sistema de aislamiento

	Nominal	Límite Superior	Límite Inferior
K_{eff} (ton/m)	2175.57	4171.78	1740.16
Energía Disipada (ton.m)	295.27	500.15	236.41
Q (ton)	179.95	295.43	143.96
K_2 (ton/m)	1736.87	3473.74	1389.49
K_1 (ton/m)	39207.37	75845.48	31365.89
F_y (ton)	188.29	309.61	150.63
D_y (cm)	0.48	0.41	0.48
V_b (ton)	895.91	1702.29	717.20
D_M (m)	0.412	0.405	0.428
Amortiguamiento β_{eff} (%)	12.71	10.99	12.70
T (s)	3.261	2.345	3.647

A partir de la suma de las curvas de histéresis de los dispositivos que conforman el sistema se construye la curva histerética para el sistema de aislamiento, que se muestra en la Figura 8.4.

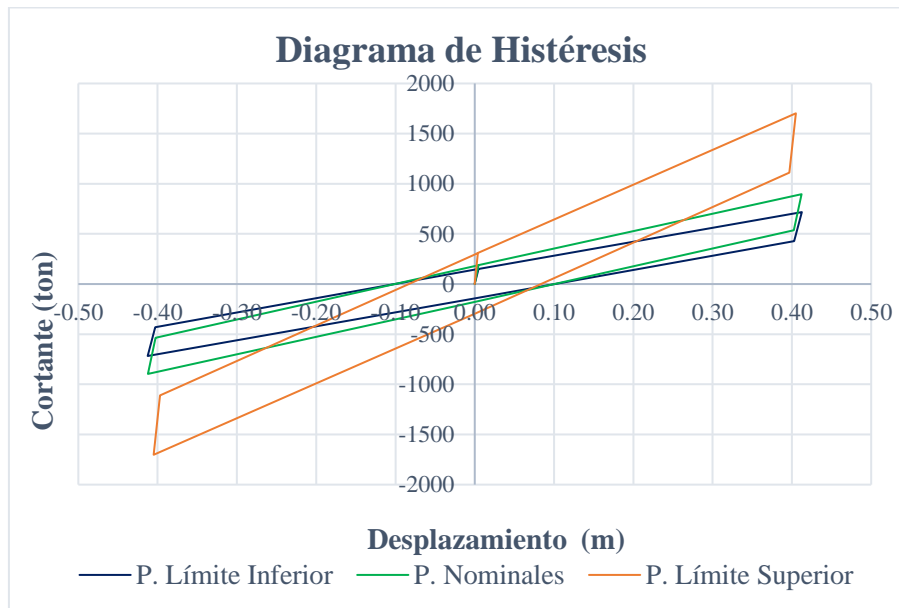


Figura 8.4. Diagrama de histéresis (propiedades nominales, límite superior y límite inferior).

8.2. Respuesta No Lineal en el Tiempo

En el presente acápite se presenta la respuesta del edificio en la dirección de análisis X-X correspondiente al registro de Maipú 2010.

Desplazamientos.

La historia de desplazamiento del sistema de aislamiento y la azotea, considerando las propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los dispositivos se muestran en las Figuras 8.5, 8.6 y 8.7, respectivamente. Además, en cada gráfico se muestra el valor del desplazamiento máximo en el tiempo para el centro de masa del sistema de aislamiento en color rojo y para el centro de masa de la azotea en color azul.

A partir de las historias de desplazamiento es posible obtener el valor de ϵ para el instante del desplazamiento máximo, obteniéndose un valor de ϵ de 7.05% al considerar las propiedades nominales de los dispositivos. El valor de ϵ aumenta a 15.02% para el caso de las propiedades del límite superior y se reduce a 5.67% al considerar las propiedades del límite inferior.

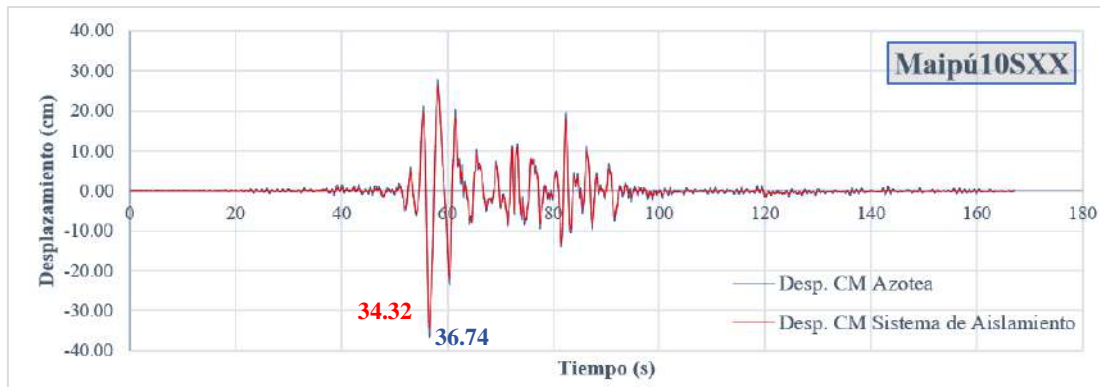


Figura 8.5. Historia de desplazamientos del sistema de aislamiento y de la azotea considerando las propiedades nominales.

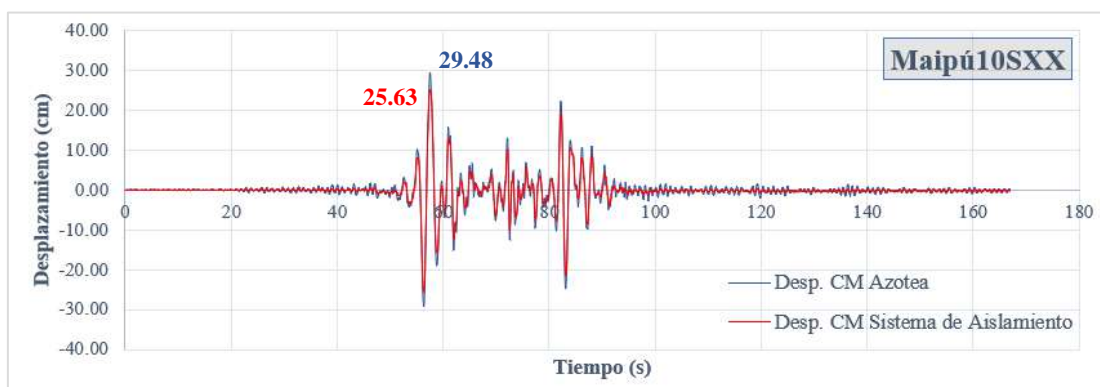


Figura 8.6. Historia de desplazamientos del sistema de aislamiento y de la azotea considerando las propiedades del límite superior.

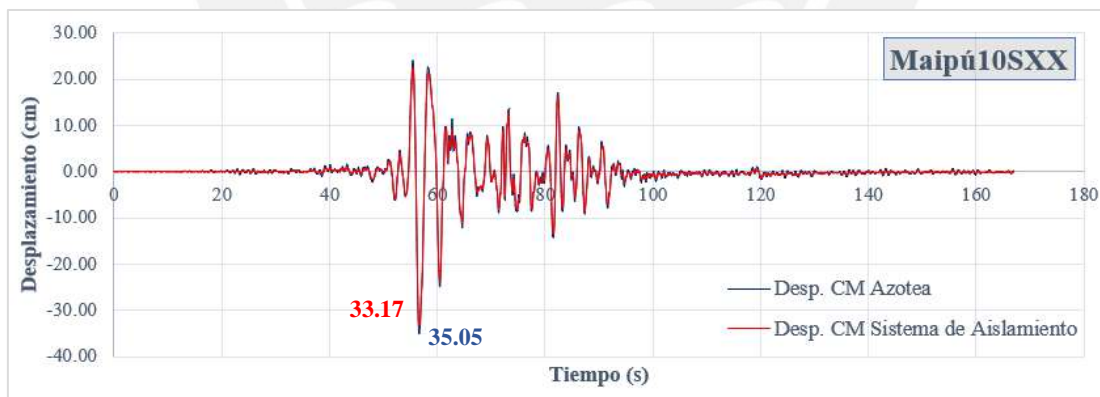


Figura 8.7. Historia de desplazamientos del sistema de aislamiento y de la azotea considerando las propiedades del límite inferior.

En la Figura 8.8 se muestra la demanda de desplazamientos máximos, considerando las propiedades nominales, límite superior y límite inferior. Se evidencia que para las propiedades del límite superior se tiene un desplazamiento en el sistema de aislamiento de 25.63 cm, que representa una reducción del 25% respecto al desplazamiento obtenido con las propiedades nominales.

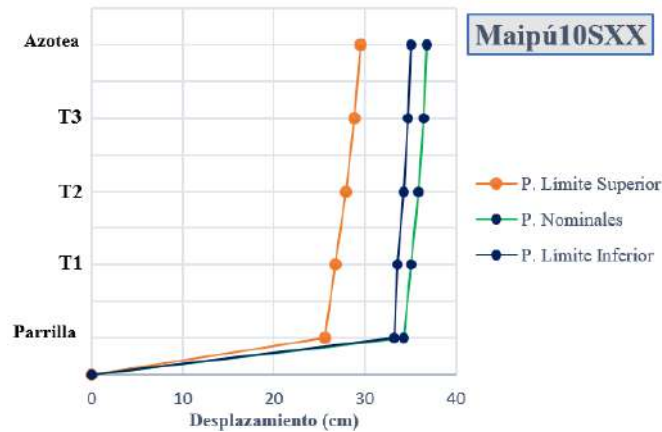


Figura 8.8. Desplazamientos máximos en la dirección X-X.

Derivas.

De acuerdo con lo presentado en el acápite 3.3.2.3, la Norma E.031 establece que la máxima deriva deberá ser menor a 5%. Este requerimiento fue revisado en el modelo computacional considerando las propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los dispositivos.

En la Figura 8.9 se muestran las derivas máximas en el tiempo. Se observa que las derivas máximas se ubicaron en el segundo nivel y que no se excede el valor de 5%.

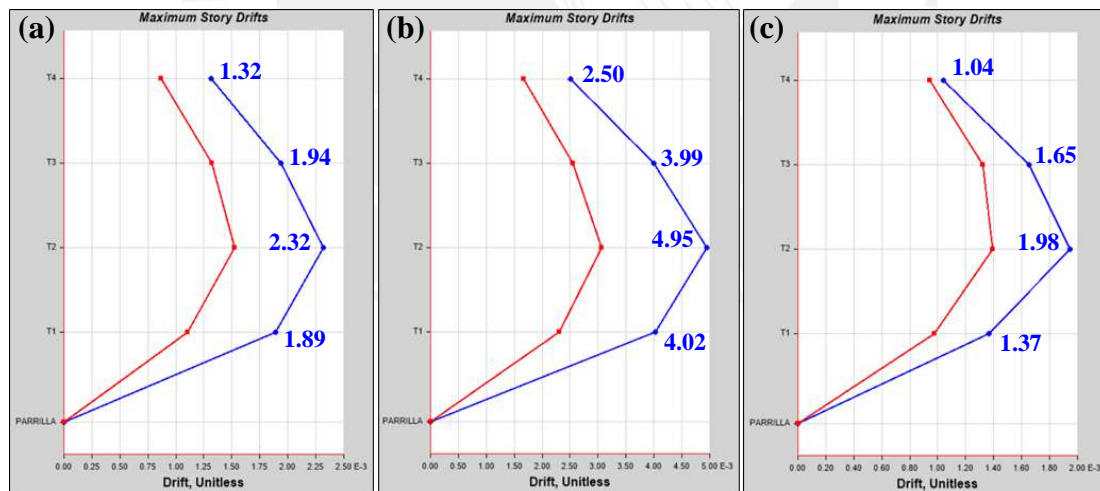


Figura 8.9. Derivas de entrepiso máximas para (a) propiedades nominales, (b) límite superior, (c) límite inferior de los dispositivos.

Aceleraciones absolutas.

En la Tabla 8.7 se muestran las aceleraciones máximas en el tiempo. Al emplear las propiedades del límite superior de los dispositivos se obtienen las mayores aceleraciones en cada nivel, experimentando aceleraciones de 0.344g en la azotea del edificio hospitalario.

Tabla 8.7. Aceleraciones absolutas máximas

Demandas de aceleraciones (g) para el sismo de Maipú 2010			
Nivel	Nominal	Límite Superior	Límite Inferior
Nivel de base	0.217	0.256	0.153
Techo 1	0.154	0.224	0.103
Techo 2	0.130	0.219	0.097
Techo 3	0.167	0.269	0.137
Azotea	0.304	0.344	0.242

Para la estimación de los daños no estructurales se empleó la metodología HAZUS, que plantea un estado de daño Leve y Moderado para aceleraciones máximas de piso de 0.3g y 0.6g, respectivamente.

Fuerza cortante.

La Figura 8.10 muestra las cortantes de entrepiso y basal máximas para el registro de Maipú 2010 considerando las propiedades nominales, límite superior y límite inferior.

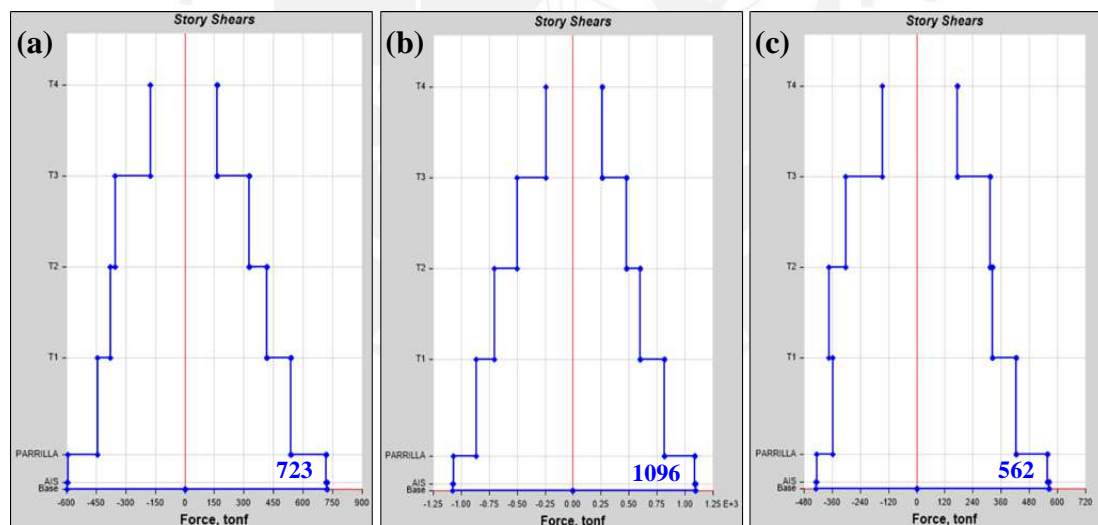


Figura 8.10. Fuerza cortante de entrepiso máxima para (a) propiedades nominales, (b) límite superior, (c) límite inferior de los dispositivos.

En la Figura 8.11 se muestra la historia de fuerza cortante en el sistema de aislamiento, V_b , comparando las respuestas en el tiempo obtenida con las propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los dispositivos. Se identifica que al emplear las propiedades del límite superior se obtienen mayores fuerzas cortantes en el nivel de aislamiento.

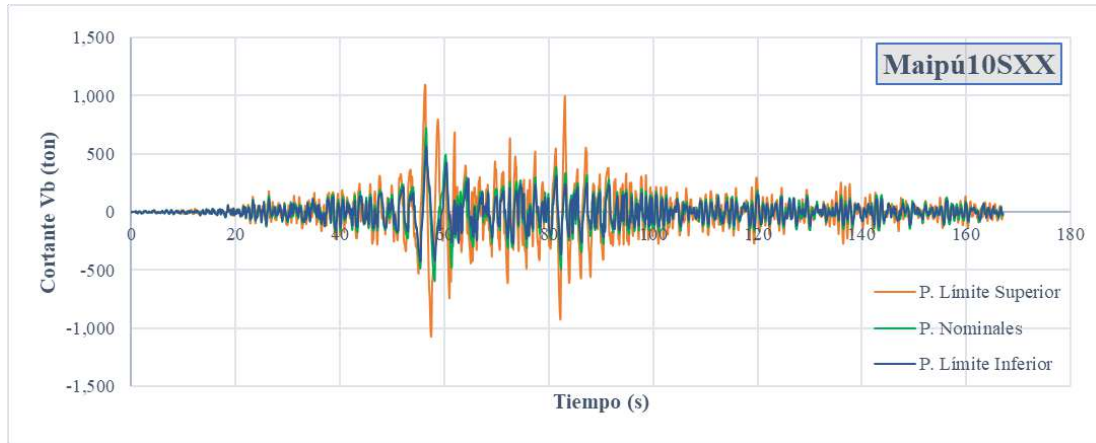


Figura 8.11. Historia de fuerza cortante en el sistema de aislamiento.

En la Tabla 8.8 se resume de los resultados obtenidos en el análisis tiempo historia para el registro de Maipú 2010 en la dirección X-X, teniendo en cuenta las propiedades nominales, límite superior y límite inferior de los dispositivos.

Tabla 8.8. Resultados del análisis tiempo historia

Parámetro	Maipú 2010 - X-X		
	Nominal	Límite Superior	Límite Inferior
Desplazamiento de diseño, D_M (cm)	34.3	25.6	33.2
Desplazamiento del CM de la azotea (cm)	36.7	29.5	35.1
ϵ (%)	7.05	15.02	5.67
Deriva máxima de entrepiso (‰)	2.32	4.95	1.98
Aceleración máxima de la azotea (g)	0.304	0.344	0.242
Cortante basal, V_b (ton)	723	1096	562

Obtención del modelo elástico equivalente.

La construcción del nuevo modelo elástico equivalente se realizará a partir de los diagramas de histéresis obtenidos en el análisis tiempo historia no lineal (Figura 8.12).

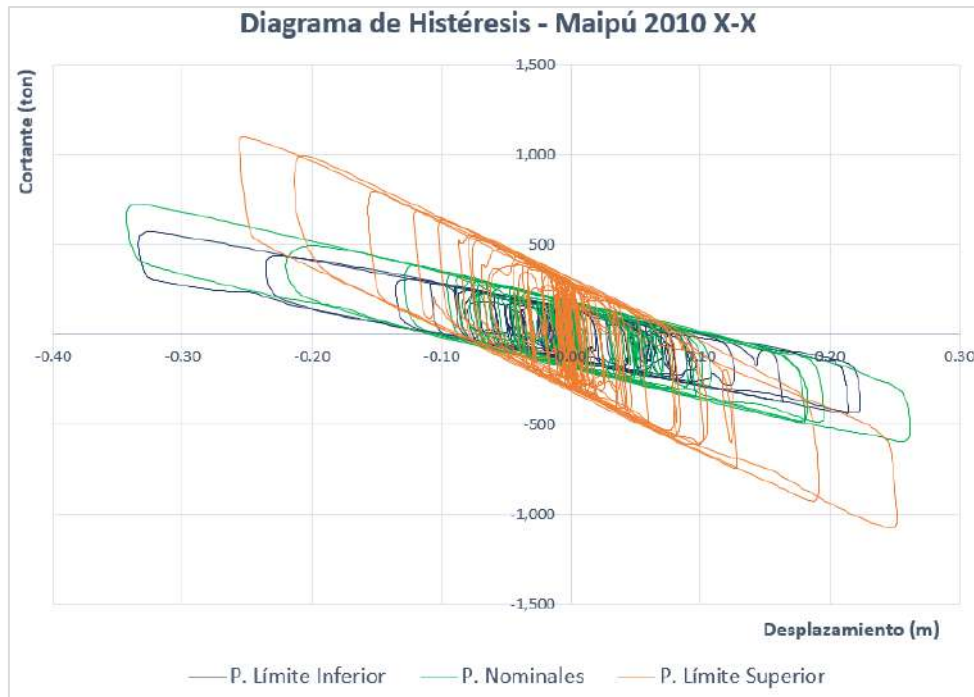


Figura 8.12. Curva histerética del sistema de aislamiento.

En la Tabla 8.9 se muestra el modelo equivalente para las propiedades nominales, límite superior y límite inferior, correspondientes al registro de Maipú 2010 en la dirección de análisis X-X.

Tabla 8.9. Parámetros equivalentes globales del sistema de aislamiento en la dirección X-X

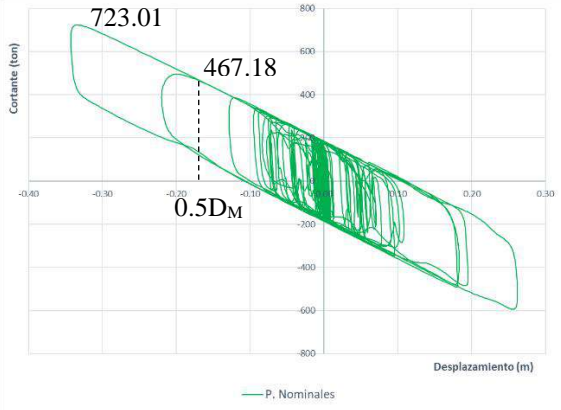
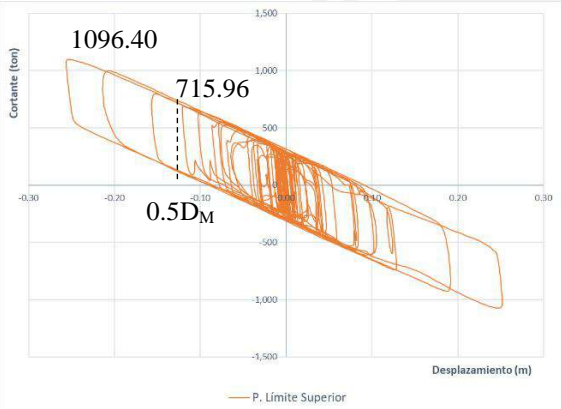
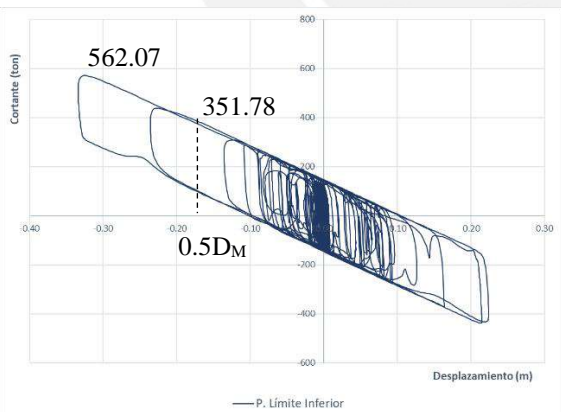
Parámetro	Sismo Máximo Considerado X-X		
	Nominal	Límite Superior	Límite Inferior
D ⁺ (cm)	25.6	24.6	22.9
D ⁻ (cm)	-33.5	-25.2	-33.2
D (cm)	29.6	24.9	28.1
V _{máx} (ton)	723.01	1096.40	562.07
V _{mín} (ton)	-594.86	-1073.05	-425.58
V (ton)	658.93	1084.73	493.83
K _{eff} (ton/m)	2229.88	4356.33	1760.52
Q _d (ton)	188.00	295.50	130.00
β _M (%)	17.82	17.13	16.25
T (s)	3.22	2.31	3.63

Al comparar los resultados de la Tabla 8.9 con las propiedades de los modelos equivalentes iniciales presentados en la Tabla 8.6, se identifica que para los nuevos modelos equivalentes se obtuvieron menores desplazamientos, menores periodos de vibración, mayores rigideces y mayores amortiguamientos efectivos.

Fuerza restauradora.

El cálculo de la fuerza restauradora se muestra en la Tabla 8.10, según el acápite 3.1.2.

Tabla 8.10. Cálculo de fuerza restauradora

 <p>723.01 467.18 0.5D_M Cortante (ton) Desplazamiento (m) — P. Nominales</p>	<p>Considerando propiedades nominales:</p> $\Delta F = F_{D_M} - F_{0.5D_M} \geq 0.025W$ $\Delta F = 723.01 - 467.18 \geq 0.025W$ $255.83 \geq 143.80 \text{ ton}$ <p>→ Sistema estable</p>
 <p>1096.40 715.96 0.5D_M Cortante (ton) Desplazamiento (m) — P. Límite Superior</p>	<p>Considerando el límite superior:</p> $\Delta F = F_{D_M} - F_{0.5D_M} \geq 0.025W$ $\Delta F = 1096.40 - 715.96 \geq 0.025W$ $380.44 \geq 143.80 \text{ ton}$ <p>→ Sistema estable</p>
 <p>562.07 351.78 0.5D_M Cortante (ton) Desplazamiento (m) — P. Límite Inferior</p>	<p>Considerando el límite inferior:</p> $\Delta F = F_{D_M} - F_{0.5D_M} \geq 0.025W$ $\Delta F = 562.07 - 351.78 \geq 0.025W$ $210.29 \geq 143.80 \text{ ton}$ <p>→ Sistema estable</p>

8.3. Respuesta Promedio de la Estructura Aislada en el Tiempo

En la Tabla 8.11 se detallan los resultados promedio de los 7 registros para cada parámetro de la respuesta del edificio hospitalario en la dirección de análisis X-X. La respuesta final para cada uno de los siete registros se presenta en el Anexo 5.

Tabla 8.11. Resultados promedio del análisis tiempo-historia en la dirección X-X

Parámetro	Sismo Máximo Considerado X-X		
	Límite Inferior	Nominal	Límite Superior
Desplazamiento de diseño, D_M (cm)	34.2	32.6	29.6
Desplazamiento del CM de la azotea (cm)	36.0	34.9	33.7
Desplazamiento total de diseño, D_{TM} (cm)	35.8	36.0	35.1
Cortante basal V_b (ton)	576.0	693.6	1217.2
Cortante V_s (ton) (R=2)	227.5	270.0	478.7
Cortante V_s (% Peso)	5.33	6.33	11.23
K_{eff} (ton/m)	1804.69	2262.33	4286.06
Amortiguamiento, β_M (%)	15.44	15.59	15.87
T (s)	3.58	3.20	2.32
Deriva máxima de entrepiso (‰)	2.15	2.46	4.79
Acel. máxima del sistema de aislamiento (g)	0.146	0.201	0.241
Acel. máxima de la azotea (g)	0.202	0.287	0.326

8.4. Elección de los Parámetros y Generación del Espectro de Diseño

Revisión del análisis estático y espectral

En base a la nueva rigidez y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento obtenidos como producto del análisis tiempo historia no lineal se construye un nuevo modelo elástico equivalente.

Los resultados del análisis estático, teniendo en cuenta las propiedades nominales, límite superior y límite inferior se muestran en la Tabla 8.12.

Tabla 8.12. Resultados del nuevo análisis estático

Parámetro	Límite Inferior	Nominal	Límite Superior
K_{eff} (ton/m)	1804.69	2262.33	4286.06
Masa del edificio, M (ton.s ² /m)		586.34	
T (s)	3.58	3.20	2.32
Amortiguamiento efectivo (%)	15.44	15.59	15.87
Factor de reducción por amortiguamiento, B_D	1.36	1.37	1.38
Pseudo aceleración, S_{aM} (g)	0.122	0.152	0.286
Desplazamiento de diseño (m)	0.388	0.386	0.384
Desplazamiento total de diseño (m)	0.446	0.444	0.442
Cortante de diseño del sistema de aislamiento, V_b (ton)	699.4	874.0	1645.6
P_s (ton)		4264.60	
V_{st} (ton)	582.0	728.1	1373.9
Cortante de diseño de la superestructura, V_s (R=2) (ton)	291.0	364.0	687.0
Cortante de diseño de la superestructura, V_s (R=2) (% P_s)	6.82	8.54	16.11

Para el cálculo del desplazamiento total de diseño D_{TM} , se empleó la relación mínima entre D_{TM} y el desplazamiento traslacional del centro de rigidez, D_M , propuesto por la NTE E.031 igual a 1.15.

A continuación, se distribuye la rigidez efectiva del sistema de aislamiento en los dispositivos para realizar un nuevo análisis espectral, empleando el espectro de diseño reducido por el nuevo factor B_D para el análisis considerando las propiedades del límite superior y límite inferior.

En la Tabla 8.13 se muestra la nueva distribución de rigidez en los dispositivos de aislamiento, necesaria para el análisis modal espectral.

Tabla 8.13. Nueva distribución de rigidez de los dispositivos

Dispositivos	Cantidad	Ki (ton/m)		
		Límite Inferior	Nominal	Límite superior
Elastoméricos interiores	6	57.91	72.58	140.33
Elastoméricos de borde	12	103.41	129.60	250.59
Deslizadores	6	36.04	45.28	72.83
Total	24	1804.69	2262.33	4286.06

Para el nuevo análisis modal espectral, se requerirá generar un nuevo espectro de diseño, que se verá modificado por el amortiguamiento efectivo promedio obtenido del análisis tiempo historia. La Figura 8.13 muestra el espectro de diseño a emplearse para el análisis espectral considerando las propiedades del límite superior, siendo modificado por el factor $B_M = 1.38$ correspondiente al amortiguamiento efectivo de 15.87%.

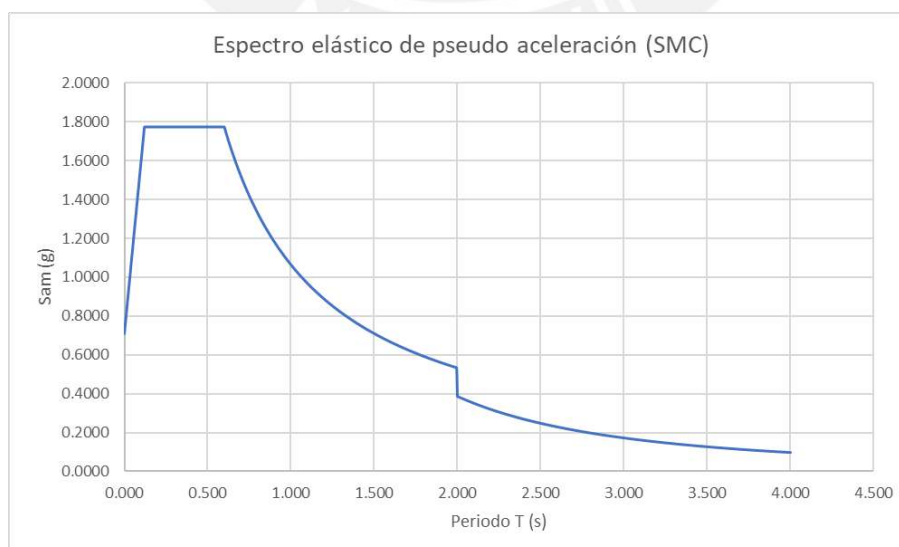


Figura 8.13. Espectro de respuesta afectado por el factor B_M (límite superior).

La Tabla 8.14 muestra los resultados de este análisis teniendo en cuenta la acción del sismo en la dirección X-X (100% X – 30% Y), considerando las propiedades del límite inferior, límite superior y nominales de los dispositivos.

Tabla 8.14. Resultados del nuevo análisis espectral

Parámetro	Límite Inferior		Nominal		Límite Superior	
	X	Y	X	Y	X	Y
Desplazamiento de diseño, D_M (cm)	35.8	11.0	35.8	10.9	34.0	10.4
Desp. total de diseño, D_{TM} (cm)	39.8	12.9	39.8	12.7	38.1	12.1
Deriva máxima de entrepiso (‰)	2.04	0.73	2.36	0.95	3.71	1.13
Desplazamiento del CM de la azotea (cm)	38.0	11.8	38.1	11.8	38.9	12.1
Acel. máxima del sistema de aislamiento (g)	0.137	0.050	0.169	0.062	0.249	0.109
Acel. máxima de la azotea (g)	0.149	0.056	0.186	0.070	0.287	0.129
Cortante de diseño del S.A. (ton)	645.1	198.7	799.9	245.9	1453.0	444.2
Cortante de diseño del S.A, V_b (R=1) (%P)	11.22	3.45	13.90	4.28	25.26	7.72
Cortante de diseño de la superestructura (R=2) (ton)	243.0	75.2	301.9	93.3	553.7	170.2
Cortante de diseño de la superestructura, V_s (R=2) (%Ps)	5.58	1.76	7.08	2.19	12.98	3.99

8.4.1. Cortante de diseño para el sistema de aislamiento y superestructura.

Para definir la cortante de diseño del sistema de aislamiento V_b y la cortante de diseño para la superestructura V_s , se debe tener en cuenta el caso más desfavorable de los análisis con propiedades nominales, máximas y mínimas. De la Tabla 8.12 y Tabla 8.14 se concluye que las mayores fuerzas se obtienen de los modelos con propiedades máximas. Estas a su vez se comparan entre sí; es decir, se tendrá en cuenta el caso más desfavorable de las fuerzas laterales mínimas de los métodos estático y dinámicos. El proceso de selección de la cortante de diseño para el sistema de aislamiento y para la superestructura se muestra en la Tabla 8.15.

Para tener una idea de la magnitud de la fuerza cortante con la que se diseñará la superestructura del hospital, esta se comparará con la fuerza cortante de diseño que tendría una edificación de base fija, con la misma estructuración y según los lineamientos la norma NTE - 0.30 ($Z_4 = 0.45$, $U = 1.5$, $S_2 = 1.05$, $T = T_f$, $R = 8$, con un peso sísmico, P , igual al peso sísmico de la superestructura aislada, P_s y con un sismo de diseño de $T_r = 500$ años). El valor de la fuerza cortante para la estructura de base fija se muestra en la Tabla 8.16.

Tabla 8.15. Selección del cortante de diseño

Datos de los análisis realizados (ton)	
Peso Sísmico, "P"	5752.0
Cortante basal - Análisis Estático	1645.6
Cortante basal - Análisis Espectral	1453.0
Cortante basal - Análisis Tiempo-Historia	1217.2
Para el sistema de aislamiento:	
Cortante basal del análisis espectral (R=1)	1453.0
Cortante basal del análisis T.H. (R=1)	1217.2
Cortante basal espectral mínima (90% estático) (R=1)	1481.1
Cortante basal T.H mínima (80% estático) (R=1)	1316.5
Cortante de diseño del sistema de aislamiento, Vb (ton)	1481.1
Factor de escala	1.019
Para la superestructura:	
Cortante basal base fija (R=8)	332.5
Cortante Vs - Análisis Estático (R=2)	687.0
Cortante Vs - Análisis Espectral (R=2)	553.7
Cortante Vs - Análisis T.H. (R=2)	478.7
Cortante mínimo dinámico (80% estático)	358.8
Fuerza del viento	-----
Fuerza de activación	221.6
Cortante de diseño de la superestructura, Vs (ton)	687.0
Factor de escala	1.241

Tabla 8.16. Fuerza cortante para estructura de base fija

Estructura de base fija:	
Fuerza cortante estática	776.0 ton
0.8 * Fuerza cortante estática	620.9 ton
Fuerza cortante dinámica	540.2 ton
Fuerza cortante de diseño	620.9 ton

Se puede apreciar que la cortante de diseño de la estructura aislada es ligeramente mayor a la de la estructura de base fija (10.6%). Esta diferencia es mínima teniendo en cuenta las magnitudes de los sismos de diseño y la eficiencia estructural de ambas estructuras antes sus sismos de diseño.

8.4.2. Desplazamientos mínimos de diseño y junta perimetral.

Para la obtención del desplazamiento mínimo de la plataforma de aislamiento se considera que este deberá ser mayor al 80% del desplazamiento total máximo del análisis estático considerando la torsión accidental, de acuerdo a lo especificado en el acápite 3.3.2.2.

En la Tabla 8.17 se muestra el desplazamiento total máximo D_{TM} obtenido para el edificio aislado en la dirección X-X y en la dirección Y-Y. Se evidencia que al emplear las propiedades del límite inferior de los dispositivos se obtiene un mayor D_{TM} . Por lo tanto, la separación mínima entre la estructura aislada y los muros de contención es de 39.8 cm en la dirección X-X y de 39.5 cm en la dirección Y-Y. Se considera una separación de 40 cm en ambas direcciones para el diseño.

Tabla 8.17. Desplazamiento total máximo D_{TM}

	D_{TM} (m)	
	X	Y
Límite Inferior		
Análisis Estático (80%)	0.357	
Análisis Espectral	0.398	0.395
Análisis Tiempo - Historia	0.358	0.352
Nominal		
Análisis Estático (80%)	0.355	
Análisis Espectral	0.398	0.386
Análisis Tiempo - Historia	0.360	0.356
Límite Superior		
Análisis Estático (80%)	0.354	
Análisis Espectral	0.381	0.348
Análisis Tiempo - Historia	0.351	0.306

8.5. Efecto P-Delta.

Los momentos P-delta se obtienen empleando las expresiones del acápite 5.3.1. Los mayores momentos se obtienen considerando las propiedades del límite superior para los dispositivos. El procedimiento de cálculo de los momentos P-delta se presenta en el Anexo 6.

Estos momentos serán añadidos en el modelo para el diseño de la estructura. Para el caso de los dispositivos elastoméricos, se estima que la mitad de dicho momento es resistido por la parrilla superior, mientras que la otra mitad es resistida por la parrilla inferior o cimentación. En el caso de los deslizadores planos, todo el momento es resistido por la parrilla inferior o cimentación.

Capítulo 9. Diseño de Elementos Estructurales

El diseño de los elementos estructurales se efectúa empleando un análisis espectral considerando las propiedades elásticas del límite superior del sistema de aislamiento. Por lo tanto, será necesario escalar la cortante obtenida en el modelo ETABS a la cortante mínima de diseño del sistema de aislamiento obtenida en el acápite 8.4.1. De este modo queda representado el mismo nivel de fuerza sísmica.

El diseño de los elementos estructurales, tanto prefabricados como de concreto armado vaciado in situ, se realizará de acuerdo con lo propuesto por la norma peruana E.060 de Concreto Armado. Las combinaciones de carga propuestas por dicha norma son las mencionadas en el acápite 5.4.1.

9.1. Diseño del Diafragma Rígido del Sistema de Aislamiento

A modo de ejemplo se presenta el análisis y diseño de un paño de losa maciza y un tramo de viga. La losa tiene un peralte de 20 cm y la viga tiene una sección transversal de 50x110 cm de acuerdo con el predimensionamiento realizado en los acápites 6.2.1 y 6.2.2, respectivamente.

Diseño de la losa maciza.

Para el análisis y diseño de la losa maciza se considera un modelo bidimensional con elementos finitos, aunque también se podría emplear el método de coeficientes de la Norma E-060. Las Figuras 9.1 y 9.2 muestran los momentos demandados en la dirección X-X e Y-Y, respectivamente, de los paños de losa ubicados entre los ejes 5 y 6.

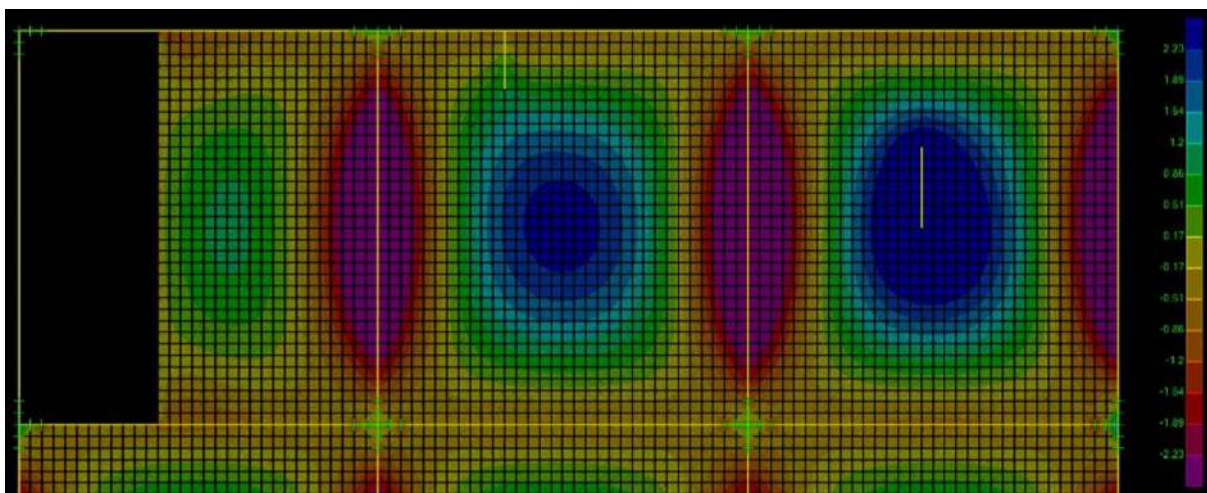


Figura 9.1. Momento flector demandado en la dirección X-X.

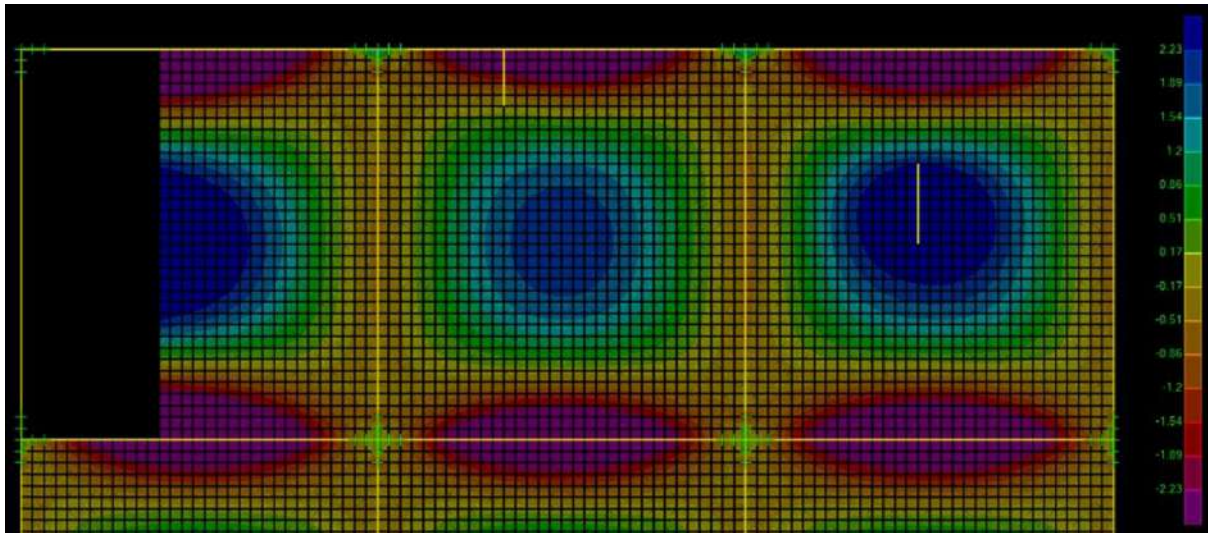


Figura 9.2. Momento flector demandado en la dirección Y-Y.

Debido a las altas demandas de momentos positivos y negativos en ambas direcciones de análisis, se decide emplear una malla de $\varnothing 3/8'' @.20$ (inf.) y $\varnothing 3/8'' @.20$ (sup.). El diseño por flexión y corte se realiza por un metro de ancho. Los momentos máximos fueron:

Para $Mu^+ = 3.44$ ton-m, es necesario un bastón adicional $\varnothing 3/8'' @.20$. Esto provee una resistencia a la losa de ϕMn de 4.43 ton-m.

Para $Mu^- = 5.42$ ton-m, es necesario un bastón de $\varnothing 3/8'' @.20$ y uno de $\varnothing 3/8'' @.40$. Esto provee una resistencia a la losa de ϕMn de 5.49 ton-m.

En la Figura 9.3 se muestra el detalle del refuerzo de la losa maciza.

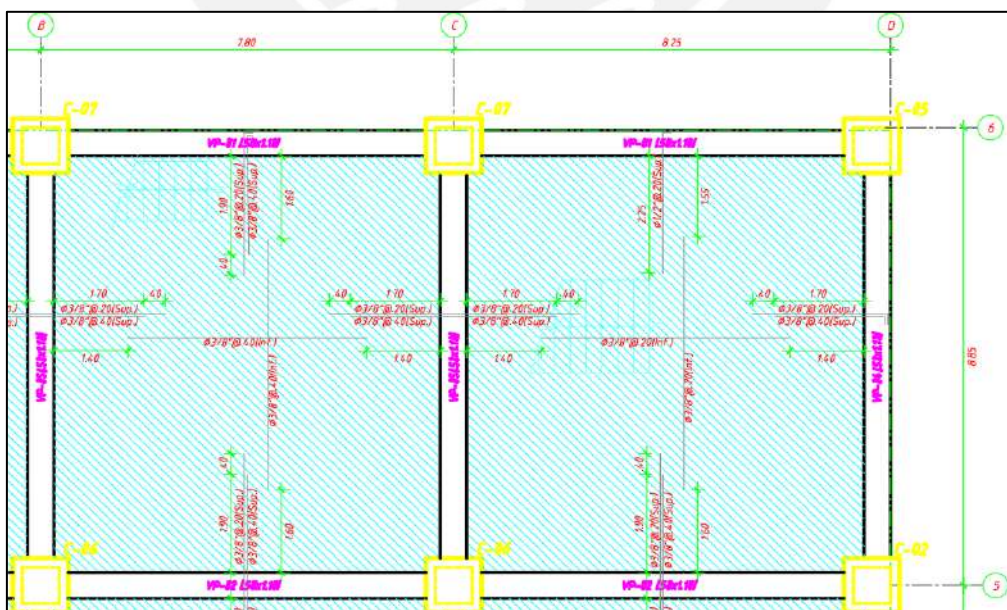


Figura 9.3. Losa maciza en plano de encofrados.

Se concluye que el diseño por flexión es satisfactorio ya que ϕMn es mayor que Mu . En el caso de diseño por cortante la losa proporciona un ϕVc de 16.85 ton y el máximo cortante en todos los paños es de 8.21 ton.

Diseño de la viga 0.50m x 1.10m.

Las vigas del sistema de aislamiento son diseñadas por flexión y fuerza cortante. A continuación, se presenta el diseño de la viga VP-05 (.50x1.10) a manera de ejemplo. Esta se encuentra ubicada entre los ejes 5 y 6.

Datos: $B = 0.50\text{m}$ $H = 1.10\text{m}$ $f'c = 350\text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$

Diseño por flexión.

La Figura 9.4 muestra la envolvente del diagrama de momento flector de todas las combinaciones de carga de diseño de la viga VP-05 (.50x1.10).

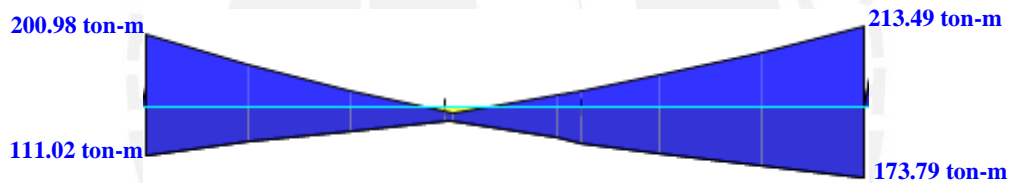


Figura 9.4. Diagrama de momentos flectores del tramo de viga VP-05.

Debido a la elevada demanda de momentos flectores, se coloca un refuerzo corrido de $6\text{Ø}1''$ en la parte superior e inferior de la viga, con esto se provee una resistencia de ϕMn igual a 113.73 ton-m. Dado que los máximos momentos (-213.49 ton-m y 173.79 ton-m, ambos en el extremo derecho de la viga) son mayores que los momentos proporcionados por el refuerzo corrido, será necesario colocar bastones adicionales en los extremos.

Los bastones seleccionados serán $6\text{Ø}1''$ como refuerzo negativo y $4\text{Ø}1''$ como refuerzo positivo, adicionales al refuerzo corrido. Esto proporciona resistencias de -221.48 ton-m y 185.48 ton-m. La Figura 9.5 muestra gráficamente la resistencia suministrada a la viga en contraste con los momentos demandados por la envolvente de las cargas de diseño. En la Figura 9.6 se puede observar el armado del tramo de viga analizada.

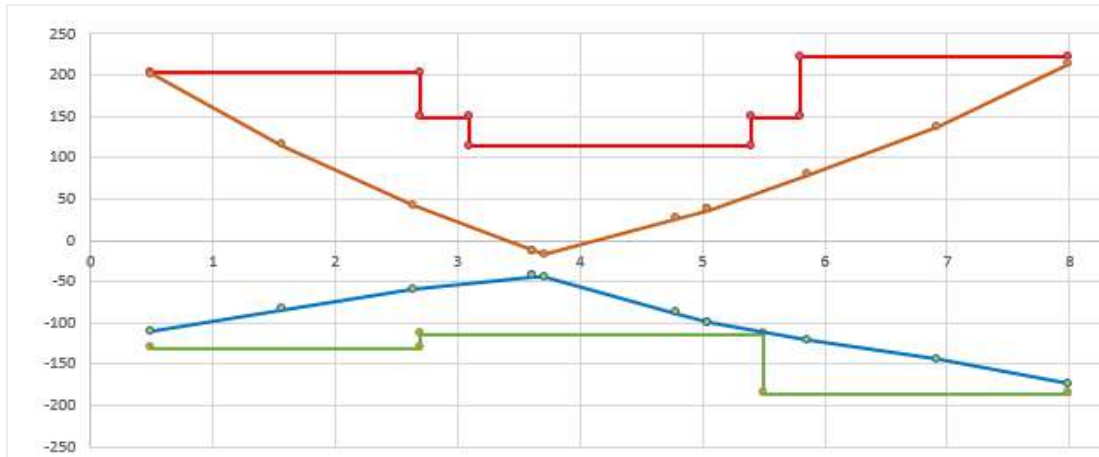


Figura 9.5. Diagrama de momentos resistentes y demandados del tramo de viga VP-05.

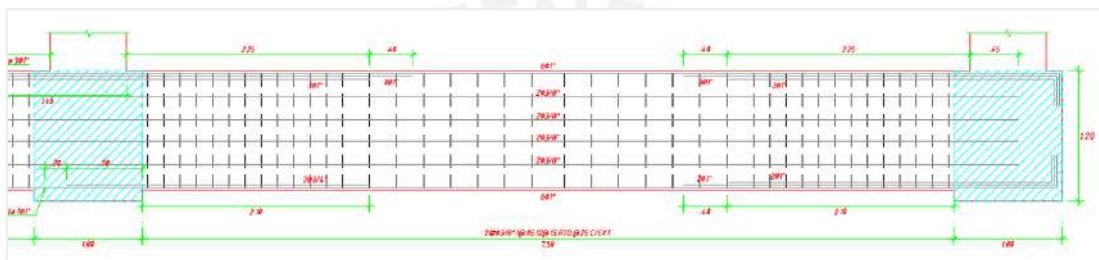


Figura 9.6. Refuerzo corrido y bastones adicionales del tramo de viga VP-05.

Se concluye que el diseño por flexión es satisfactorio, ya que la resistencia suministrada a la viga es mayor a los momentos máximos M_u .

Diseño por cortante.

La Figura 9.7 muestra la envolvente de fuerza cortante de todas las combinaciones de carga de diseño.

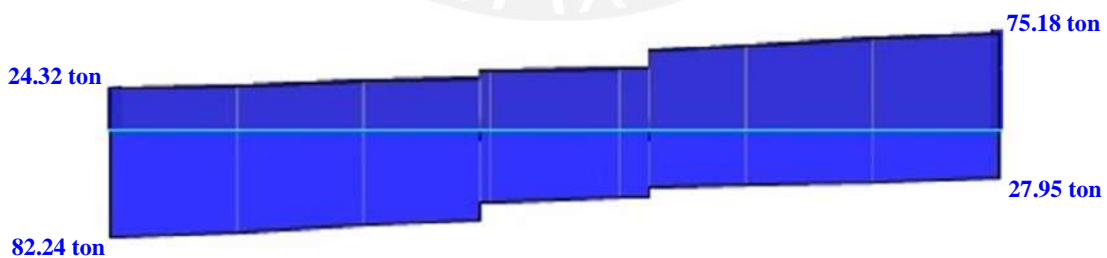


Figura 9.7. Diagrama de fuerza cortante del tramo de viga VP-05.

Ya que la fuerza cortante máxima V_u (82.24 ton en el lado inferior izquierdo) excede a la resistencia que el concreto provee a la viga de $\phi V_c = 42.98$ ton, será necesario considerar el aporte de los estribos para que la viga posea una adecuada resistencia a fuerza cortante.

La fuerza cortante máxima se obtiene en base al diseño por capacidad siguiendo los lineamientos que estipula la Norma peruana E.060. De esta manera, se garantiza que la viga falle por flexión antes que por corte, evitando así una falla frágil. Para edificaciones aporticadas, el diseño por capacidad se efectúa teniendo en cuenta la cortante menor de los siguientes dos casos:

- La cortante amplificada por 1.25 veces los momentos nominales cruzados adicionales a la cortante isostática en servicio amplificada por 1.25

$$V_u = \frac{1.25 * (M_{ni} + M_{nd})}{L} + 1.25 V_{servicio}$$

- La cortante asociada a las combinaciones de carga de diseño con una amplificación de 2.5 veces el sismo.

La cortante última V_u considerando el análisis por capacidad es de 91.81 ton. Se propone una distribución de estribos 2Ø3/8":1@.05, 15@.15 y Resto @.25m desde cada extremo. Con esto se provee a la viga de una resistencia $\phi V_n = 111.92$ ton para zona con estribos espaciados cada 15 cm y de $\phi V_n = 84.35$ ton para los estribos con espaciamiento cada 25 cm.

Se concluye que el tramo de viga con refuerzo longitudinal de 22Ø1" + 8Ø3/8" y con estribos 2Ø3/8":1@.05, 15@.15 y resto @.25m cuenta con la capacidad suficiente de resistir las demandas sísmicas y de gravedad.

9.2. Diseño de Losa Pretensada y Capa de Compresión

A modo de ejemplo se presenta el análisis y diseño de un elemento de losa prefabricada TT30 y la capa de compresión de la losa del primer nivel. Se tiene en consideración para el diseño la metodología propuesta en el acápite 5.4.3.

Diseño de losa TT30.

A partir del predimensionamiento realizado en el acápite 6.2.1, se obtuvo la sección transversal de la losa prefabricada TT a emplear, presentada en la Figura 6.3. Para el diseño del armado se empleó el programa Concise Beam V4.6, según el procedimiento presentado en el Anexo 7.

Diseño por flexión.

Las losas TT30 son diseñadas como elementos simplemente apoyados en sus extremos. En la Tabla 9.1 se muestran los momentos obtenidos en el centro del elemento debido a cada una de las cargas aplicadas, así como los coeficientes para la combinación de cargas (1.4CM+1.7CV).

Tabla 9.1. Momento flector en el centro de la losa TT30.

	Peso Propio	Capa de comp.	Tabiquería	S/C	Total
Momento (ton.m)	3.98	4.36	4.36	7.63	20.33
Coef. may. (ELU)	1.40	1.40	1.40	1.70	

Se cuenta con los siguientes datos necesarios para el diseño:

Respecto al elemento prefabricado:

- $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$
- $f'ci = 330 \text{ kg/cm}^2$
- $fpu = 18966.7 \text{ kg/cm}^2$
- $fpv = 14250.0 \text{ kg/cm}^2$

Respecto a la capa de compresión:

- $f'c_{c.comp} = 245 \text{ kg/cm}^2$
- $b \text{ (ancho efectivo)} = 250 \text{ cm}$
- $e = 6.5 \text{ cm}$

Los esfuerzos admisibles para la losa TT30, elemento prefabricado de clase U, son presentados en la siguiente tabla:

Tabla 9.2. Esfuerzos admisibles para la losa TT30 (Tipo U).

Compresión			Tracción		
fc adm	300.0	kg/cm ²	ft adm	-43.8	kg/cm ²
fci adm	198.0	kg/cm ²	fvi adm	-14.3	kg/cm ²

En base al proceso iterativo de diseño empleando la herramienta Concise Beam V4.6 se obtiene el armado del refuerzo longitudinal del elemento prefabricado TT30 (Tabla 9.3).

Tabla 9.3. Armadura pasiva y activa de la losa TT30.

Armadura pasiva			
Cota (m)	N° de barras	Diám. (mm)	Área (cm ²)
0.27	17	8.0	8.50
0.06	1	(1/2") 12.7	1.29
0.03	4	8.0	2.00
Armadura activa			
Cota (m)	N° de torones	Área (cm ²) (A = 0.99cm ²)	T (ton)
0.12	2	1.98	28.08
0.08	2	1.98	28.08
0.04	2	1.98	28.08
Área total (cm ²)		5.94	

Teniendo en consideración este armado de la losa, en la Tabla 9.4 se realiza la verificación de los esfuerzos en el concreto del elemento prefabricado y en la capa de compresión para cada instante, obteniéndose esfuerzos menores a los especificados en la Tabla 9.2.

Tabla 9.4. Esfuerzos en losa TT30 y capa de compresión.

Verificaciones tensionales (kg/cm ²)								
Instante	f. inf pref.		f. sup pref.		f.i.insitu		f.s.insitu	
Transferencia	189.1		-14.3		0.0		0.0	
Al vaciar c.c.	43.3		34.9		0.0		0.0	
A t=00 sin sobrecargas	-13.5		38.1		4.9		12.3	
Con S/C (máx mín)	Fibra inferior prefabricado		Fibra superior prefabricado		Fibra inferior in-situ		Fibra superior in-situ	
ELS Sit. poco probable	-13.5	-33.4	41.0	38.1	13.7	4.9	33.7	12.3

A partir del refuerzo colocado se logra un momento suministrado $\phi Mn = 32.4$ ton-m, siendo mayor al momento flector debido a las cargas últimas, $Mu = 30.7$ ton-m (Figura 9.8).

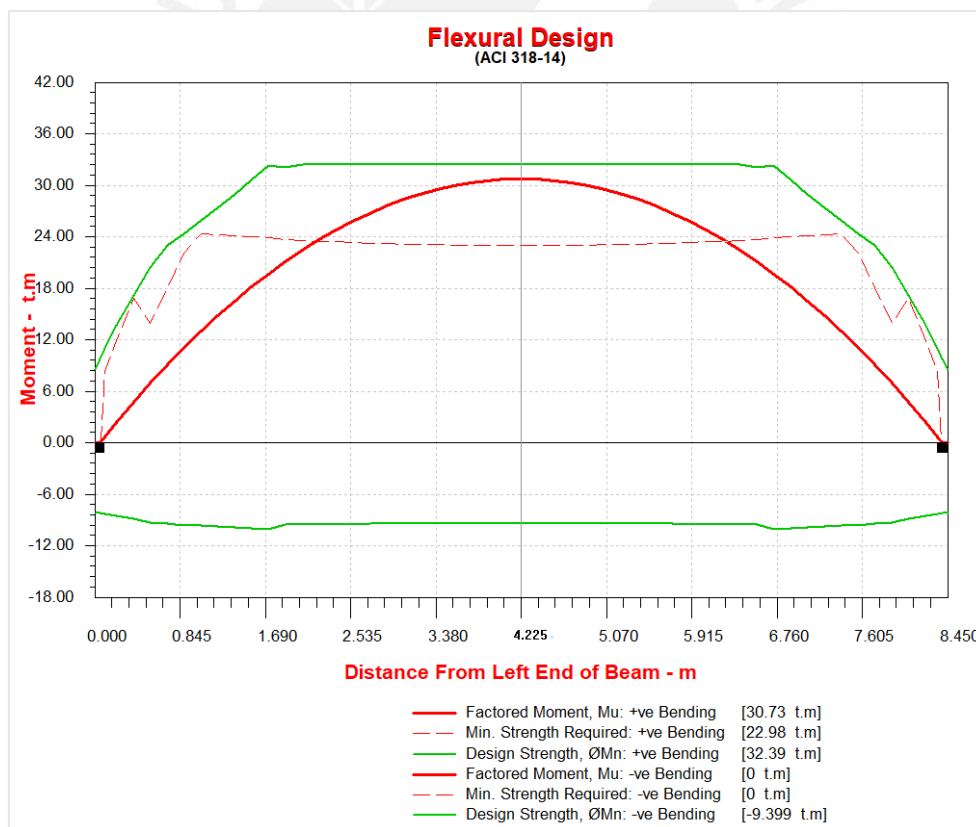


Figura 9.8. Diagrama de diseño a flexión, momento resistente ϕMn .

Diseño por cortante.

Para el caso de la losa TT30, la cortante última, V_u , es de 14.55 ton. Se propone la distribución de estribos presentada en la Figura 9.9, con un estribo de $\varnothing 8\text{mm}$ de 2 ramas por alma con espaciamiento de $7@.05$, $5@.15$ y Resto $@.20\text{m}$ desde cada extremo. Con esto se provee a la losa de una resistencia $\phi V_n = 21.9$ ton para la zona con estribos espaciados cada 15 cm y de $\phi V_n = 18.5$ ton para los estribos con espaciamiento cada 20 cm. Esto se verifica en el diagrama de fuerza cortante última, V_u , y fuerza cortante suministrada ϕV_n (Figura 9.10).

Para realizar el cálculo a rasante, de acuerdo al artículo 11.7 de la NTE E.060 se deberá considerar la superficie superior de la losa TT30 intencionalmente rugosa. El coeficiente de fricción μ será igual a 1 y el ancho de junta será de 2.5 m, que es el ancho total de la losa TT30. El refuerzo de cortante por fricción es distribuido a lo largo del plano de corte, en forma de ganchos $\varnothing 6\text{mm}@.40\text{m}$ en cada nervio de la losa (Figura 9.9).

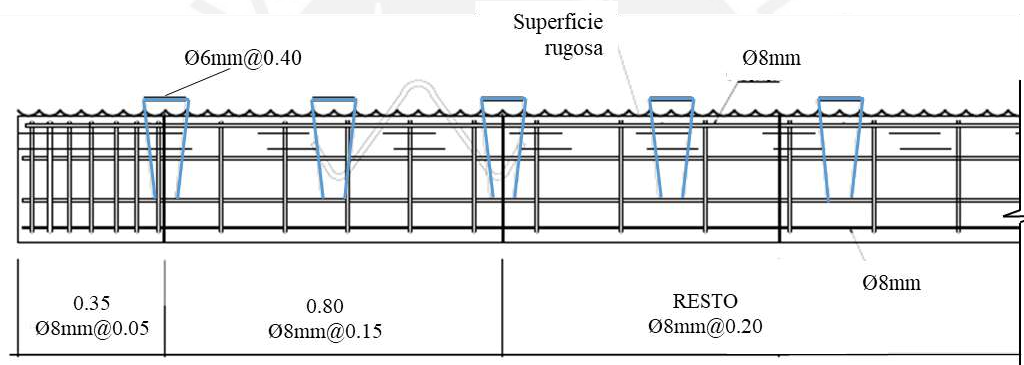


Figura 9.9. Espaciamiento de estribos y ubicación de ganchos en losa TT30.



Figura 9.10. Diagrama de diseño a cortante.

Diseño de la capa en compresión.

Se considera el procedimiento de diseño propuesto en el acápite 5.4.3. Debido a que la capa de compresión conforma el diafragma, se siguen los lineamientos de la sección 21.11 Diafragmas Estructurales de la Norma E.060 Concreto Armado.

A continuación, se presenta el diseño de la capa de compresión del primer nivel del hospital.

A partir del análisis no lineal realizado en el capítulo 8, se obtienen las fuerzas de diseño para cada nivel de la superestructura. Para el diafragma del primer nivel se obtuvo una aceleración absoluta de 0.226g y una fuerza de diseño $F_1 = 265.29$ ton.

Para el cálculo de los valores máximos de fuerza cortante y momento flector del diafragma, se empleó un modelo en SAP2000 representando al diafragma como una viga de gran peralte. La fuerza de diseño $F_1 = 265.29$ ton es repartida como carga distribuida a lo largo del diafragma, obteniéndose $q_1 = 6.14$ ton/m (Figura 9.11).

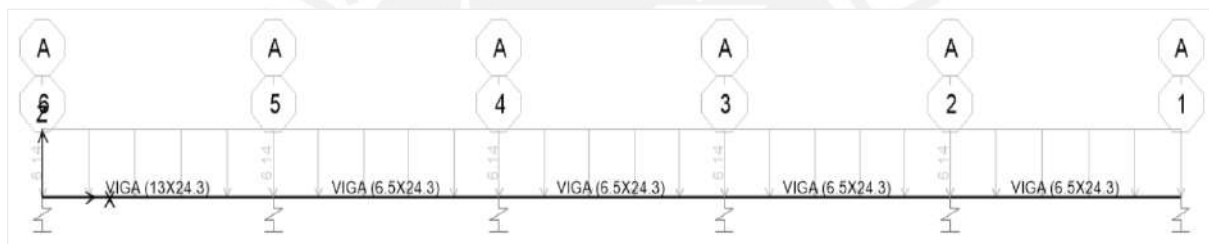


Figura 9.11. Modelo en SAP2000 de viga de gran peralte.

Los apoyos elásticos para cada eje son los siguientes:

- $K_{1,6} = 11443.33$ ton/m
- $K_{2,5} = 14553.13$ ton/m
- $K_{3,4} = 12996.57$ ton/m

Al realizar el análisis considerando la acción de la carga q_1 se obtienen los diagramas de fuerza cortante y momento flector para el diafragma del primer nivel de la Figura 9.12 y Figura 9.13, respectivamente. A partir de estos diagramas se obtienen los valores máximos de fuerza cortante $V_{m\acute{a}x} = 36.96$ ton y momento flector $M_{m\acute{a}x} = 200.50$ ton-m.

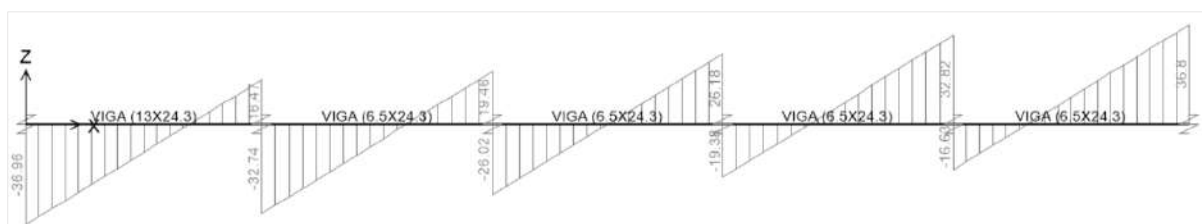


Figura 9.12. Diagrama de fuerza cortante.

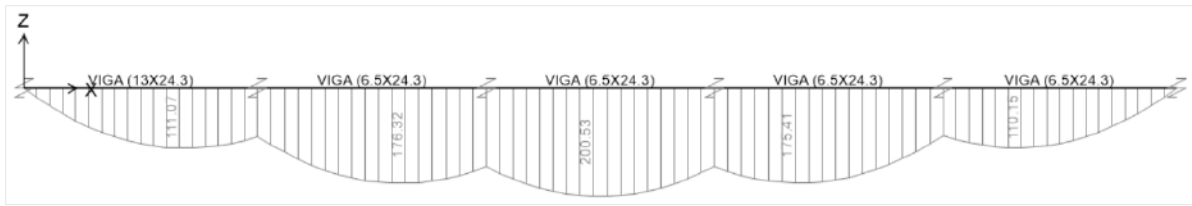


Figura 9.13. Diagrama de momento flector.

Cálculo de armadura perimetral. Teniendo en cuenta el momento máximo obtenido, se calcula el acero de refuerzo perimetral, a ubicarse en las vigas de borde del diafragma. El cálculo se detalla a continuación:

$$F = \frac{M_{m\acute{a}x}}{0.9B} = \frac{200.5 \text{ ton} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 24.3 \text{ m}} = 9.17 \text{ ton}$$

$$A_s = \frac{F}{0.75f_y} = \frac{9.17 \text{ ton}}{0.75 \cdot 4.2 \text{ ton/cm}^2} = 2.91 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, esto será cubierto con 1 varilla de 5/8" en las vigas perimetrales y 2 varillas de 5/8" en las vigas de los pórticos interiores. Por uniformidad, este armado se colocará también en la dirección perpendicular.

Verificación del diafragma a cortante. Empleando la Ec. (5.11):

$$V_n = A_{cv} \times (0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t \times f_y)$$

$$V_n = 1579500 \text{ mm}^2 \times (0.17\sqrt{25 \text{ MPa}} + 7.69(10^{-4}) \times 420 \text{ MPa}) = 185 \text{ ton}$$

Teniendo en consideración:

- Área de corte del diafragma: $A_{cv} = 24300 \text{ mm} \times 65 \text{ mm}$
- Cuantía de acero en diafragma, para malla de $\varnothing 8 \text{ mm} @ 0.20 \text{ m}$:

$$\rho_t = (50 \text{ mm}^2/\text{m} \times 1 \text{ m}) / (1000 \text{ mm} \times 65 \text{ mm}) = 7.69 \times 10^{-4}$$

Por lo tanto, se verifica que el cortante máximo de diseño, $V_{m\acute{a}x} = 36.96 \text{ ton}$, es menor que la capacidad resistente al corte, $\phi V_n = 129.5 \text{ ton}$.

Cálculo de malla por temperatura. La malla por temperatura y retracción es calculada considerando que la capa de compresión puede llegar a 10 cm por efectos de contraflechas del pretensado.

$$A_{m\acute{i}n} = 0.0018bh = 0.0018 (100 \text{ cm}) \times 10 \text{ cm} = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, se colocará una malla de 8 mm @0.20 que equivale a un $A_s = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Verificación de juntas entre prefabricados en el sentido perpendicular. Se emplea la Ec. (5.12) para el cálculo del flujo cortante (q) y la Ec. (5.13) para el cálculo del acero de refuerzo necesario. Para la junta entre la viga del eje B y el diafragma, tenemos el cálculo del flujo cortante, q_1 :

$$q_1 = \frac{Q_1 \times s_c}{I} = \frac{36.96 \times 4.30}{77.72} = 2.04 \text{ ton} - \text{m}$$

Teniendo en consideración:

- $Q_1 = 36.96 \text{ ton}$ (cortante máximo en el diafragma del primer nivel)
- $S_c = 8.25 \text{ m} \times (0.065 \text{ m}) \times (24.3 \text{ m} - 8.25 \text{ m})/2 = 4.30 \text{ m}^3$
- $I = 0.065 \text{ m} \times (24.3 \text{ m})^3/12 = 77.72 \text{ m}^4$

A partir del valor del flujo cortante $q_1 = 2.04 \text{ ton-m}$, es posible calcular el acero necesario:

$$A_{nec} = \frac{q}{\phi \times f_y} = \frac{2.04}{0.85 \times 4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, esta cuantía necesaria queda cubierta con el acero de la malla de temperatura colocada ($2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$).

En la Tabla 9.5 se resumen las verificaciones realizadas en todos los niveles de la estructura.

Tabla 9.5. Resumen de verificaciones en capa de compresión.

Cálculos	Primer nivel	Segundo nivel	Tercer nivel	Azotea	
Armadura perimetral	F (ton)	9.17	8.40	10.27	2.97
	A_s (cm^2)	2.91	2.67	3.26	0.94
Verificación al cortante	V_u (ton)	36.95	33.83	42.92	15.62
	ϕV_n (ton)	157.50	157.50	157.50	157.50
Malla por temperatura	A_s (cm^2/m)	1.80	1.80	1.80	1.80
	A_{SCOL} (cm^2/m)	2.50	2.50	2.50	2.50
Comprobación de juntas	q (ton/m)	2.04	1.87	2.38	0.86
	A_{nec} (cm^2/m)	0.57	0.52	0.67	0.24
	A_{SCOL} (cm^2/m)	2.50	2.50	2.50	2.50

9.3. Diseño de Vigas Prefabricadas

Las vigas de la superestructura son en su mayoría prefabricadas y se diseñan por flexión y cortante. Se tienen en cuenta los criterios de diseño presentados en el acápite 4.2 y la

metodología propuesta en el acápite 5.4.4. A continuación, se realiza el diseño de la viga prefabricada pretensada JT55 Tipo T1 del primer nivel ubicada en el eje 2.

Diseño por flexión.

Corrección del diagrama de momento flector último por proceso de prefabricación.

La Tabla 9.6 muestra los momentos obtenidos directamente del modelo computacional ETABS. Estos corresponden a la envolvente del momento flector de la viga analizada.

Tabla 9.6. Momentos de la viga JT55 originales.

Viga	Mu^-_{IZQ}	Mu^+_{CEN}	Mu^-_{DER}
JT55 –	-92.61		-92.68
EJE 2	28.15	28.41	27.99

La Tabla 9.7 muestra los momentos obtenidos del modelo ETABS para el caso de carga muerta de primera etapa, considerando que el pórtico ya está conformado.

Tabla 9.7. Momentos en la viga JT55 debidos a la carga muerta considerando pórtico.

Viga	M^-_{IZQ}	M^+_{CEN}	M^-_{DER}
JT55 –	-14.59		-14.76
EJE 2		7.02	

La Tabla 9.8 muestra los momentos que debieron ser considerados en el modelo ETABS para el caso de carga muerta de primera etapa, con apoyos simples.

Tabla 9.8. Momentos reales en la viga JT55 debidos a la carga muerta considerando apoyado.

Viga	M^-_{IZQ}	M^+_{CEN}	M^-_{DER}
JT55 –	0.0		0.0
EJE 2		21.71	

La corrección de momentos se realiza de la siguiente manera:

Momento negativo en el extremo izquierdo (Combinación de carga: 1.25CM+1.25CV+CS)

$$Mu \text{ corregido} = -92.61 - 1.25(-14.59) + 1.25(0.0) = -74.37 \text{ ton-m}$$

Momento positivo en centro de luz (Combinación de carga: 1.25CM+1.25CV+CS)

$$Mu \text{ corregido} = 28.41 - 1.25(7.02) + 1.25(21.71) = 46.77 \text{ ton-m}$$

La Tabla 9.9 muestra los momentos flectores corregidos en ambos extremos de la viga y al centro de la luz.

Tabla 9.9. Momentos flectores corregidos.

Viga	Mu^-_{IZQ}	Mu^+_{CEN}	Mu^-_{DER}
JT55 –	-74.37		-74.22
EJE 2	41.28	46.77	41.28

El diseño se realiza a partir del predimensionamiento de la viga JT55 realizado en el acápite 6.2.2. Para el cálculo del acero de refuerzo en los extremos de la viga se considera la sección de concreto armado, mientras que para el diseño en la zona central de la viga se considera la sección pretensada. Además, se cuenta con los siguientes datos necesarios para el diseño:

Respecto al elemento prefabricado:

- $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$
- $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $fpu = 18966.7 \text{ kg/cm}^2$
- $fpy = 14250.0 \text{ kg/cm}^2$

Respecto a la capa de compresión:

- $f'c_{c.comp.} = 245 \text{ kg/cm}^2$
- b (ancho efectivo) = 90 cm
- $e = 6.5 \text{ cm}$

Los esfuerzos admisibles para el elemento prefabricado de clase U son presentados en la siguiente tabla:

Tabla 9.10. Esfuerzos admisibles para la viga JT55 (Tipo U).

Compresión			Tracción		
fc adm	300.0	kg/cm ²	ft adm	-43.8	kg/cm ²
fci adm	150.0	kg/cm ²	f _{ti} adm cent	-12.5	kg/cm ²
			f _{ti} adm extr	-25.0	kg/cm ²

En base al proceso iterativo de diseño empleando la herramienta Concise Beam V4.6 se obtiene el armado del refuerzo longitudinal del elemento prefabricado JT55 (Tabla 9.11).

Tabla 9.11. Armadura pasiva y activa de la viga JT55.

Armadura pasiva			
Cota (m)	Nº de barras	Diám. (mm)	Área (cm ²)
0.51	2	19.0	5.68
0.21	4	8.0	2.00
0.09	2	19.0	5.68
0.04	2	19.0	5.68
0.04	2	19.0	5.68
Armadura activa			
Cota (m)	Nº de torones	Área (cm ²) (A = 0.99cm ²)	T (ton)
0.34	1	0.99	14.04
0.09	2	1.98	28.08
0.04	3	2.97	42.12
Área total (cm ²)		4.95	
Fuerza de bancada (ton)			84.24

Diseño de sección pretensada en zona central de la viga.

Teniendo en cuenta el momento flector al centro de la luz, $Mu^+_{CEN} = 46.77$ ton-m, se realizó el diseño a flexión obteniéndose la armadura activa y pasiva para la sección central de la viga. Para la armadura activa se colocan 6 torones de diámetro 0.5", 5 de ellos en la zona inferior generando la precompresión en la fibra inferior de la viga y 1 torón ubicado a 20 cm de la fibra superior para lograr el control de los esfuerzos de tracción en la parte superior de la viga debido al presfuerzo. Para la armadura pasiva se coloca un refuerzo corrido de 2Ø3/4" en la zona inferior de la viga.

En la Tabla 9.12 se realiza la verificación de los esfuerzos en el concreto del elemento prefabricado y la capa de compresión para cada instante, lográndose esfuerzos menores a los especificados en la Tabla 9.10.

Tabla 9.12. Esfuerzos en JT55 y capa de compresión.

Verificaciones tensionales (kg/cm ²)								
Instante	f. inf pref.		f. sup pref.		f.i.insitu		f.s.insitu	
Transferencia	54.21		0.02		0.00		0.00	
Al vaciar c.c.	-27.11		93.77		0.00		0.00	
A t=00 sin sobrecargas	-28.92		102.4		5.25		6.53	
Con S/C (máx mín)	Fibra inferior prefabricado		Fibra superior prefabricado		Fibra inferior in-situ		Fibra superior in-situ	
ELS Sit. poco probable	-28.92	-42.84	119.4	102.4	17.11	5.25	21.27	6.53

A partir del refuerzo colocado se logra un momento suministrado $\phi Mn = 64.26$ ton-m, siendo mayor al momento flector debido a las cargas últimas $Mu^+_{CEN} = 46.77$ ton-m.

Diseño de sección armada en extremos de la viga.

Se emplean los momentos flectores ante cargas últimas corregidos, presentados en la Tabla 9.9. Los momentos resistentes son calculados con la sección final de la viga, considerando la capa de compresión con ancho igual a 0.90 cm y altura de 6.5 cm.

La Tabla 9.13 muestra los momentos resistentes ϕMn , así como el acero colocado. Se verifica que la capacidad a flexión de la viga JT55 es superior a los momentos actuantes, Mu .

Tabla 9.13. Momentos resistentes ϕMn y refuerzo colocado.

Viga	Capacidad a flexión (ϕMn)			Acero colocado		
	ϕMn^-_{IZQ}	ϕMn^+_{CEN}	ϕMn^-_{DER}	Extremo izquierdo	Centro de Luz	Extremo derecho
	[ton.m]	[ton.m]	[ton.m]			
JT55 - EJEXXX	-77.56		-77.56	SUP: 6 Ø1", 2 Ø3/4"		SUP: 6 Ø1", 2 Ø3/4"
	42.39	64.26	42.39	INF: 6 Ø3/4"	6 cables Ø0.5"	INF: 6 Ø3/4"

En el programa computacional Concise Beam V4.6 es posible realizar el diseño integral de la viga, incluyendo el aporte del acero pasivo y activo en toda su longitud. En la Figura 9.14 se muestran el diagrama de momento flector último M_u y momento resistente ϕMn . Debido a que los torones se encuentran embebidos se requiere de una longitud de desarrollo del presfuerzo que se observa en el gráfico como un aumento gradual en el momento resistente a partir de los extremos del elemento. El decremento de la capacidad a flexión en la zona central corresponde al corte de bastones.

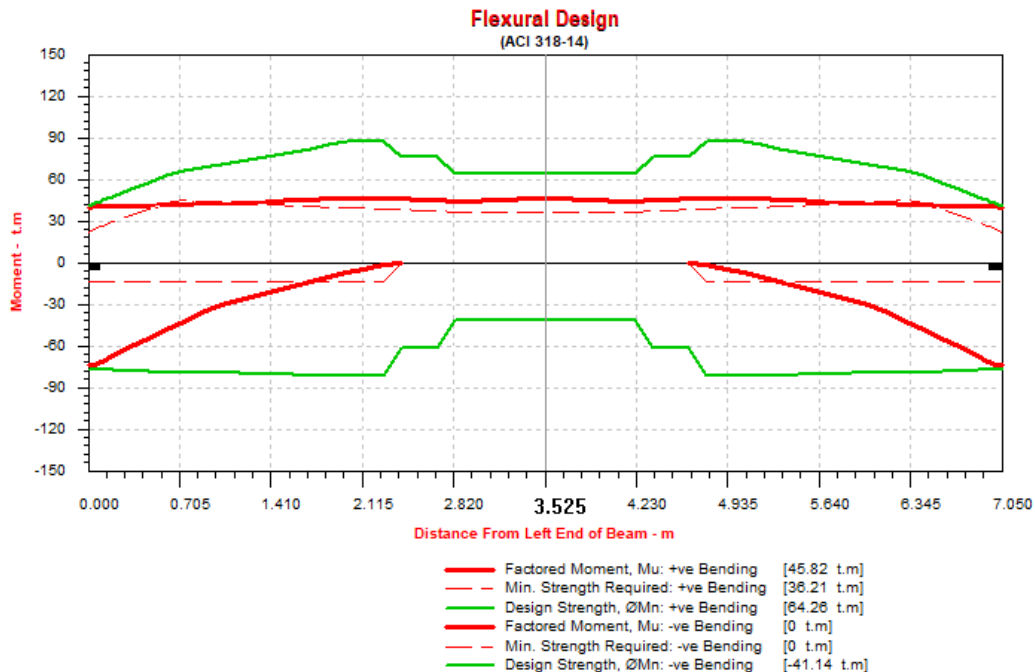


Figura 9.14. Diagrama de momentos resistentes y demandados en la viga JT55.

Diseño por cortante.

Para calcular la resistencia al corte se consideran los lineamientos de la sección 21.5 de la NTE.E-060: Requisitos para Vigas de Edificios con Sistemas Resistentes a Fuerzas Laterales de Pórticos y Duales Tipo II.

Las fuerzas de diseño (V_u) se calculan a partir de las resistencias probables en flexión ($M_{pr} = 1.25 M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para cargas de gravedad tributarias amplificadas ($1.25CM + 1.25CV$). Para el caso de la viga JT55, la cortante última V_u calculada considerando el análisis por capacidad es de 43.7 ton. Se propone la distribución de estribos presentada en la Figura 9.15, con un estribo de $\phi 1/2$ " de dos ramas y con espaciamiento de $10@0.125$ y Resto $@.25$ desde cada extremo. Con esto

se provee a la viga de una resistencia $\phi Vn = 53.76$ ton para la zona con estribos espaciados cada 12.5 cm y de $\phi Vn = 37.47$ ton para los estribos con espaciamiento cada 25 cm.

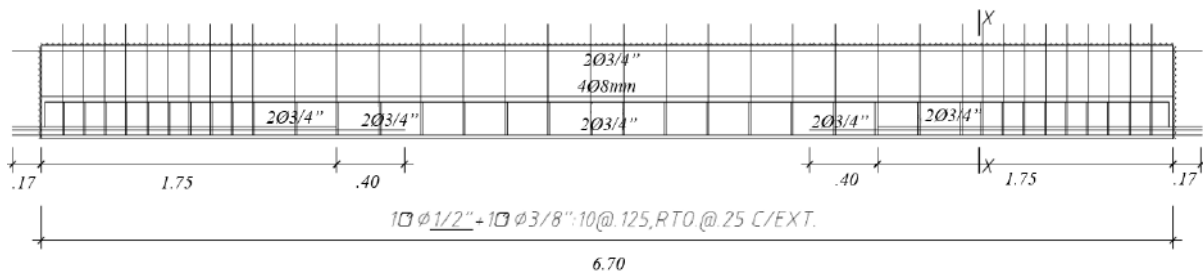


Figura 9.15. Desarrollo de la viga JT55 Tipo 1.

Control de deflexiones.

Para el control de deflexiones se consideran los efectos de las cargas inmediatas y diferidas, las pérdidas de presfuerzo y las condiciones máximas y mínimas de exposición. De esta forma se obtienen las contraflechas del elemento para cada instante (Tabla 9.14).

Tabla 9.14. Deflexiones en la viga JT55.

Cálculo de flechas (mm)	
Flecha inicial	-3.53
Al montaje	-2.71
Con cargas muertas	1.50
Con sobrecarga	2.23

Para la contraflecha más desfavorable (3.53 mm) se tiene una relación respecto a la longitud, L , de $D/L = 3.53 \text{ mm} / 6700 \text{ mm} = 1/1898$. Del mismo modo, para la flecha probable en condiciones de servicio (1.86 mm) se tiene una relación D/L igual a $1/3600$. Con esto se demuestra que las contraflechas que ocurren en la viga JT55 son adecuadas.

9.4. Diseño de Columnas

Diseño por flexocompresión.

Las columnas fueron dimensionadas para controlar la deriva de entrepiso, debido a esto se puede anticipar que las solicitaciones de carga serán bajas, por lo que la cuantía necesaria será cercana a la mínima (1% de la sección transversal bruta).

La Figura 9.16 muestra la distribución del refuerzo longitudinal de la columna C-01 con una cuantía de 1.3%. Esta columna es la más cargada axialmente y con mayores solicitaciones de

momentos. Debido a que la edificación posee solo 4 niveles y para la practicidad en el armado de los elementos prefabricados, el refuerzo longitudinal será el mismo en toda su altura.

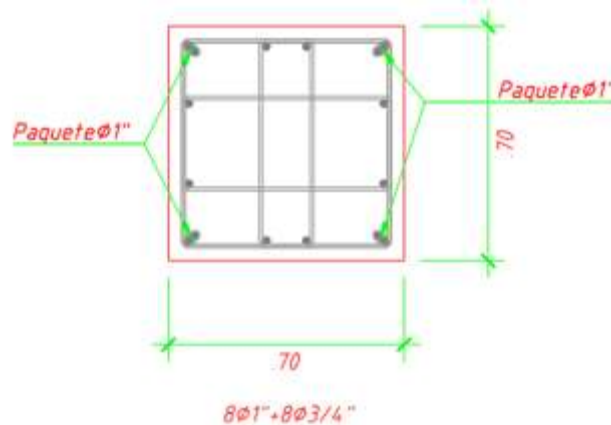


Figura 9.16. Refuerzo propuesto para la columna C-01.

Con el refuerzo propuesto se generan los diagramas de iteración de las Figuras 9.17 y 9.18. Además, se analizan las cargas actuantes en la columna (Tabla 9.15) con sus respectivas combinaciones de carga de diseño (Tabla 9.16), en ton y m.

Tabla 9.15. Cargas de diseño en C-01 en el primer piso.

Nivel	Pier	Carga	P	V2	V3	T	M2	M3
T1	C10	SISX	0.13	36.35	9.60	1.63	26.13	89.84
T1	C10	SISY	0.11	11.09	30.64	1.00	83.41	27.44
T1	C10	LIVE	-84.04	-0.20	0.07	-0.01	0.07	0.41
T1	C10	DEAD	-183.71	1.20	0.02	-0.02	-0.23	3.27

Tabla 9.16. Combinaciones de diseño en C-01 en el primer piso.

		Combinaciones	P	V2	V3	M2	M3
		1.4CM+1.7CV	400	1	0	0	5
SISMO EN X-X		1.25(CM+CV)+CS	335	38	10	26	94
		1.25(CM+CV)-CS	335	-35	-9	-26	-85
		0.9CM+CS	165	37	10	26	93
		0.9CM-CS	165	-35	-10	-26	-87
SISMO EN Y-Y		1.25(CM+CV)+CS	335	12	31	83	32
		1.25(CM+CV)-CS	335	-10	-31	-84	-23
		0.9CM+CS	165	12	31	83	30
		0.9CM-CS	165	-10	-31	-84	-24

Las solicitaciones últimas de carga axial y momento flector de la Tabla 9.16 se ubicaron como puntos en los diagramas de iteración de la Figuras 9.17 y 9.18 para la dirección de análisis X-X e Y-Y, respectivamente.

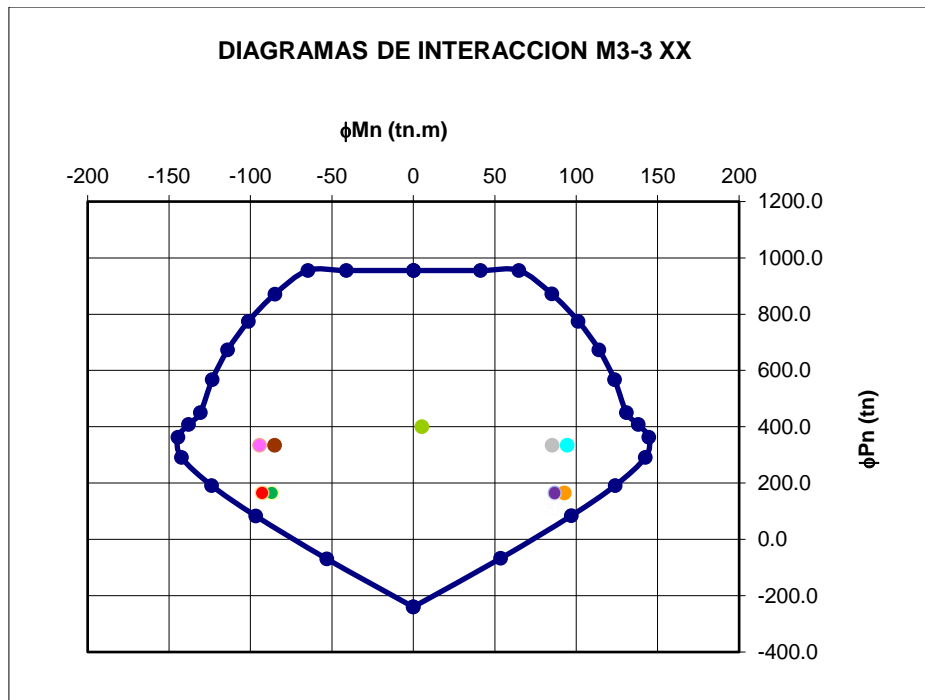


Figura 9.17. Diagrama de iteración de la columna C1 para la dirección X-X.

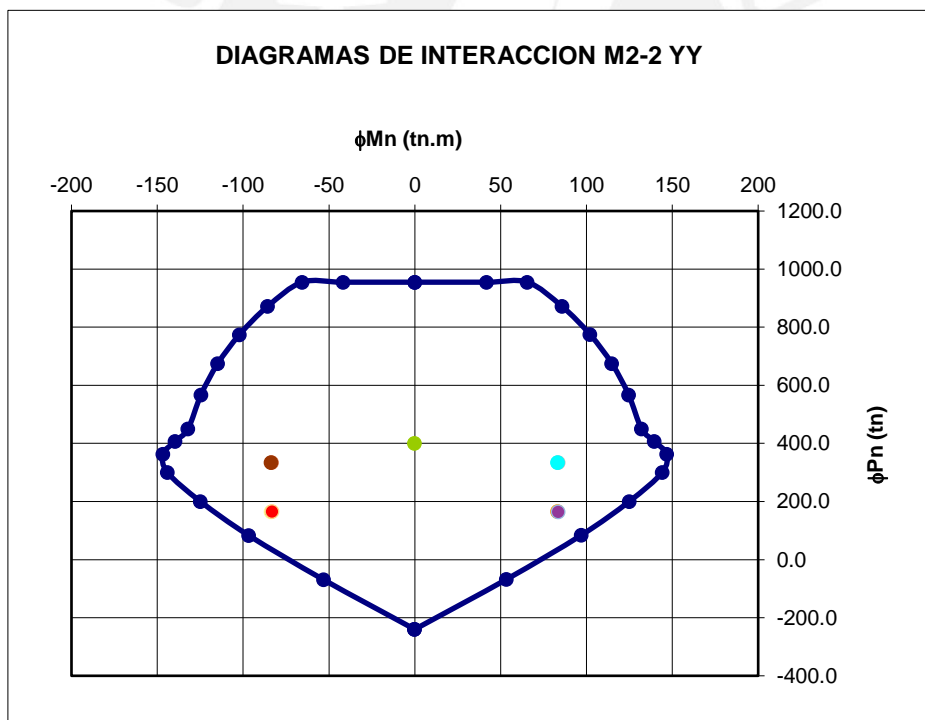


Figura 9.18. Diagrama de iteración de la columna C1 para la dirección Y-Y.

Se puede observar que todos los puntos de las combinaciones de carga se encuentran en el interior del diagrama de iteración, por lo que el refuerzo longitudinal propuesto cumple con el diseño por flexocompresión.

Diseño por cortante.

Analizando el primer piso, la columna recibe una carga axial amplificada de $N_u = 335 \text{ ton}$, adquiriendo resistencia a corte de $\phi V_c = 57.1 \text{ ton}$, podemos notar que este es mayor a la combinación de corte máxima de la Tabla 9.16, por lo que solo bastará emplear el refuerzo mínimo por corte que consta de 4 estribos de $3/8''$ $1@.05$, $8@10$, $Rto@.25$ desde cada extremo de la columna, mientras que el espaciamiento en los nudos es de 15 cm.

Al igual que las vigas, las columnas también se diseñan por capacidad. Para edificaciones aporticadas, el diseño por capacidad se efectúa teniendo en cuenta la cortante menor de los siguientes dos casos:

- La cortante amplificada por 1.25 veces los momentos nominales máximos correspondientes a las combinaciones de carga de diseño, dividida entre la luz libre de la columna.

$$V_u = \frac{1.25 * (M_{ns} + M_{ni})}{L_n}$$

- La cortante asociada a las combinaciones de carga de diseño con una amplificación de 2.5 veces el sismo.

La cortante última, V_u , considerando el análisis por capacidad es de 95.0 ton. Empleando una distribución de estribos $4\phi 3/8''$: $1@.05$, $8@0.10$ y Resto $@.25\text{m}$ se satisface este requerimiento sin exceder el cortante máximo que puede resistir la columna.

Con el refuerzo propuesto se comprueba que cada nudo cumple el criterio de columna fuerte-viga débil ($Mn_{columna} \geq 1.2 * Mn_{viga}$).

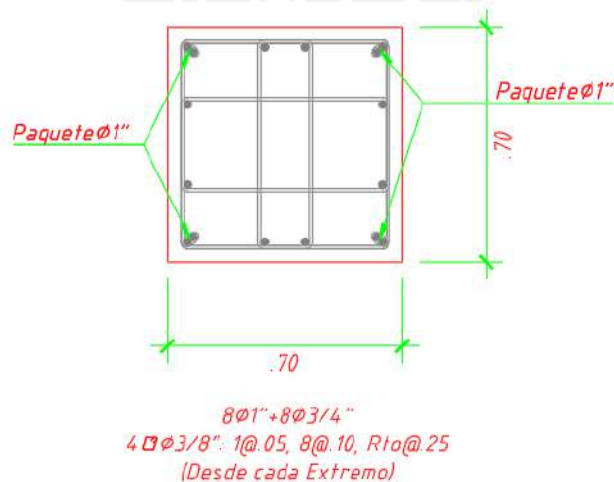


Figura 9.19. Diseño de la columna C-01.

Diseño de las ménsulas prefabricadas.

De acuerdo con lo especificado en el acápite 5.4.5. la ménsula se diseña mediante el modelo puntal tirante debido a sus dimensiones geométricas ($A_v/d = 1.6$). Se escoge para el diseño la ménsula que soporta las vigas JT55 debido que esta son las más cargadas.

Cargas actuantes:

Tabla 9.17. Cargas actuantes sobre la ménsula.

Elemento	Carga (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
Ménsula	0.125	0.2	0.025
Viga JT55	2.16	0.325	0.702
Losas TT30	5.99	0.325	1.947
Capa en Compresión	5.41	0.325	1.758

La fuerza cortante de diseño V_u y el momento flector M_u de diseño serán:

$$V_u = 19.16 \text{ ton}$$

$$M_u = 6.21 \text{ ton} * \text{m}$$

Teniendo en cuenta el ancho de la ménsula igual a 60 cm, un armado a flexión de 5 varillas $\text{Ø}5/8''$ y un espaciamiento de estribos de $\text{Ø}3/8'' @ 0.10 \text{ m}$ se tendrá las siguientes capacidades:

$$\phi V_n = 20.54 \text{ ton}$$

$$\phi M_n = 7.12 \text{ ton} * \text{m}$$

Se verifica que la capacidad de la ménsula para las vigas JT55 es adecuada para las cargas actuantes.

Calculo por modelo puntal tirante:

Dimensiones

$$a_v = 0.325 \text{ m}$$

$$d = 0.20 \text{ m}$$

$$B = 0.60 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.05 \text{ m}$$

$$t_c = 0.70 \text{ m}$$

Fuerzas últimas

$$V_u = 20.53 \text{ ton}$$

$$N_u = 3.42 \text{ ton}$$

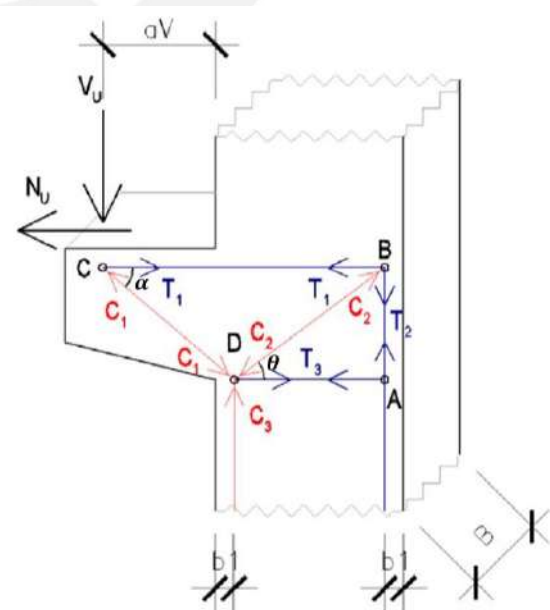


Figura 9.20. Modelo puntal tirante en ménsula.

(incluyen sismo vertical y horizontal, frecuente: $a = 0.25g$)

A partir de los ángulos $\alpha = 28.072^\circ$ y $\theta = 18.435^\circ$ se obtiene el siguiente tirante:

$$T1 = 41.91 \text{ ton}$$

$$\text{Acero requerido} = 11.1 \text{ cm}^2$$

Por lo que será necesario colocar 6 varillas de $\phi 5/8''$ con un espaciamiento de estribos de $\phi 3/8''$ @0.10 m. El refuerzo por flexión y cortante quedaría representado en la Figura 9.21.

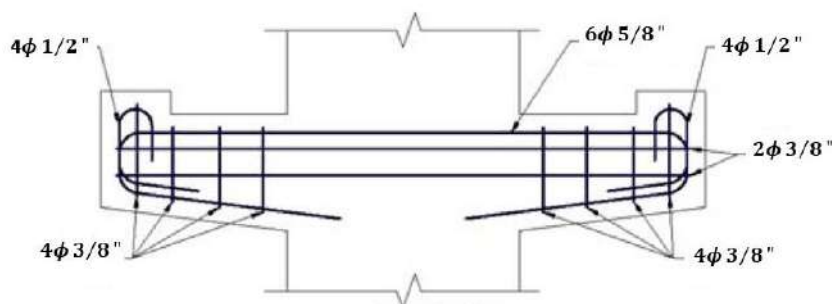


Figura 9.21. Armado de refuerzo de las ménsulas para las vigas JT55.

9.5. Diseño de la Cimentación

Se desarrolla el diseño de la zapata aislada de la columna C-01 de 0.70 x 0.70 m ubicada entre los ejes B y 4. En la Tabla 9.18 se muestra las cargas recibidas por la zapata, cabe resaltar que a los momentos generados por las cargas sísmicas se adicionaron los momentos de segundo orden P-delta, calculados según el acápite 5.3.1 los cuales se detallan en el Anexo 6.

Tabla 9.18. Cargas recibidas por la zapata de la columna C-01.

Tipo de Carga	P (ton)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
DEAD (CM)	252.31	0	0
LIVE (CV)	102.55	0	0
SISX	11.18	110.14	115.09
SISY	5.03	115.01	110.15

Se estima que el peso propio es el 110% de la carga axial por gravedad, ya que no se considera el peso propio de la zapata. La siguiente fórmula se utiliza en el predimensionamiento de la zapata:

$$A = \frac{1.10 * (P_{cm} + P_{cv})}{0.9 * \sigma} = \frac{1.10 * (252.3 + 102.6)}{0.9 * 40} = 10.84 \text{ m}^2$$

Se opta por una zapata de 3.30 x 3.30 m. Con estas dimensiones se calcula los esfuerzos por cargas de gravedad, obteniendo así un esfuerzo máximo de 3.29 kg/cm².

Después se procede a verificar agregando las cargas de sismo (incluyendo los momentos de segundo orden), para esto se debe considerar que la presión admisible es 30% mayor que la capacidad portante del suelo, siendo 52 ton/m² el nuevo esfuerzo admisible.

Se calcula los esfuerzos máximos para corroborar que es menor que el admisible en el caso de sismo, y también el esfuerzo mínimo para comprobar que este no sea negativo, ya que de ser así se tiene que redistribuir las presiones sobre el suelo en un área efectiva excéntrica. La fórmula para calcular dichos esfuerzos es la siguiente:

Para el sismo en la dirección X:

$$M_{max} = \frac{(\sum P) * 1.10}{A} + \frac{6 * (\sum M)}{B * L^2}$$

$$M_{min} = \frac{(\sum P) * 1.10}{A} - \frac{6 * (\sum M)}{B * L^2}$$

Para el sismo en la dirección Y:

$$M_{max} = \frac{(\sum P) * 1.10}{A} + \frac{6 * (\sum M)}{L * B^2}$$

$$M_{min} = \frac{(\sum P) * 1.10}{A} - \frac{6 * (\sum M)}{L * B^2}$$

Siendo L y B las dimensiones de la zapata como lo indica la Figura 9.22.

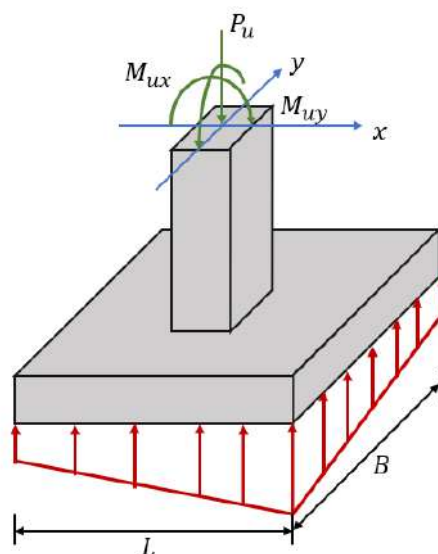


Figura 9.22. Zapata sometida a flexocompresión.

De esta manera obtenemos la Tabla 9.19 en la que se presentan los esfuerzos máximos y mínimos para la dirección X-X e Y-Y.

Tabla 9.19. Presiones bajo la zapata de C-01 por cargas sísmicas.

	σ máx. (ton/m ²)	σ mín. (ton/m ²)
Dirección X-X	48.96	16.77
Dirección Y-Y	48.42	16.21

Se verifica que los esfuerzos máximos son menores al admisible y que los esfuerzos mínimos son de compresión (mayores que 0). Luego se procede a calcular el esfuerzo de diseño, esto se logra amplificando la carga de gravedad por un factor de 1.6 mientras que las cargas de sismo por 1.25. La Tabla 9.20 muestra los resultados de los esfuerzos amplificados.

Tabla 9.20. Presiones amplificadas en la zapata de C-01.

	σ amplificada (ton/m ²)
Gravedad	50.98
Sismo X-X	61.20
Sismo Y-Y	60.53

El esfuerzo máximo 61.20 ton/m² se escoge para el diseño por flexión, punzonamiento y cortante (σ_u).

La Figura 9.23 muestra las secciones críticas para el diseño de una zapata.

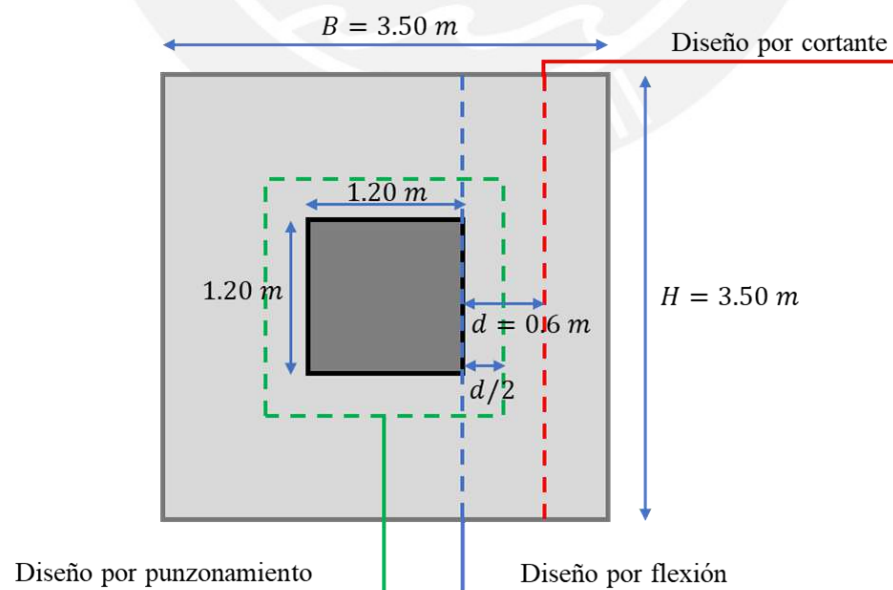


Figura 9.23. Secciones críticas para el diseño de una zapata aislada.

Diseño por punzonamiento.

El punzonamiento se verifica en elementos planos en contacto con elementos verticales en los que se pueda generar una falla por efecto “perforación”, como es el caso de zapatas y columnas. Dicha falla se produce a una distancia de $d/2$ de la cara de la columna en todo el perímetro de esta, como se muestra en la Figura 9.23.

Para el diseño por punzonamiento se usan las siguientes formulas:

$$V_u = \sigma_u * (A - A_0)$$

$$\phi V_c = 0.85 * f * \sqrt{f'c} * B_0 * d$$

Donde:

A, A_0 : Área total y área crítica de punzonamiento, respectivamente.

B_0 : Perímetro del área crítica de punzonamiento.

f : Factor de punzonamiento.

El factor f es el menor de los siguientes:

$$f = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$$

$$f = 0.27 * \left(\frac{\alpha s * d}{B_0} + 2\right)$$

$$f = 1.06$$

Se comprueba con una altura de zapata de 0.70 m. Se tiene de datos:

$$A = 12.25 \text{ m}^2 \quad A_0 = 3.24 \text{ m}^2 \quad f = 1.06 \quad f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$B_0 = 7.2 \text{ m} \quad d = 60 \text{ cm}$$

Con estos datos calculamos la cortante de punzonamiento última, V_u , y la resistencia a punzonamiento del concreto ϕV_c :

$$V_u = \sigma_u * (A - A_0) = 551.41 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * f * \sqrt{f'c} * B_0 * d = 564.05 \text{ ton}$$

Se comprueba que considerando 70 cm de peralte de la zapata se cumple con el diseño por punzonamiento.

Diseño por cortante.

Con el peralte de la zapata hallada anteriormente se realiza la comprobación por cortante, mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * B_0 * d = 137.1 \text{ ton}$$

Para calcular la demanda por cortante se usa la siguiente fórmula:

$$V_u = \sigma_u * B * (v - d) = 117.81 \text{ ton}$$

Donde v es la longitud del volado.

En consecuencia, se comprueba que empleando un peralte de 70 cm para la zapata se cumple con el diseño por cortante.

Diseño por flexión.

Para estimar el empuje generado por el suelo sobre la zapata se asume un esfuerzo constante, obteniéndose el siguiente momento flector:

$$M_u = \frac{\sigma_u * v^2 * B}{2} = 141.64 \text{ ton} * m$$

El refuerzo requerido es de 64.81 cm², que puede suplirse colocando bastones inferiores de Ø1" @.25m en los volados en ambas direcciones ($\phi M_n = 144.78 \text{ ton} \cdot m$). En la Figura 9.24 se muestra el refuerzo en la zapata.

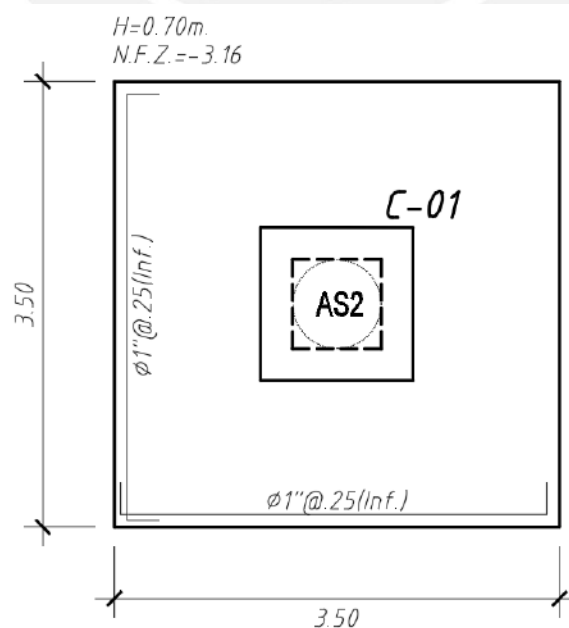


Figura 9.24. Diseño de zapata de C-01.

Capítulo 10. Conclusiones y Recomendaciones

10.1. Conclusiones

Respecto al predimensionamiento con elementos prefabricados de concreto para estructuras aisladas.

- El criterio de predimensionamiento de las columnas (área de la sección transversal igual al cociente de la fuerza axial máxima amplificada entre el 35% de la resistencia del concreto) es adecuado ya que la dimensión estimada fue lo suficientemente cercana a la dimensión requerida por criterios de rigidez.

Respecto al diseño en concreto prefabricado.

- Fue necesario en el diseño incluir un torón en la parte superior de la viga prefabricada, para contrarrestar los esfuerzos producidos por los torones inferiores en el instante de liberar el gato hidráulico y transmitir la precompresión al concreto. De esta manera se controla en el elemento la contraflecha y el agrietamiento en la cara superior.
- Las secciones de las columnas fueron predimensionadas para cumplir con los límites de deriva, por lo que en el diseño por flexocompresión se obtuvieron cuantías bajas, menores a 1.3% del área de la sección bruta.

Respecto al análisis con modelos simplificados y con modelos computacionales elásticos.

- Los métodos de análisis estático y modal espectral demostraron ser eficaces en el predimensionamiento del sistema de aislamiento, de esta manera se optimiza el tiempo y trabajo en el diseño final del sistema de aislamiento.
- Para los análisis modal y espectral fueron necesarios generar cuatro (04) fuentes de masa sísmica, cada una de ellas con diferentes excentricidades, de esta manera se tiene en consideración todos los casos de excentricidad accidental para el diseño tanto del sistema de aislamiento como de la superestructura.
- Los resultados de este trabajo indican que con una masa participativa mayor al 80% en los dos primeros modos se logra controlar la torsión, evitando así mayores desplazamientos en los extremos del nivel de aislamiento.

Respecto a la influencia de los factores λ del sistema de aislamiento.

- En el presente trabajo de tesis, para los dispositivos elastoméricos se emplearon los factores máximos y mínimos de 2 y 0.8 para k_2 , y de 1.7 y 0.8 para Q ; mientras que para los deslizadores se emplearon los factores máximos y mínimos de 1.6 y 0.8 para μ o Q , de acuerdo a lo indicado en la norma E.031. Los factores máximos son más conservadores que los brindados por los fabricantes, por lo que se obtiene mayor holgura al momento del diseño.
- Las propiedades del límite superior originan que el aislamiento sea menos eficiente, ya que se incrementa la rigidez, originando mayores aceleraciones absolutas y relativas. Además, aumentan las derivas de entrepiso y fuerza cortante basal y en la superestructura.
- Las propiedades del límite inferior conllevan a que el aislamiento sea más eficiente, ya que disminuye la rigidez, originando mayores desplazamientos en el sistema de aislamiento, pero menores desplazamientos en la azotea, respecto del nivel de aislamiento. Por ende, cuando se efectúe un análisis con propiedades mínimas, es necesario revisar el desplazamiento en el sistema de aislamiento, además de la estabilidad de los dispositivos y que estos posean la suficiente fuerza restauradora para regresar a su posición inicial.

Respecto a los parámetros de interés en el diseño final del sistema de aislamiento.

- El periodo de la edificación con el equivalente de las propiedades del límite superior (2.32 s) varió un 35% respecto al periodo equivalente con las propiedades del límite inferior (3.58 s). Esto refleja que la inclusión de los factores de modificación de propiedades influye significativamente en el comportamiento estructural de las edificaciones a aislar.
- Las derivas promedio máximas con los modelos tiempo historia no lineal fueron de 2.15‰ con propiedades mínimas, 2.46‰ con propiedades nominales y de 4.79‰ con propiedades máximas. Se concluye que, para el análisis tiempo historia no lineal, las derivas son menores al máximo propuesto por la norma E.031 (5‰).
- Las derivas máximas con los modelos espectrales elásticos fueron de 2.04 con propiedades mínimas, 2.36 con propiedades nominales y de 3.71 con propiedades máximas. Se concluye que, para el análisis espectral, las derivas son ligeramente

mayores al máximo propuesto por la norma; sin embargo, la norma tolera estos valores siempre y cuando en el análisis tiempo historia se cuente con derivas menores a la máxima (5%).

- Las aceleraciones máximas en la azotea con los modelos tiempo historia no lineal fueron de 0.202g con propiedades mínimas, 0.287g con propiedades nominales y de 0.326g con propiedades máximas. Se concluye que estos valores son aceptables según recomendaciones de HAZUS (0.3g).

Respecto al análisis elástico espectral y tiempo historia no lineal.

- Los desplazamientos máximos del nivel de aislamiento obtenidos con el modelo elástico fueron considerablemente mayores a los del modelo inelástico de los dispositivos, tanto en los modelos nominales como con las propiedades límite superior y límite inferior. Esto se debe a que el modelo elástico equivalente de los dispositivos no representa de manera adecuada la disipación de energía del modelo no lineal.
- Las derivas máximas fueron mayores en los modelos tiempo historia no lineal en comparación con las obtenidas en los modelos espectrales (4% de diferencia en el análisis nominal y 22% de diferencia en el análisis con propiedades del límite superior).
- Las aceleraciones máximas fueron mayores en los modelos tiempo historia no lineal en comparación con las obtenidas en los modelos espectrales (35% de diferencia en el análisis nominal y 12% de diferencia en el análisis con propiedades del límite superior).

Respecto a las fuerzas sísmicas de diseño.

- La fuerza sísmica de diseño para el sistema de aislamiento fue de 25.74% del peso total de la edificación. Si bien este porcentaje no difiere mucho del porcentaje de la fuerza de diseño de edificaciones convencionales, se garantiza un comportamiento prácticamente elástico frente a un sismo mayor al aplicado para el análisis sísmico de edificaciones de base fija, según lo propuesto en la Norma E.030.
- La fuerza sísmica de diseño de la superestructura es ligeramente menor a la fuerza con la que se habría diseñado si la edificación fuese de base fija, con la diferencia que esta quedará operativa luego de ocurrido un evento sísmico con periodo de retorno de 2500 años.

Respecto al empleo de elementos prefabricados en edificaciones aisladas.

- El uso de aislamiento sísmico no demanda requerimientos de ductilidad sobre los elementos estructurales de concreto armado ya que deberían quedar en el rango elástico, siendo entonces los elementos prefabricados una buena alternativa.
- El uso de vigas y losas pretensadas en una edificación aislada permitiría reducir el número de aisladores respecto a una edificación aislada de concreto armado vaciado in situ. Esto se logra al cubrir grandes luces para una misma área, disminuyendo así el número de columnas.
- La disminución en el número de aisladores permite distribuir la rigidez total del sistema de aislamiento en un menor número de dispositivos, no necesitando ser tan flexibles y, del mismo modo, de mayor disponibilidad en el mercado.

10.2. Recomendaciones

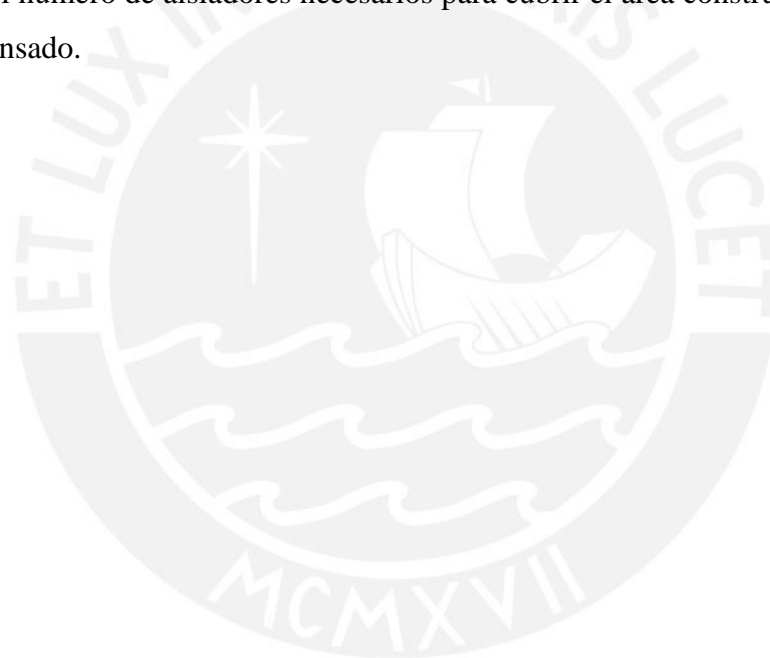
Respecto al aislamiento sísmico de estructuras.

- El factor de 1.5 propuesto en la norma E.031 para la obtención del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado (SMC) proviene de investigaciones realizadas en Estados Unidos. Por lo tanto, se recomienda precisar este valor y adecuarlo a la situación local, mediante la realización de estudios de peligro sísmico.
- El coeficiente de reducción B_M debido al amortiguamiento del sistema de aislamiento debe ser calibrado para su aplicación en estructuras aisladas peruanas. Actualmente, los valores propuestos en la norma E.031 para este parámetro han sido adoptados de la norma ASCE 7-16. Así mismo, existen trabajos de investigación en los cuales se han realizado propuestas para los valores de B_M considerando la sismicidad peruana, que podrían ser de consulta para futuras actualizaciones de la Norma E.031.
- Las normas ASCE7-16, NTE-E.031 y NCh2745-2013 no establecen un límite para las aceleraciones, únicamente para las derivas de entrepiso. Para el control de aceleraciones de piso se tuvo en cuenta lo recomendado en el manual HAZUS®-MH 2.1 de FEMA. Es por esto que se recomienda que la norma E.031 incluya límites de aceleraciones de piso en edificaciones hospitalarias. Este parámetro permitirá diseñar de manera eficiente estructuras en las cuales se busque controlar el daño del contenido.

- Para los factores de modificación de las propiedades de los dispositivos, se recomienda verificar que estos sean un reflejo de las características presentadas por los dispositivos propuestos por un proveedor. Por lo tanto, se deberán revisar los documentos que justifiquen estos valores, $\lambda_{m\acute{a}x}$ y $\lambda_{m\acute{i}n}$.

Respecto a la prefabricación en concreto de estructuras.

- Se ha comprobado la viabilidad del diseño de una estructura prefabricada aporticada con aislamiento sísmico para este proyecto, quedando pendiente la realización de un análisis de factibilidad económica para la solución ingenieril presentada. Este análisis de factibilidad económica deberá considerar que el costo directo de la estructura prefabricada es mayor al de una estructura vaciada in situ, sin embargo, es posible reducir el número de aisladores necesarios para cubrir el área construida debido al uso del pretensado.



Referencias Bibliográficas

- [1] Ahmadizadeh, M. (2016). *CIE 626 - Structural Control*. Tehran: Sharif University of Technology. [Recuperado de <http://sina.sharif.edu/~ahmadizadeh/courses/strcontrol/>]
- [2] American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE 7-16. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [3] Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A.C. (2001). *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*. México D.F.: Anippac.
- [4] Bekaert. (2019). *Torones para hormigón pretensado*.
- [5] Berkeley Seismology Lab. (2009). *Today in earthquake history: Northridge 1994*. [Recuperado de <https://seismo.berkeley.edu/blog/2009/01/17/today-in-earthquake-history-northridge-1994.html>]
- [6] Blanco-Blasco, A. (1997). *Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil*. Lima.
- [7] Bridgestone. (2013). *Seismic isolation product line-up*.
- [8] Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Pavia - Italia: IUSS Press.
- [9] Chumpitaz, J. (2017). *Procedimientos de análisis y diseño para edificios sísmicamente aislados en el Perú*. Lima: PUCP.
- [10] Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras. Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*. Chile.
- [11] Federal Emergency Management Agency. (2012). *FEMA E-74 Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage. A Practical Guide*.
- [12] Federal Emergency Management Agency. (2009). *FEMA P-751 NEHRP recommended seismic provisions: Design examples. Building Seismic Safety Council*.
- [13] Federal Emergency Management Agency. (2003). *Hazus®-MH 2.1. Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model. Technical Manual*. Washington D.C.
- [14] FIP Industriale. (2015). *Elastomeric Insulators series SI*.

- [15] Gerwick, B. (1997). *Costruction of Prestressed Concrete Structures*. (2da. Edición). Wiley-Interscience.
- [16] Grisacol. (2016). *Aisladores Sísmicos Péndulo de Fricción*.
- [17] Instituto Nacional de Normalización. (2013). *Norma NCh2745:2013 – Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Chile.
- [18] International Federation of Structural Concrete. (2016). *fib Bulletin 78. Pre-cast concrete buildings in seismic areas. State of the art report*. Germany: Fédération internationale du béton (fib).
- [19] Iverson, J.K., & Hawkins, N. (1994). Performance of Precast/Prestressed Concrete Building Structures During Northridge Earthquake. *PCI Journal*, pp 38-55.
- [20] Janampa, B. (2018). *Diseño del Sistema de Aislamiento Sísmico de un Edificio Hospitalario usando Dispositivos HDR*. Lima:PUCP.
- [21] Kelly, J., & Naeim, F. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York: Jhon Wiley & Sons.
- [22] Korswagen, P., Arias, J. & Huaranga, P. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sísmicos en el Perú*. Lima: PUCP.
- [23] Letona, L. (2018). *Aisladores Sísmicos*. Lima.
- [24] Lüders, C. (2013). *Aislación Sísmica de Estructuras (pasado – presente – futuro)*. Chile.
- [25] Muñoz, A. (2017). *Apuntes del Curso de Técnicas Avanzadas de Protección Sísmica. Maestría en Ingeniería Civil*. Lima: PUCP.
- [26] Muñoz, A. (2018). *La Norma Peruana de Aislamiento E.031*. Lima.
- [27] nVent. (2018). *Sistemas de Empalmes Mecánicos para Barras de Armaduras*.
- [28] Parastesh, H., Hajirasouliha, I., & Ramezani, R. (2014). A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: An experimental investigation. *Engineering Structures*, 70, 144-157.
- [29] Prainsa. (s.f.). *Estructuras para Forjados*.
- [30] Preansa. (2019). *Estructuras Industrializadas de Concreto. Catálogo*.
[Recuperado de <http://www.preansa.com.pe/>]

- [31] Precast/Prestressed Concrete Institute. (2004). *PCI Design Handbook. Precast and Prestressed Concrete*. (6ta. Edición). Chicago: PCI.
- [32] Ratec/Reymann Technik GmbH. (2014). De la visión a la realidad: sistema modular de viviendas para crear un espacio habitable antisísmico. *Concrete Plant International*, 2014(3), 166-173.
- [33] Rodríguez, D., Drago, R., & Juárez, J. (2013). *Curso básico para el diseño de elementos prefabricados*.
- [34] Rodríguez, M. (2001). Comportamiento de estructuras prefabricadas de concreto reforzado para edificaciones en zonas sísmicas, innovaciones y tendencias en su empleo. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 63, 1-34.
- [35] Seismosoft Ltd. (2016). SeismoMatch's Help System.
- [36] SENCICO. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima.
- [37] SENCICO. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima.
- [38] SENCICO. (2016). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima.
- [39] SENCICO. (2018). *Norma E.031 Aislamiento Sísmico*. Lima.
- [40] Sirve S.A. (2013). *Conferencia Tecnológica 2013: Prefabricados de Hormigón y su Resistencia Sísmica*. Chile.
- [41] Sritharan, S., Aaleti, S., & Thomas, D. (2007). *Seismic Analysis and Design of Precast Concrete Jointed Wall Systems*. Iowa: Iowa State University.
- [42] Symans, M.D. (2009). *Seismic Protective Systems. Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples*.
- [43] Talavera, A. (2017). *Experiencia Nacional en Edificaciones con Sistemas de Protección Sísmica*. Lima.
- [44] TECNYCONTA. (s.f.). *Prefabricados de hormigón. Catálogo de pilares*.
- [45] Tensocret. (2018). *Catálogo Sistema Tensocret®*.
- [46] Yucra, M. (2018). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Hospitales Aislados en el Perú*. Lima: PUCP.
- [47] Zarecor, K. (2011). *Manufacturing a Socialist Modernity. Housing in Czechoslovakia, 1945-1960*. Pittsburgh: University of Pittsburgh Press.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UN HOSPITAL EN CONCRETO PREFABRICADO
Y CON AISLACIÓN SÍSMICA**

ANEXOS

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

AUTORES:

Nestor Axel Mendoza Ruiz

Ricardo Ernesto Wong Montoya

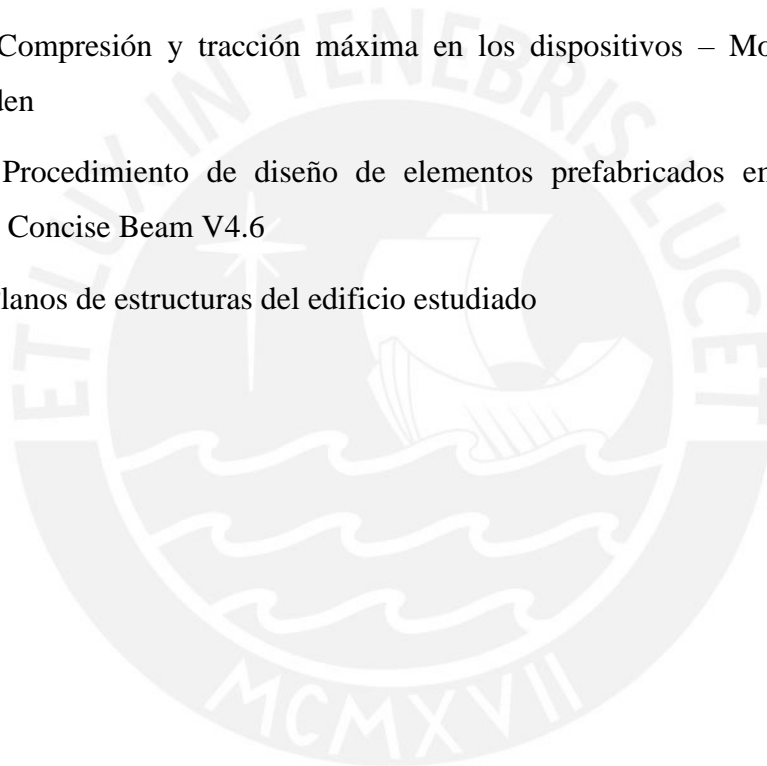
ASESOR:

Mg. Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Octubre, 2019

Tabla de contenido

Anexo 1.- Elementos prefabricados de concreto	1
Anexo 2.- Sistemas en concreto prefabricado emulativo	5
Anexo 3.- Tratamiento de señales semilla para el análisis tiempo-historia a nivel del sismo máximo considerado	11
Anexo 4.- Función “Rampa” para Análisis Tiempo-Historia	13
Anexo 5.- Respuesta de la estructura aislada en el tiempo	15
Anexo 6.- Compresión y tracción máxima en los dispositivos – Momentos de segundo orden	33
Anexo 7.- Procedimiento de diseño de elementos prefabricados empleando la herramienta Concise Beam V4.6	37
Anexo 8.- Planos de estructuras del edificio estudiado	52



Anexo 1.- Elementos prefabricados de concreto

A continuación, se describen algunos tipos de elementos prefabricados de concreto que se emplean en edificaciones y se encuentran disponibles en nuestro medio:

- Sistemas de piso

Se pueden incluir los sistemas de losa aligerada que emplean viguetas prefabricadas pretensadas, las losas doble T o las losas alveolares.

Para el sistema aligerado con viguetas prefabricadas se hace uso de ladrillos de arcilla con forma de bovedilla, como se muestra en la Figura A1.1. Este sistema requiere la colocación del acero negativo y la malla de temperatura para posteriormente realizar el vaciado de la losa.

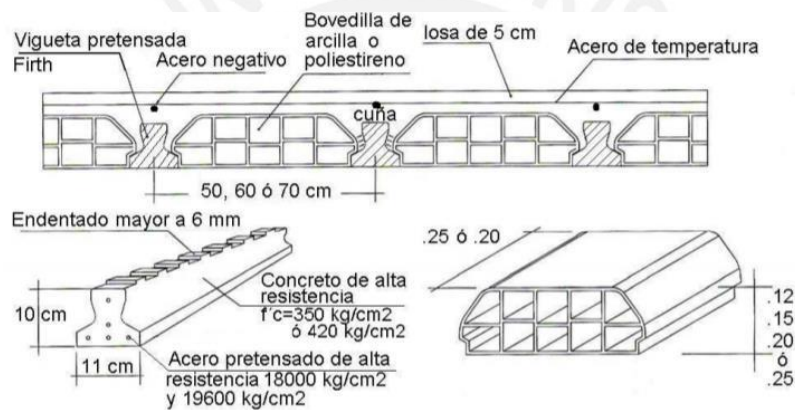


Figura A1.1. Sistema aligerado con bovedilla y vigueta prefabricada.

Fuente: SENCICO, 2014¹

Las losas de sección doble T cuentan con tendones de presfuerzo en cada nervio, una armadura bidireccional compuesta por malla electrosoldada en el ala del elemento y estribos conectores de corte que sobresalen en su superficie. Durante el proceso de montaje, no se requiere de apuntalamiento, apoyándose las losas TT únicamente sobre las vigas.

Esta losa requiere el empleo de una capa de compresión vaciada en sitio para la formación del diafragma rígido. La unión de la capa de compresión a las losas prefabricadas se logra mediante su rugosidad en la superficie y los estribos conectores. La Figura A1.2 muestra la sección típica de una losa TT.

¹ SENCICO. (2014). *Sistemas constructivos no convencionales vigentes*.

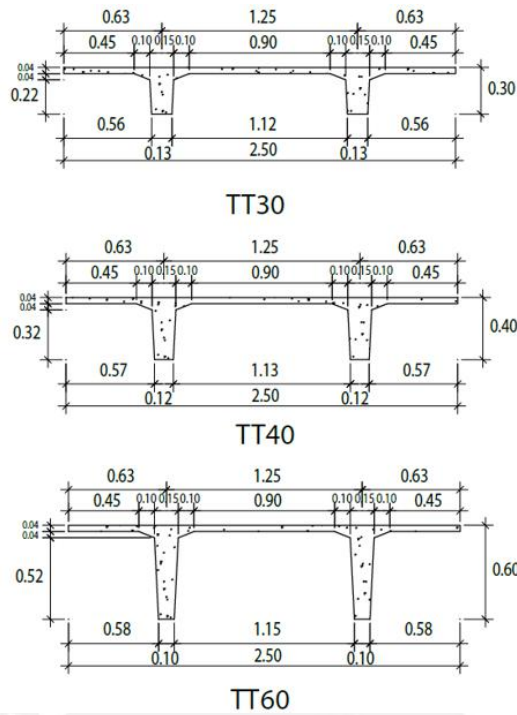


Figura A1.2. Sección de losa TT 30, TT40 y TT60.

Fuente: Preansa, 2019²

Por último, se tienen las losas alveolares, las cuales también requerirán de una capa de compresión de concreto vaciado en sitio para la unión de los elementos y formar el diafragma rígido. Las Figuras A1.3 y A1.4 muestran la sección transversal de la losa alveolar y su colocación apoyada sobre una viga I, respectivamente.

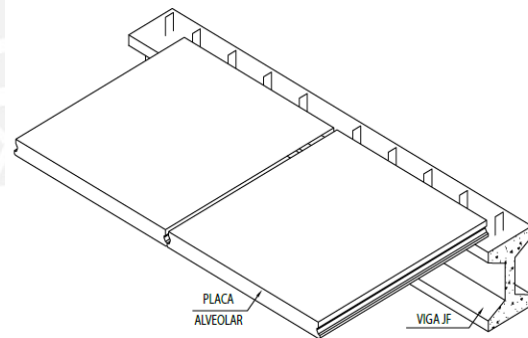
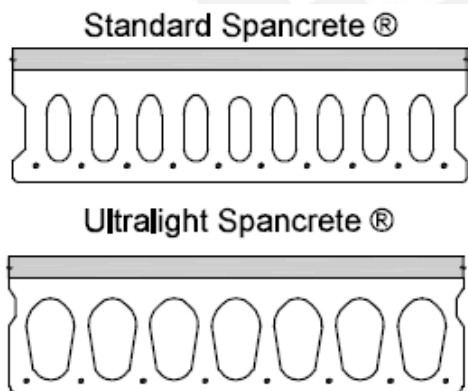


Figura A1.3. Losa alveolar y capa de compresión. Figura A1.4. Losa alveolar apoyada sobre viga I.

Fuente: PCI, 2004³

Fuente: Preansa, 2019

² PREANSA. (2019). *PREANSA – Estructuras industrializadas de concreto. Catálogo.*

³ Precast/Prestressed Concrete Institute. (2004). *PCI Design Handbook. Precast and Prestressed Concrete.*

- Vigas o trabes

Son los miembros horizontales que soportan los componentes del sistema de piso, como losas doble T o losas alveolares. Tres tipos de vigas cubren la mayor parte de los usos en edificaciones: vigas rectangulares, vigas en T invertida y vigas en L (Figura A1.5). Es usual que las vigas prefabricadas rectangulares sean armadas, mientras que las vigas en T invertida y L sean pretensadas, dado que estas últimas serán las que soporten las cargas de las losas unidireccionales.

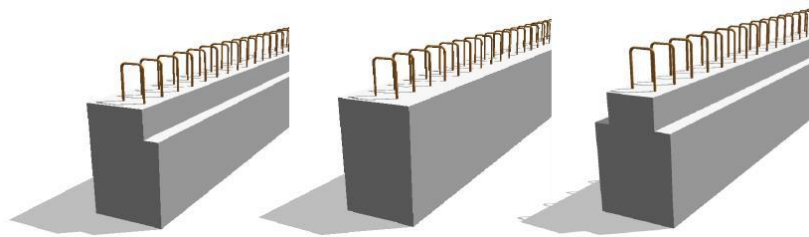


Figura A1.5. Vigas prefabricadas de sección JL, JT y rectangular

Fuente: Adhorna, 2017⁴

- Columnas

Por lo general, las columnas son prefabricadas armadas de sección cuadrada o rectangular. Se dispone de dos sistemas constructivos para las columnas: trabajar la columna como un único elemento para toda la altura del edificio o emplear columnas para cada entrepiso y realizar conexiones en sitio.

El primero sistema constructivo consiste en fabricar la columna dejando secciones libres de concreto, denominadas zona de cajón, para la posterior formación del nudo entre las vigas y la columna. En esta zona se cuenta con ganchos para evitar el pandeo de barras durante el izaje y montaje de los elementos. En la Figura A1.6 se observa la zona de cajón de una columna prefabricada con ménsulas sobre las cuales se apoyarán las vigas. Así mismo, se observan los ganchos para el montaje, que forman una “X” en cada cara de la columna. Este es el sistema para las columnas empleado en el diseño del hospital, siendo el proceso de montaje de la columna y elementos horizontales apoyados en las ménsulas el descrito en la Figura A1.7.

La segunda posibilidad constructiva consiste en emplear columnas de la altura de cada entrepiso, necesitándose de una conexión entre las columnas en cada nivel. Esta solución se emplea, por ejemplo, en los sistemas S3 y S5 presentados en el anexo 2.

⁴ Adhorna. Grupo Elecnor (2017). *Edificación industrial. Fichas técnicas*.



Figura A1.6. Zona de cajón para nudo en columna cuadrada

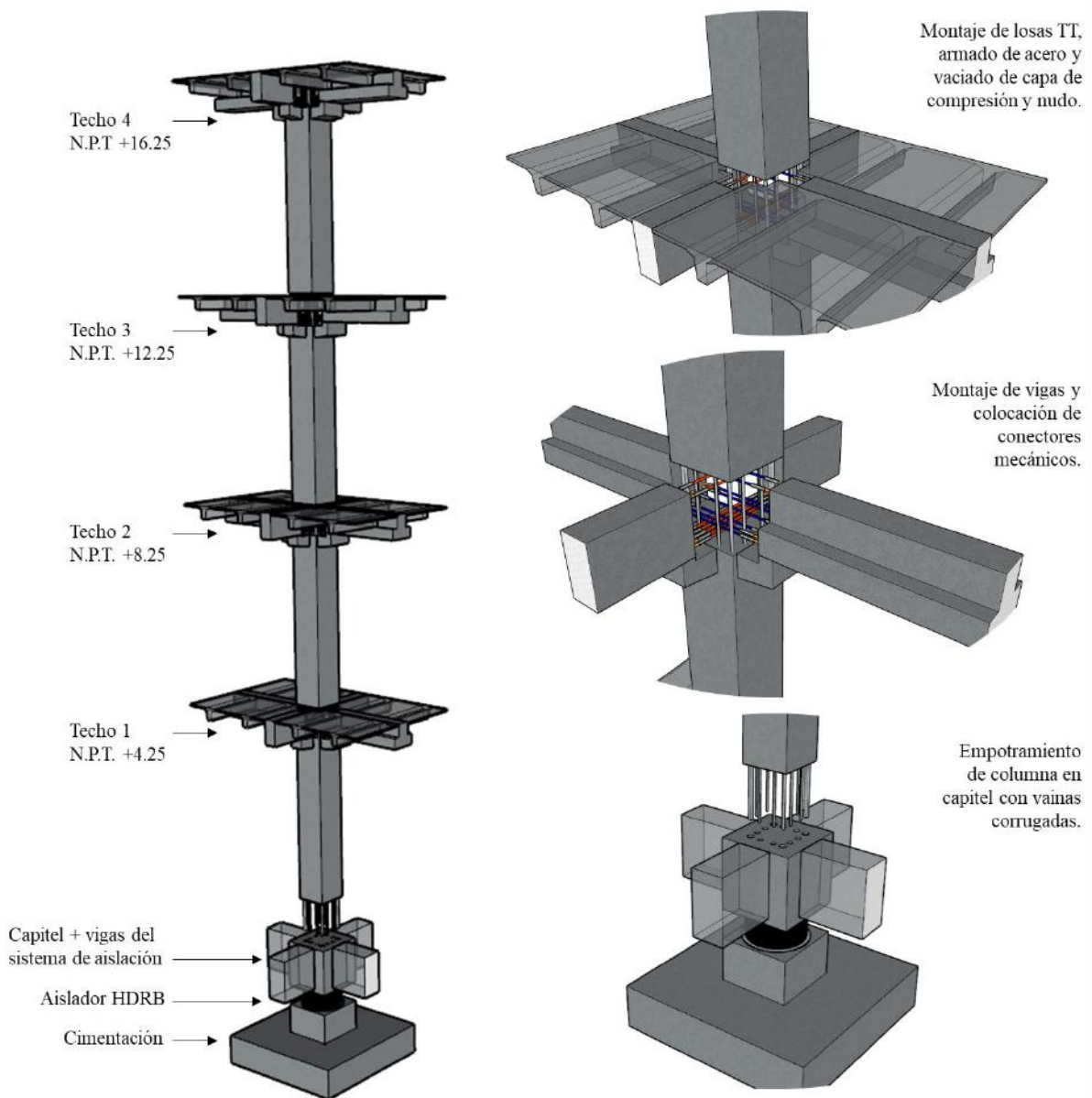


Figura A1.7. Modelo tridimensional de columna prefabricada y montaje de vigas y losas.

Anexo 2.- Sistemas en concreto prefabricado emulativo

Las edificaciones prefabricadas de concreto que emulan el comportamiento de estructuras de concreto vaciado en sitio pueden conformarse mediante distintas combinaciones de elementos prefabricados de concreto. Estos pueden ser un conjunto de elementos prefabricados lineales (columnas y vigas) o un conjunto de elementos prefabricados con configuraciones de cruz viga – columna (Figura A2.1). Para formar un sistema de pórticos estable se tiene como principal desafío encontrar la manera óptima, desde el punto de vista económico y práctico, para conectar los elementos prefabricados y asegurar una adecuada rigidez, resistencia, ductilidad y estabilidad (International Federation of Structural Concrete & Precast/Prestressed Concrete Institute, 2016⁵).

Los elementos son usualmente conectados empleando concreto vaciado en sitio, tanto en la región de unión entre viga y columna o a lo largo de la longitud del claro. En esta última la conexión entre las unidades ocurre lejos de la sección crítica, que es donde se espera la incursión inelástica en forma de rótulas plásticas.

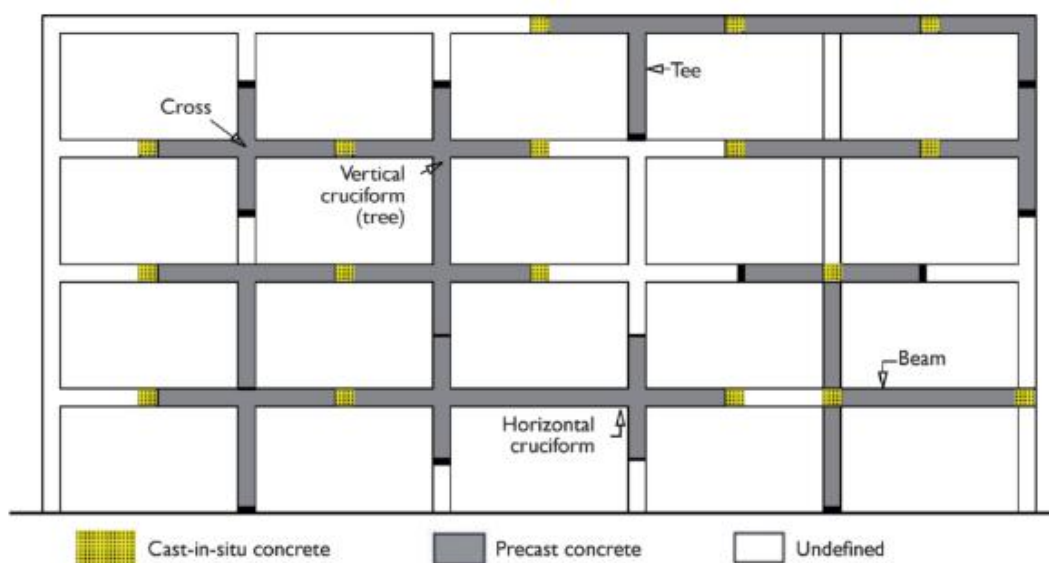


Figura A2.1. Configuraciones de pórticos con elementos prefabricados.

Fuente: fib & PCI, 2016

A continuación, se describen algunos sistemas de concreto prefabricado emulativo, lo cuales son producto de ensayos experimentales que demuestran su buen comportamiento ante cargas

⁵ International Federation of Structural Concrete. (2016). fib Bulletin 78. Pre-cast concrete buildings in seismic areas. State of the art report.

sísmicas. Estos sistemas son presentados en la publicación *Precast-concrete buildings in seismic areas: State of the art report (2016)* del International Federation of Structural Concrete y el Precast/ Prestressed Concrete Institute (PCI).

SISTEMA S1

Este sistema está constituido por un conjunto de elementos lineales prefabricados: columnas prefabricadas no presforzadas y vigas de sección T invertida y L; estas pueden ser prefabricadas armadas o presforzadas. Sobre estas vigas se apoyan las unidades que conforman la losa (placas alveolares o losas doble T pretensadas).

Las vigas T invertidas y L se apoyan directamente sobre el recubrimiento de la columna (Figura A2.2a y 2.2b) o sobre ménsulas que se incluyen en las columnas prefabricadas de concreto (Figura A2.2d). Las vigas presentan la parte superior del estribo expuesto, brindando la posibilidad de colocar el acero de refuerzo para momento negativo en la obra, logrando reducir el número de conexiones mecánicas necesarias en el nudo (Figura 2.2c). El acero de refuerzo para momento positivo se encuentra dentro del elemento prefabricado, necesitando desarrollar una longitud de anclaje en el nudo vaciado en sitio o mediante el empleo de conectores mecánicos.

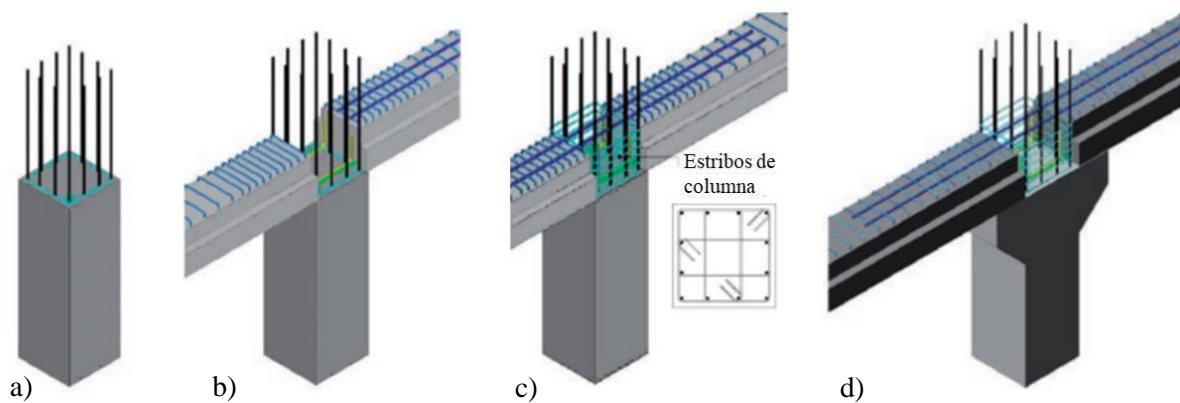


Figura A2.2. Sistema S1. Conexión viga – columna.

Fuente: fib & PCI, 2016

Para la colocación de las unidades que conforman la losa se deberá verificar la necesidad de emplear elementos de soporte provisional durante la formación del diafragma (Figura A2.3a). Para el vaciado de la capa de compresión será necesario la colocación del refuerzo en las juntas entre elementos prefabricados, así como la colocación de una malla por efectos de temperatura y retracción (Figura A2.3b y A2.3c).

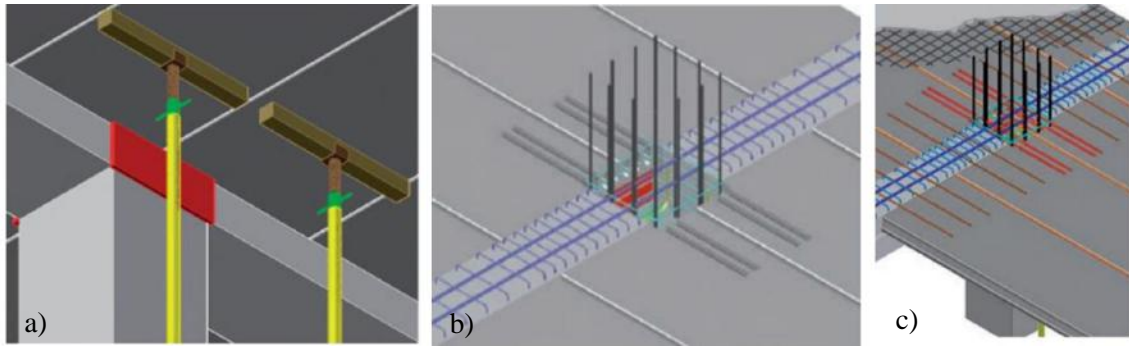


Figura A2.3. Sistema S1. Formación de losa.
Fuente: fib & PCI, 2016

SISTEMA S2

Este sistema difiere del S1 en que las vigas prefabricadas presforzadas presentan una sección transversal en forma de U en las zonas cercanas a los nudos (Figura A2.4a), con una longitud suficiente para lograr el anclaje de las barras de refuerzo que vienen a formar parte de la viga una vez fraguado el concreto vaciado en sitio. Esto permite colocar el refuerzo longitudinal de las vigas pasante a través de la columna, tanto para el refuerzo superior e inferior. La formación de la losa mediante la capa de compresión de concreto vaciado en sitio, es igual al procedimiento del sistema S1 (Figura A2.4b).

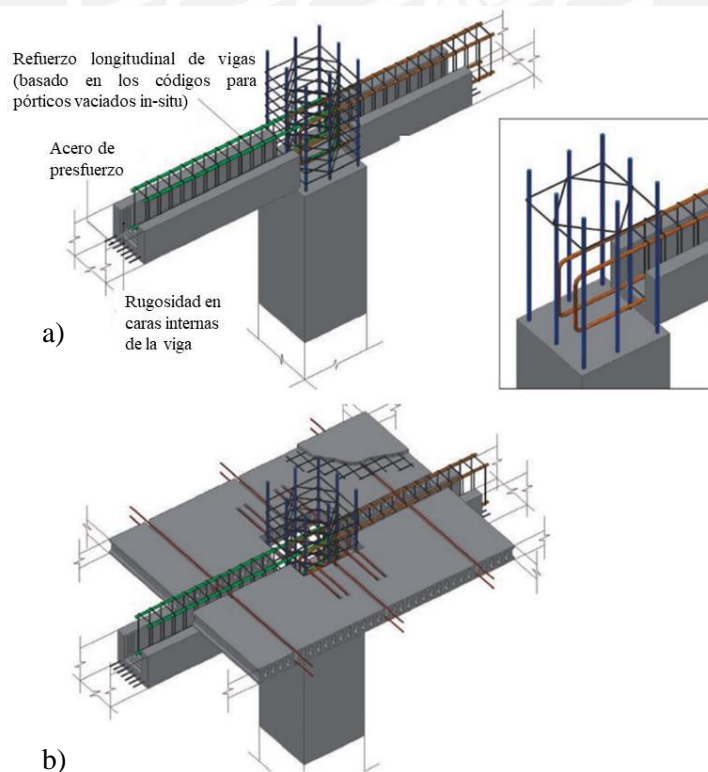


Figura A2.4. Sistema de prefabricado emulativo S2.
Fuente: fib & PCI, 2016

SISTEMA S3

Este sistema consta de columnas prefabricadas o vaciadas en sitio (Figura A2.5a) y vigas prefabricadas con orificios para el pase de acero longitudinal de la columna (Figura A2.5b y A2.5c). Una vez ubicada la viga, se coloca el refuerzo para momento negativo y se realiza el llenado de los orificios por donde ha pasado el refuerzo longitudinal con grout (Figura A2.5d). Por último, se procede al vaciado de las conexiones entre vigas.

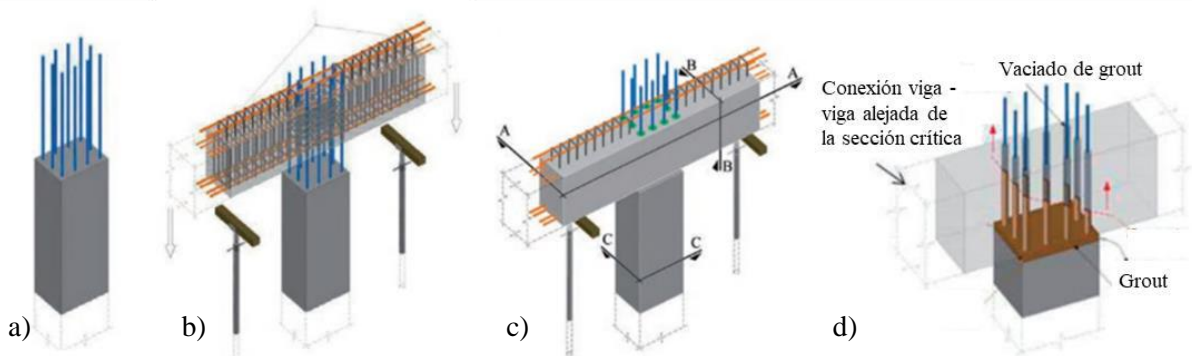


Figura A2.5. Sistema de prefabricado emulativo S3

Fuente: fib & PCI, 2016

Mediante este sistema se logra que las conexiones húmedas viga – viga se encuentren alejadas de la sección crítica de los pórticos. La edificación de la Figura A2.6 presenta una conexión húmeda al centro de la luz ya vaciada y otra aún encofrada, previo al vaciado del concreto en sitio.



Figura A2.6. Sistema S1. Formación del diafragma.

Fuente: fib & PCI, 2016

SISTEMA S4

Este sistema consta de columnas prefabricadas con ménsulas y vigas prefabricadas de sección T invertida sobre la cual se apoyan los elementos prefabricados de la losa (placas alveolares o losas doble T) (Figura A2.7a).

La conexión entre los elementos se logra mediante una conexión solada entre las placas de acero incrustadas en la viga y la ménsula de la columna, para la resistencia a momento positivo, y el vaciado de concreto en el nudo con refuerzo longitudinal sobre la viga prefabricada, para la resistencia a momento negativo (Figura A2.7).

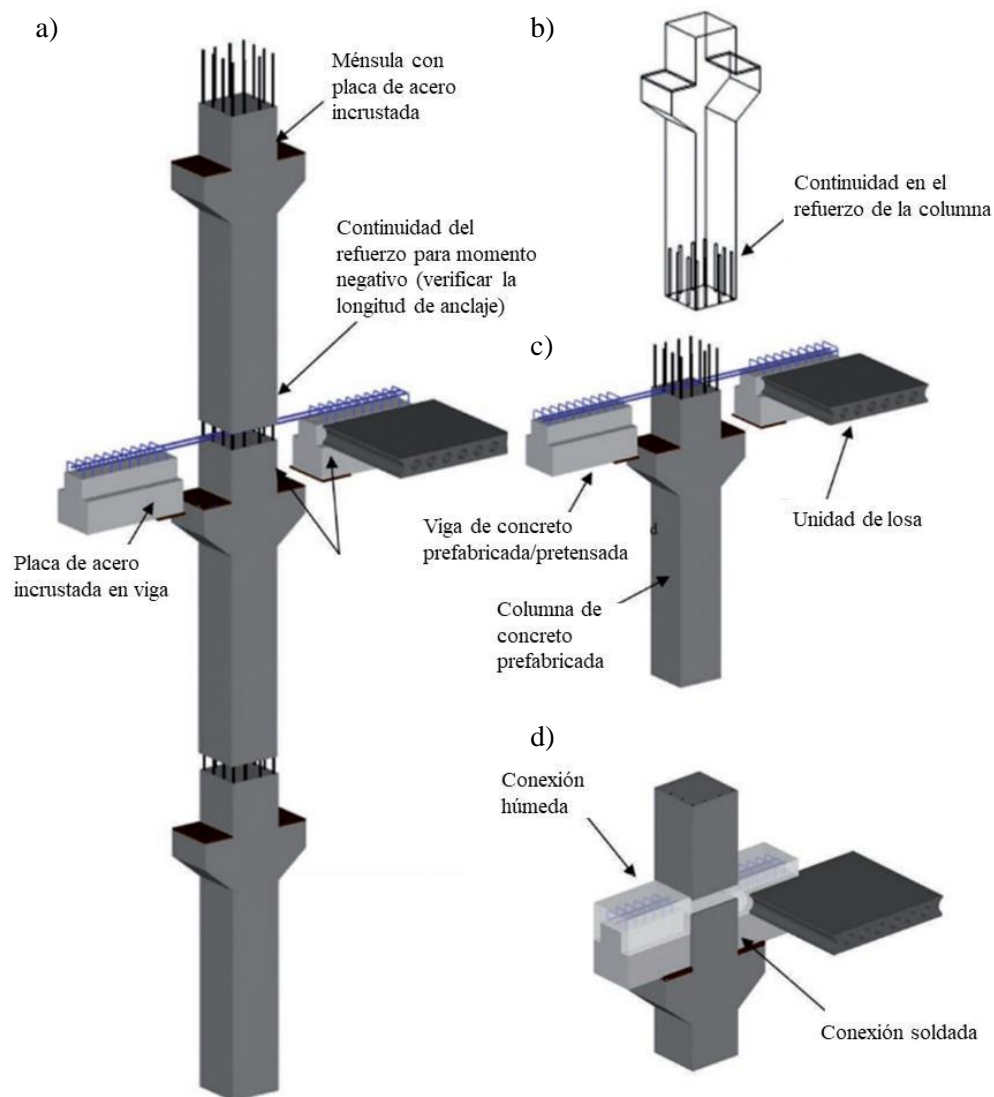


Figura A2.7. Sistema de prefabricado emulativo S4

Fuente: fib & PCI, 2016

SISTEMA S5

Este sistema consta de columnas prefabricadas con refuerzo que sobresale de la cara lateral y vigas prefabricadas de sección T invertida sobre la cual se apoyan los elementos prefabricados de la losa (placas alveolares o losas doble T) (Figura A2.8). El refuerzo que sobresale de la cara lateral de la columna formará parte del armado del nudo viga – columna. El refuerzo negativo de la viga y el refuerzo de corte son adicionados en sitio.

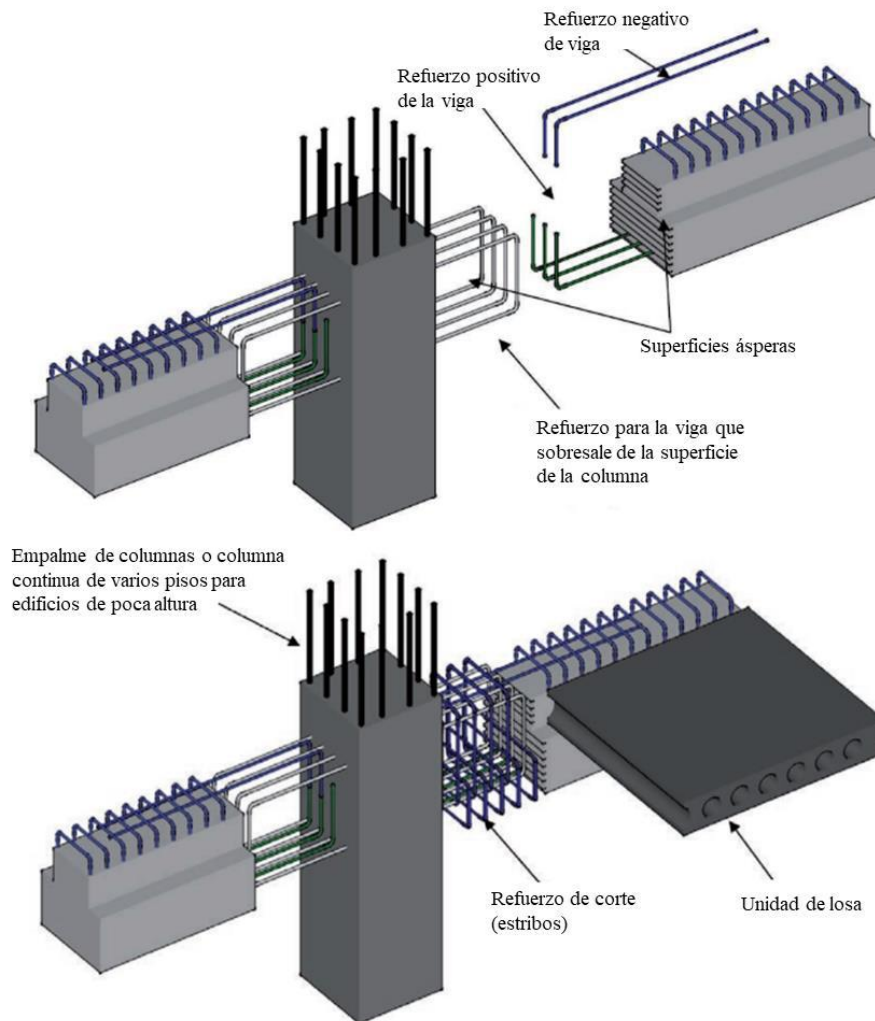


Figura A2.8. Sistema de prefabricado emulativo S5.

Fuente: fib & PCI, 2016

Anexo 3.- Tratamiento de señales semilla para el análisis tiempo-historia a nivel del sismo máximo considerado

Para la realización del análisis tiempo – historia del capítulo 8, fue necesario el empleo de señales “semilla”. Estas fueron corregidas empleando la herramienta computacional SeismoSignal® y los lineamientos presentados en el documento publicado por el CISMID-UNI⁶: “Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú”. Este proceso incluye las correcciones de línea base y filtrado de señales.

Los pares de componentes empleados corresponden a los siguientes siete registros sísmicos:

- Acelerograma del sismo de 1966 (Lima y Callao / Perú), estación Parque de la Reserva en Lima.
- Acelerograma del sismo de 1970 (Lima y Callao / Perú), estación Parque de la Reserva en Lima.
- Acelerograma del sismo de 1974 (Lima y Callao / Perú), estación Parque de la Reserva en Lima.
- Acelerograma del sismo de 2001 (Moquegua / Perú), estación en Moquegua.
- Acelerograma del sismo de 2007 (Mejillones / Chile), estación en Mejillones.
- Acelerograma del sismo de 2010 (Hualañé / Chile), estación en Hualañé.
- Acelerograma del sismo de 2010 (Maipú / Chile), estación en Maipú.

A continuación, se procede a escalar las señales al valor correspondiente a 1.5 ZS, para el Sismo Máximo Considerado, presentado en la Norma E.031 y considerando $Z=0.45g$ y $S=1.05$ para el edificio estudiado.

Posteriormente los pares de señales son compatibilizados con el espectro elástico de la Norma E.031, considerando 5% de amortiguamiento, utilizando el programa SeismoMatch®. Con cada par de espectros de las componentes de un registro se realiza una suma vectorial, considerando la acción de 0.90 veces una componente más 0.44 veces la componente ortogonal, siendo la resultante cercana el espectro de diseño ($\sqrt{0.9^2 + 0.44^2} = 1.002$).

La Figura A3.1 muestra el espectro elástico de la Norma E.031 y los espectros correspondientes a la suma vectorial de las componentes ortogonales para cada uno de los siete registros sísmicos.

⁶ CISMID-UNI. (2013). Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú. Lima.

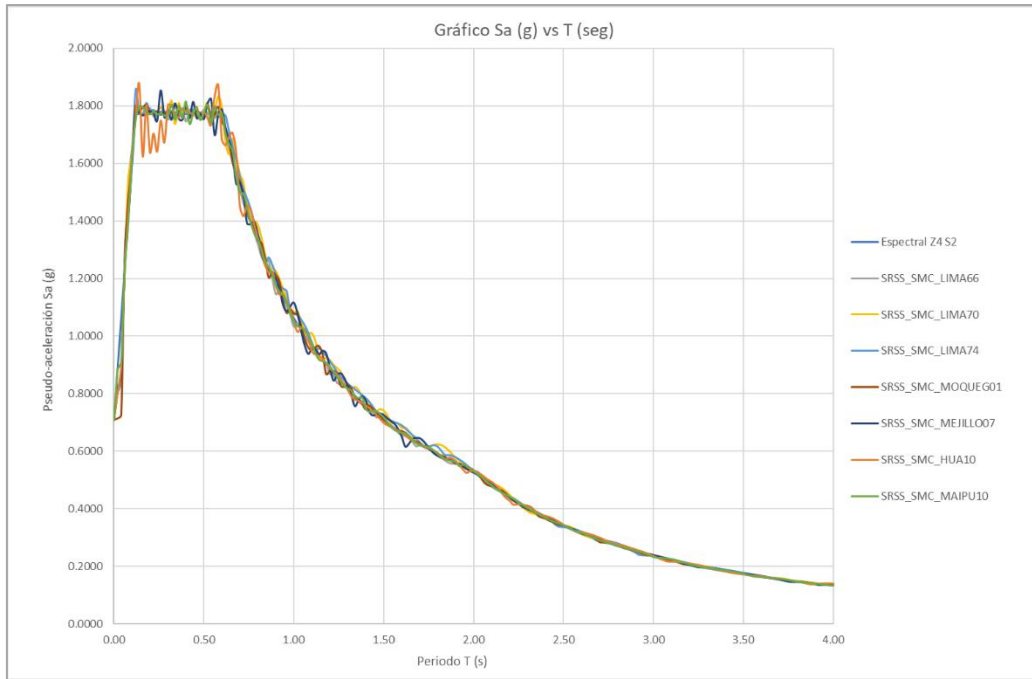


Figura A3.1. Espectro de aceleraciones de la suma de las componentes de 7 registros compatibles al espectro de diseño.

Por último, se calcula el promedio de cada suma vectorial de espectros y se verifica que los valores de pseudo aceleración sean por lo menos el 100 % del espectro elástico para el intervalo de periodos de $0.2T_M$ y $1.25T_M$. La Figura A3.2 muestra el espectro promedio de las sumas vectoriales, donde se observa que este es ligeramente mayor que el espectro de diseño.

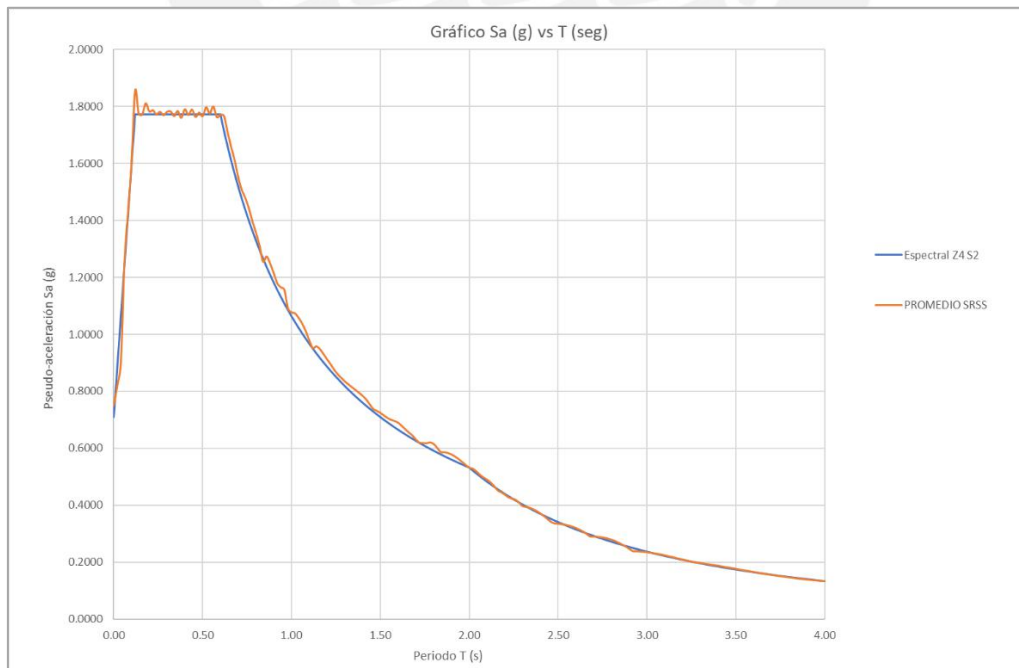


Figura A3.2. Espectro del promedio de sumas vectoriales y espectro del SMC (E.031).

Anexo 4.- Función “Rampa” para Análisis Tiempo-Historia

Dado que en un análisis tiempo-historia no lineal el principio de superposición no se cumple, es necesario aplicar las cargas de gravedad de la estructura previo al actuar del registro sísmico. Estas cargas de gravedad se aplican empleando una función “RAMPA”, con la finalidad de aplicar en la dirección vertical la aceleración de la gravedad a la estructura. Se define este caso de carga con un amortiguamiento bastante alto (99%), generando una aplicación lenta de las cargas y así evitar la ocurrencia de vibraciones verticales.

La Figura A4.1 muestra la función “RAMPA” empleada para la aplicación de las cargas de gravedad en el edificio. Esta función está normalizada a 1 y tiene un primer tramo creciente con pendiente constante y un segundo tramo constante.

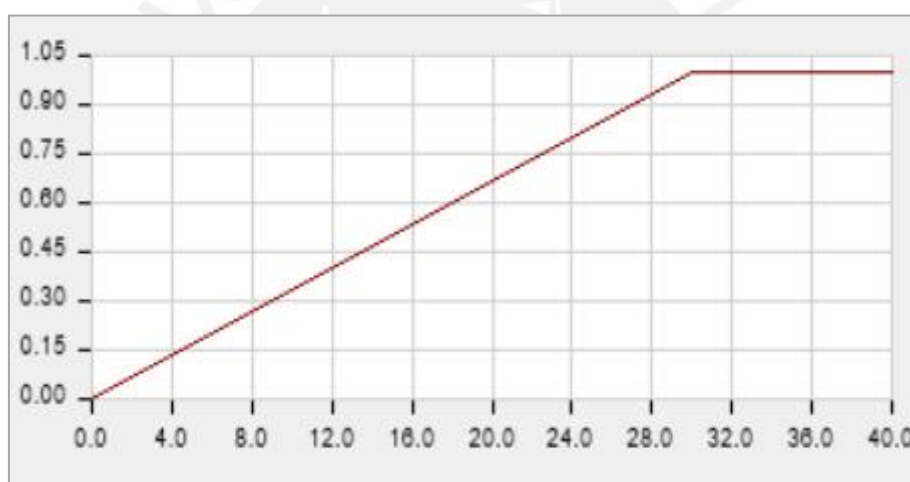


Figura A4.1. Función “RAMPA” aplicada al edificio en la coordenada vertical.

El caso de carga “GRAVEDAD” se define como la función “RAMPA” escalada a la aceleración de la gravedad de 9.81 m/s^2 . En la Figura A4.2 se observa que el caso de carga se define como Tiempo Historia No Lineal (FNA) y con un amortiguamiento constante de 0.99. Asimismo, debido a la forma como se ha definido la fuente de masa, la carga axial en los elementos verticales es igual a $100\% CM + 50\% CV$.

Load Case Data

General

Load Case Name: GRAVEDAD

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASATH)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [Empty Field]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U3	RAMPA	9.81

Buttons: Add, Delete, Advanced (checkbox)

Other Parameters

Modal Load Case: ModalMasaTH

Number of Output Time Steps: 400

Output Time Step Size: 0.1 sec

Modal Damping: Constant at 0.99 (Modify/Show...)

Nonlinear Parameters: Default (Modify/Show...)

Buttons: OK, Cancel

Figura A4.2. Definición del caso de carga “GRAVEDAD”.

Anexo 5.- Respuesta de la estructura aislada en el tiempo

En el presente anexo, se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los siete registros sísmicos en el análisis de respuesta no lineal en el tiempo, presentado en el Capítulo 8.

a) Historia de aceleración máxima en la azotea

Se analizó el punto que más acelera en la azotea. Considerando las propiedades del límite superior y límite inferior de los dispositivos del sistema de aislamiento, para la **dirección de análisis X-X**, se tiene:

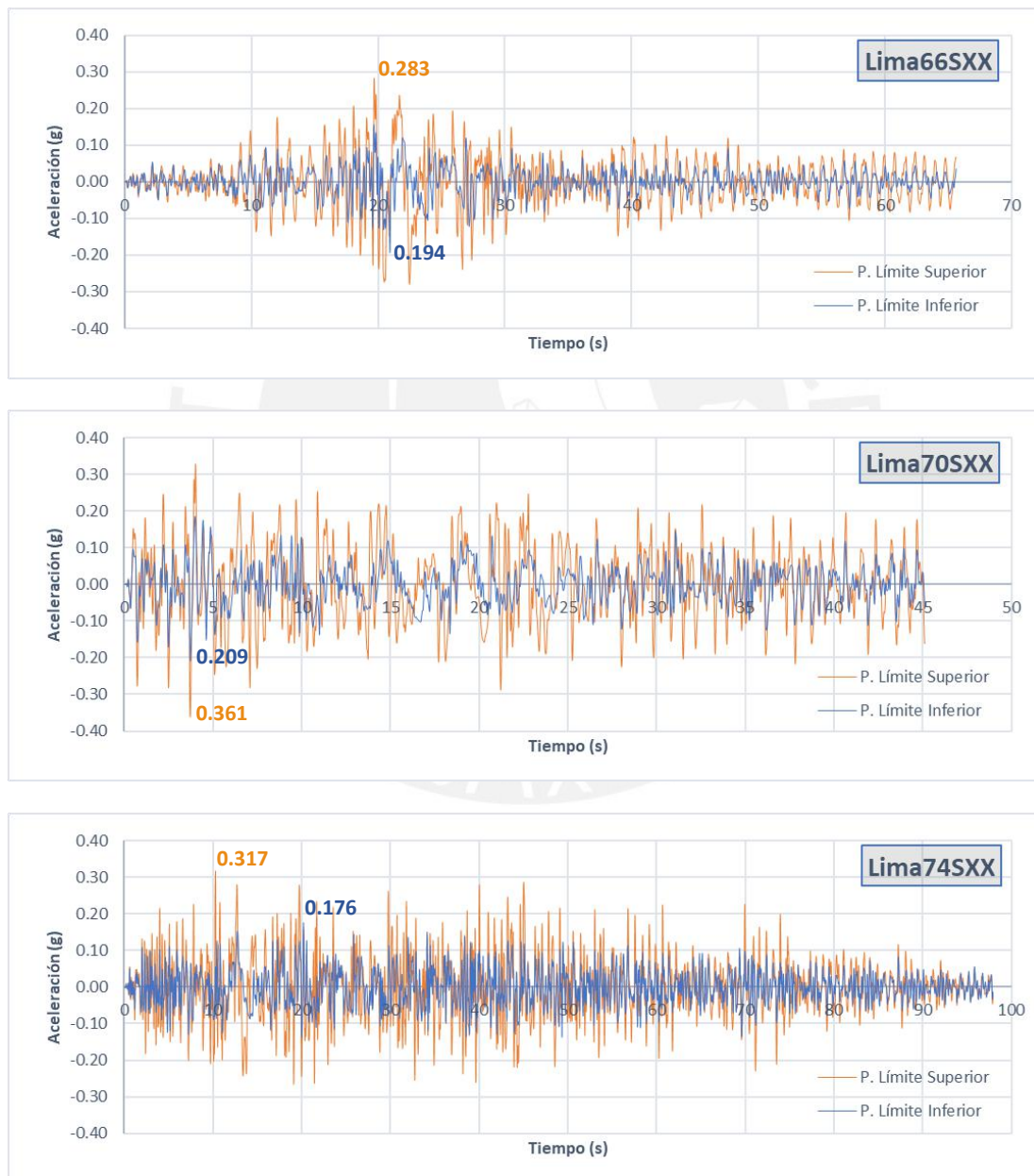


Figura A5.1. Historia de aceleración máxima en la Azotea en X-X considerando las propiedades del límite superior e inferior.

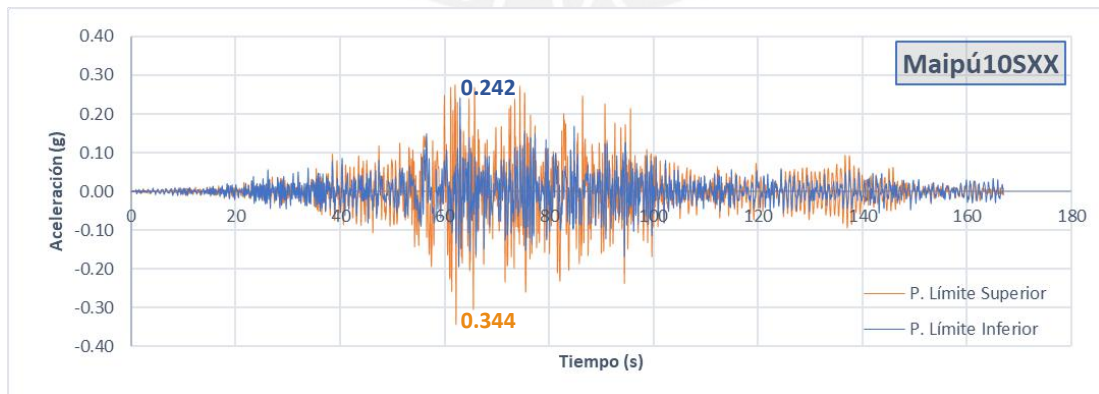
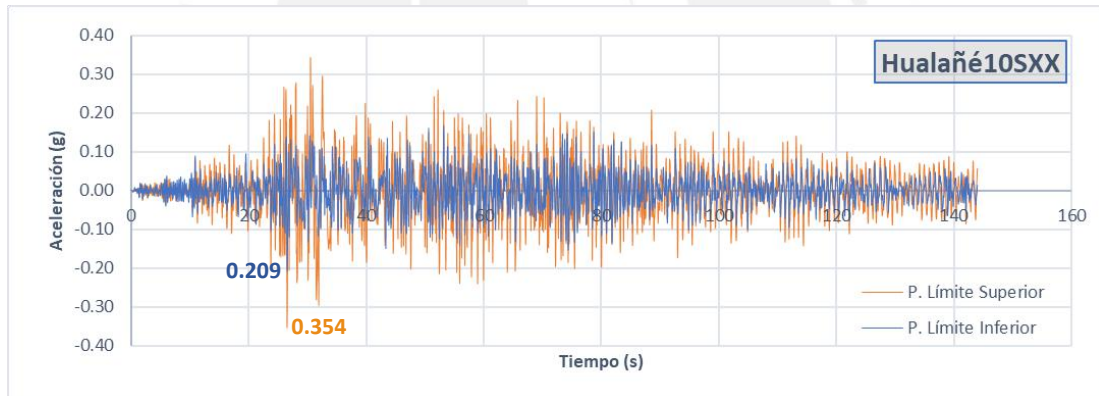
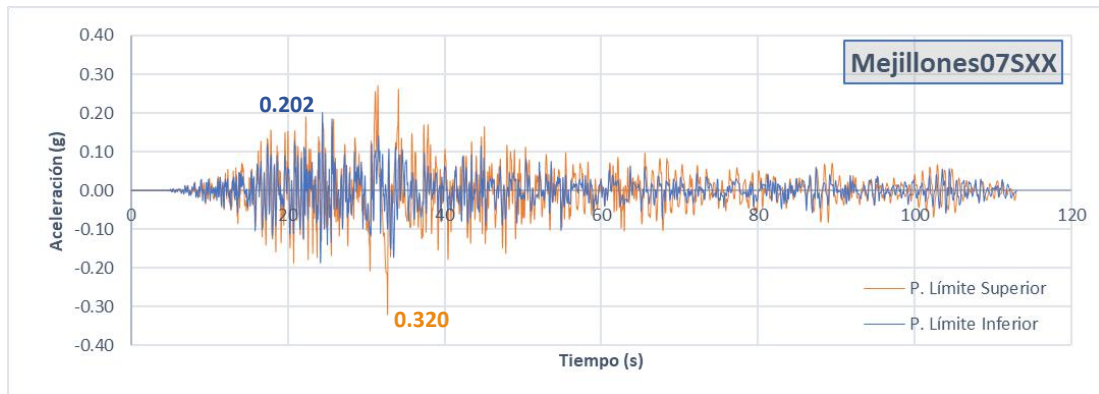
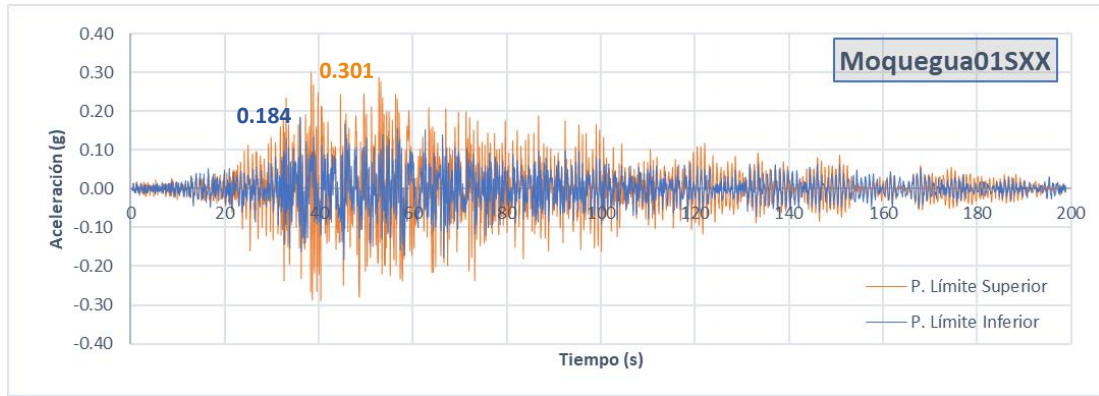


Figura A5.1. Historia de aceleración máxima en la Azotea en X-X considerando las propiedades del límite superior e inferior (continuación).

Considerando las propiedades del límite superior y límite inferior de los dispositivos del sistema de aislamiento, para la **dirección de análisis Y-Y**, se tiene:



Figura A5.2. Historia de aceleración máxima en la Azotea en Y-Y considerando las propiedades del límite superior e inferior.

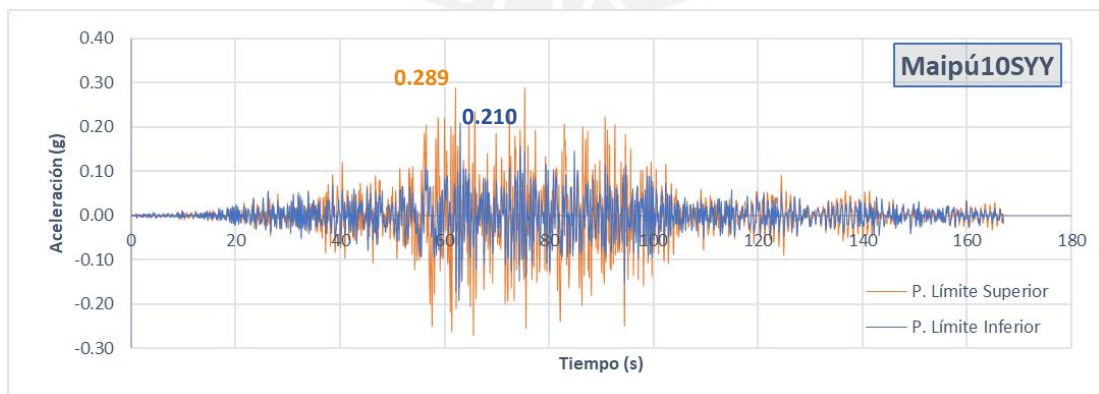
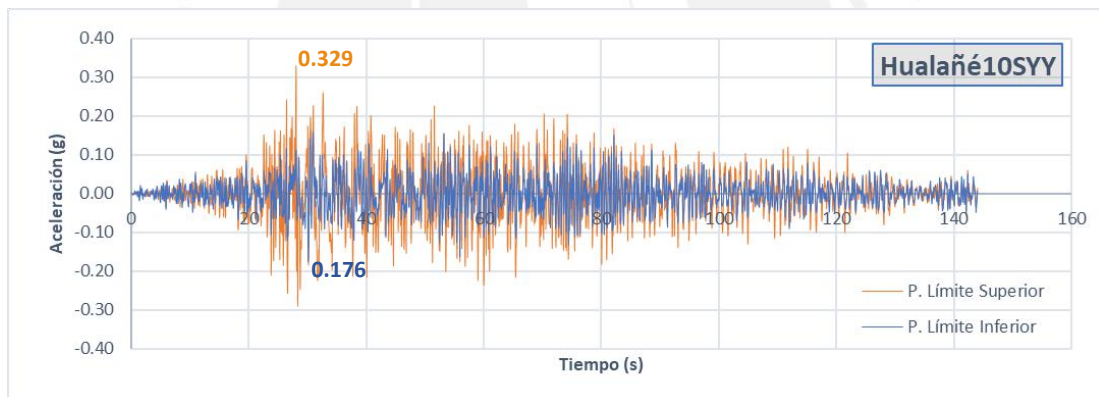
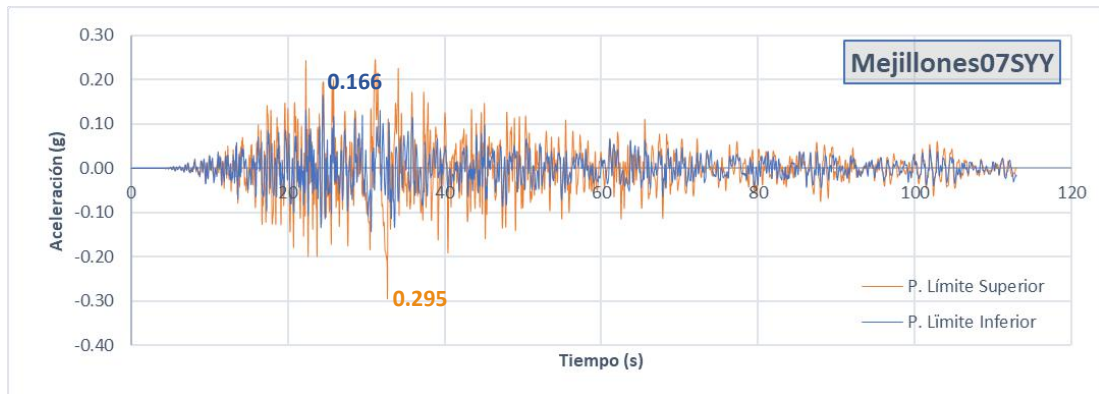
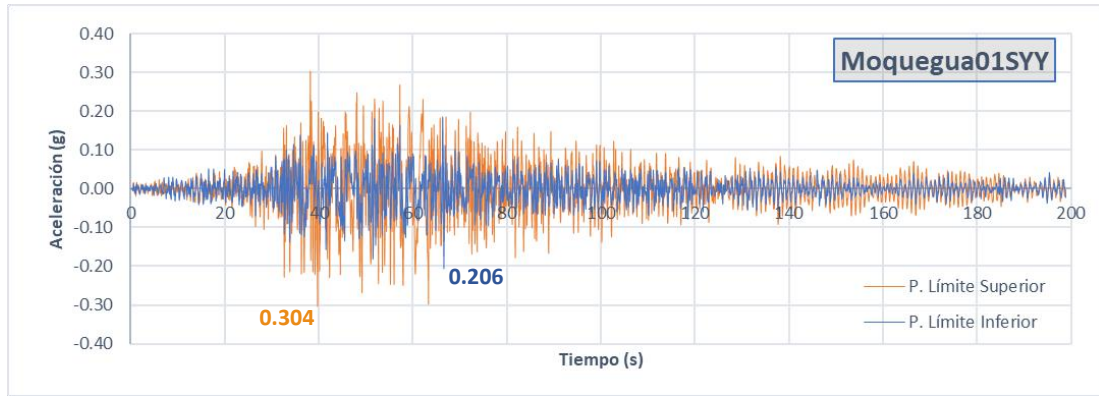


Figura A5.2. Historia de aceleración máxima en la Azotea en Y-Y considerando las propiedades del límite superior e inferior (continuación).

b) Historia de fuerza cortante en la base aislada

Se analizó la historia de fuerza cortante en el sistema de aislamiento. Considerando las propiedades del límite superior y límite inferior de los dispositivos del sistema de aislamiento, para la **dirección de análisis X-X**, se tiene:

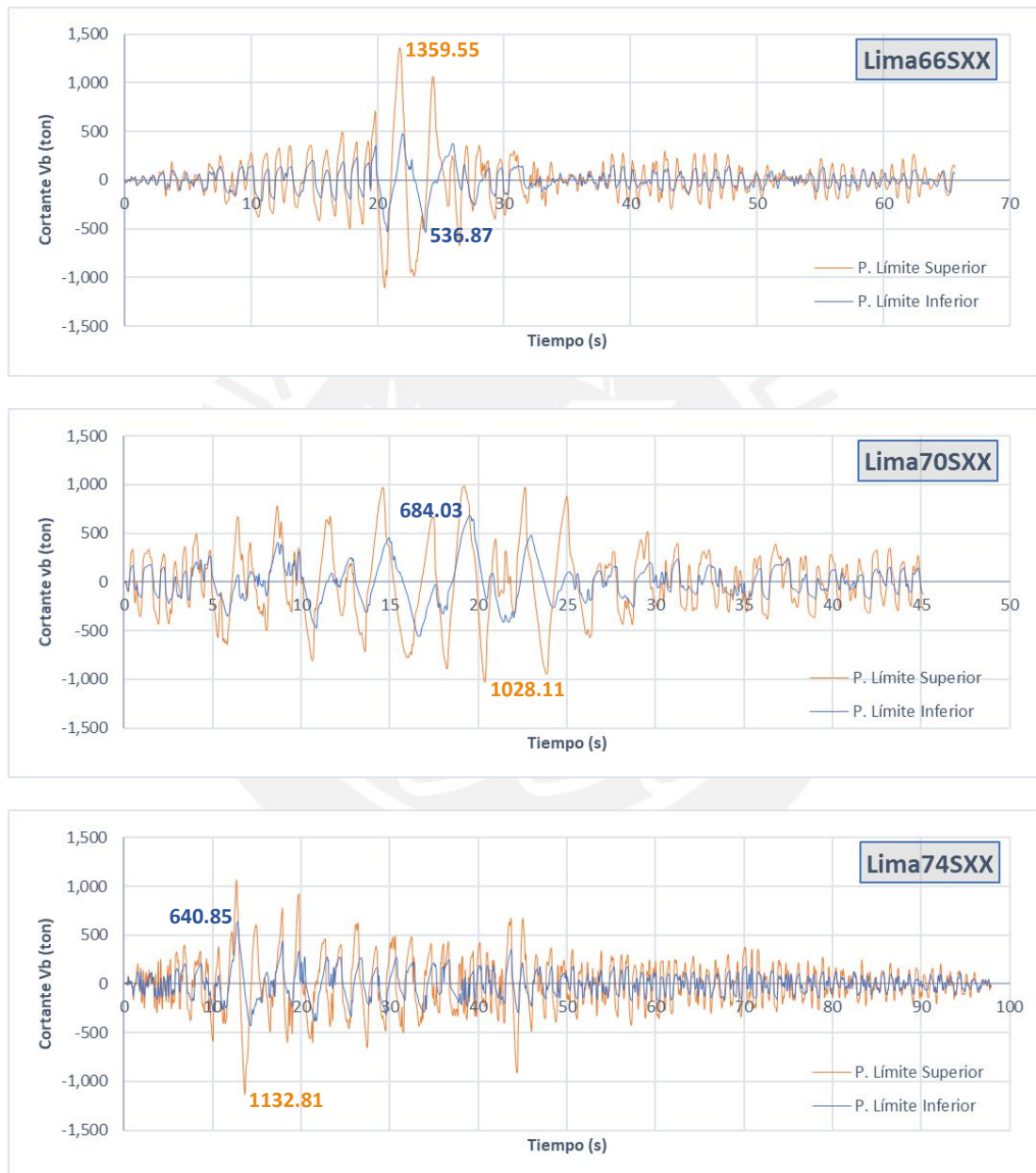


Figura A5.3. Historia de fuerza cortante en la base aislada en X-X considerando las propiedades del límite superior e inferior.

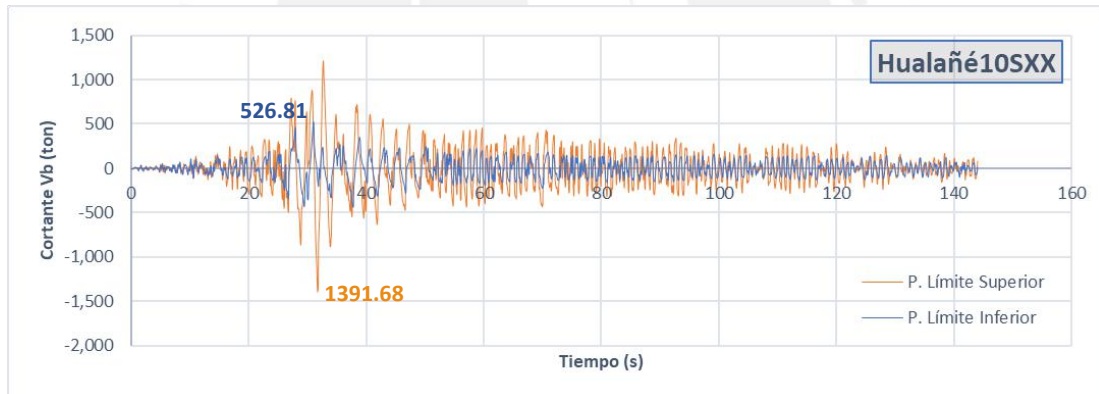
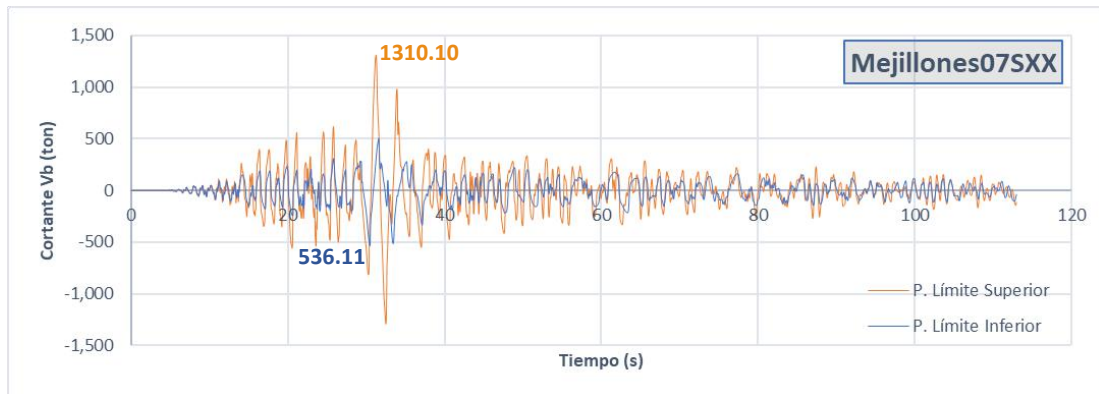
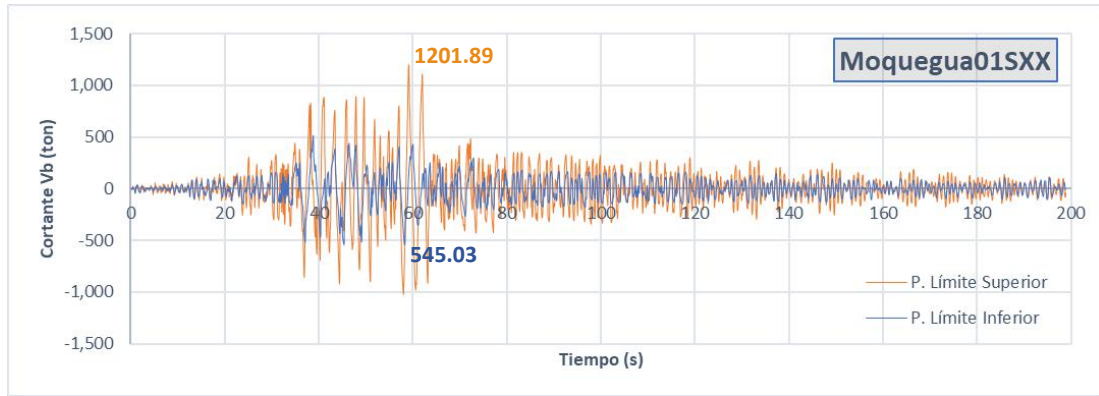


Figura A5.3. Historia de fuerza cortante en la base aislada en X-X considerando las propiedades del límite superior e inferior (continuación).

Considerando las propiedades del límite superior y límite inferior de los dispositivos del sistema de aislamiento, para la **dirección de análisis Y-Y**, se tiene:

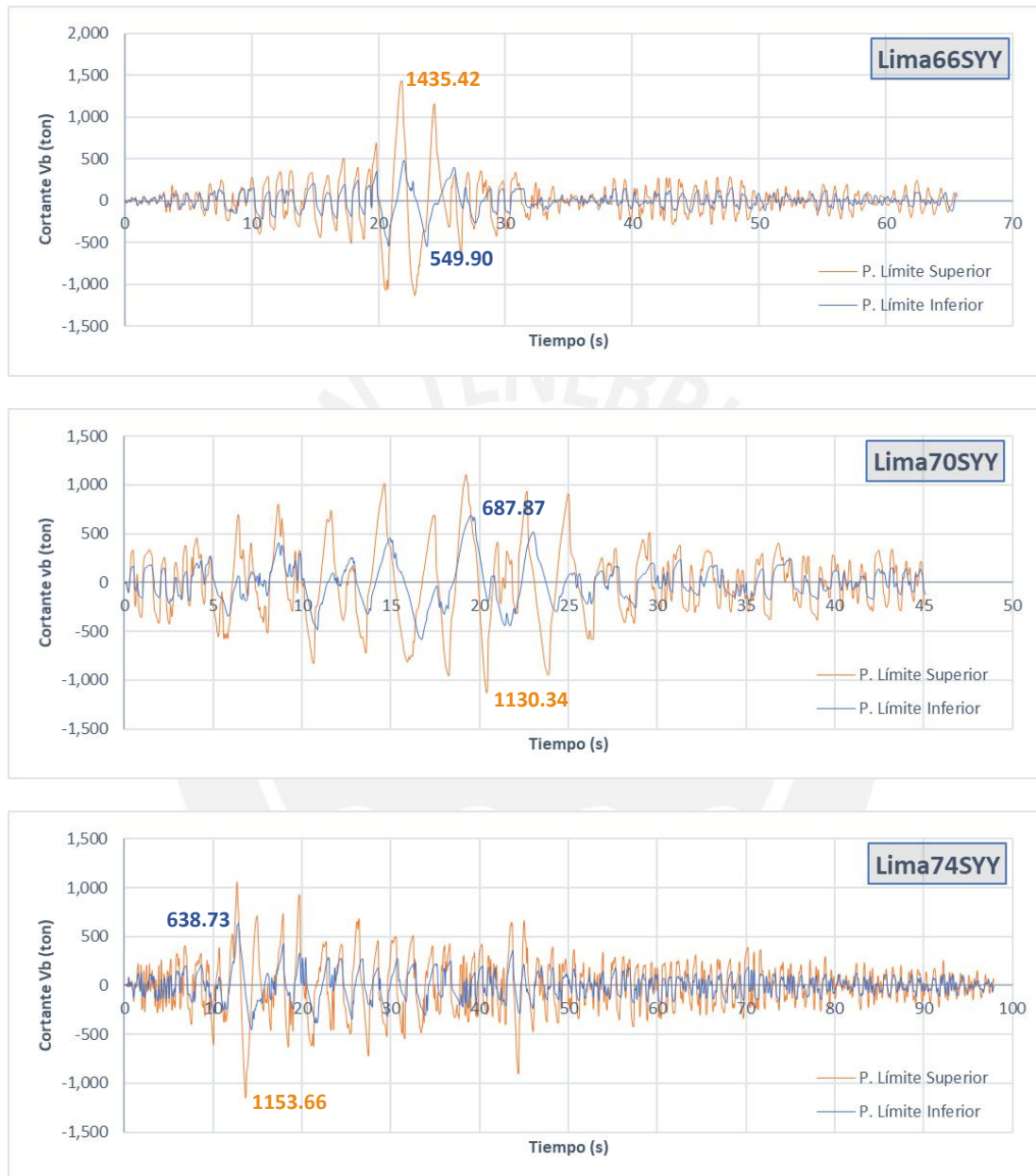


Figura A5.4. Historia de fuerza cortante en la base aislada en Y-Y considerando las propiedades del límite superior e inferior.

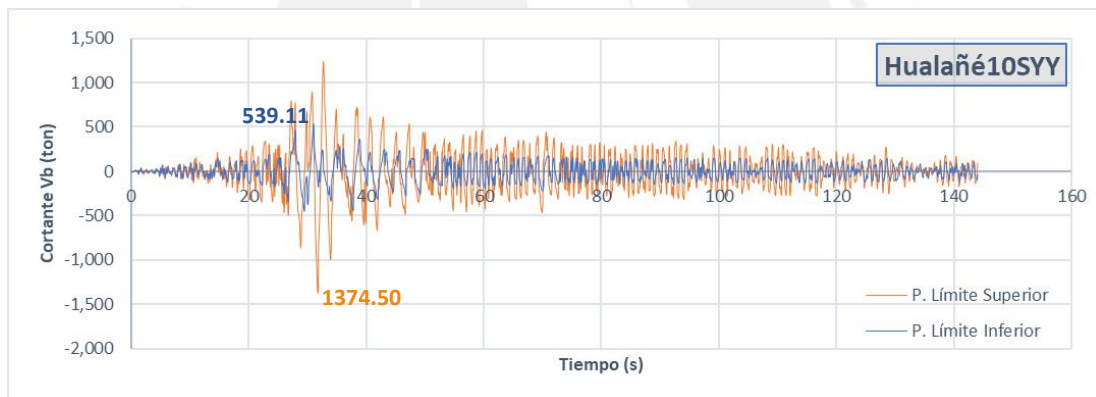
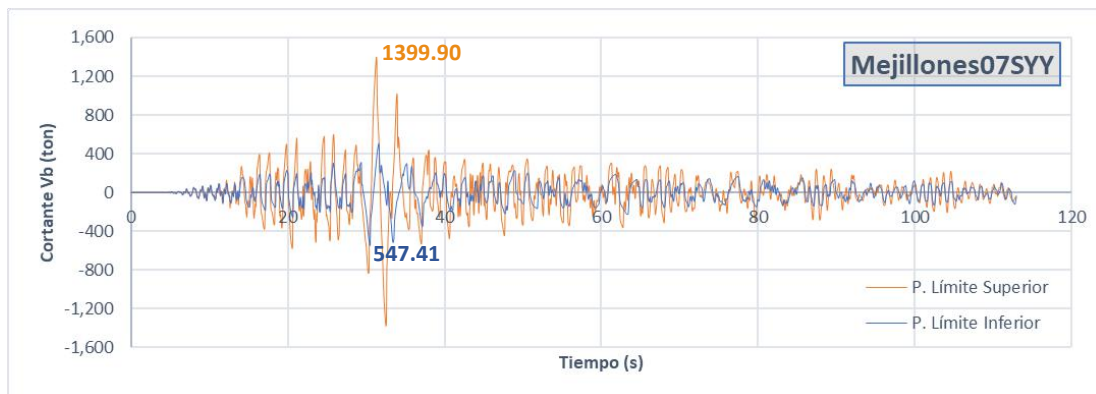
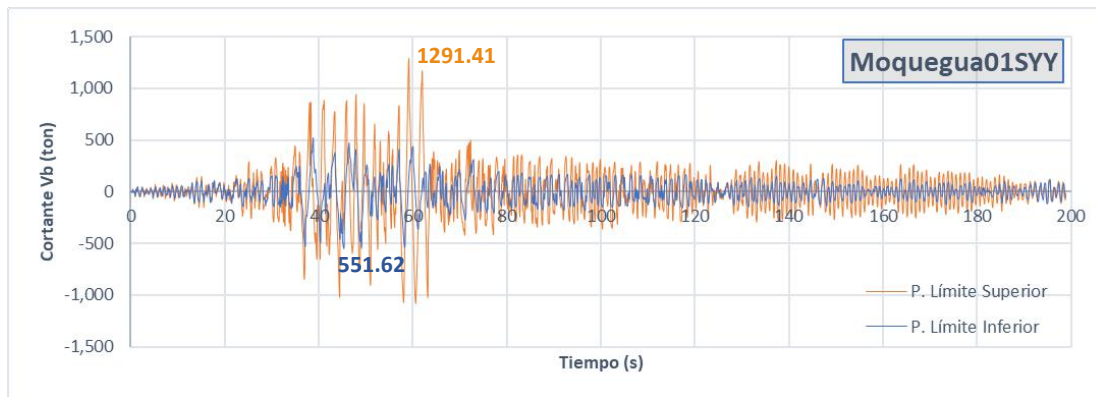


Figura A5.4. Historia de fuerza cortante en la base aislada en Y-Y considerando las propiedades del límite superior e inferior (continuación).

c) Diagramas de histéresis

Se obtuvo al analizar el diagrama de fuerza - deformación en el centro de masa del sistema de aislamiento. Considerando las propiedades del límite superior de los dispositivos se tiene:

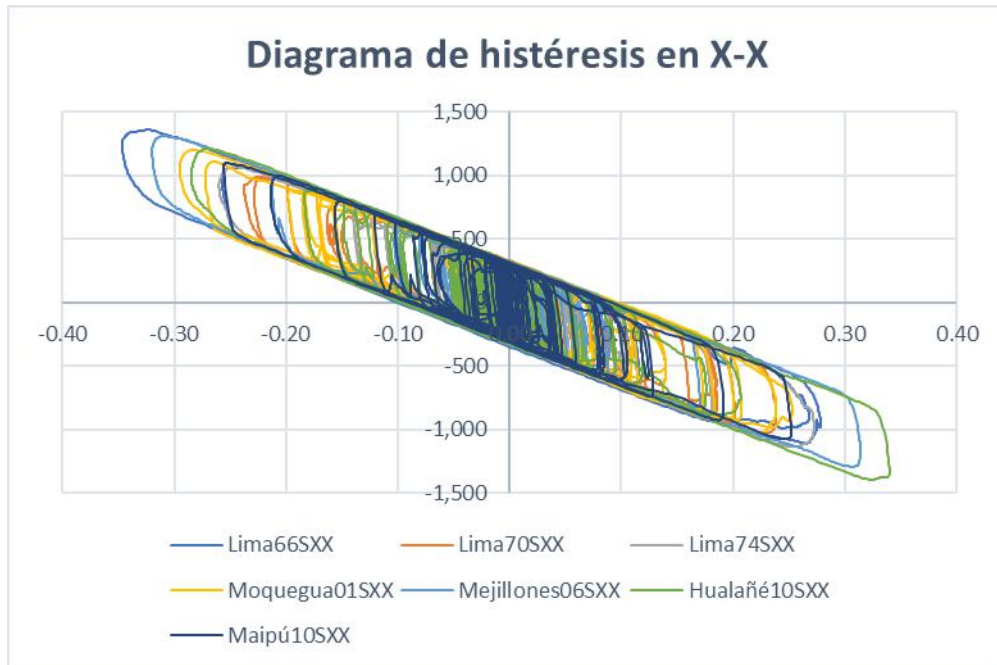


Figura A5.5. Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en X-X considerando las propiedades del límite superior.

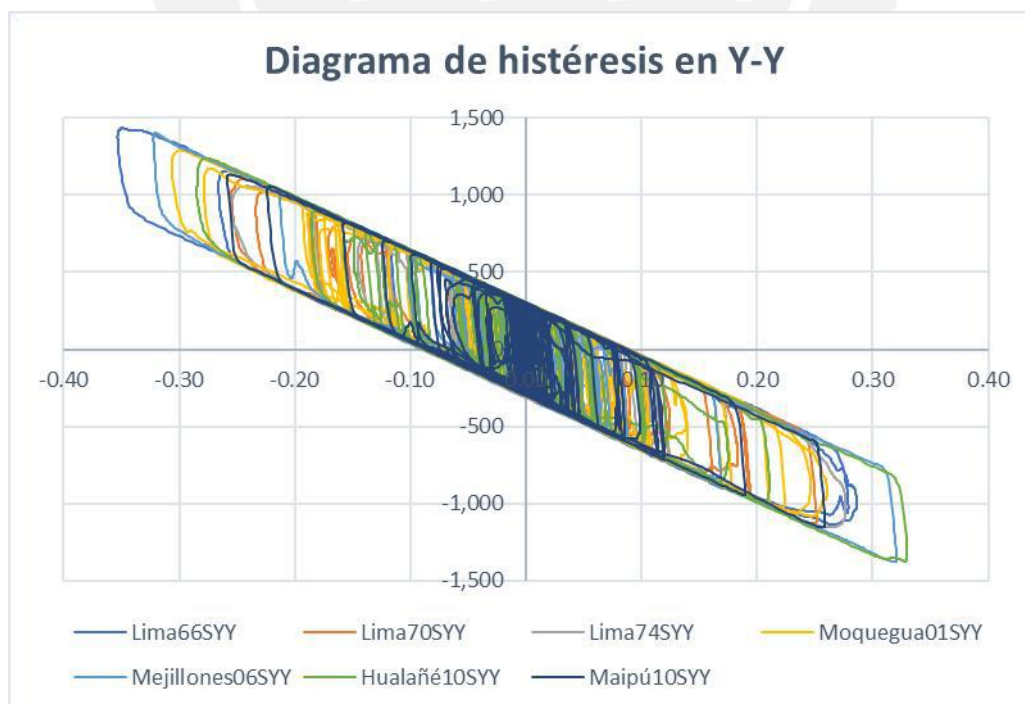


Figura A5.6. Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en Y-Y considerando las propiedades del límite superior.

En la Tabla A5.1 y la Tabla A5.2 se muestran los resultados equivalentes globales del sistema de aislamiento para las propiedades del límite superior y para cada señal empleada, tanto para la dirección X-X como para la dirección Y-Y, respectivamente. Esto se obtuvo a partir de los diagramas de histéresis y de las fórmulas presentadas en el acápite 2.4 y el acápite 2.5.3.1 del documento de tesis.

Tabla A5.1. Resultados equivalentes globales del sistema de aislamiento para el SMC X-X considerando las propiedades del límite superior.

Parámetro	SMC X-X						
	Lima 66	Lima 70	Lima 74	Moquegua 01	Mejillones 07	Hualañé 10	Maipú 10
D ⁺ máx (cm)	26.5	23.3	27.5	22.5	30.7	33.2	24.6
D ⁻ máx (cm)	-32.2	-23.8	-25.6	-28.6	-31.1	-27.1	-25.2
D (cm)	29.35	23.55	26.55	25.55	30.90	30.15	24.90
V _{máx} (ton)	1359.55	1029.55	1066.35	1201.89	1310.10	1212.8	1096.40
V _{mín} (ton)	-1107.50	-1021.34	-1131.85	-1023.73	-1291.62	-1391.40	-1073.05
V (ton)	1233.53	1025.45	1099.10	1112.81	1300.86	1302.10	1084.73
K _{eff} (ton/m)	4202.81	4354.33	4204.89	4355.45	4209.90	4318.74	4356.33
Q _d (ton)	295.5	295.5	295.5	295.5	295.5	295.5	295.5
D _y (cm)	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
Amortiguamiento (ξ %)	14.95	17.70	16.31	16.59	14.20	14.22	17.13
T(s)	2.347	2.306	2.346	2.305	2.345	2.315	2.305

Tabla A5.2. Resultados equivalentes globales del sistema de aislamiento para el SMC Y-Y considerando las propiedades del límite superior.

Parámetro	SMC Y-Y						
	Lima 66	Lima 70	Lima 74	Moquegua 01	Mejillones 07	Hualañé 10	Maipú 10
D ⁺ máx (cm)	26.6	25.1	26.7	24.7	31.9	32.8	25.6
D ⁻ máx (cm)	-34.9	-24.5	-24.4	-29.9	-32.1	-27.7	-25.5
D _M (cm)	30.75	24.80	25.55	27.30	32.00	30.24	25.55
V _{máx} (ton)	1435.42	1105.53	1058.97	1291.41	1399.90	1237.73	1133.12
V _{mín} (ton)	-1137.79	-1130.34	-1153.66	-1082.34	-1379.3	-1374.50	-1154.20
V (ton)	1286.61	1117.94	1106.32	1186.88	1389.60	1306.12	1143.66
K _{eff} (ton/m)	4184.08	4507.80	4330.00	4347.53	4342.50	4319.16	4476.16
Q _d (ton)	295.5	295.5	295.5	295.5	295.5	295.5	295.5
D _y (cm)	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
Amortiguamiento (ξ%)	14.44	16.51	16.64	15.56	13.31	14.10	16.18
T(s)	2.352	2.266	2.312	2.307	2.309	2.315	2.274

La curva histerética se obtuvo al analizar el diagrama de fuerza - deformación en el centro de masa del sistema de aislamiento. Considerando las propiedades del límite inferior de los dispositivos se tiene:

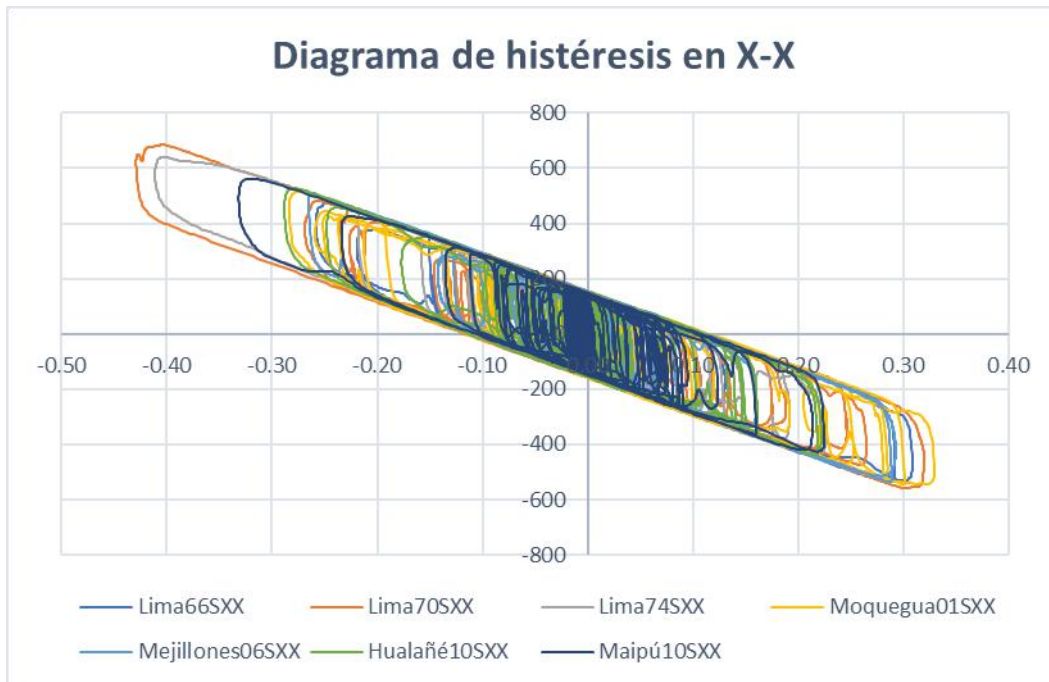


Figura A5.7. Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en X-X considerando las propiedades del límite inferior.

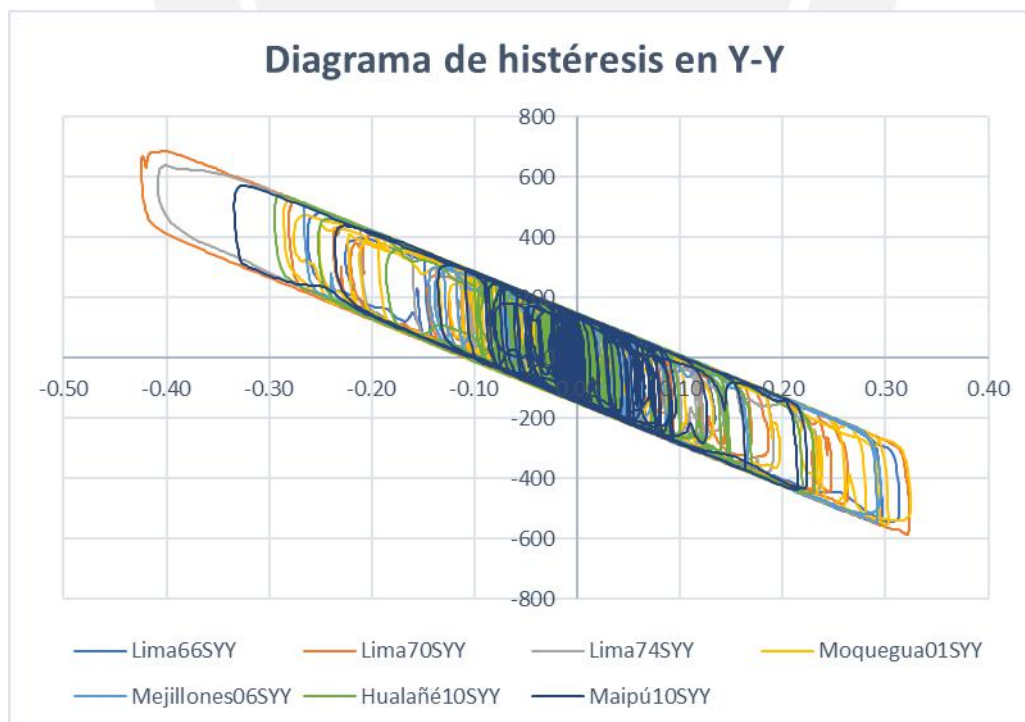


Figura A5.8. Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en Y-Y considerando las propiedades del límite inferior.

En la Tabla A5.3 y la Tabla A5.4 se muestran los resultados equivalentes globales del sistema de aislamiento para las propiedades del límite inferior y para cada señal empleada, tanto para la dirección X-X como para la dirección Y-Y, respectivamente. Esto se obtuvo a partir de los diagramas de histéresis y de las fórmulas presentadas en el acápite 2.4 y el acápite 2.5.3.1 del documento de tesis.

Tabla A5.3. Resultados equivalentes globales del sistema de aislamiento para el SMC X-X considerando las propiedades del límite inferior.

Parámetro	SMC X-X						
	Lima 66	Lima 70	Lima 74	Moquegua 01	Mejillones 07	Hualañé 10	Maipú 10
D ⁺ máx (cm)	28.8	31.4	21.9	32.2	29.8	23.7	22.9
D ⁻ máx (cm)	-24.6	-40.5	-40.3	-28.1	-26.2	-28.1	-33.2
D _M (cm)	26.70	35.95	31.10	30.15	28.00	25.90	28.05
V _{máx} (ton)	480.00	684.03	640.85	530.21	514.46	526.81	562.07
V _{mín} (ton)	-536.87	-554.11	-429.54	-345.03	-536.01	-439.76	-425.58
V (ton)	508.44	619.07	535.19	437.62	525.28	483.29	493.83
K _{eff} (ton/m)	1904.25	1722.03	1720.88	1783.15	1876.00	1865.97	1760.52
Q _d (ton)	130.00	130.00	130.00	130.00	130.00	130.00	130.00
D _y (cm)	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
Amortiguamiento (ξ%)	16.16	13.11	15.15	15.09	15.48	16.86	16.25
T(s)	3.487	3.665	3.668	3.603	3.513	3.522	3.626

Tabla A5.4. Resultados equivalentes globales del sistema de aislamiento para el SMC Y-Y considerando las propiedades del límite inferior.

Parámetro	SMC Y-Y						
	Lima 66	Lima 70	Lima 74	Moquegua 01	Mejillones 07	Hualañé 10	Maipú 10
D ⁺ máx (cm)	31.1	32.2	23.2	31.9	29.2	23.5	22.3
D ⁻ máx (cm)	-26.0	-42.3	-40.6	-28.7	-27.5	-29.9	-33.3
D _M (cm)	28.55	37.25	31.89	30.30	28.35	26.70	27.80
V _{máx} (ton)	500.94	687.87	638.73	541.46	506.94	539.11	571.14
V _{mín} (ton)	-549.90	-582.85	-452.12	-551.62	-547.41	-450.52	-437.55
V (ton)	525.42	635.36	545.43	546.54	527.18	494.82	504.35
K _{eff} (ton/m)	1840.35	1705.66	1710.60	1803.76	1859.52	1853.24	1814.19
Q _d (ton)	130.00	130.00	130.00	130.00	130.00	130.00	130.00
D _y (cm)	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
Amortiguamiento (ξ%)	15.39	12.82	14.87	14.77	15.29	16.37	16.14
T(s)	3.547	3.684	3.679	3.582	3.528	3.534	3.572

d) Respuesta máxima en el tiempo de los parámetros de interés

Empleando las propiedades del límite superior:

En la Tabla A5.5 y en la Tabla A5.6 se resumen los máximos resultados del análisis tiempo historia para cada uno de los 7 registros para las direcciones X-X e Y-Y, respectivamente.

Tabla A5.5. Resultados en la dirección X-X del análisis tiempo-historia para el SMC X-X considerando las propiedades del límite superior.

	Parámetro	SMC X-X						Promedio	
		Lima 66	Lima 70	Lima 74	Moqueg. 01	Mejillones 07	Hualañé 10		Maipú 10
Dirección UI (X-X)	Desplazamiento de diseño, D _M (cm)	34.7	23.9	27.2	29.5	32.00	34.00	25.6	29.6
	Desplazamiento del CM de la azotea (cm)	40.1	27.1	30.9	34.0	35.9	38.5	29.5	33.7
	Desplazamiento total de diseño, D _{TM} (cm)	40.1	28.6	31.6	39.7	38.1	37.3	30.4	35.1
	Cortante basal V _b (ton)	1359.55	1028.81	1132.81	1201.89	1310.10	1391.68	1096.40	1217.22
	Cortante V _s (ton) (R=2)	548.89	403.02	469.64	485.83	495.44	517.74	430.45	478.71
	Cortante V _s (% Ps)	12.87	9.45	11.01	11.39	11.62	12.14	10.09	11.23
	Keff (ton/m)	4202.81	4354.33	4204.89	4355.45	4209.90	4318.74	4356.33	4286.06
	Amortiguamiento (ξ%)	14.95	17.70	16.31	16.59	14.20	14.22	17.13	15.87
	T (s)	2.347	2.306	2.346	2.305	2.345	2.315	2.305	2.324
	Deriva máxima de entrepiso (‰)	5.35	4.38	4.28	5.05	5.02	4.46	4.95	4.79
	Acel. máxima del sistema de aislamiento (g)	0.210	0.264	0.232	0.224	0.238	0.261	0.256	0.241
	Acel. máxima de la azotea (g)	0.283	0.361	0.317	0.301	0.320	0.354	0.344	0.326
	Fuerza Restauradora (%PESO)	12.48	8.61	9.82	10.63	11.90	12.85	9.39	10.81

De la Tabla A5.5 se evidencia que el valor promedio para la máxima de la deriva (4.79 ‰) es menor a la máxima permitida por la norma (5‰).

Del mismo modo, se muestra que la aceleración máxima absoluta (0.32g) es ligeramente mayor a la máxima propuesta por el HAZUS (0.3g), por lo que se tiene un adecuado control de los posibles daños en elementos no estructurales sensibles a aceleraciones, como equipos médicos.

Tabla A5.6. Resultados en la dirección Y-Y del análisis tiempo-historia para el SMC Y-Y considerando las propiedades del límite superior.

Parámetro	SMC Y-Y							Promedio
	Lima 66	Lima 70	Lima 74	Moqueg. 01	Mejillones 07	Hualañé 10	Maipú 10	
Desplazamiento de diseño, D_M (cm)	35.3	25.5	27.6	30.6	32.2	33.0	25.9	30.0
Desplazamiento del CM de la azotea (cm)	41.7	29.2	31.5	36.1	37.5	38.4	30.4	35.0
Desplazamiento total de diseño, D_{TM} (cm)	36.1	26.5	26.4	33.2	33.0	33.0	26.3	30.6
Cortante basal V_b (ton)	1435.42	1130.34	1153.66	1291.41	1399.90	1374.50	1154.20	1277.06
Cortante V_s (ton) (R=2)	585.94	451.25	471.48	520.84	535.73	545.71	446.88	508.26
Cortante V_s (% Ps)	13.74	10.58	11.06	12.21	12.56	12.80	10.48	11.92
Keff (ton/m)	4184.08	4507.80	4330.00	4347.53	4342.50	4319.16	4476.16	4358.18
Amortiguamiento (ξ %)	14.44	16.51	16.64	15.56	13.31	14.10	16.18	15.25
T (s)	2.352	2.266	2.312	2.307	2.309	2.315	2.274	2.305
Deriva máxima de entepiso (%)	5.39	4.39	4.33	4.72	4.74	4.71	4.09	4.62
Acel. máxima del sistema de aislamiento (g)	0.227	0.234	0.258	0.224	0.217	0.245	0.214	0.231
Acel. máxima de la azotea (g)	0.307	0.318	0.345	0.304	0.295	0.329	0.289	0.312
Fuerza Restauradora (%PESO)	13.36	9.79	10.06	11.68	12.95	12.65	10.07	11.51

En la Tabla A5.6 se evidencia que el valor promedio para la máxima de la deriva (4.62 %) es menor a la máxima permitida por la norma (5%).

Del mismo modo, se muestra que la aceleración máxima absoluta (0.31g) es ligeramente mayor a la máxima propuesta por el HAZUS (0.3g), por lo que se tiene un adecuado control de los posibles daños en elementos no estructurales sensibles a aceleraciones, como equipos médicos.

Empleando las propiedades del límite inferior:

En la Tabla A5.7 y en la Tabla A5.8 se resumen los máximos resultados del análisis tiempo historia para cada uno de los 7 registros para las direcciones X-X e Y-Y, respectivamente.

Tabla A5.7. Resultados en la dirección X-X del análisis tiempo-historia para el SMC X-X considerando las propiedades del límite inferior.

	Parámetro	SMC X-X							Promedio
		Lima 66	Lima 70	Lima 74	Moqueg. 01	Mejillones 07	Hualañé 10	Maipú 10	
Dirección UI (X-X)	Desplazamiento de diseño, D_M (cm)	30.9	42.9	41.2	33.0	29.3	28.8	33.2	34.2
	Desplazamiento del CM de la azotea (cm)	32.0	45.1	43.4	34.9	31.5	30.1	35.1	36.0
	Desplazamiento total de diseño, D_{TM} (cm)	31.3	45.1	42.8	36.6	30.6	29.6	34.3	35.8
	Cortante basal V_b (ton)	536.87	684.03	640.85	545.03	536.11	526.81	562.07	575.97
	Cortante V_s (ton) (R=2)	208.11	258.75	262.44	220.28	220.42	210.28	211.98	227.46
	Cortante V_s (% P_s)	4.88	6.07	6.15	5.17	5.17	4.93	4.97	5.33
	Keff (ton/m)	1904.25	1722.03	1720.88	1783.15	1876.00	1865.97	1760.52	1804.69
	Amortiguamiento (ξ %)	16.16	13.11	15.15	15.09	15.48	16.86	16.25	15.44
	T (s)	3.487	3.665	3.668	3.603	3.513	3.522	3.626	3.579
	Deriva máxima de entrepiso (‰)	2.08	2.35	2.17	2.37	1.87	2.24	1.98	2.15
	Acel. máxima del sistema de aislamiento (g)	0.144	0.154	0.130	0.135	0.150	0.156	0.153	0.146
	Acel. máxima de la azotea (g)	0.194	0.209	0.176	0.184	0.202	0.209	0.242	0.202
	Fuerza Restauradora (%PESO)	4.77	6.50	5.99	4.87	4.76	4.65	5.07	5.23

En la Tabla A5.7 se puede notar que el valor promedio para la máxima de la deriva (2.15 ‰) es menor a la máxima permitida por la norma (5‰).

Del mismo modo, se evidencia que la aceleración máxima absoluta (0.2g) es menor a la máxima aceleración propuesta por el HAZUS (0.3g), por lo que se tiene un adecuado control de los posibles daños en elementos no estructurales sensibles a aceleraciones, como equipos médicos.

Tabla A5.8. Resultados en la dirección Y-Y del análisis tiempo-historia para el SMC Y-Y considerando las propiedades del límite inferior.

Parámetro	SMC Y-Y							
	Lima 66	Lima 70	Lima 74	Moqueg. 01	Mejillones 07	Hualañé 10	Maipú 10	Promedio
Desplazamiento de diseño, D_M (cm)	31.4	42.5	40.9	32.5	29.5	29.5	33.4	34.2
Desplazamiento del CM de la azotea (cm)	32.4	44.8	43.7	34.6	31.8	31.0	35.5	36.3
Desplazamiento total de diseño, D_{TM} (cm)	31.8	45.4	42.0	33.0	30.0	29.9	34.1	35.2
Cortante basal V_b (ton)	549.90	687.87	638.73	551.62	547.41	539.13	571.14	583.68
Cortante V_s (ton) (R=2)	238.33	268.45	266.72	218.04	212.46	235.25	201.33	234.37
Cortante V_s (% Ps)	5.59	6.29	6.25	5.11	4.98	5.52	4.72	5.50
Keff (ton/m)	1840.35	1705.66	1710.60	1803.76	1859.52	1853.24	1814.19	1798.19
Amortiguamiento ($\xi\%$)	15.39	12.82	14.87	14.77	15.29	16.37	16.14	15.10
T (s)	3.547	3.684	3.679	3.582	3.528	3.534	3.572	3.589
Deriva máxima de entrepiso (‰)	2.39	2.33	2.51	2.24	1.95	2.36	2.13	2.27
Acel. máxima del sistema de aislamiento (g)	0.116	0.148	0.126	0.151	0.122	0.132	0.134	0.133
Acel. máxima de la azotea (g)	0.156	0.199	0.171	0.206	0.166	0.176	0.210	0.183
Fuerza Restauradora (%PESO)	4.92	6.54	5.96	4.94	4.89	4.80	5.17	5.32

En la Tabla A5.8 se puede notar que el valor promedio para la máxima de la deriva (2.27 ‰) es menor a la máxima permitida por la norma (5‰).

Del mismo modo, se evidencia que la aceleración máxima absoluta (0.18g) es menor a la máxima aceleración propuesta por el HAZUS (0.3g), por lo que se tiene un adecuado control de los posibles daños en elementos no estructurales sensibles a aceleraciones, como equipos médicos.

Anexo 6.- Compresión y tracción máxima en los dispositivos – Momentos de segundo orden

Tracción máxima en los dispositivos:

Para evaluar la tracción en los dispositivos, será necesario emplear la combinación de carga vertical mínima propuesta por la Norma E.031, considerando las propiedades nominales y los sistemas con propiedades máximas y mínimas.

Carga vertical mínima: $0.9 CM - 1.0 (CSH + CSV)$

Donde:

- CM : Carga muerta
- CSH : Carga sísmica horizontal
- CSV : Carga sísmica vertical: $0.5(1.5ZS) CM$

Por lo tanto, la carga sísmica vertical será: $0.5(1.5*0.45*1.05) CM = 0.3544 CM$

Empleando las propiedades del límite superior:

Se presentan las sollicitaciones a carga vertical mínima empleando las propiedades del límite superior ya que generan mayores tracciones que al emplear las propiedades del límite inferior.

La Tabla A6.1 muestra la carga mínima de compresión para ambas direcciones (X-X e Y-Y) que soporta cada uno de los dispositivos del sistema de aislamiento.

De la Tabla A6.1 se aprecia que el dispositivo K6 está sometido a tracciones de 32.11 ton y 27.83 ton en las direcciones X-X e Y-Y, respectivamente. Este resultado responde a las condiciones en planta de la edificación, ya que este dispositivo se encuentra en la esquina superior izquierda, en donde existe un ducto destinado a los ascensores. Por lo tanto, el dispositivo recibe poca carga de servicio, generándose tracciones importantes debido al sismo.

Las tracciones que experimentan los dispositivos son menores a la tracción máxima recomendada igual al 10% de la resistencia a compresión de los dispositivos (aproximadamente 60 ton para los dispositivos elastoméricos) (Bridgestone, 2013⁷).

⁷ Bridgestone. (2013). Seismic isolation product line-up.

Tabla A6.1. Carga mínima en cada aislador (Compresión (-) y Tracción (+))

	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA VERTICAL MÍNIMA	
	CM	CV	0.9 CM – 1.0 (CSH + CSV)	
AISLADOR	P (Ton)	P (Ton)	P SISXX (Ton)	P SISYY (Ton)
K1	-141.26	-23.72	17.71	18.10
K2	-204.43	-47.10	3.80	-70.94
K3	-204.04	-47.38	-9.77	-80.05
K4	-203.65	-47.49	-11.45	-79.83
K5	-184.05	-38.71	7.79	-61.38
K6	-118.66	-14.92	32.11	27.83
K7	-196.81	-51.73	-74.98	-17.87
K8	-255.66	-103.46	-122.82	-123.30
K9	-251.31	-102.91	-127.70	-134.22
K10	-251.55	-102.57	-127.92	-133.22
K11	-251.00	-107.10	-125.91	-109.17
K12	-204.94	-57.38	-76.09	-11.96
K13	-196.95	-49.39	-75.95	-20.37
K14	-254.25	-97.47	-130.04	-123.24
K15	-251.36	-96.14	-127.76	-133.07
K16	-250.90	-96.58	-127.56	-133.98
K17	-264.99	-108.46	-126.70	-116.46
K18	-227.84	-61.91	-88.19	-22.23
K19	-140.22	-20.95	18.17	15.20
K20	-206.73	-41.75	-5.10	-71.70
K21	-203.05	-40.43	-10.16	-79.72
K22	-204.09	-41.41	-10.73	-80.00
K23	-213.61	-51.90	-0.90	-73.57
K24	-159.95	-31.57	10.64	7.79

Compresión máxima en los dispositivos y efecto P-delta:

Para evaluar la compresión máxima en los dispositivos, será necesario emplear la combinación de carga vertical máxima propuesta por la Norma E.031, considerando las propiedades nominales y los sistemas con propiedades máximas y mínimas.

Carga vertical máxima: $1.25 (CM + CV) + 1.0(CSH + CSV)$

Donde:

- CM : Carga muerta
- CV : Carga viva
- CSH : Carga sísmica horizontal
- CSV : Carga sísmica vertical: $0.5(1.5ZS)$ CM

Por lo tanto, la carga sísmica vertical será: $0.5(1.5*0.45*1.05)$ CM = 0.3544 CM

Esta combinación de carga será empleada para el cálculo del momento adicional P-delta ($M_{P-\Delta}$), considerando que el desplazamiento de la plataforma de aislamiento será el desplazamiento total máximo, considerando la torsión accidental D_{TM} .

Empleando las propiedades del límite superior:

Se presentan las sollicitaciones a carga vertical máxima empleando las propiedades del límite superior ya que generan mayores compresiones en los dispositivos que al emplear las propiedades del límite inferior.

El desplazamiento total máximo D_{TM} es igual a 0.398 m y 0.395 m para a dirección X-X e Y-Y respectivamente.

De acuerdo a lo presentado en el acápite 5.3.1 y 8.4.3:

- Para los dispositivos elastoméricos, el momento $M_{P-\Delta}$ es soportado por la cimentación y la superestructura en partes iguales, por lo que para el cálculo se emplea $D_{TM}/2$.
- Para los deslizadores, el momento $M_{P-\Delta}$ es soportado íntegramente por la cimentación, usando el desplazamiento D_{TM} .

En la Tabla A6.2 se muestra la carga máxima de compresión para ambas direcciones (X-X e Y-Y) que soporta cada uno de los dispositivos del sistema de aislamiento y los momentos adicionales debido al efectos P-delta.

Tabla A6.2. Carga máxima en cada aislador y efecto P-delta

AISLADOR	CARGA MÁXIMA		EFECTO P-DELTA	
	1.25 (CM + CV) + 1.0 (CSH + CSV)		$D_{TM}/2$ o D_{TM}	
	P SISXX (Ton)	P SISYY (Ton)	Myy (Ton.m)	Mxx (Ton.m)
K1	-351.06	-351.45	-69.86	-69.41
K2	-502.20	-427.45	-99.94	-84.42
K3	-488.15	-417.87	-194.28	-165.06
K4	-485.75	-417.37	-193.33	-164.86
K5	-451.88	-382.72	-179.85	-151.17
K6	-305.88	-301.60	-60.87	-59.57
K7	-412.84	-469.94	-82.16	-92.81
K8	-556.16	-555.69	-110.68	-109.75
K9	-541.25	-534.73	-107.71	-105.61
K10	-541.13	-535.83	-107.68	-105.83
K11	-547.60	-564.34	-108.97	-111.46
K12	-436.25	-500.38	-86.81	-98.83
K13	-409.23	-464.82	-81.44	-91.80
K14	-538.42	-545.22	-107.15	-107.68
K15	-532.84	-527.54	-106.04	-104.19
K16	-532.61	-526.19	-105.99	-103.92
K17	-578.60	-588.84	-115.14	-116.30
K18	-479.06	-545.02	-95.33	-107.64
K19	-345.83	-342.67	-68.82	-67.68
K20	-491.56	-424.96	-195.64	-167.86
K21	-476.95	-407.38	-189.83	-160.92
K22	-479.84	-410.57	-190.98	-162.18
K23	-523.24	-450.56	-104.12	-88.99
K24	-394.00	-391.16	-78.41	-77.25

	Dispositivos elastoméricos HDRB de borde (Keff nominal = 130 ton/m)
	Dispositivos elastoméricos HDRB interiores (Keff nominal = 72.5 ton/m)
	Dispositivos deslizadores planos (Keff nominal = 45.3 ton/m)

Anexo 7.- Procedimiento de diseño de elementos prefabricados empleando la herramienta Concise Beam V4.6

En la presente sección se detalla el procedimiento de diseño de prefabricados de concreto empleando la herramienta Concise Beam V4.6. En la Figura A7.1 se indican los principales comandos empleados.

En este acápite se presentará como ejemplo de empleo del software el diseño de la losa TT30.



Figura A7.1. Comandos principales del programa Concise Beam V4.6.

Modelamiento de elemento prefabricado:

a) Definición de las propiedades del concreto.



La Figura A7.2 muestra el cuadro diálogo “Concrete Material ”. En este se debe especificar las propiedades del concreto a emplear para el elemento prefabricado y para la capa de compresión. Así mismo, se puede seleccionar la opción de cálculo manual o automático para el módulo de elasticidad del concreto y escoger el modelo esfuerzo – deformación.

Figura A7.2. Propiedades del concreto del elemento prefabricado y capa de compresión.

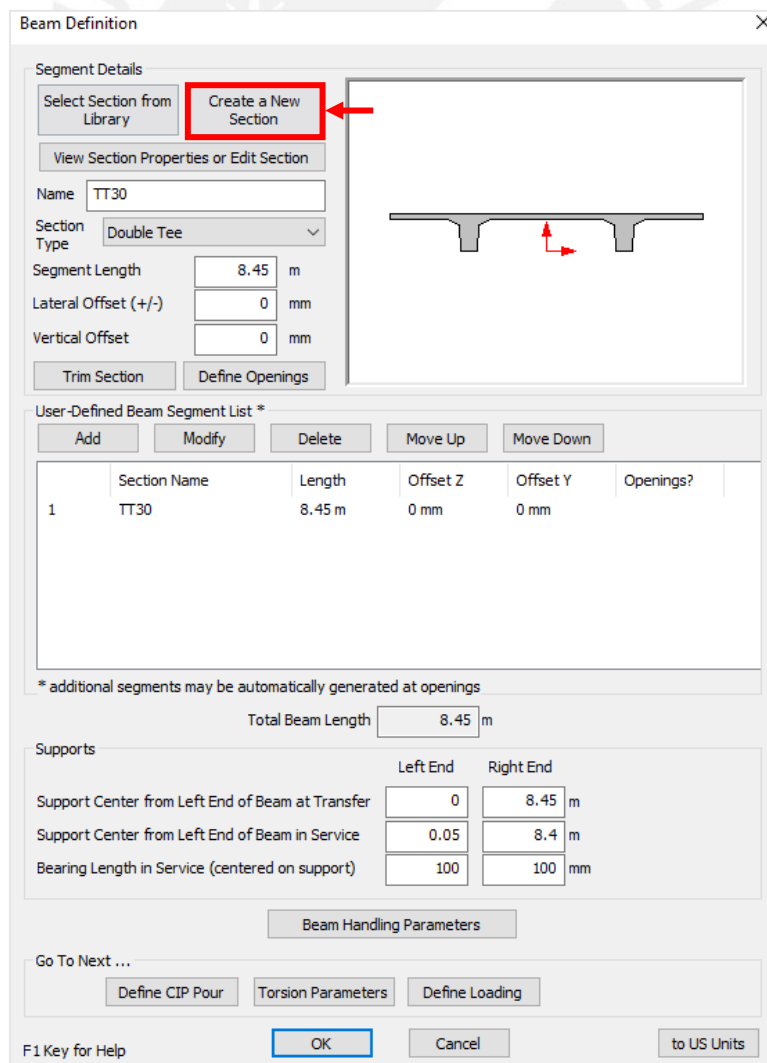
Para el caso de la losa TT30, se definieron valores de $f'c$ de 500 kg/cm^2 para el prefabricado y de 250 kg/cm^2 para la capa de compresión. Así mismo, se definió el parámetro $f'ci$, correspondiente a la resistencia del concreto al momento de la transferencia del presfuerzo, igual a 330 kg/cm^2 .

El cálculo del módulo de elasticidad se realiza automáticamente una vez seleccionada la resistencia y se empleará el modelo de esfuerzo deformación propuesto por el PCA.

b) Definición de la sección transversal del elemento.

La Figura A7.3 muestra el cuadro diálogo “*Beam Definition*” . En esta sección se definirá la sección transversal de la viga, así como su longitud.

Para crear la sección de la losa TT30 se ingresa a la opción “*Create a New Section*”. Esto dará paso al cuadro de diálogo “*Edit Concrete Section*” (Figura A7.4).



The screenshot shows the 'Beam Definition' dialog box with the following details:

- Segment Details:**
 - Buttons: Select Section from Library, **Create a New Section** (highlighted), View Section Properties or Edit Section
 - Name: TT30
 - Section Type: Double Tee
 - Segment Length: 8.45 m
 - Lateral Offset (+/-): 0 mm
 - Vertical Offset: 0 mm
 - Buttons: Trim Section, Define Openings
- User-Defined Beam Segment List *:**
 - Buttons: Add, Modify, Delete, Move Up, Move Down
 - Table:

	Section Name	Length	Offset Z	Offset Y	Openings?
1	TT30	8.45 m	0 mm	0 mm	
- Additional Information:**
 - * additional segments may be automatically generated at openings
 - Total Beam Length: 8.45 m
 - Supports:

	Left End	Right End
Support Center from Left End of Beam at Transfer	0	8.45 m
Support Center from Left End of Beam in Service	0.05	8.4 m
Bearing Length in Service (centered on support)	100	100 mm
- Navigation:**
 - Beam Handling Parameters
 - Go To Next ...: Define CIP Pour, Torsion Parameters, Define Loading
 - Buttons: F1 Key for Help, OK, Cancel, to US Units

Figura A7.3. Cuadro de diálogo “*Beam Definition*”.

Paso seguido se ingresa al editor de la sección transversal, abriéndose el cuadro de diálogo “Concrete Section Editor” (Figura A7.5). En esta ventana se ingresan las coordenadas de los vértices de la losa TT30, de sección estándar obtenida del catálogo de una empresa local de prefabricados de concreto.

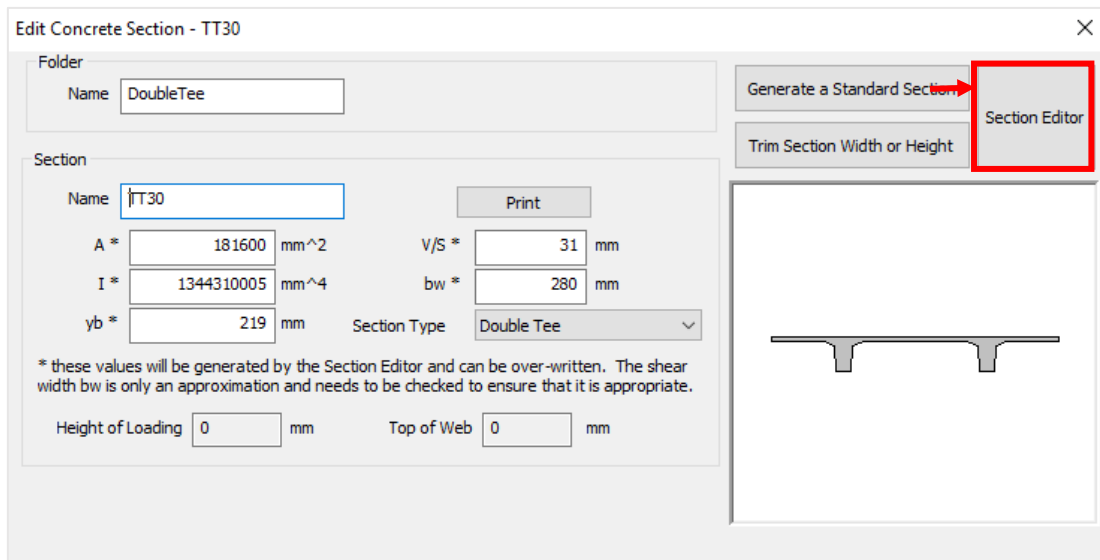


Figura A7.4. Cuadro de diálogo “Edit Concrete Section”.

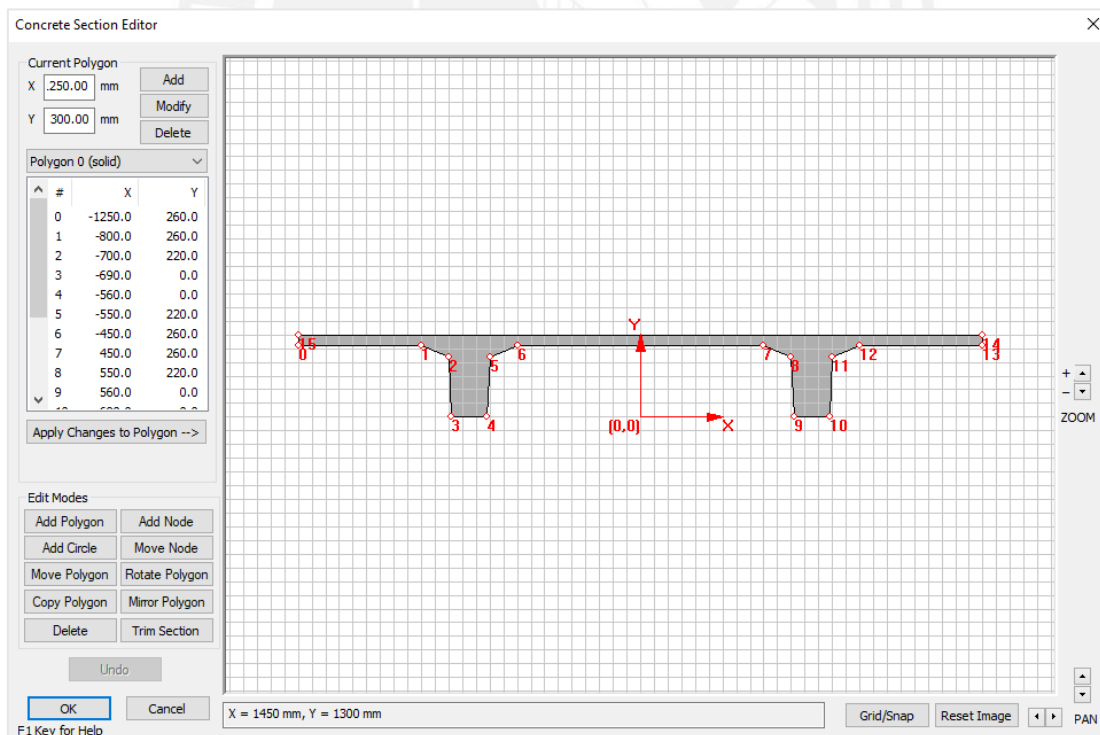



Figura A7.5. Cuadro de diálogo “Concrete Section Editor”.

c) Definición de la capa de compresión sobre el elemento.

La Figura A7.6 muestra el cuadro diálogo “Cast-In-Place (CIP) Pour Definition ”. En esta ventana se definirá la sección de la capa de concreto vaciado en sitio o capa de compresión. En la vista esquemática se pueden identificar todos los parámetros editables al momento de definir la capa de compresión, que dependen de la geometría del elemento prefabricado.

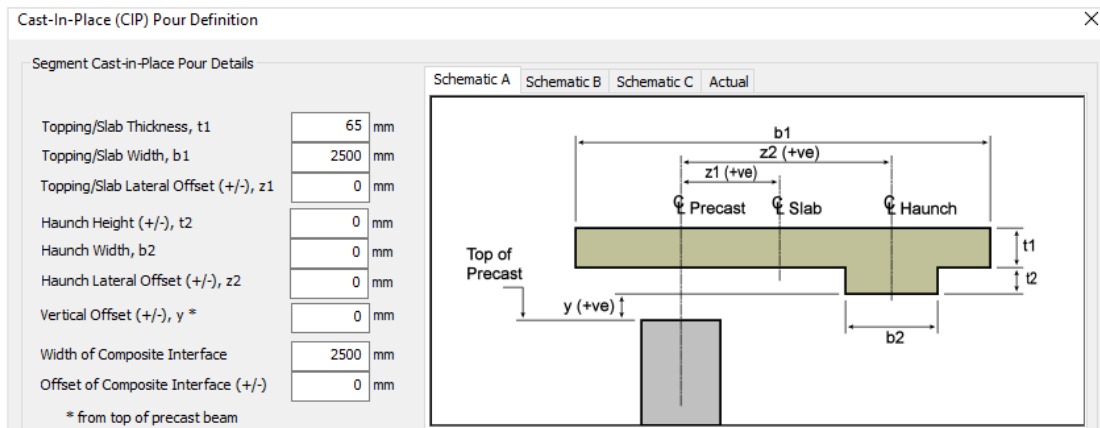


Figura A7.6. Definición de capa de compresión – Vista esquemática.

Para el caso de la losa TT30 el ancho total de la capa de compresión será igual al ancho de la losa de 2500 mm y el espesor será de 65 mm. En la Figura A7.7 se muestra la sección transversal de la losa TT30 y su capa de compresión, al seleccionar la pestaña “Actual”.

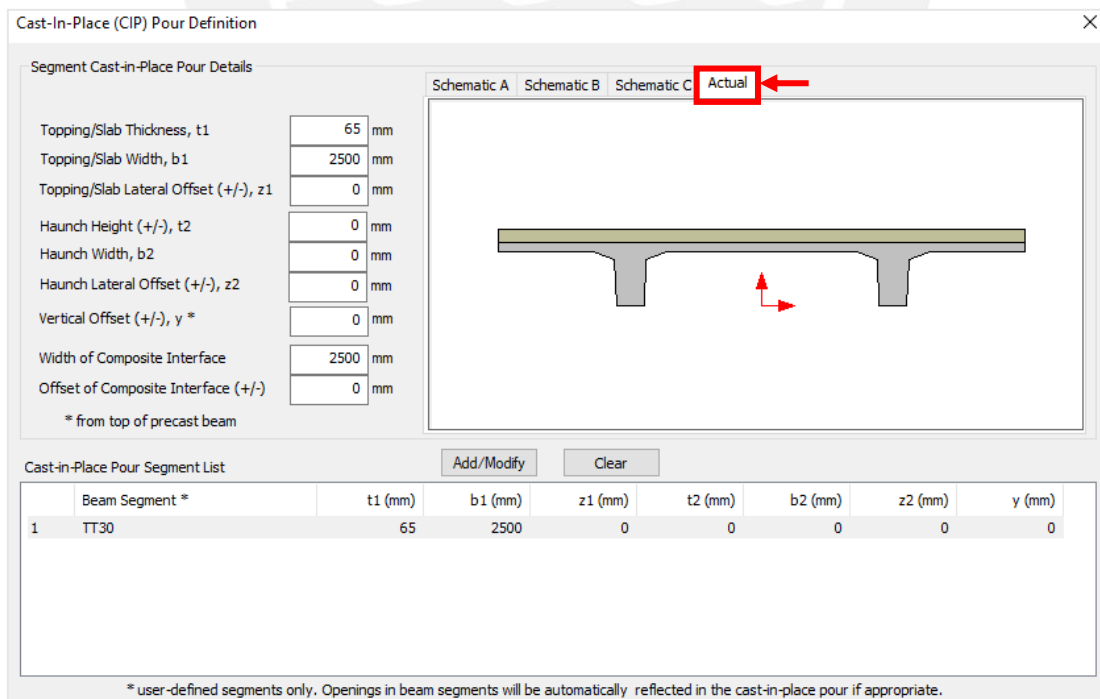


Figura A7.7. Definición de capa de compresión – Vista actual.

d) Visualización de elemento y capa de compresión.

Después de haber definido el elemento prefabricado y la capa de compresión será posible la visualización del modelo 3D en la interfaz del programa Concise Beam V4.6 (Figura A7.8).

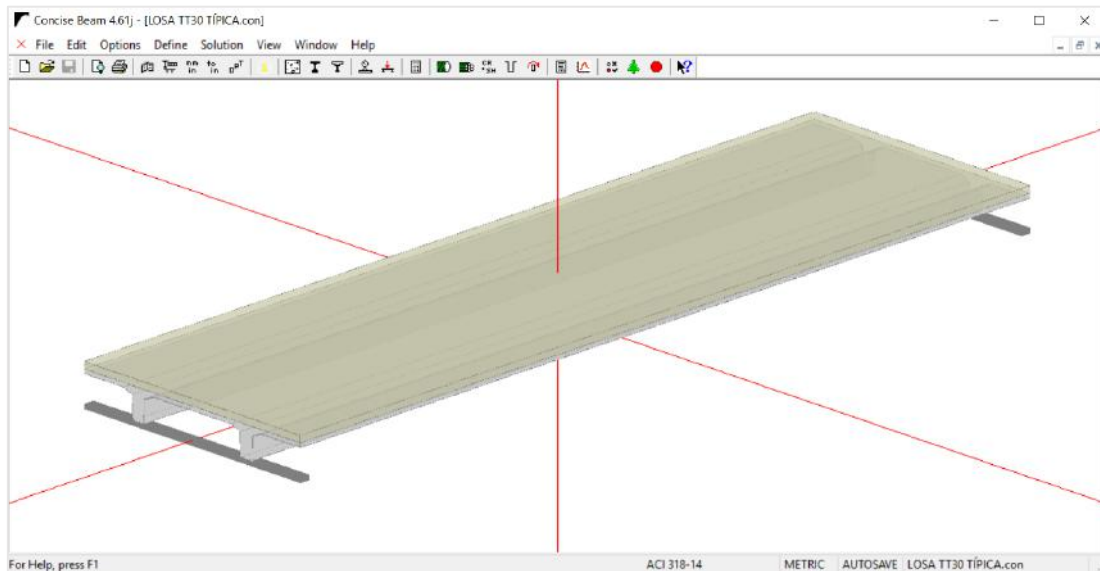



Figura A7.8. Modelo 3D de losa TT30 y capa de compresión.

e) Revisión del peso propio del elemento y capa de compresión.

Antes de la aplicación de las cargas externas al elemento se debe revisar el peso propio y el peso del concreto vertido en la capa de compresión. El programa realiza el cálculo de estos, pero también se puede seleccionar la opción de excluir este peso y añadirlo al momento de definir las cargas aplicadas, como una carga distribuida. La Figura A7.9 muestra el cuadro de diálogo “Self Weight ”, donde se revisa el valor del peso propio.

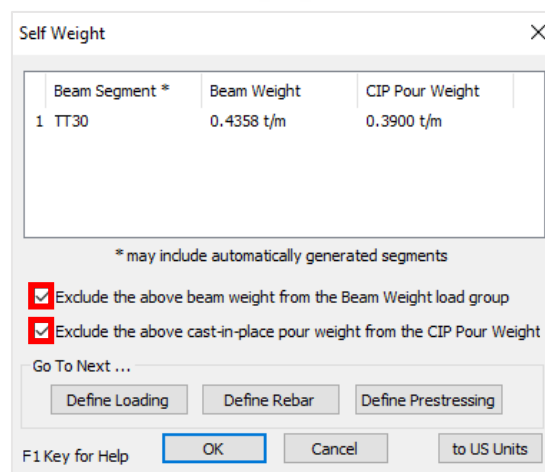



Figura A7.9. Peso propio del elemento prefabricado y capa de compresión.

f) Aplicación de cargas externas en el elemento.

La Figura A7.10 muestra el cuadro diálogo “Applied Loads ”. En esta sección se definirán las cargas externas (cargas muertas o vivas), además del peso propio. Concise Beam agrupa según el tipo de carga en particular, así como el instante o fase en la cual empieza a actuar sobre el elemento.

Para agregar una carga se deberá crear un grupo de cargas, en el cual se pueden agregar las cargas individuales. A continuación, se describen las cargas de la losa TT30 ingresadas al programa.

- Peso propio de losa TT30: se define como una carga del tipo DL (Dead Load), con fase inicial de aplicación de la carga en el izaje del elemento. Esta carga será permanente, hasta la etapa final de servicio. El peso propio queda definido como una carga distribuida de 182.5 kg/m^2 a lo largo de toda la losa.

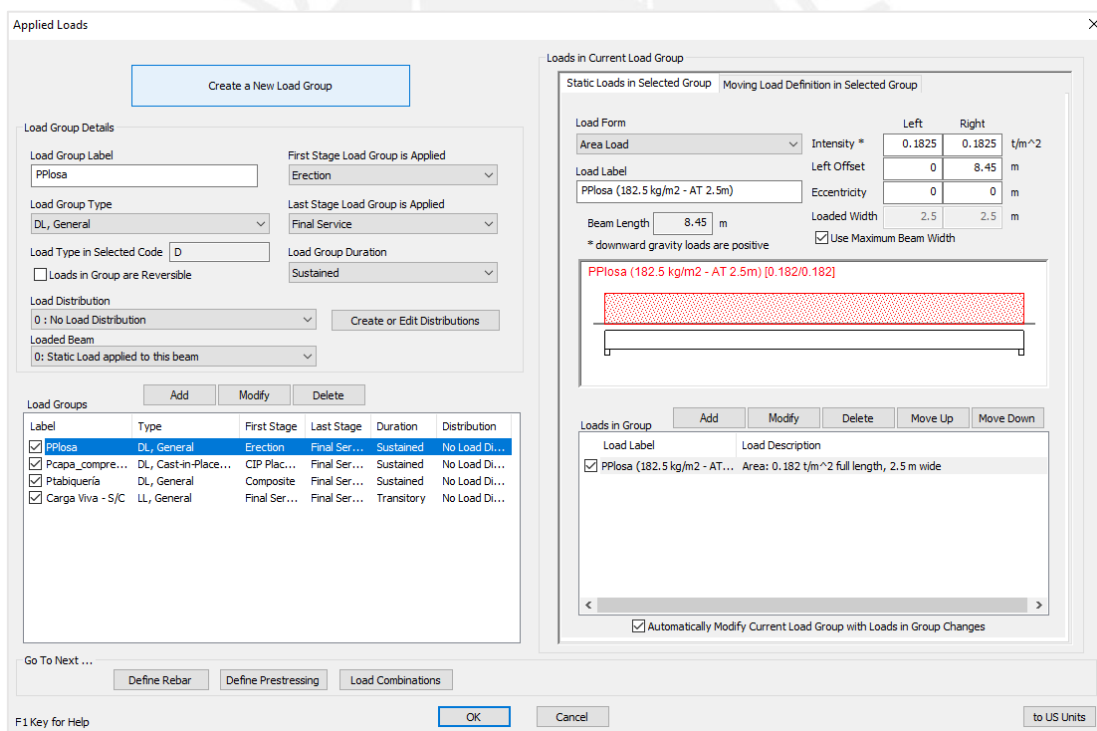


Figura A7.10. Definición de carga aplicada: peso propio de losa TT30.

- Peso de la capa de compresión: se define como una carga del tipo DL (Dead Load), con fase inicial en el vaciado del concreto en sitio. Esta carga será permanente hasta la etapa final de servicio. El peso de la capa de compresión queda definido como una carga distribuida de 200 kg/m^2 a lo largo de toda la losa.

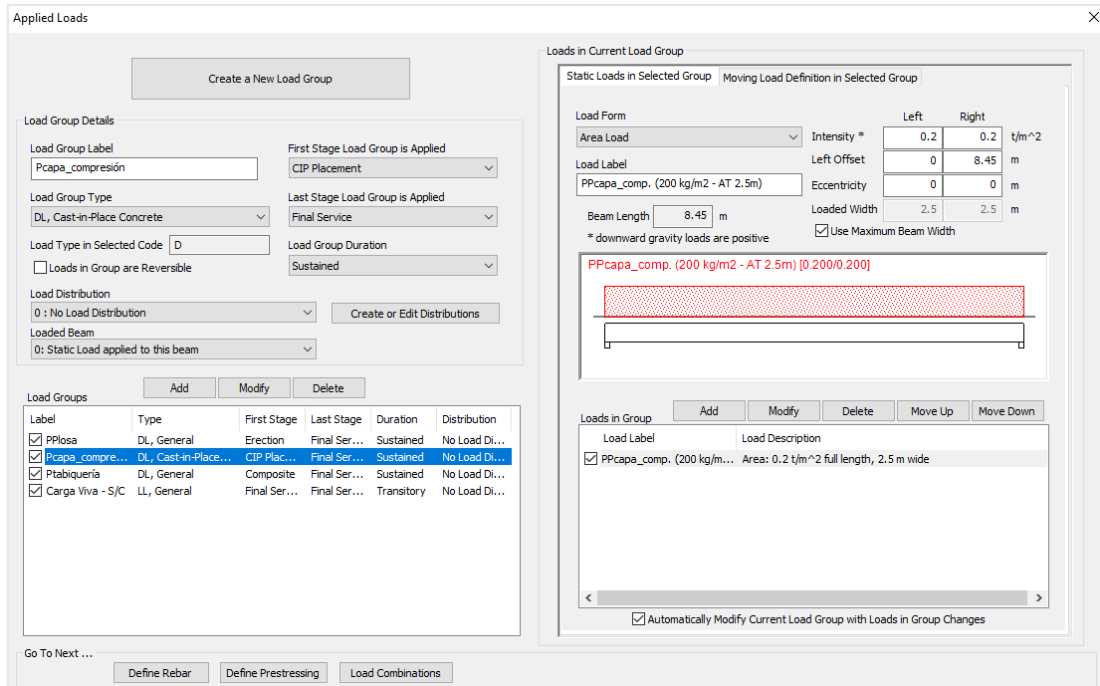


Figura A7.11. Definición de carga aplicada: peso de la capa de compresión.

- Peso de terminaciones y tabiquería: se define como una carga del tipo DL (Dead Load), con fase inicial cuando las conexiones viga-columna ya se han realizado y la estructura pasa a ser hiperestática. Esta carga será permanente hasta la etapa final de servicio. El peso de las terminaciones y la tabiquería queda definido como una carga distribuida de 200 kg/m^2 a lo largo de toda la losa.

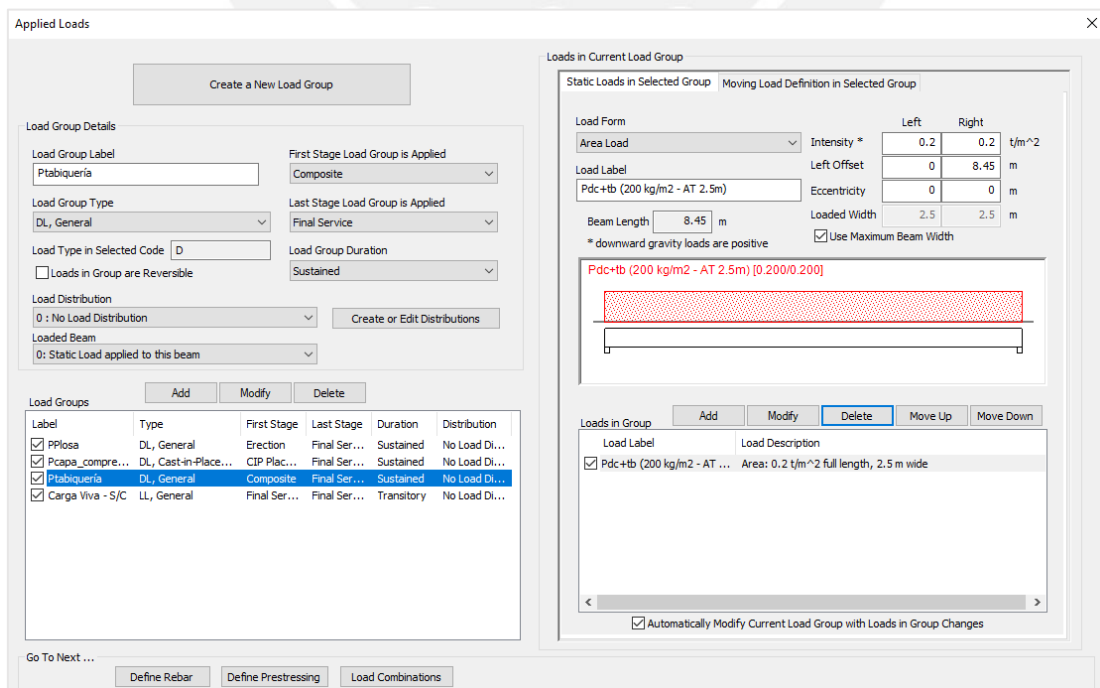


Figura A7.12. Definición de carga aplicada: peso de terminaciones y tabiquería.

- Sobrecarga: se define como una carga del tipo LL (Live Load), con fase inicial en la puesta en servicio. El peso de la sobrecarga queda definido como una carga distribuida de 350 kg/m^2 a lo largo de toda la losa.

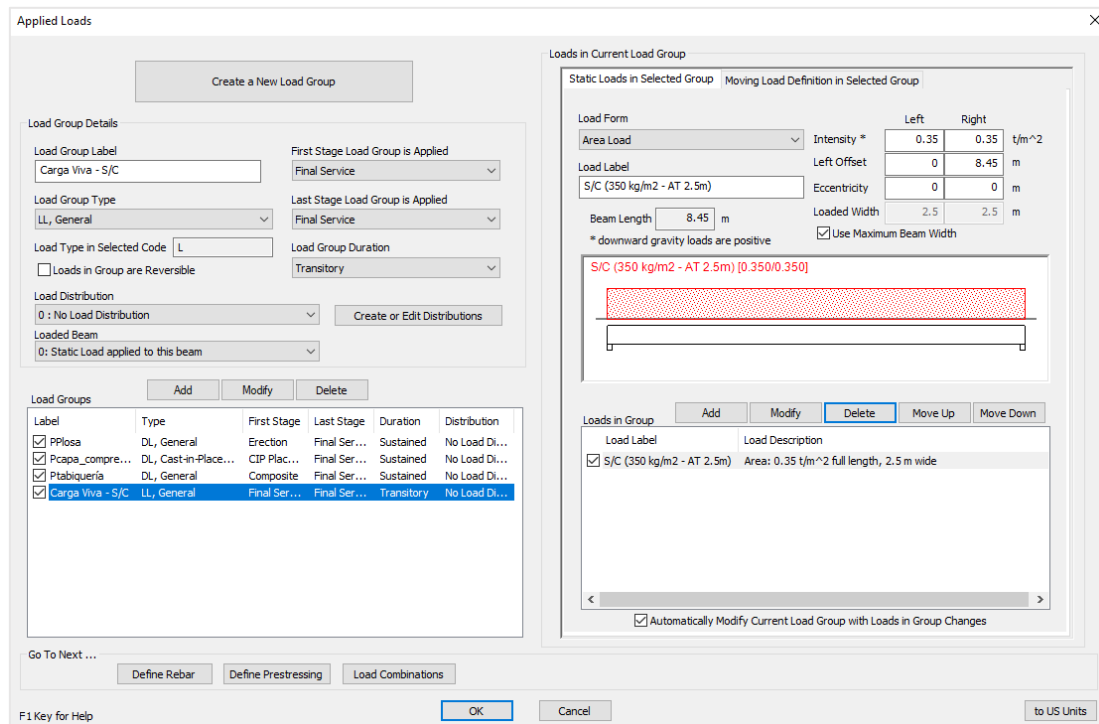


Figura A7.13. Definición de carga aplicada: sobrecarga.

Obtención de fuerzas internas:

- Revisión del estado de cargas del elemento.

Para poder realizar el análisis del elemento y revisar el diagrama de momento flector y fuerza cortante se deberá acceder al cuadro de diálogo “*Graphs*” (Figura A7.14) en donde se encuentra un listado de tipos de gráficos de momento flector para distintos instantes de cargas: durante la transferencia del presfuerzo, izaje, transporte, con concreto de capa de compresión y sección simple o en estado de servicio. Así mismo, se puede seleccionar el grupo de cargas a presentar en el gráfico.

La Figura A7.15 muestra el diagrama de momento flector para cada una de las cargas aplicadas en la losa TT30, de manera independiente. Para poder obtener la envolvente, con cargas mayoradas, será necesario definir las combinaciones de carga de acuerdo con lo establecido en la Norma E.060. Esto se realiza en el cuadro de diálogo “*Load Combinations in Problem File*” (Figura A7.16).

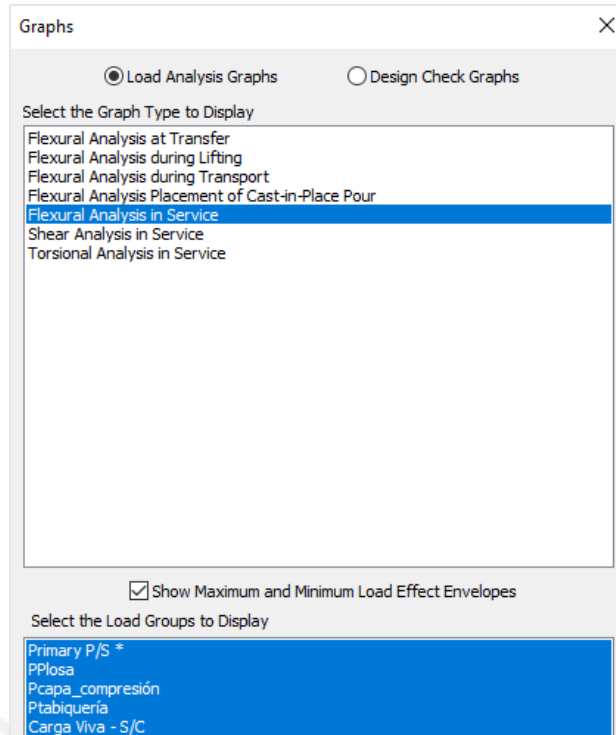


Figura A7.14. Cuadro de diálogo "Graphs".

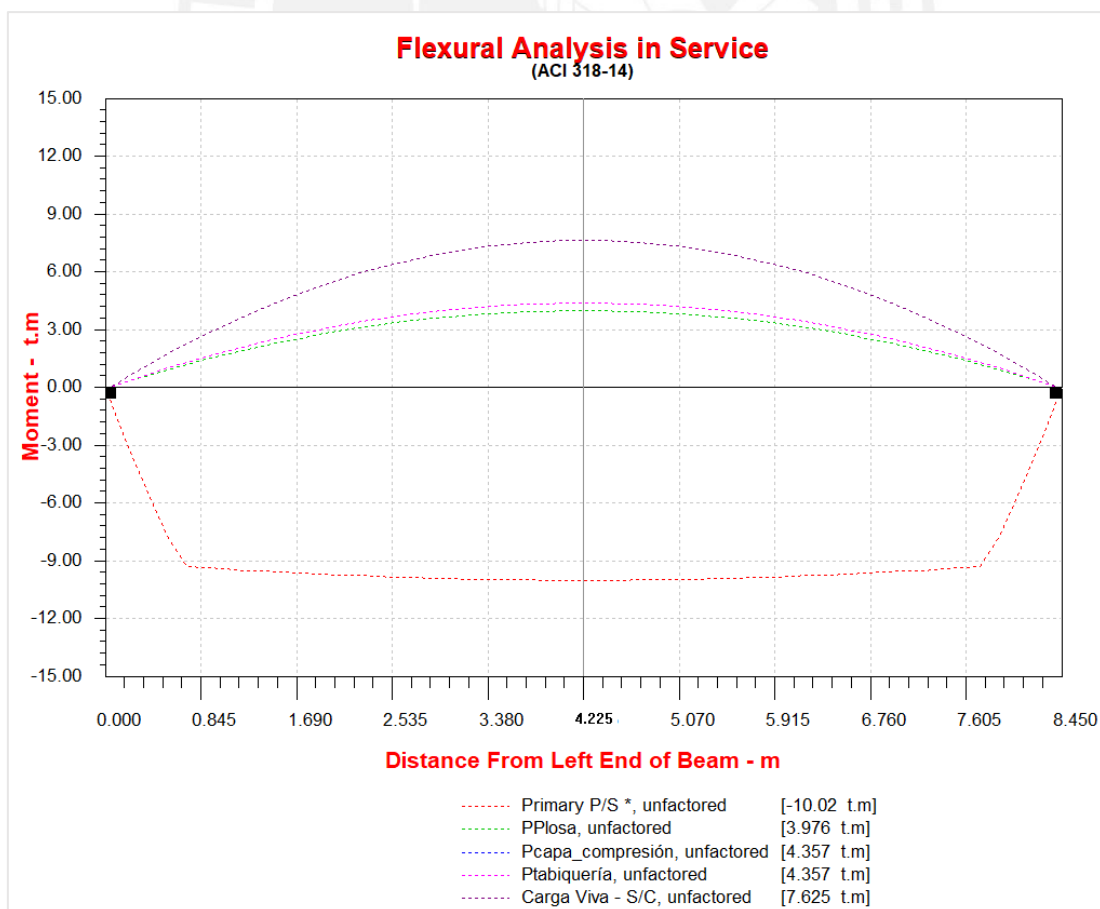


Figura A7.15. Diagrama de momento flector de cargas aplicadas.

Load Combinations in Problem File

Load Factors for Selected Load Combination

Name:

P: Primary Prestress (inverted for minimum effect)

D: Dead Load

F: Controlled Fluid

T: Temperature, Creep, Shrinkage

L: Live Load

L1: Live Load - Greater than 100 psf

Lr: Live Load - Roof

R: Rain

S: Snow

Ws: Wind - Service-Level

Wu: Wind - Ultimate-Level

Es: Earthquake - Service-Level

Eu: Earthquake - Ultimate-Level

Modify

Serviceability (SLS) and Fatigue (FLS) Limit State Load Combinations (used individually)

SLS Stress : 1.00P + 1.00D + 1.00F + 1.00T + 1.00L + 1.00L1 + 1.00Lr

SLS Defect : 1.00P + 1.00D + 1.00F + 1.00T + 1.00L + 1.00L1 + 1.00Lr

FLS Fatigue : 1.00P + 1.00D + 1.00F + 1.00L + 1.00L1 + 1.00Lr

Add Modify Delete Move Up Move Down

Ultimate Limit State (ULS) Load Combinations (searched collectively for envelope)

CMV : 1.40D + 1.70L

CMVSXX+ : 1.25D + 1.25L + 1.00Eu

CMVSXX- : 1.25D + 1.25L - 1.00Eu

CMVSY+ : 1.25D + 1.25L + 1.00Eu

CMVSY- : 1.25D + 1.25L - 1.00Eu

CMSXX+ : 0.90D + 1.00Eu

CMSXX- : 0.90D - 1.00Eu

CMSYY+ : 0.90D + 1.00Eu

CMSYY- : 0.90D - 1.00Eu

Reset to Selected Design Code [ACI 318-14 (ASCE 7-10)]

OK Cancel

Figura A7.16. Definición de las combinaciones de cargas.

La Figura A7.17 muestra la envolvente de la losa TT30, obtenido a partir de las combinaciones de carga, siendo el valor máximo del momento flector igual a 30.7 ton-m al centro del claro.

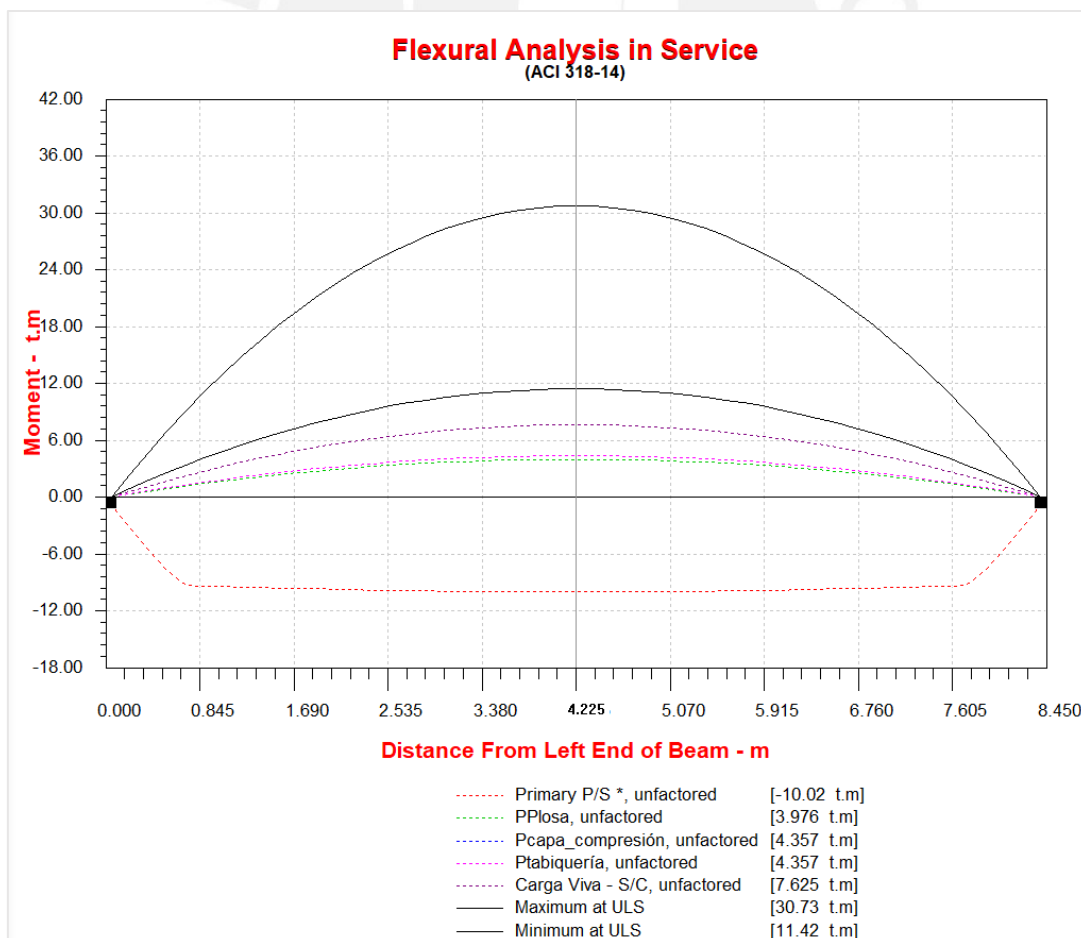


Figura A7.17. Diagrama de momento flector de cargas aplicadas y envolvente.

Diseño de elemento prefabricado pretensado:

Una vez realizado el análisis de las cargas sobre el elemento, se procede a realizar el diseño del refuerzo por flexión y cortante. Para el refuerzo por flexión se colocará armadura activa (torones presforzados) y armadura pasiva (acero de refuerzo).

a) Definición del presfuerzo en el elemento.

La Figura A7.18 muestra el cuadro diálogo “*Prestressing*”. En esta sección se detallará el pretensado del elemento prefabricado.

Para la losa TT30 se ha considerado un total de 6 torones de Ø0.5” (3 en cada nervio) y con una fuerza de tensado, f_{pu} . Los torones se encontrarán completamente embebidos en el concreto a lo largo de toda su longitud (*Fully Bonded (B)*), lo cual implica que no se utiliza encamisado de torones. En la parte inferior de la Figura A7.18 se observa un alzado de la losa TT30 y la ubicación de los torones.

Prestressing

Strand Group Details

Number of Strands: 2 Epoxy Coated

Stress Ratio at Lock-off: 0.75 (fpj / fpu)

Strand Height at Left End: 40 mm

Strand End Type and Offset from End of Beam

Left: Fully Bonded (B) 0 m

Right: Fully Bonded (B) 0 m

Strand Type

Select from Library Name: 12.7 (1/2) dia.: 12.7 mm fpu: 18753 kg/cm²

Low-Relaxation Strand A: 98.7 mm² E: 1970000 kg/cm²

Name	Grade (fpu)	Lock-Off	Num	Strand Profile Offsets	End Type: Offset (L/R)	Lt & Ld
<input checked="" type="checkbox"/> 12.7 (1/2)	18753 kg...	0.75	2	Straight: 40 mm	B: 0 m / B: 0 m	Code
<input checked="" type="checkbox"/> 12.7 (1/2)	18753 kg...	0.75	2	Straight: 80 mm	B: 0 m / B: 0 m	Code
<input checked="" type="checkbox"/> 12.7 (1/2)	18753 kg...	0.75	2	Straight: 120 mm	B: 0 m / B: 0 m	Code

Go To Next ...

F1 Key for Help

Figura A7.18. Selección del presfuerzo (torones) para la losa TT30.

b) Selección del método para el cálculo de pérdidas de presfuerzo y parámetros de diseño.

La Figura A7.19 muestra el cuadro diálogo “*Design Parameters*”. En esta sección se detalla el método para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo del elemento, así como otros parámetros relacionados al concreto y los tiempos de ejecución de la construcción.

Figura A7.19. Parámetros de diseño para el cálculo de pérdidas del presfuerzo.

c) Selección de acero de refuerzo a flexión.

La Figura A7.20 muestra el cuadro diálogo “*Reinforcing Steel*”. En esta sección se detallará el acero de refuerzo longitudinal del elemento prefabricado.

Para la losa TT30 se ha considerado un refuerzo corrido positivo de 2Ø8mm en cada nervio y 1 bastón de Ø1/2” en el extremo en cada nervio. Además, se coloca el refuerzo correspondiente a la malla del ala de Ø8mm@0.15m.

Name	Grade (fy)	Num	Spacing	V Offset	from	End Type: Offset (L/R)
<input checked="" type="checkbox"/> 8mm	4200 kg/c...	17	200 mm	30 mm	TB	FD: 0 m / FD: 0 m
<input checked="" type="checkbox"/> 8mm	4200 kg/c...	4	100 mm	30 mm	BB	FD: 0 m / FD: 0 m
<input checked="" type="checkbox"/> 1/2"	4200 kg/c...	2	100 mm	40 mm	BB	FD: 6.3 m / FD: 0 m
<input checked="" type="checkbox"/> 1/2"	4200 kg/c...	2	100 mm	40 mm	BB	FD: 0 m / FD: 6.3 m

Figura A7.20. Selección del acero de refuerzo para la losa TT30.

d) Selección del acero de refuerzo a cortante.

La Figura A7.21 muestra el cuadro diálogo “*Shear Strengthening* \cup ”. En esta sección se detallará el acero de refuerzo a cortante del elemento prefabricado. El arreglo escogido para los estribos de la losa TT30 se detalla en el rectángulo en rojo. Así mismo, se presenta el desarrollo de la losa en la Figura A7.22.

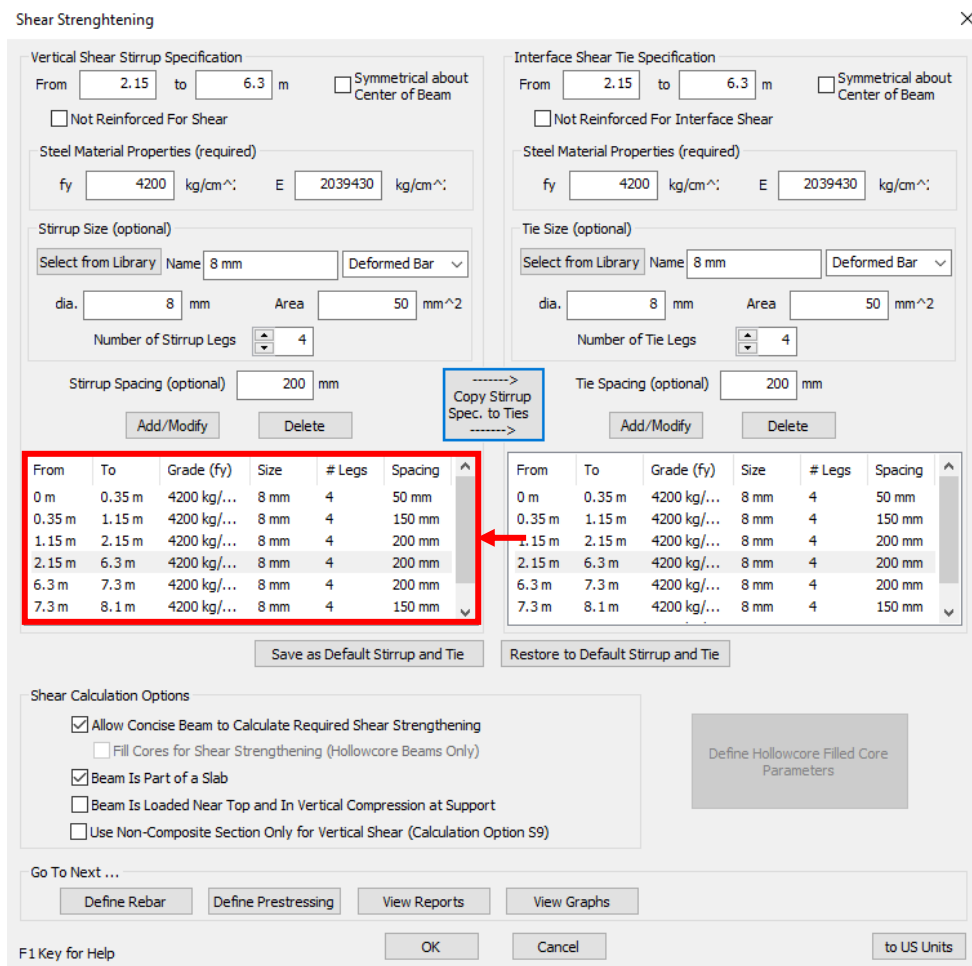


Figura A7.21. Selección del acero de refuerzo a cortante.

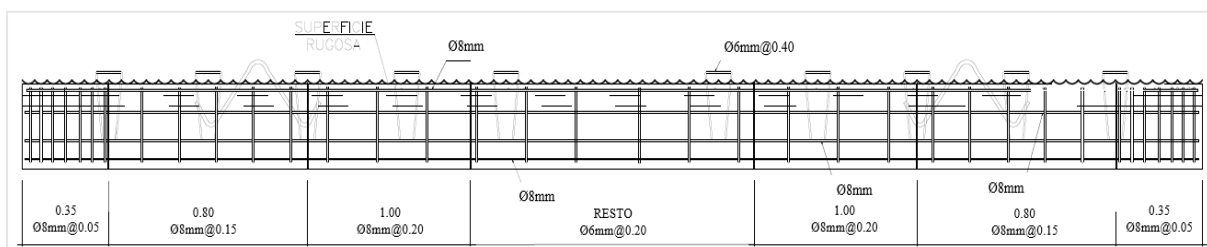


Figura A7.22. Desarrollo de losa TT30 – espaciamiento de estribos.

e) Revisión de esfuerzos en el elemento.

La Figura A7.23 muestra la gráfica de esfuerzos en la fibra superior e inferior de la losa TT30 en el instante del corte de los torones, ocurriendo la transferencia del presfuerzo al concreto. En esta gráfica se verifica que los esfuerzos en el elemento prefabricado no exceden los valores máximos, sin embargo, en la fibra superior se observan tracciones cercanas al límite establecido ($f_t adm = -14.88 \text{ kg/cm}^2$). Esta tracción excesiva en la fibra superior se debe a la precompresión ocasionada por los torones en la zona inferior de la losa.

Así mismo, en esta fase es en la cual se presenta la contraflecha máxima, la cual irá disminuyendo conforme se adicionen las cargas a la losa (capa de compresión, tabiquería, sobrecarga).

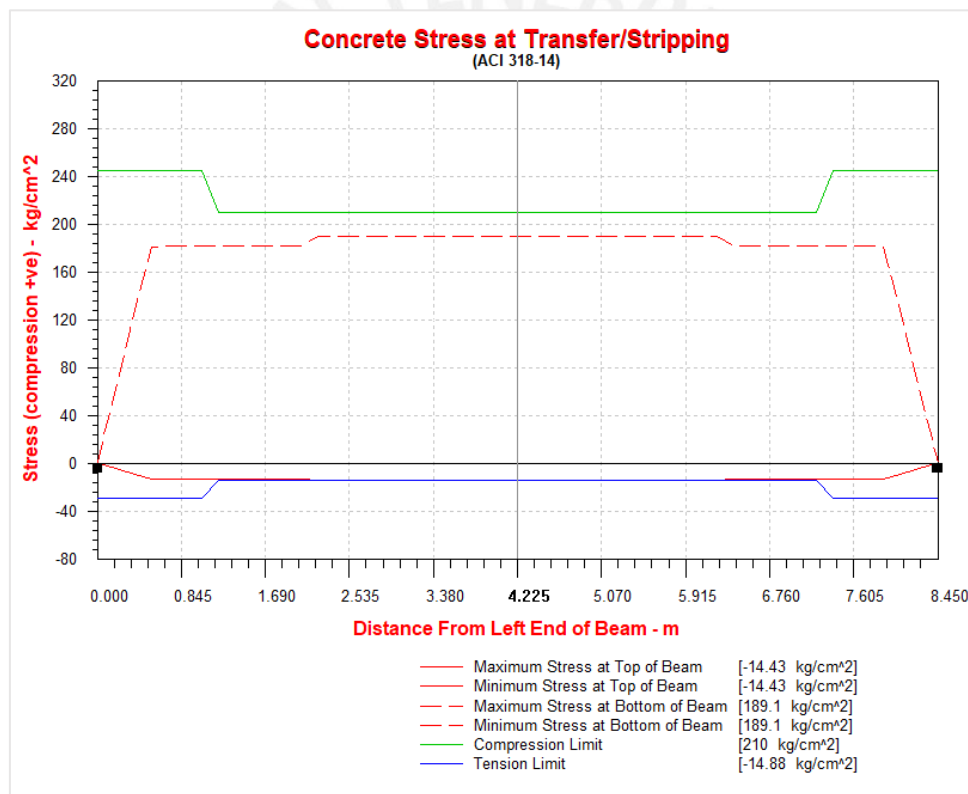


Figura A7.23. Esfuerzos en el concreto luego del corte de torones.

f) Revisión de momento resistente M_n .

La Figura A7.24 muestra la gráfica de momento flector resistente ϕM_n y momento flector último M_u de la losa TT30. Se verifica que, en su estado final como sección compuesta (losa TT30 prefabricada + capa de compresión), el momento resistente de la losa es mayor al momento último: $\phi M_n = 32.39 \text{ ton-m} > M_u = 30.73 \text{ ton-m}$.

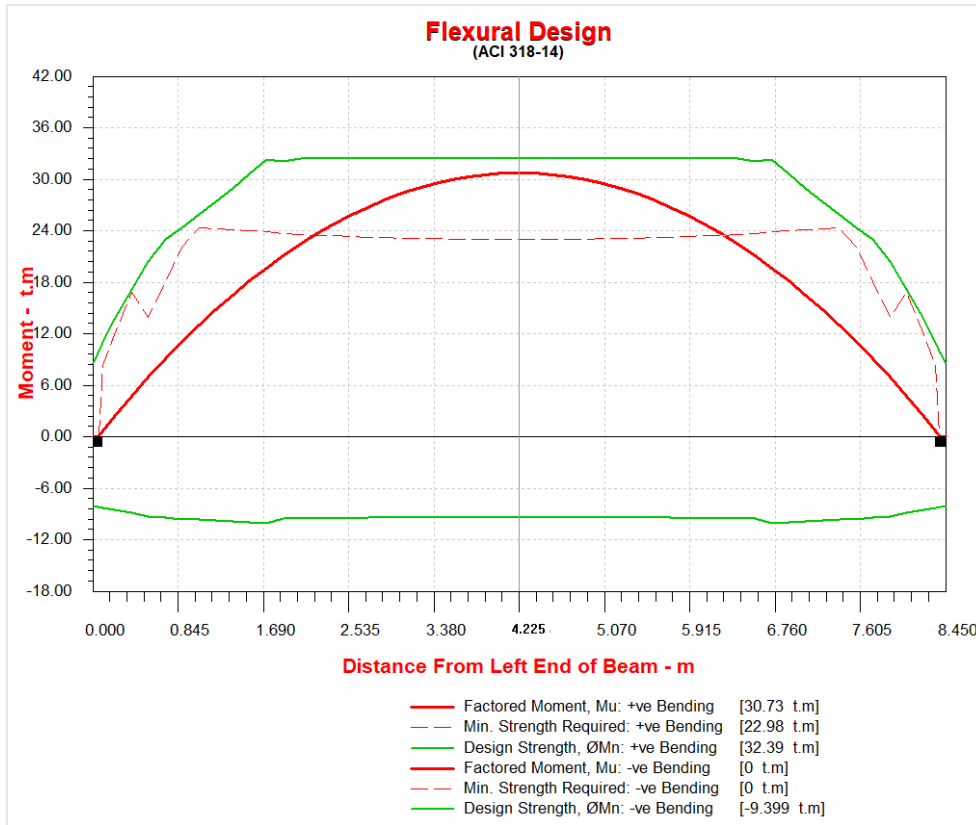


Figura A7.24. Diagrama de diseño a flexión, momento resistente ϕM_n .

Anexo 8.- Planos de estructuras del edificio estudiado

- Lámina E-0: Especificaciones generales
- Lámina E-1: Planta de cimentación
- Lámina E-2: Cimentación y cortes
- Lámina E-3: Detalle de armadura de capitel
- Lámina E-4: Detalle de aisladores y deslizadores
- Lámina E-5: Sistema de aislamiento
- Lámina E-6: Vigas del sistema de aislamiento I
- Lámina E-7: Vigas del sistema de aislamiento II
- Lámina E-8: Vigas del sistema de aislamiento III
- Lámina E-9: Ubicación de elementos prefabricados Techo 1
- Lámina E-10: Ubicación de elementos prefabricados Techo 2
- Lámina E-11: Ubicación de elementos prefabricados Techo 3
- Lámina E-12: Ubicación de elementos prefabricados Techo 4
- Lámina E-13: Cuadro de columnas
- Lámina E-14: Etapas del nudo Tipo 1
- Lámina E-15: Etapas del nudo Tipo 2
- Lámina E-16: Etapas del nudo Tipo 3
- Lámina E-17: Etapas del nudo Tipo 4
- Lámina E-18: Etapas del nudo Tipo 5
- Lámina E-19: Etapas del nudo Tipo 6
- Lámina E-20: Etapas del nudo Tipo 7
- Lámina E-21: Etapas del nudo Tipo A1
- Lámina E-22: Etapas del nudo Tipo A2
- Lámina E-23: Etapas del nudo Tipo A3
- Lámina E-24: Etapas del nudo Tipo A4
- Lámina E-25: Encofrado de Techo 1
- Lámina E-26: Encofrado de Techo 2
- Lámina E-27: Encofrado de Techo 3
- Lámina E-28: Encofrado de Techo4
- Lámina E-29: Armadura de viga prefabricada I

- Lámina E-30: Armadura de viga prefabricada II
- Lámina E-31: Armadura de viga prefabricada III
- Lámina E-32: Armadura de viga prefabricada IV
- Lámina E-33: Armadura de viga prefabricada V
- Lámina E-34: Armadura de viga prefabricada VI
- Lámina E-35: Armadura de viga prefabricada VII y de losa
- Lámina E-36: Desarrollo de vigas de superestructura I
- Lámina E-37: Desarrollo de vigas de superestructura II
- Lámina E-38: Desarrollo de vigas de superestructura III
- Lámina E-39: Desarrollo de vigas de superestructura IV
- Lámina E-40: Desarrollo de vigas de superestructura V
- Lámina E-41: Desarrollo de vigas de superestructura VI
- Lámina E-42: Desarrollo de vigas de superestructura VII
- Lámina E-43: Desarrollo de vigas de superestructura VIII
- Lámina E-44: Desarrollo de vigas de superestructura IX
- Lámina E-45: Escalera 1
- Lámina E-46: Escalera 2
- Lámina E-47: Detalles típicos

"HOSPITAL CON AISLAMIENTO SISMICO DISTRITO MOQUEGUA, REGION MOQUEGUA"

RELACION DE PLANOS

PLANO No.	TITULO
E-00	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-01	PLANTAS DE CIMENTACION
E-02	CIMENTACION Y CORTES
E-03	DETALLE DE ARMADURA DE CAPITEL
E-04	DETALLES DE AISLADORES Y DESLIZADORES
E-05	SISTEMA DE AISLAMIENTO
E-06	VIGAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO I
E-07	VIGAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO II
E-08	VIGAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO III
E-09	UBICACION DE ELEMENTOS PREFABRICADOS TECHO 1
E-10	UBICACION DE ELEMENTOS PREFABRICADOS TECHO 2
E-11	UBICACION DE ELEMENTOS PREFABRICADOS TECHO 3
E-12	UBICACION DE ELEMENTOS PREFABRICADOS TECHO 4
E-13	COLUMNAS
E-14	ETAPAS DEL NODO TIPO 1
E-15	ETAPAS DEL NODO TIPO 2
E-16	ETAPAS DEL NODO TIPO 3
E-17	ETAPAS DEL NODO TIPO 4
E-18	ETAPAS DEL NODO TIPO 5
E-19	ETAPAS DEL NODO TIPO 6
E-20	ETAPAS DEL NODO TIPO 7
E-21	ETAPAS DEL NODO TIPO A1
E-22	ETAPAS DEL NODO TIPO A2
E-23	ETAPAS DEL NODO TIPO A3
E-24	ETAPAS DEL NODO TIPO A4
E-25	ENCOPRADO DE TECHO 1
E-26	ENCOPRADO DE TECHO 2
E-27	ENCOPRADO DE TECHO 3
E-28	ENCOPRADO DE TECHO 4
E-29	ARMADURA DE VIGA PREFABRICADA I
E-30	ARMADURA DE VIGA PREFABRICADA II
E-31	ARMADURA DE VIGA PREFABRICADA III
E-32	ARMADURA DE VIGA PREFABRICADA IV
E-33	ARMADURA DE VIGA PREFABRICADA V
E-34	ARMADURA DE VIGA PREFABRICADA VI
E-35	ARMADURA DE VIGA PREFABRICADA VII Y DE LOSA
E-36	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA I
E-37	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA II
E-38	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA III
E-39	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA IV
E-40	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA V
E-41	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA VI
E-42	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA VII
E-43	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA VIII
E-44	DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA IX
E-45	ESCALERA 1
E-46	ESCALERA 2
E-47	DETALLES TIPICOS

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADemás de estos planos, DEBEN CONSIDERARSE AQUELLOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERU.
- REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS QUE SE ADJUNTAN PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS.

ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

N	NIVEL
N.T	NIVEL DE TERRENO
N.P.F.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.L	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
N.J.T.	NIVEL DE JARDÍN TERMINADO
N.F.Z	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.F.S	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.F.Z	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
N.F.C.C.	NIVEL DE FONDO DE CEMENTO CORRIDO
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
TIP.	TÍPICO
MÍN.	MÍNIMO
MÁX.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
@	A CADA/HASTA
Ø	DIÁMETRO
Ø D	RESTO
EXTR.	EXTREMO

CARGAS

REGLAMENTO	E-0-20
CUARTOS	200 kg/m ²
SALAS DE OPERACIÓN, LABORATORIOS Y ZONAS DE SERVICIO	300 kg/m ²
OFICINAS Y SALAS DE COMPUTACIÓN	250 kg/m ²
CORRIDORES Y ESCALERAS	400 kg/m ²
SALAS DE ARCHIVO	500 kg/m ²
AMBIENTES PARA ASAMBLEA Y DEPÓSITOS	400 kg/m ²
CUARTOS DE MÁQUINAS	1000 kg/m ²
AZÓTEA SIN EQUIPOS	100 kg/m ²

REGLAMENTO	E-0.20.E-0.30.E-0.31
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SISMO DE DISEÑO AL MÁXIMO	T0.0
FACTOR DE USO, U	T0.0
FACTOR DE SUELO, S	T0.0
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SISMICAS, R	R _{v-y} =1.00 (SUPERESTRUCTURA AISLADA) R _{v-y} =1.00 (SUBESTRUCTURA, SISTEMA DE AISLAMIENTO Y ESTRUCTURAS DE BASE FIJA)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

DIRECCIÓN X-X

- Txx= 2.39 seg
- V_{xx} (vol): 1481 Ton -V_{xx} (sopl): 487 Ton
- MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO = 40.3 cm
- MÁXIMA DERIVA ESPECTRAL DE ENTREPISO = 0.0037

DIRECCIÓN Y-Y

- Tyy= 2.40 seg
- V_{yy} (vol): 1453 Ton -V_{yy} (sopl): 444 Ton
- MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO = 39.8 cm
- MÁXIMA DERIVA ESPECTRAL DE ENTREPISO = 0.0035

CIMENTACIONES

TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS DE CONCRETO ARMADO
ESTRATO DE APOYO	GRAVA ARENOSA
PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION	1.20m (POR DEBAJO DEL PISO TERMINADO)
PRESSION ADMISIBLE	4.00 kg/cm ²
MÁXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	1.88 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO INTERVIENE EN EL ANÁLISIS
RECOMENDACIONES ADICIONALES	NO SE ENCONTRÓ NIVEL FREÁTICO

CIMENTACIONES

- REFERIRSE AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO POR M/M CONSULTORES SBL CON FECHA FEBRERO DEL 2017.
- RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACION
- LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE Y/O RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y DEBEN SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.

TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDOS DE CONCRETO ARMADO
ESTRATO DE APOYO	GRAVA MAL GRADUADA (Gp)
PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION	1.20m
PRESSION ADMISIBLE	4.00 kg/cm ²
MÁXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	1.50 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA.
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRÓ UNA CONCENTRACION CONSIDERABLE DE SULFATOS O SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACION Y DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON SUELO EMPLEAR ALGUN IMPERMEABILIZANTE EN LOS ACABADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON AGUA.

- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACION SE ENCUENTRE UN LENTE BOLSÓN DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACION HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0.20m Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACION EFECTUADA UN FALSO CEMENTO DE CONCRETO CICLOPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS EN TODAS SUS SUPERFICIES.
- EN LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGÜE DEBERÁN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PERDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS PARA EL APOYO DE LA CIMENTACION YA QUE PODRÍAN DISMINUIR SUS CAPACIDADES PORTANTES.
- EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERÁN RETIRARSE LAS CAPAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m Y REEMPLAZARLAS POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARÁ EN CAPAS DE NO MAS DE 0.15m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO DE ESTA MANERA SE LOGRARÁ UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARÁ LA APARICION DE RAJADURAS EN ESTOS. REVISAR TAMBIÉN LAS INDICACIONES QUE SE ALCANZAN EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

1 CALIDAD DEL CONCRETO:

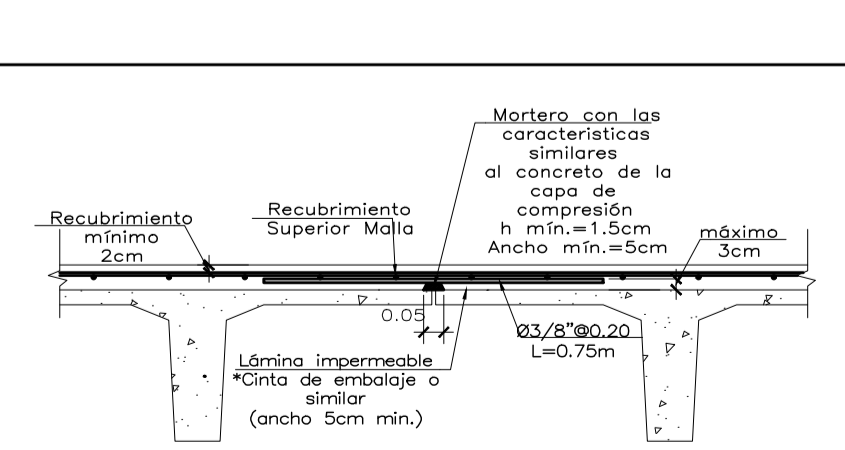
ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS, (f'c)	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
ZAPATAS CORRIDAS DE LOS MUROS DE CIMENTACION	210 kg/cm ²	2"	4"
MUROS DE CONTENCIÓN	280 kg/cm ²	1"	4"

2 ACERO DE REFUERZO:

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

EJECUCION DE LA LOSA DE COMPRESION

- ENCOPRAR LOS ESPACIOS ENTRE LOSAS TT 30 Y VIGAS IN SITU.
- EMPLERAR MATERIAL IMPERMEABLE ENTRE LOSAS TT ADYACENTES. UN BUEN SISTEMA CONSISTE EN LA COLOCACION DE UNA TIRA DE MATERIAL PLUS TICO. LUEGO SE PROCEDE AL VACIADO DE UNA FRANJA DE MORTERO O CONCRETO A LO LARGO DE ESTAS JUNTAS. ESTA OPERACION ES NECESARIA PARA EVITAR LA APARICION DE FISURAS EN LAS JUNTAS ENTRE LOSAS.
- POSTERIOR AL VACIADO DE MORTERO, ESPERAR 12 HORAS COMO MÍNIMO, PARA COLOCAR TODAS LAS ARMADURAS EN EL ESPACIAMIENTO INDICADO. LA ARMADURA POR TEMPERATURA NO PUEDE SER APOYADA DIRECTAMENTE SOBRE LAS LOSAS. PARA ELLO SE DEBERA DISPONER DE SEPARADORES QUE GARANTICEN UN RECUBRIMIENTO SUPERIOR DE 2 CM ±0.5.
- VACIADO DEL CONCRETO, HABITUALMENTE CON BOMBA. UNA VEZ VERTIDO YVIBRADO SE DEBE PROTEGER DE UNA DESECCION RAPIDA, CUBRIENDOLO DE MANERA QUE SE ASEGURE UN CURADO SIN RETRACCION. LA RETRACCION DURANTE EL FRAGUADO PUEDE FISURAR ESTAS CAPAS DE COMPRESION SI NO SE CUBREN Y PROTEGEN ADECUADAMENTE.



EJECUCION DE CORTES DE JUNTA EN LA LOSA

UNA VEZ ENDURECIDA LA LOSA DE COMPRESION, SE DEBE PROCEDER AL CORTA RESPECTIVO EN LAS JUNTAS PARA FAVORECER LA CONTRACCION Y EVITAR LA FISURACION.

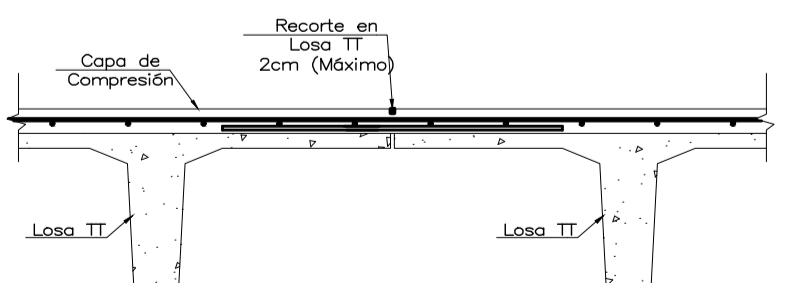
ESTAS JUNTAS DE CORTE DEBEN TENER UNA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE 2 CM, UN ANCHO MÁXIMO DE 1 CM Y NO DEBEN INTERRUPTIR LA ARMADURA.

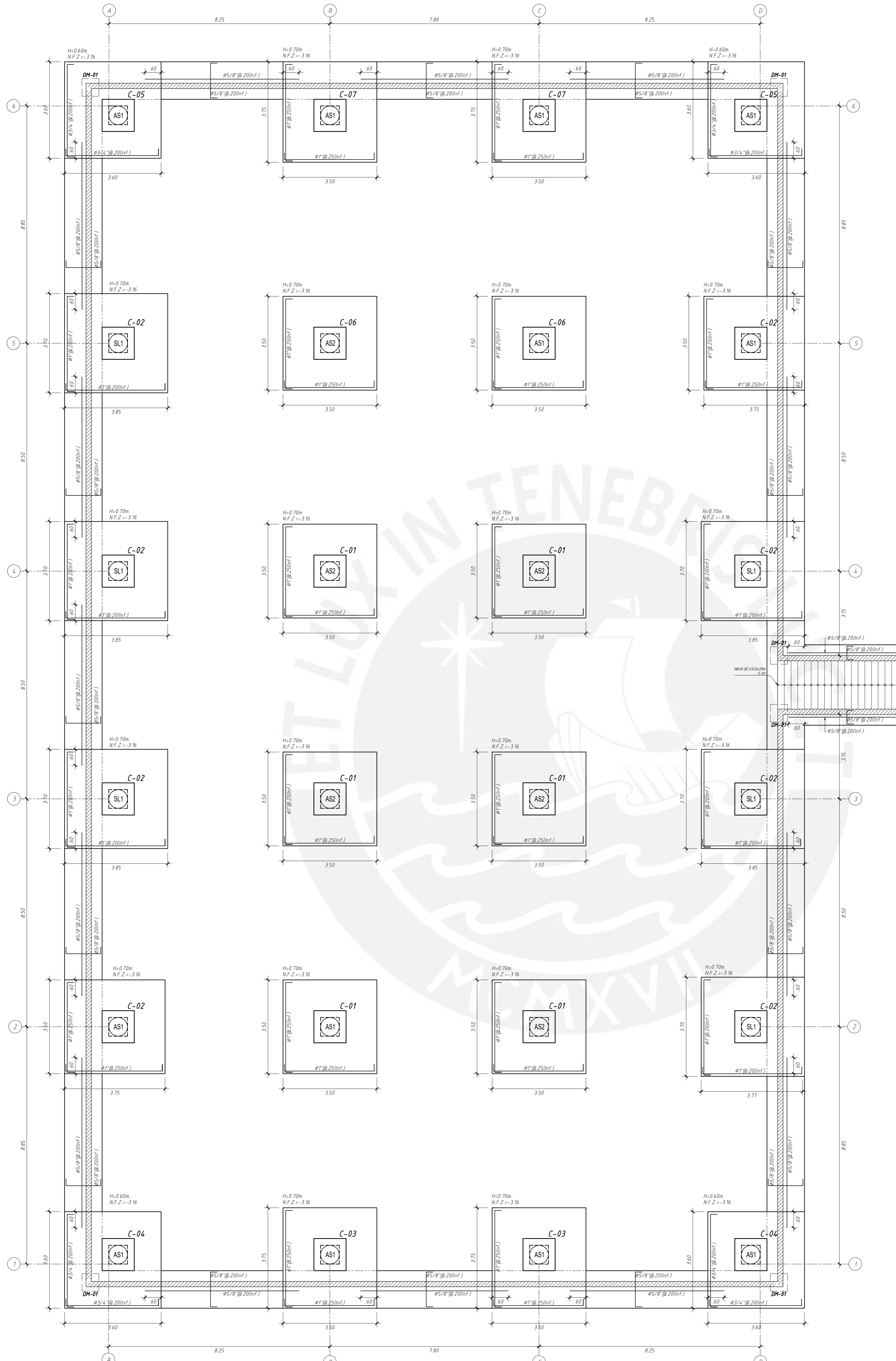
SE DEBE REALIZAR EN AMBOS SENTIDOS CADA 5 CM MÁXIMO.

EN EL SENTIDO DE LAS LOSAS TT ES BUENO QUE COINCIDAN CON LAS JUNTAS ENTRE ELLAS, INCLUSO ASERRARLAS TODAS CADA 2.5 M.

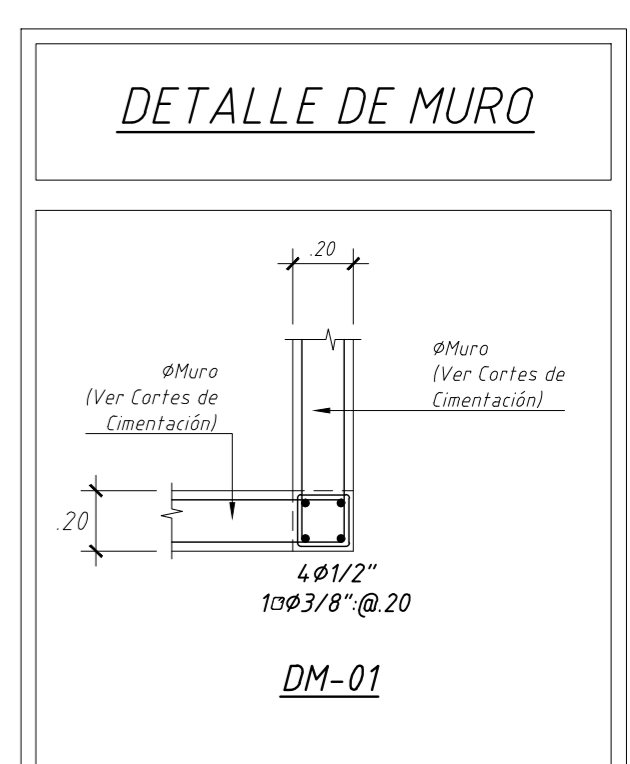
EN EL SENTIDO DE LAS VIGAS LA JUNTA DE CORTE SE PUEDE ASERRAR JUNTO A LAS VIGAS PERO NUNCA SOBRE ELLAS. ES MEJOR APARTARSE 1 M DEL CENTRO DE LAS VIGAS.

TAMBIEN EN EL SENTIDO DE LAS VIGAS, LAS JUNTAS DE CORTE NO PUEDEN COINCIDIR NUNCA CON EL CENTRO DE LA LUZ DEL PAÑO.

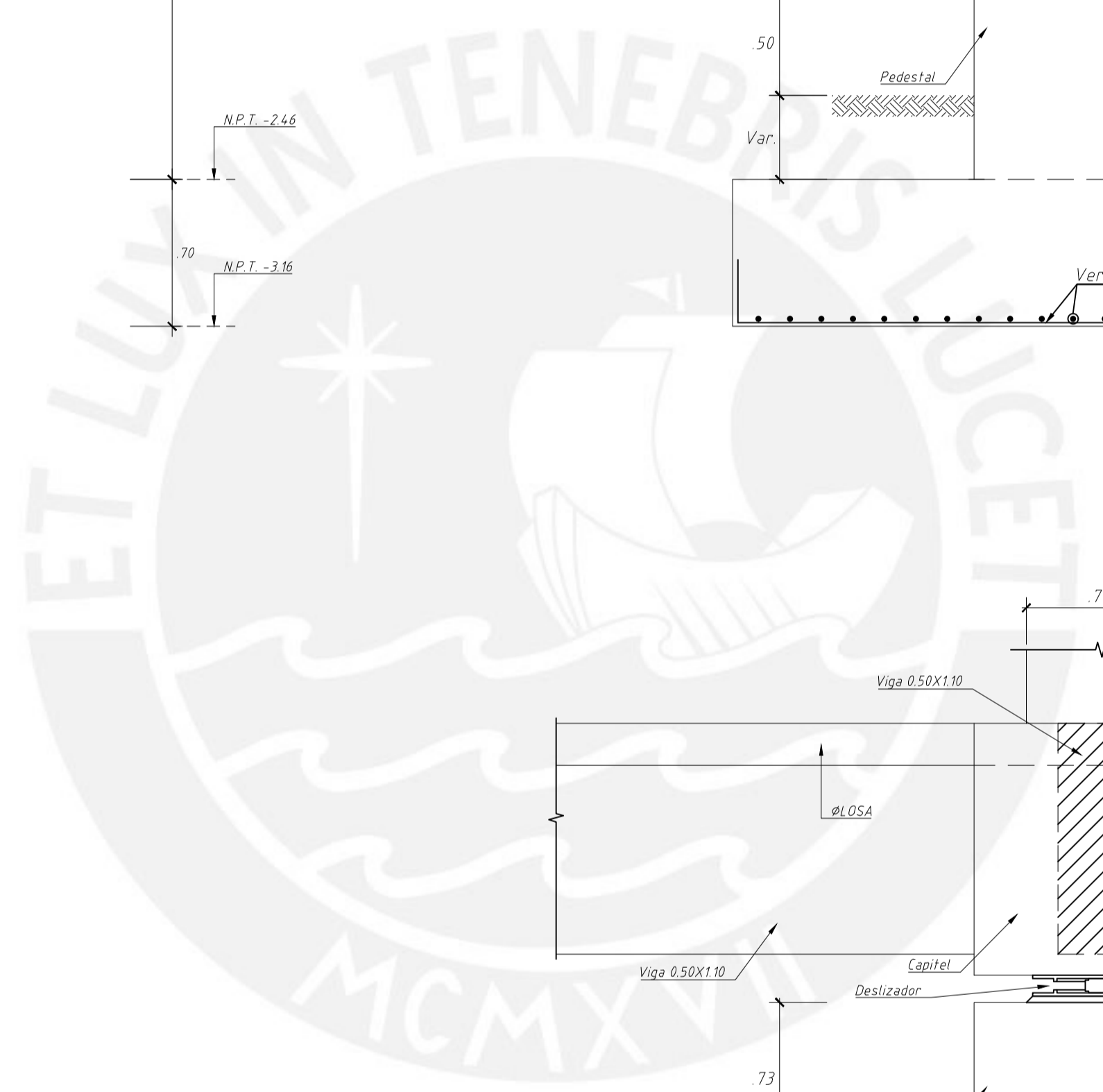
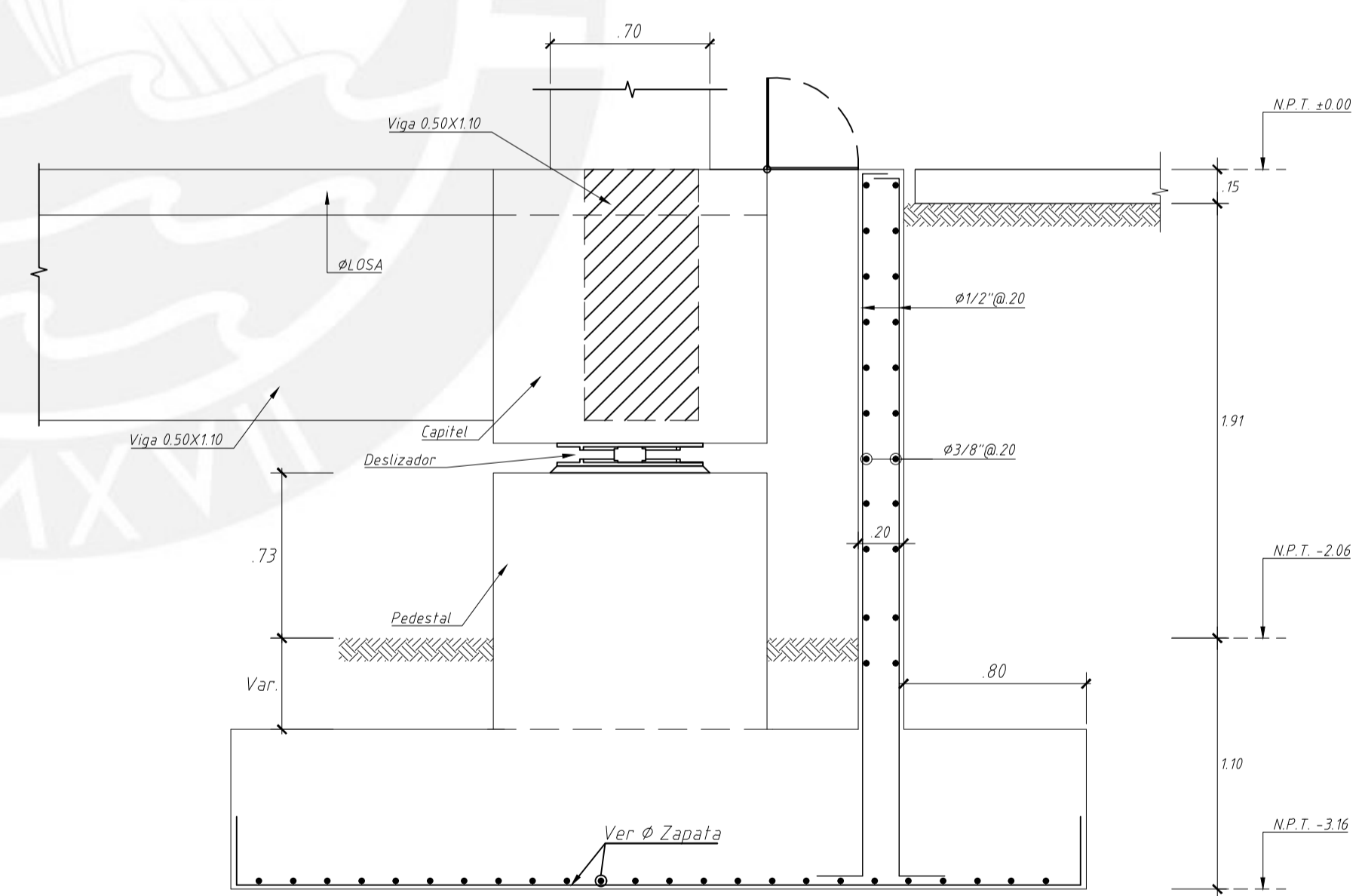
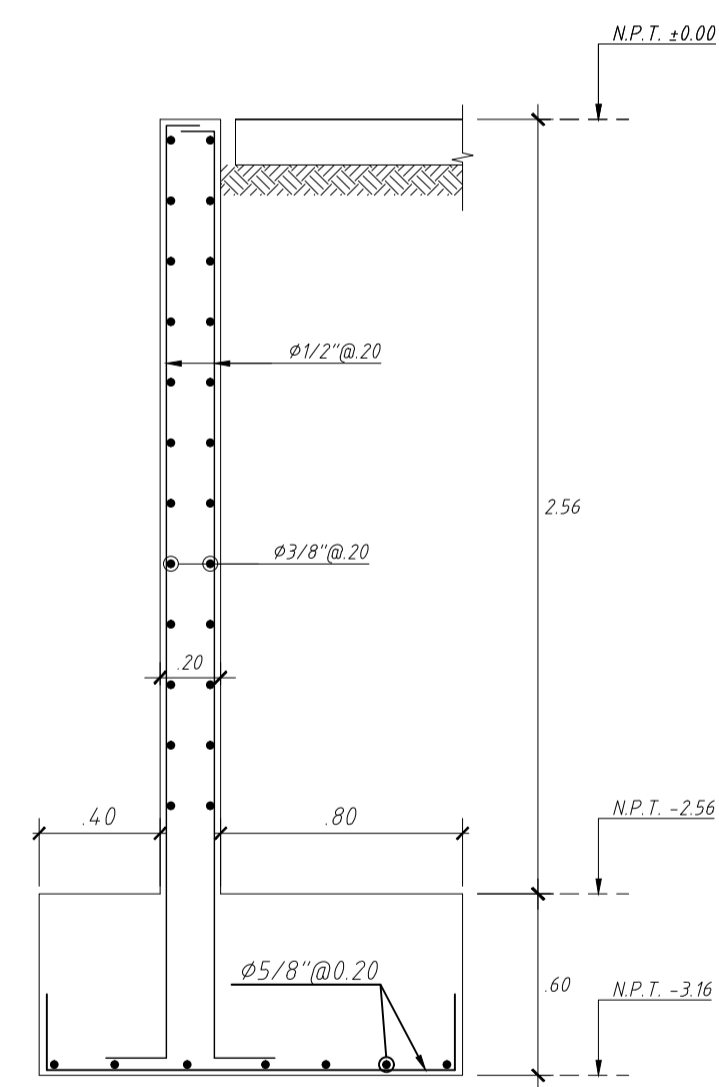
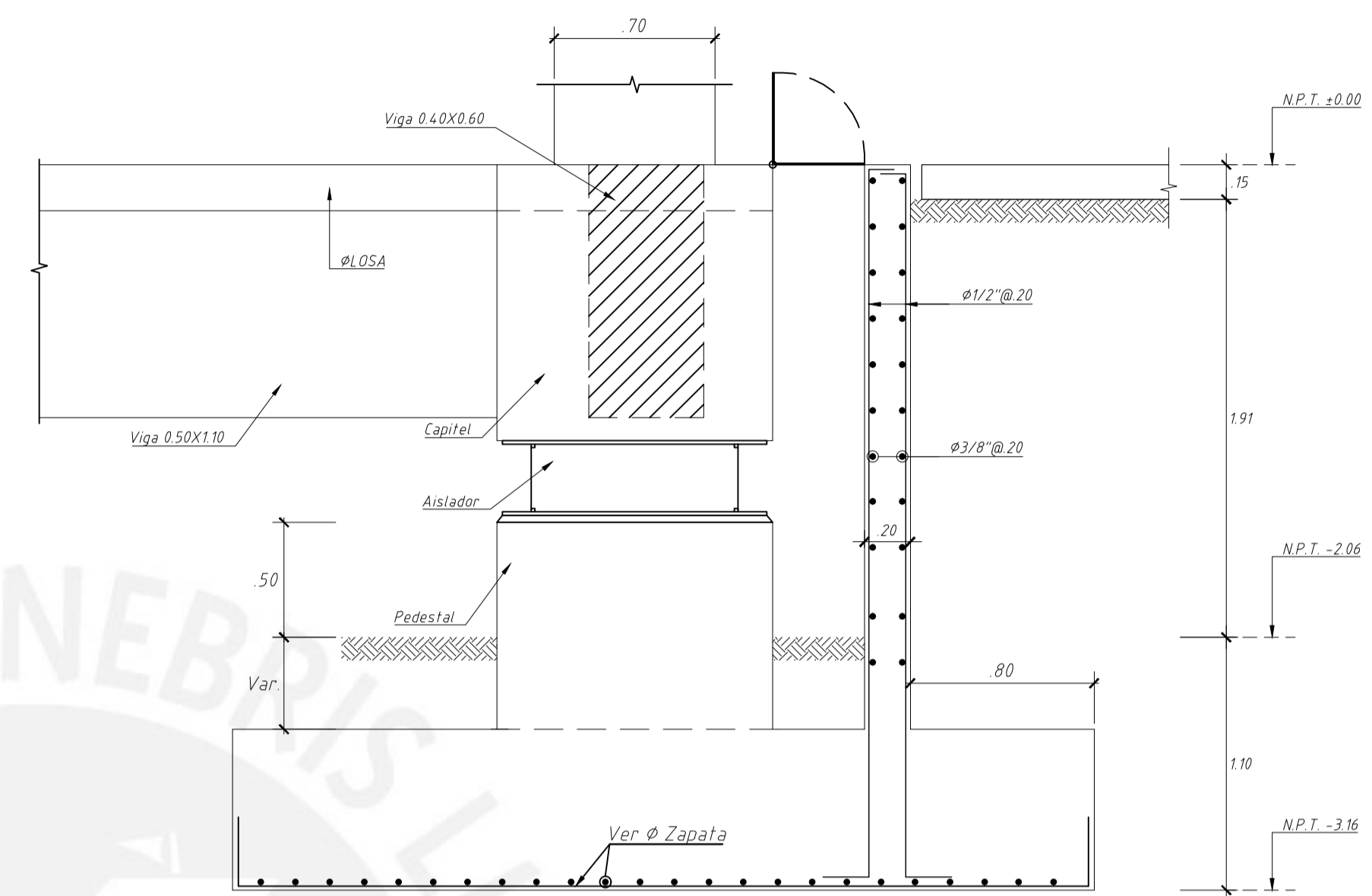
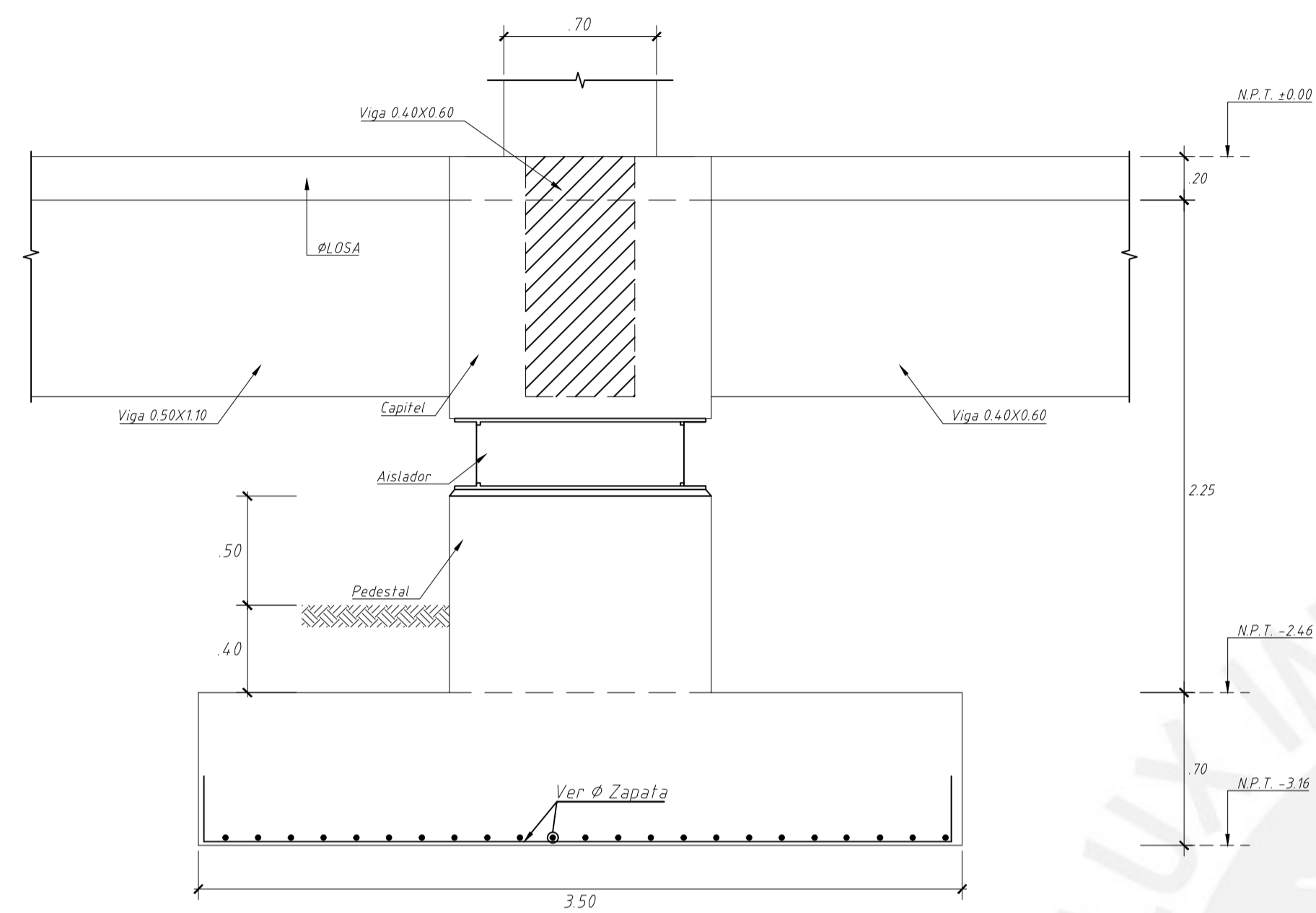


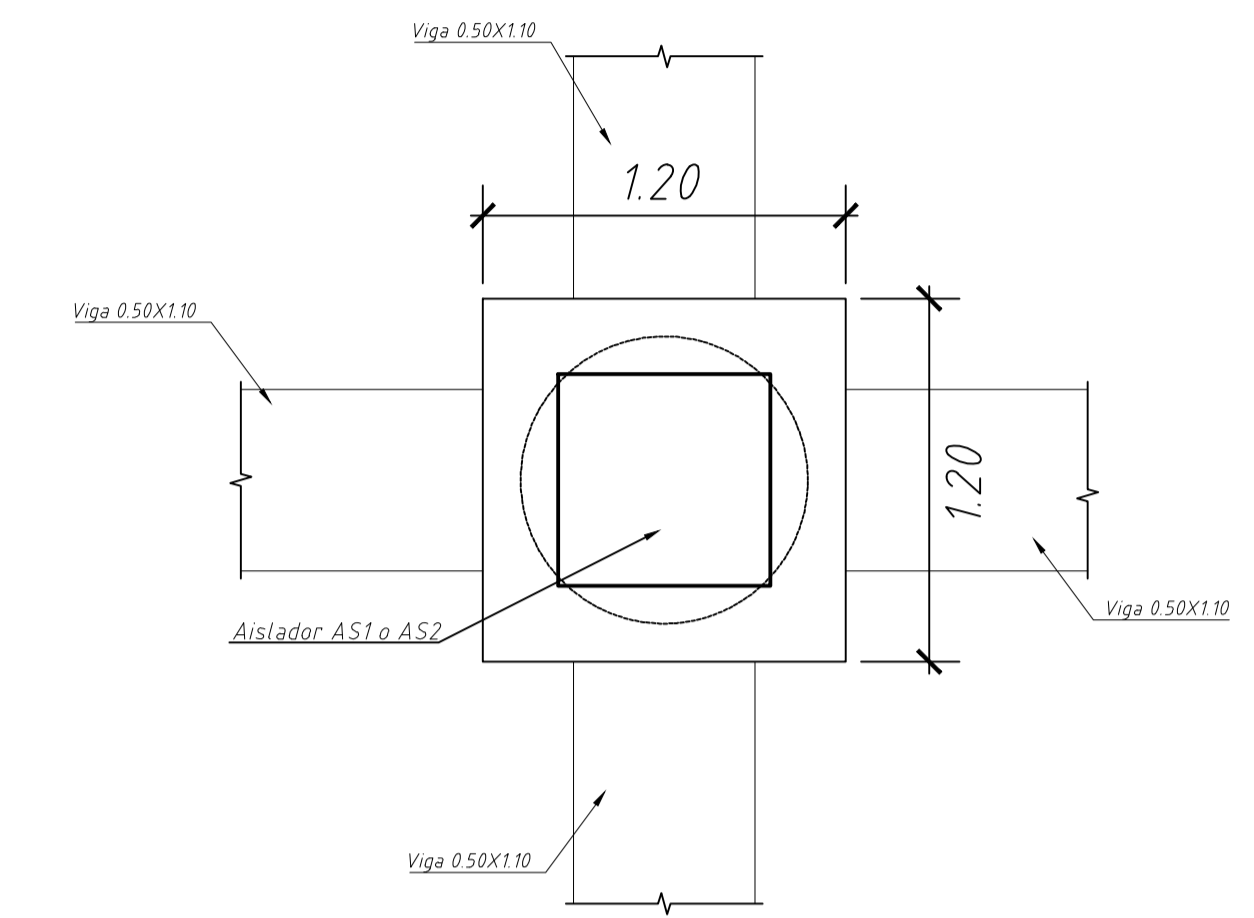
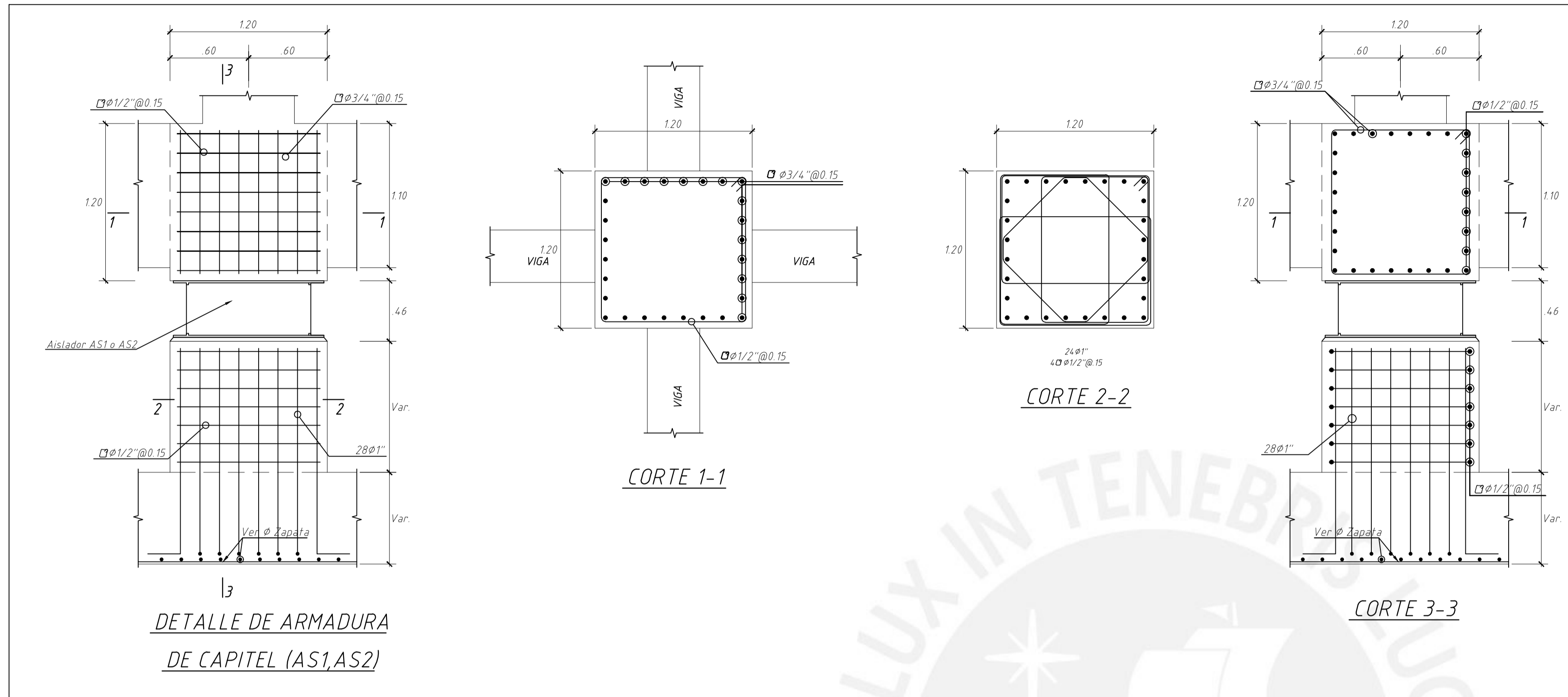


CIMENTACION
ESCALA: 1/75
(S/C-300, 400 kg/m²)

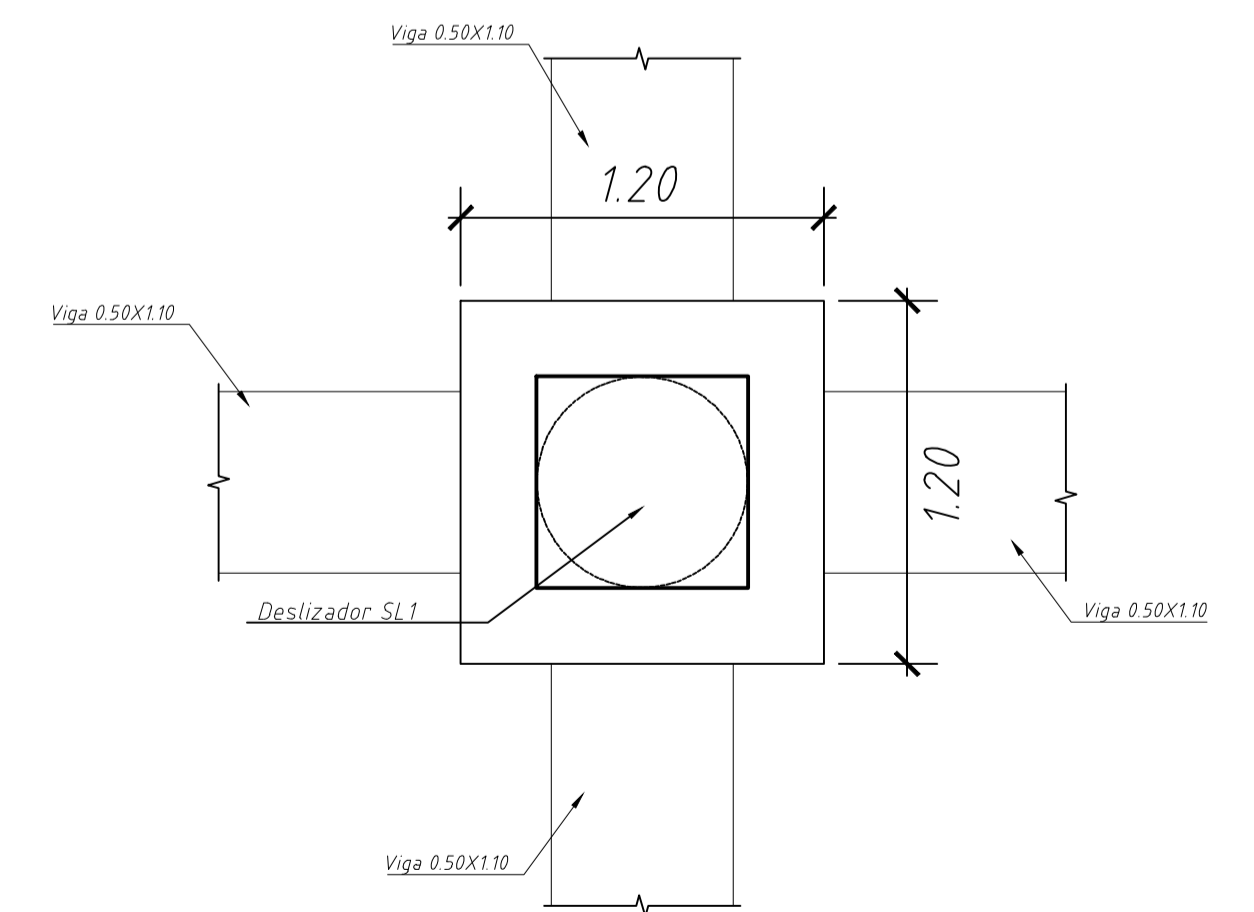
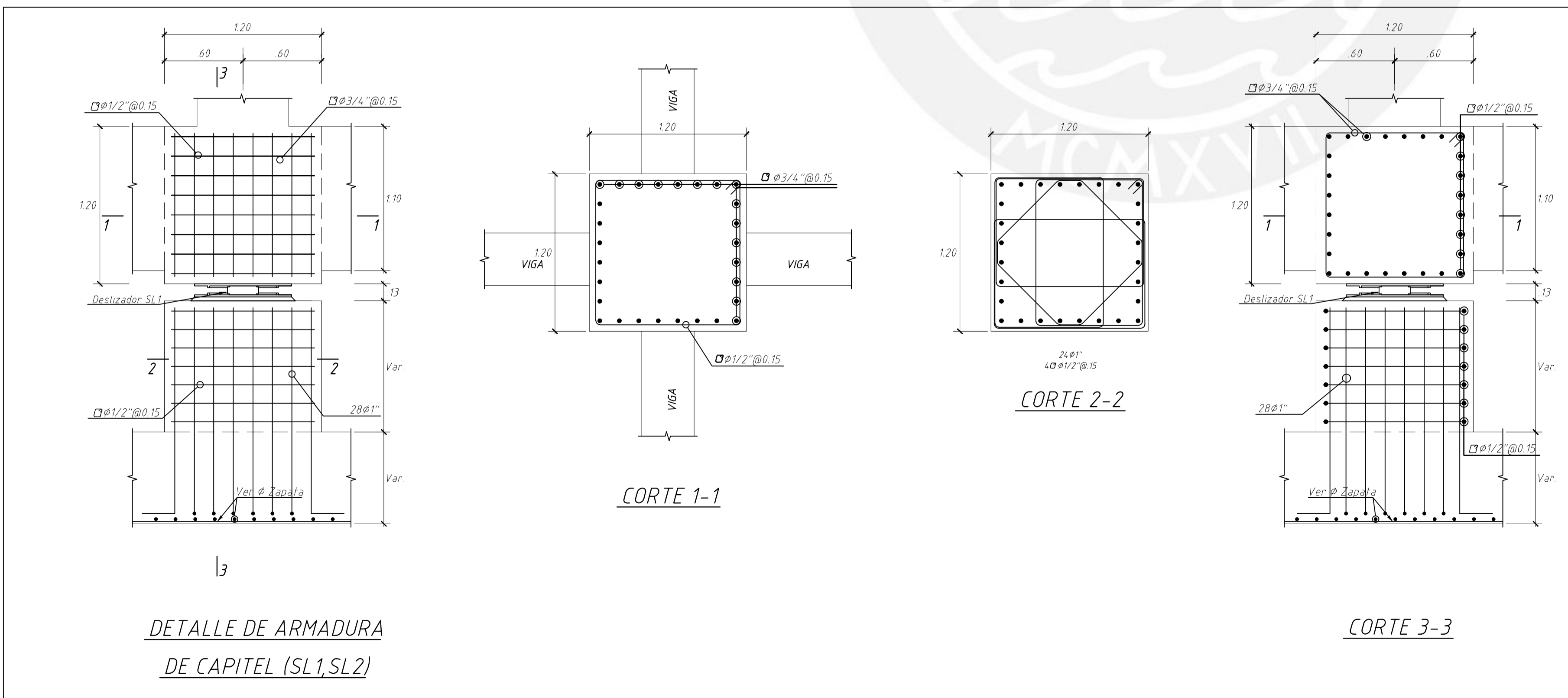


ESCALA: 1/75

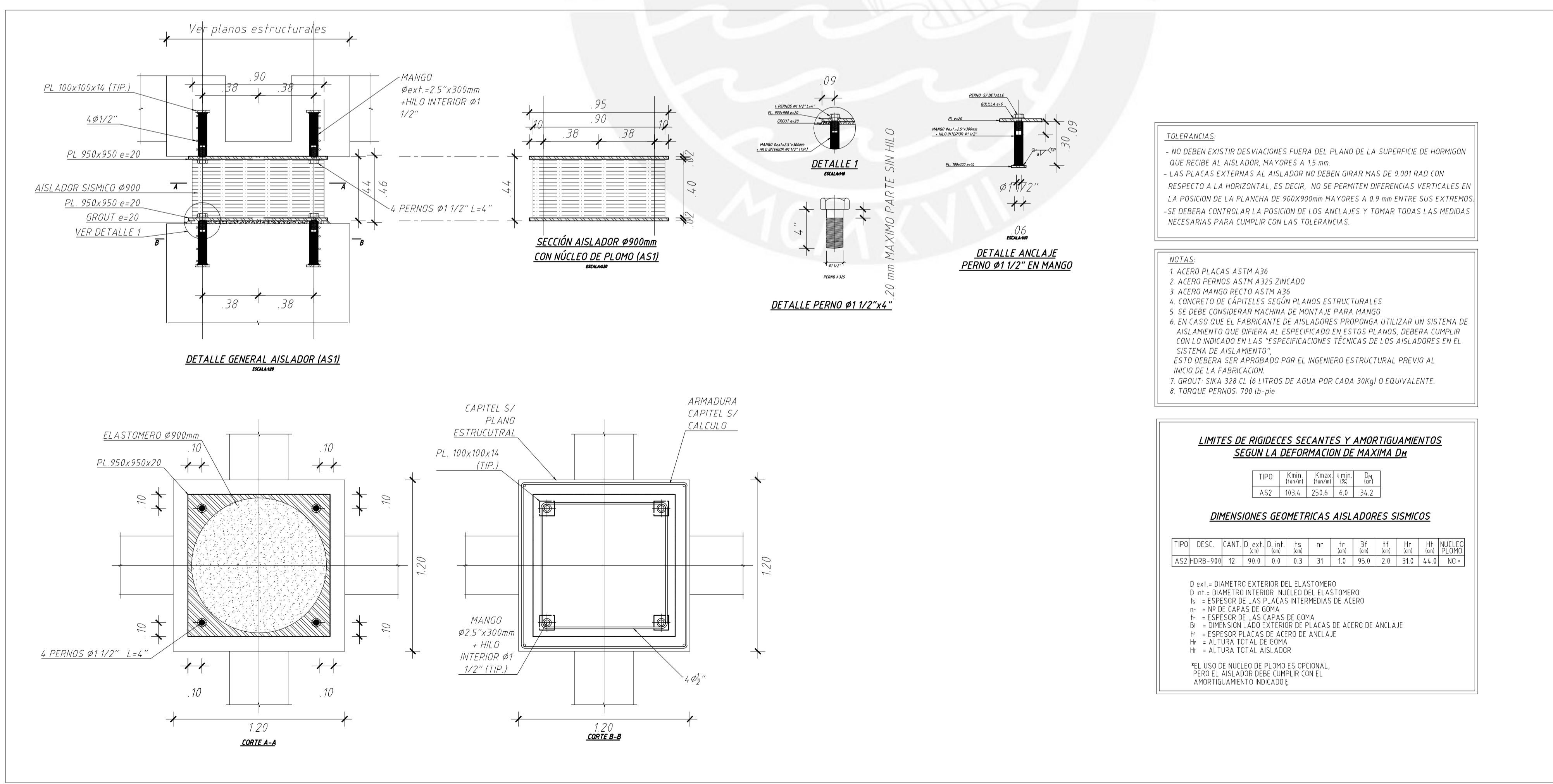
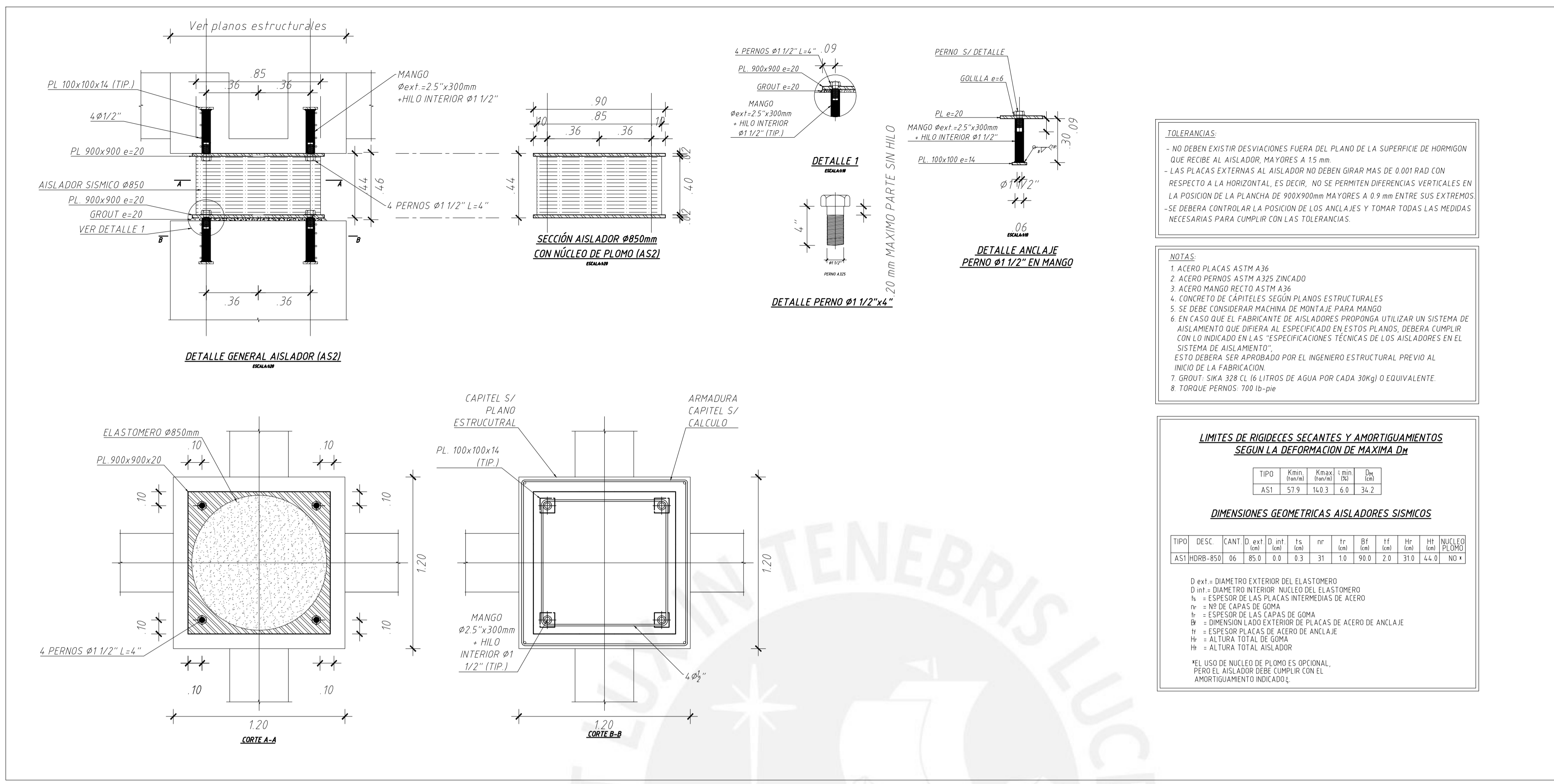


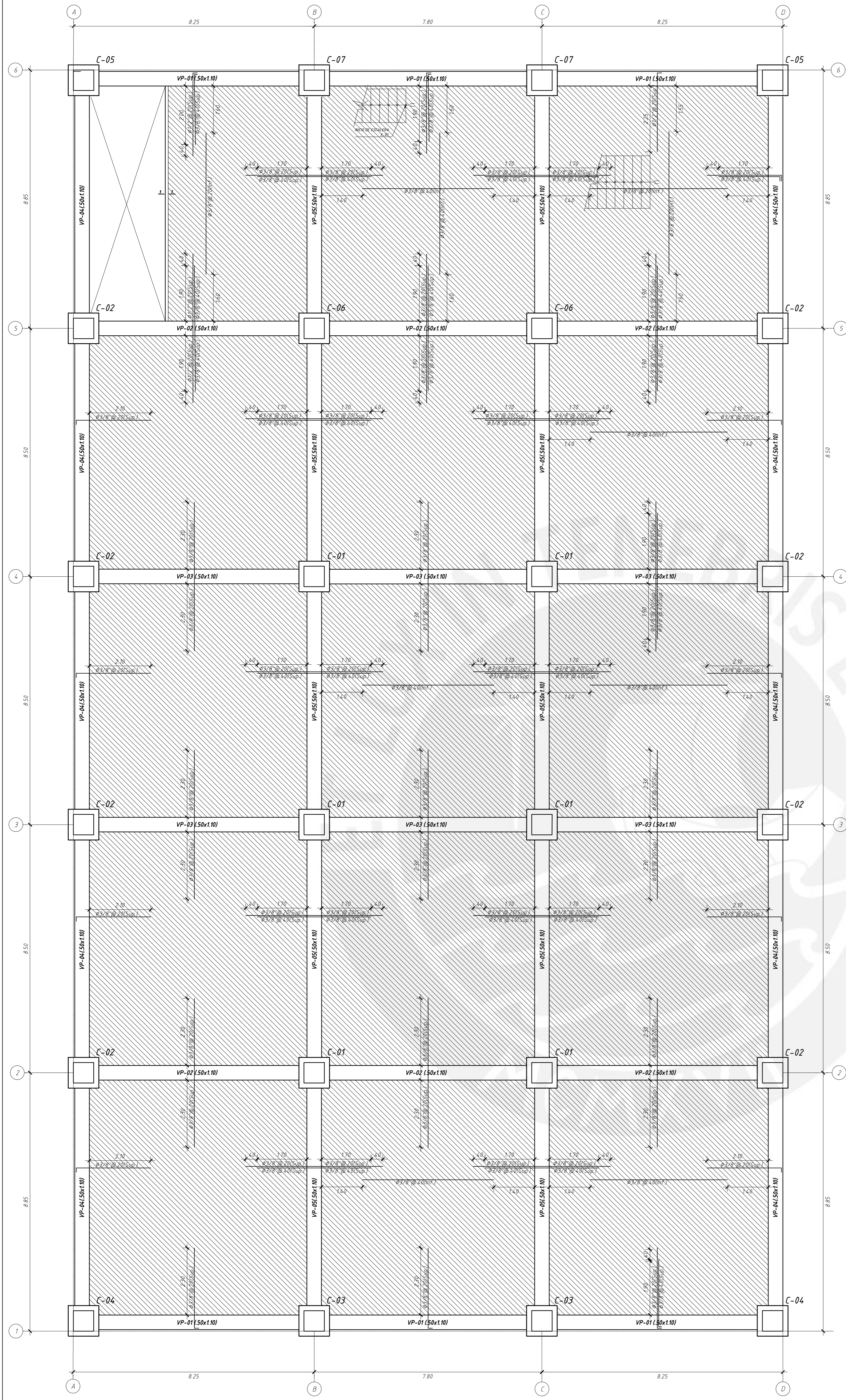


PLANTA DEL ENCUENTRO DE VIGAS, CAPITEL Y AISLADOR



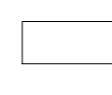
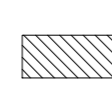
PLANTA DEL ENCUENTRO DE VIGAS, CAPITEL Y DESLIZADOR

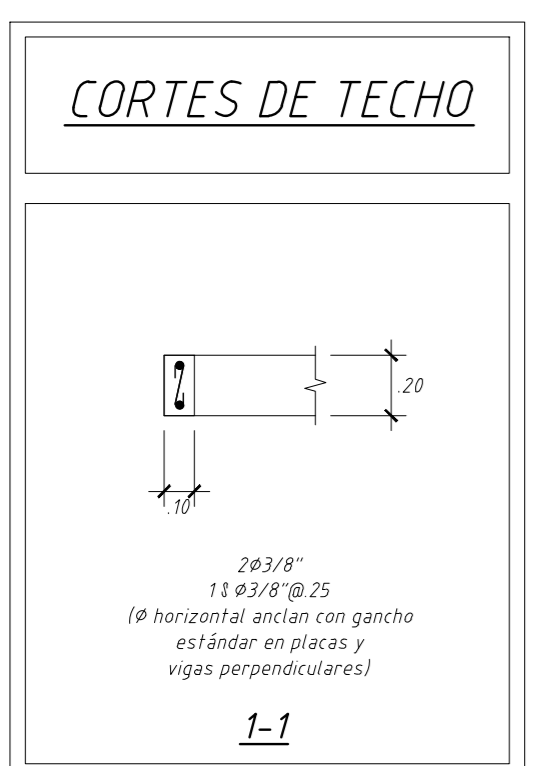


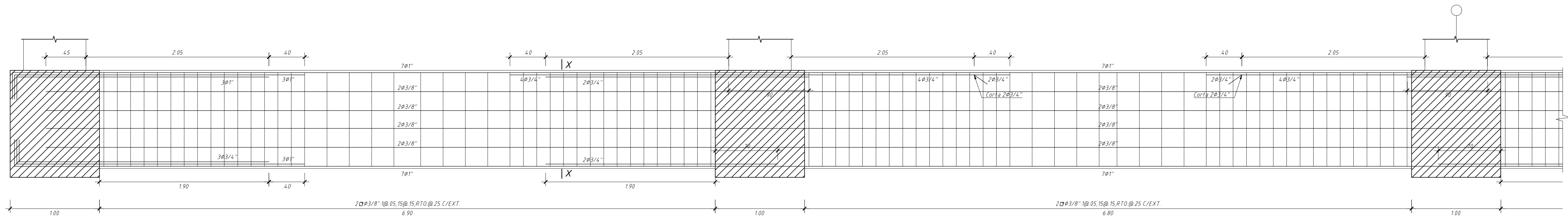


ENCOFRADO DE TECHO NIVEL DE AISLAMIENTO (NPT ±0.00)

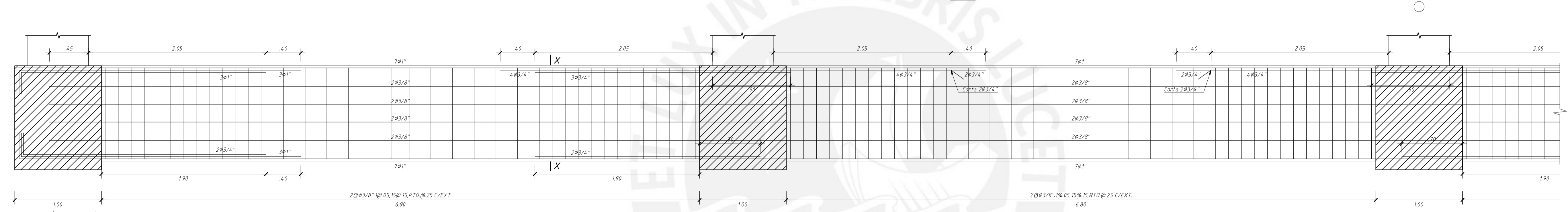
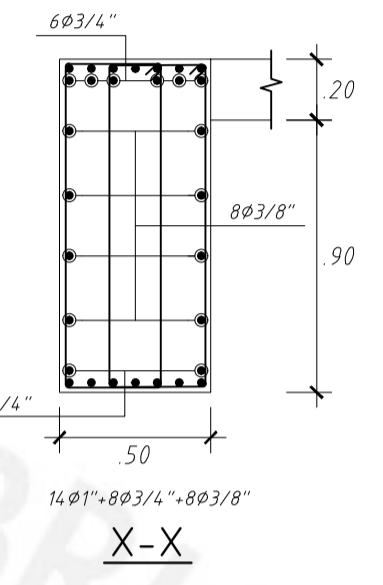
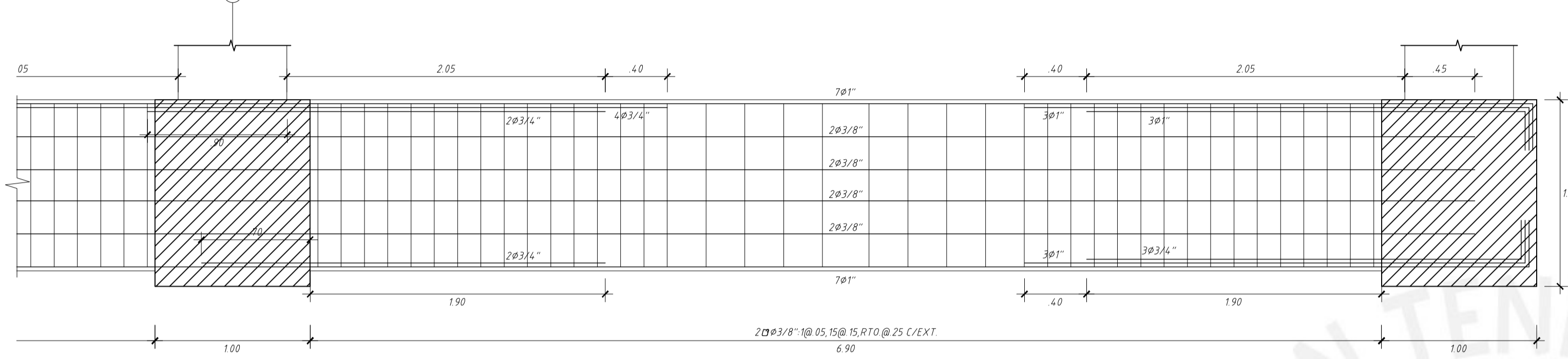
ESCALA: 1/75
(S/C=300, 400 kg/m²)

-  LOSA DE H=0.30m, CONCRETO PRETENSADO f'c=500 Kg/cm²
- LOSA ALIGERADA DOBLE TE (TT30) CON ARMADO TIPO 06, CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 cm Y f'c=245 Kg/cm²
- (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
-  LOSA DE H=0.20m
- LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @ 20
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 20
- (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

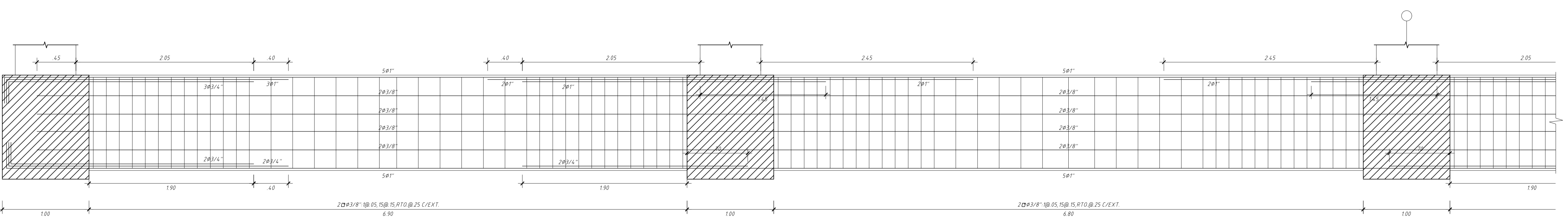
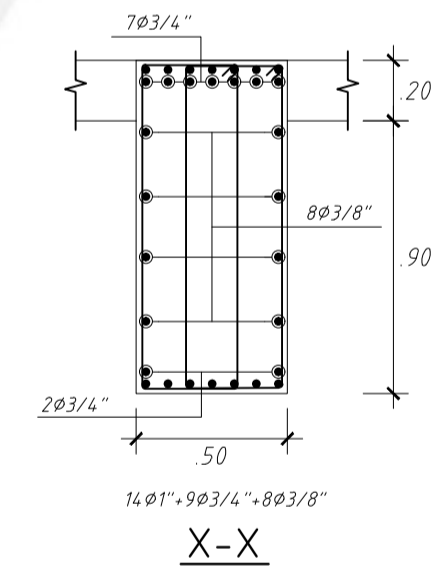
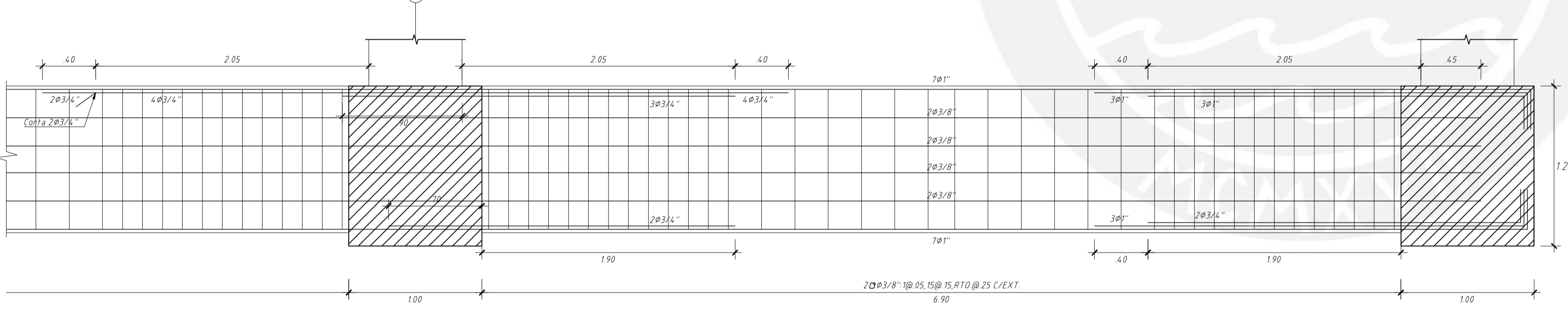




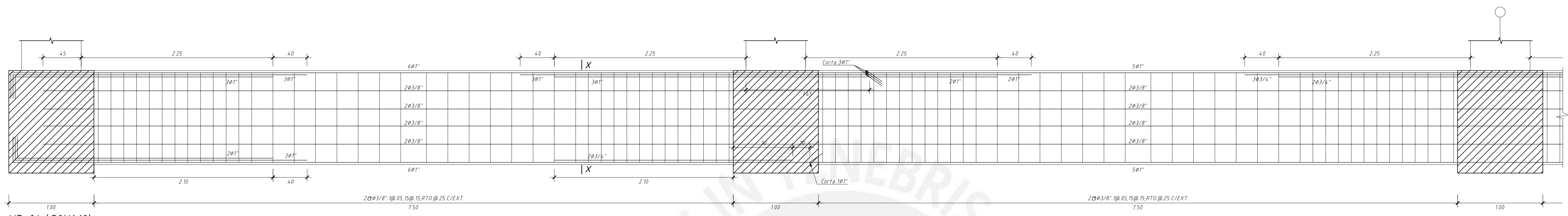
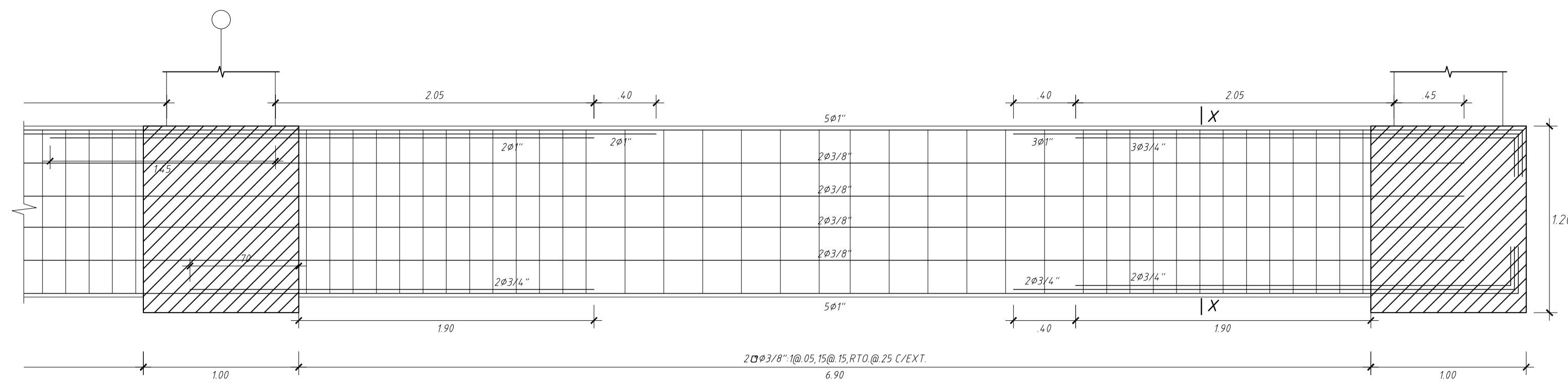
VP-01 (50X110)



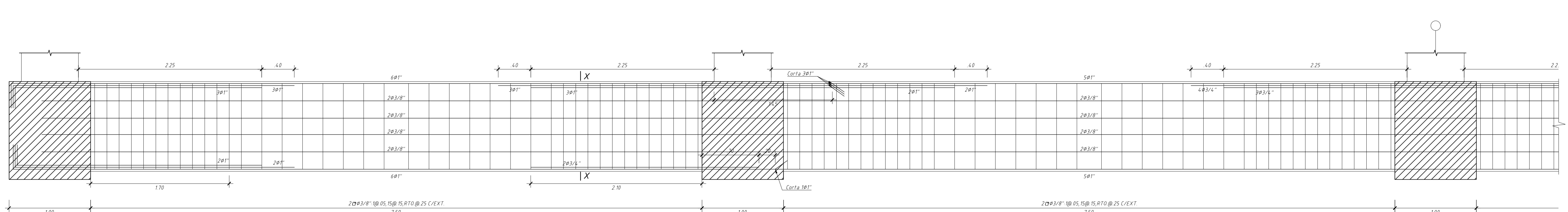
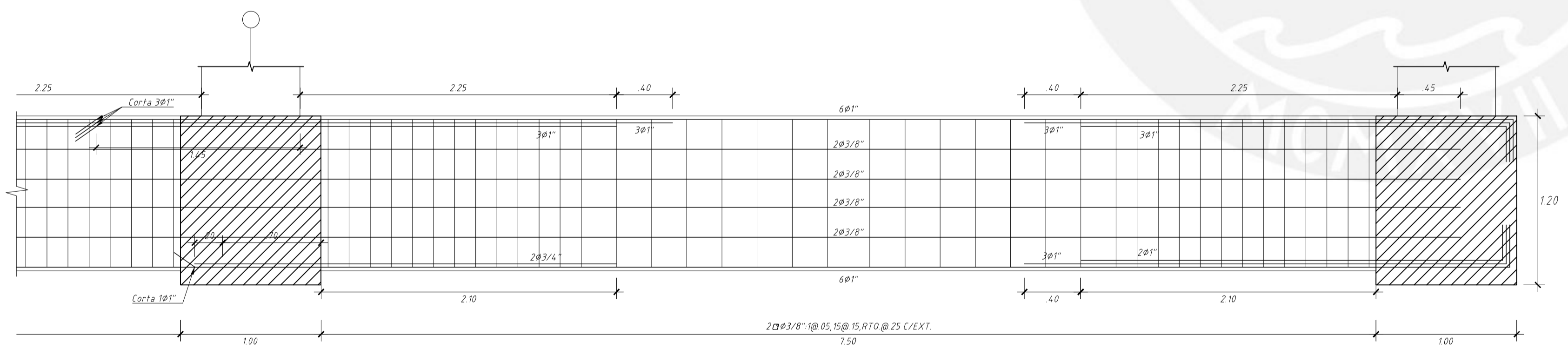
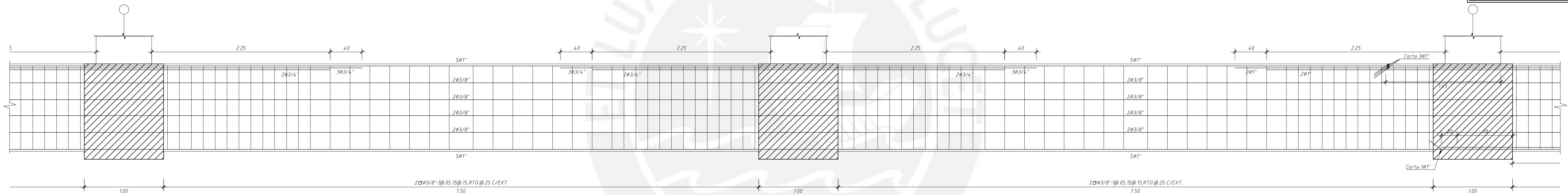
VP-02 (50X110)



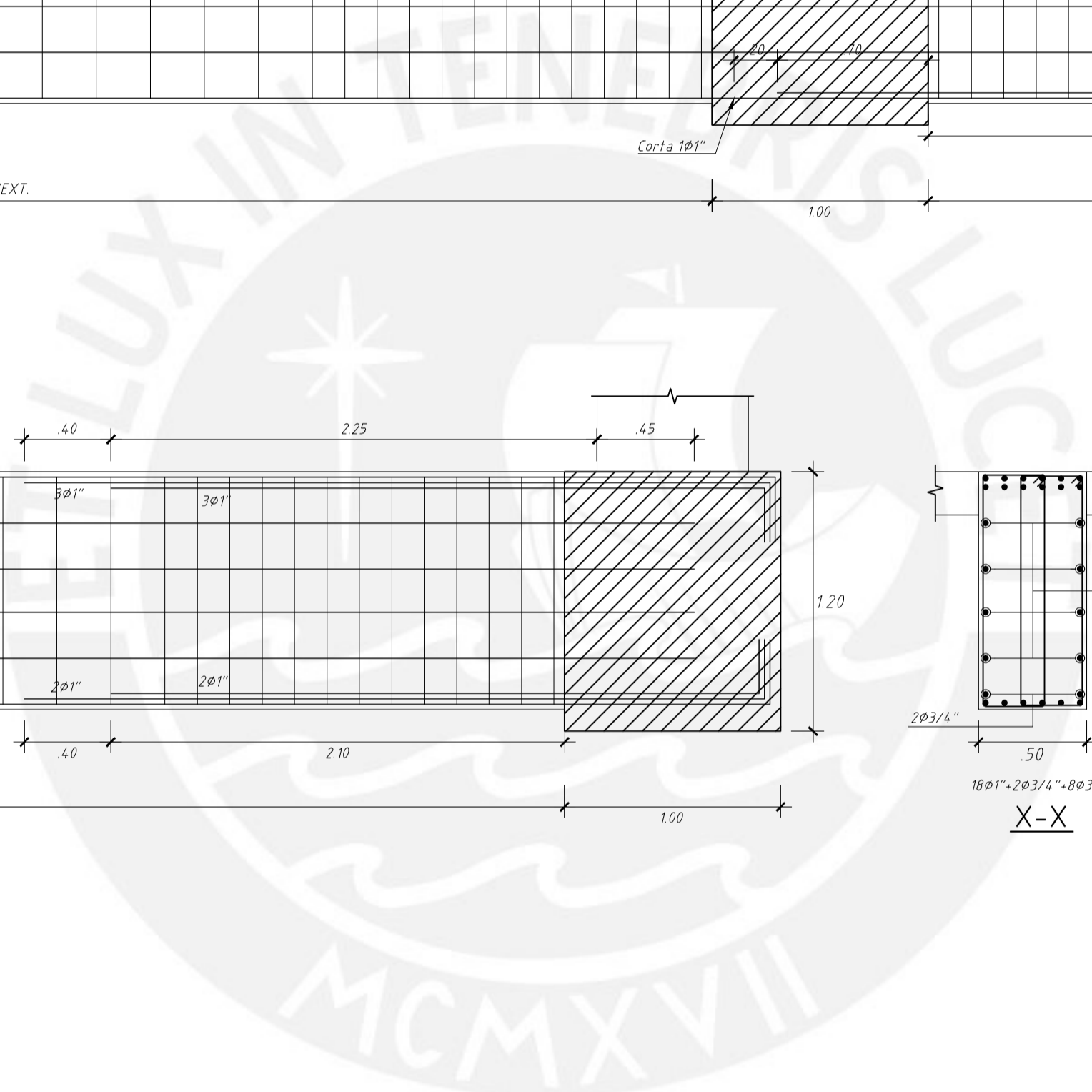
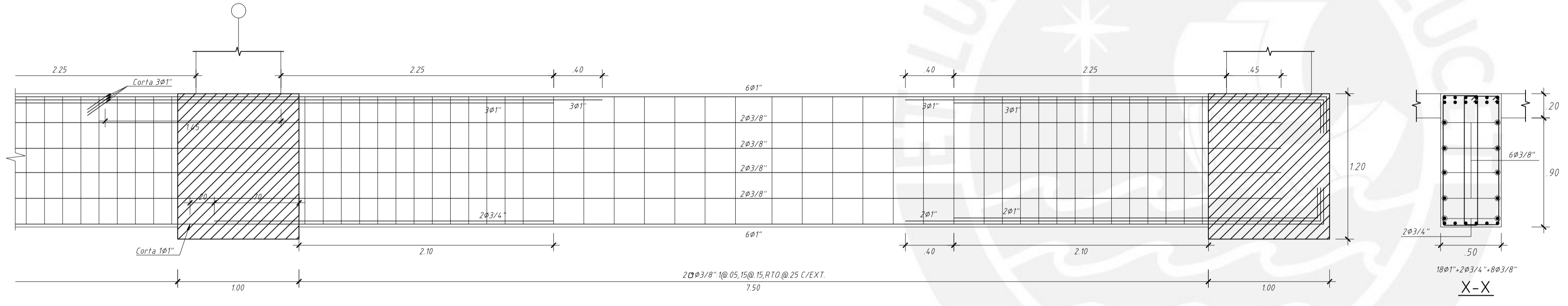
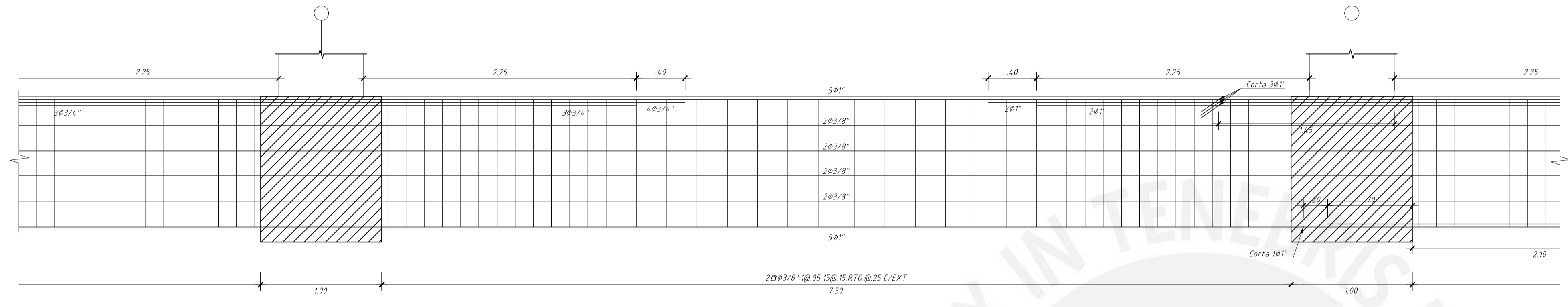
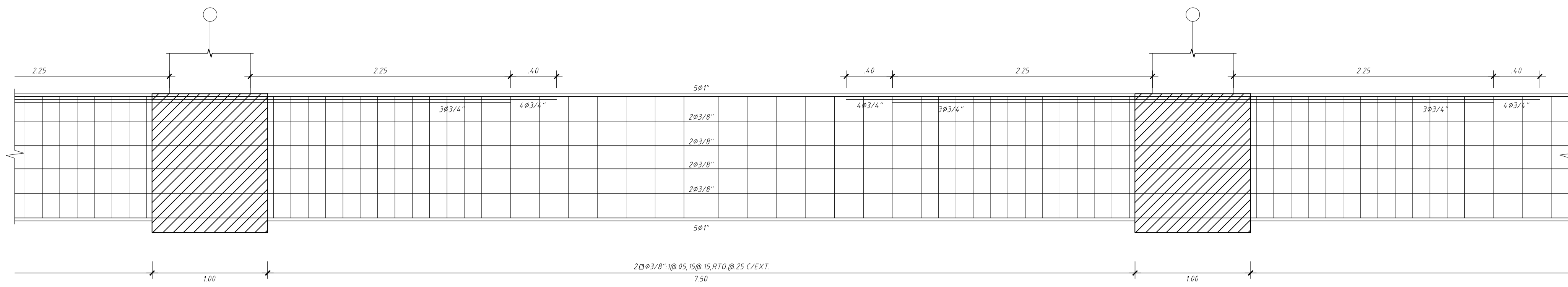
VP-03 (50X110)



VP-04 (50X110)



VP-05 (50X110)



PUCP

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL

LAS COTAS PREVALENCEN SOBRE EL DIBUJO
CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO
SOBRE ESTE PLANO DEBERA SER CONSULTADO
CON EL PROYECTISTA

PROYECTO:
DISEÑO DE HOSPITAL EN CONCRETO
PREFABRICADO Y CON AISLACION SISMICA

UBICACION:
MOQUEGUA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
UBICACION DE ELEMENTOS
PRETENSADOS
TECHO 1 (N.P.T.+4.25)

DISEÑO:
NESTOR AXEL MENDOZA RUIZ
RICARDO ERNESTO WONG MONTOYA

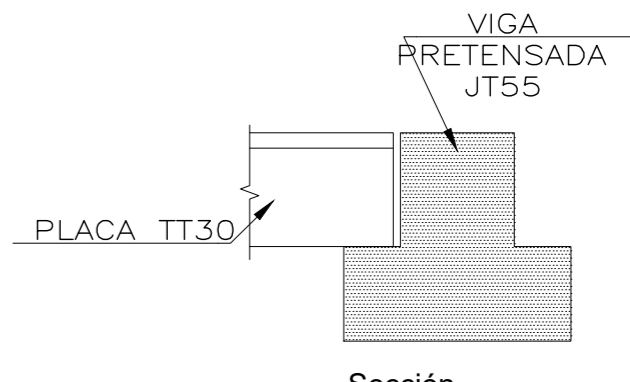
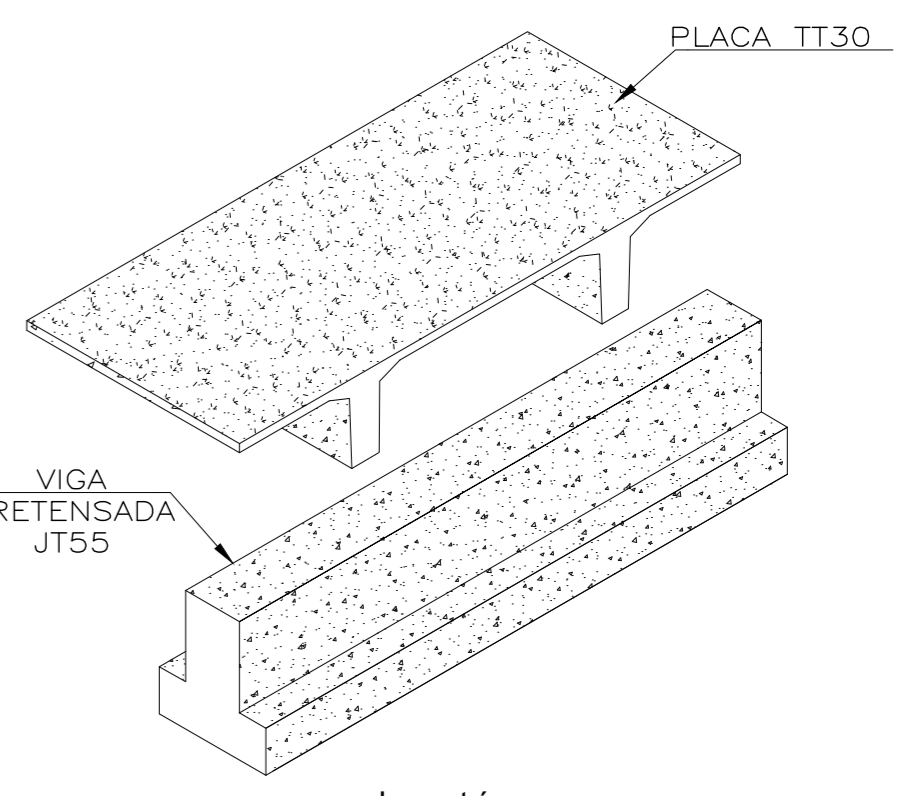
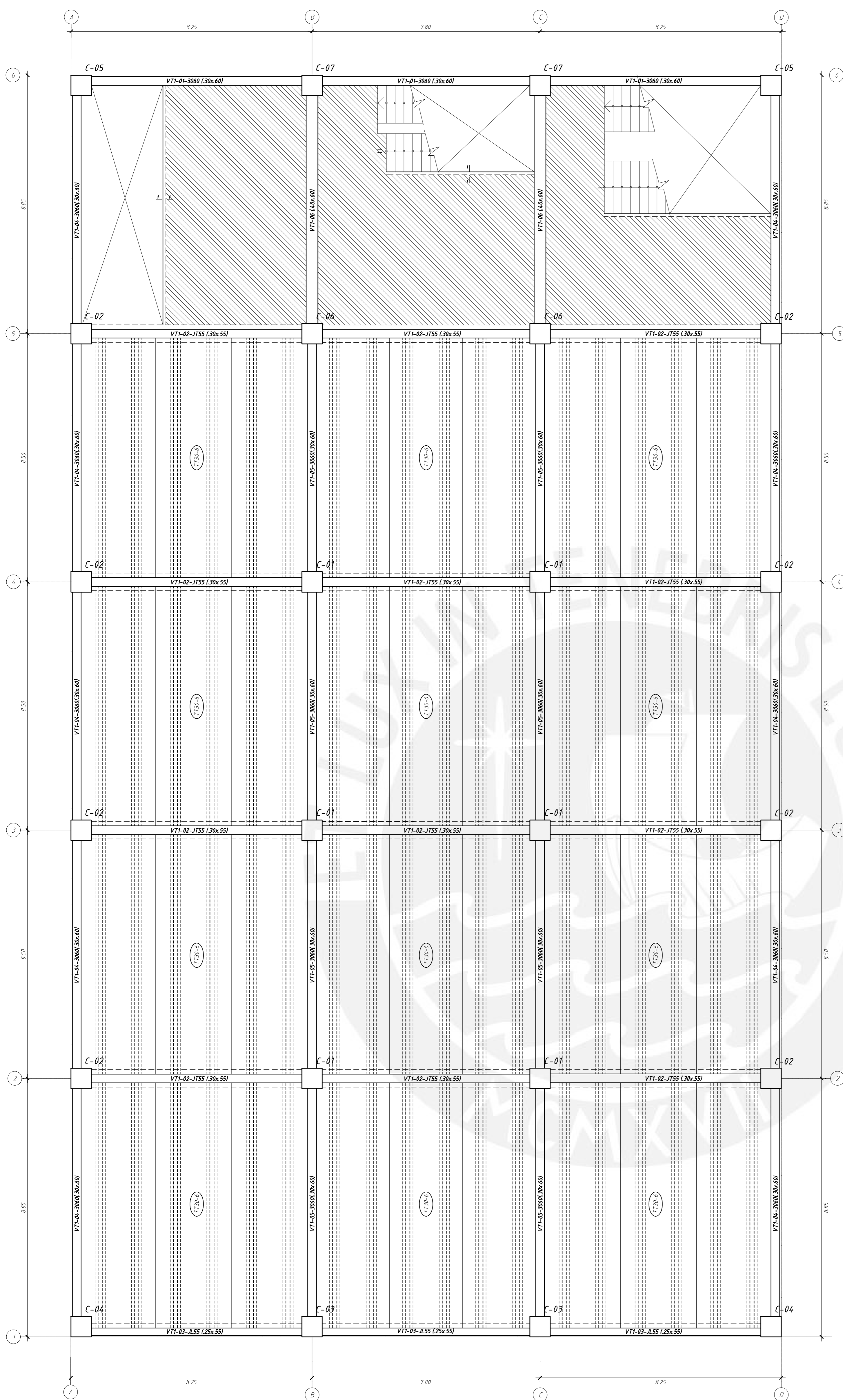
SUPERVISION:
JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ

ESCALA:
1/75-1/25

DIBUJO CAD:
N.A.M.R.
R.E.W.M.

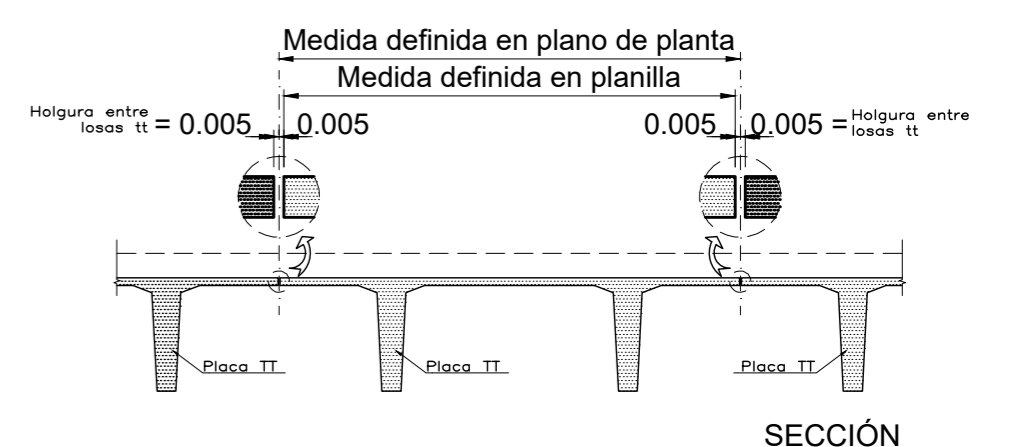
FECHA:
OCTUBRE-2019

LAMINA:
E-9



**DETALLE DE APOYO DE LA PLACA TT30
SOBRE LA VIGA JT55**

MEDIDAS A TENER EN CUENTA EN PLACAS TT

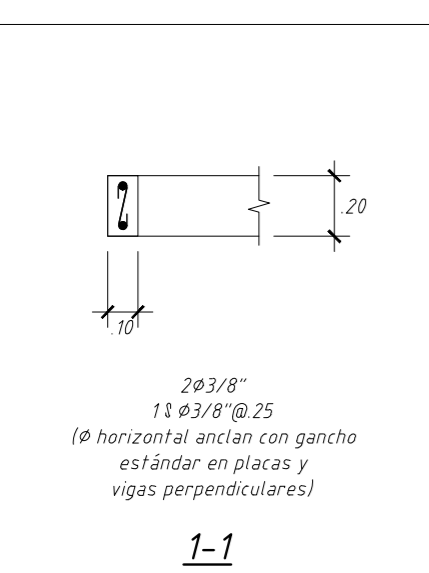


ENCOFRADO DE TECHO 1 (NPT +4.25)

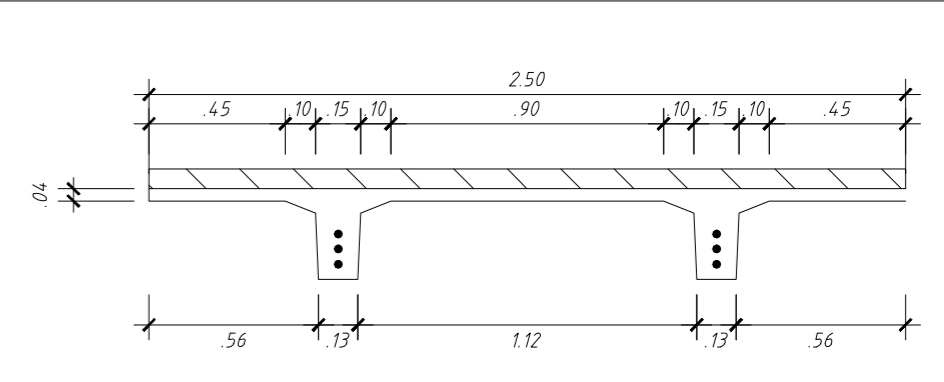
ESCALA: 1/75
(S/C=300, 400 kg/m²)

- LOSA DE H=0.30m: CONCRETO PRETENSADO f'c=500 Kg/cm²
LOSA ALIGERADA DOBLE TE (TT30) CON ARMADO TIPO 06, CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 cm Y f'c=245 Kg/cm²
- LOSA DE H=0.20m:
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8" @ 20
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 20

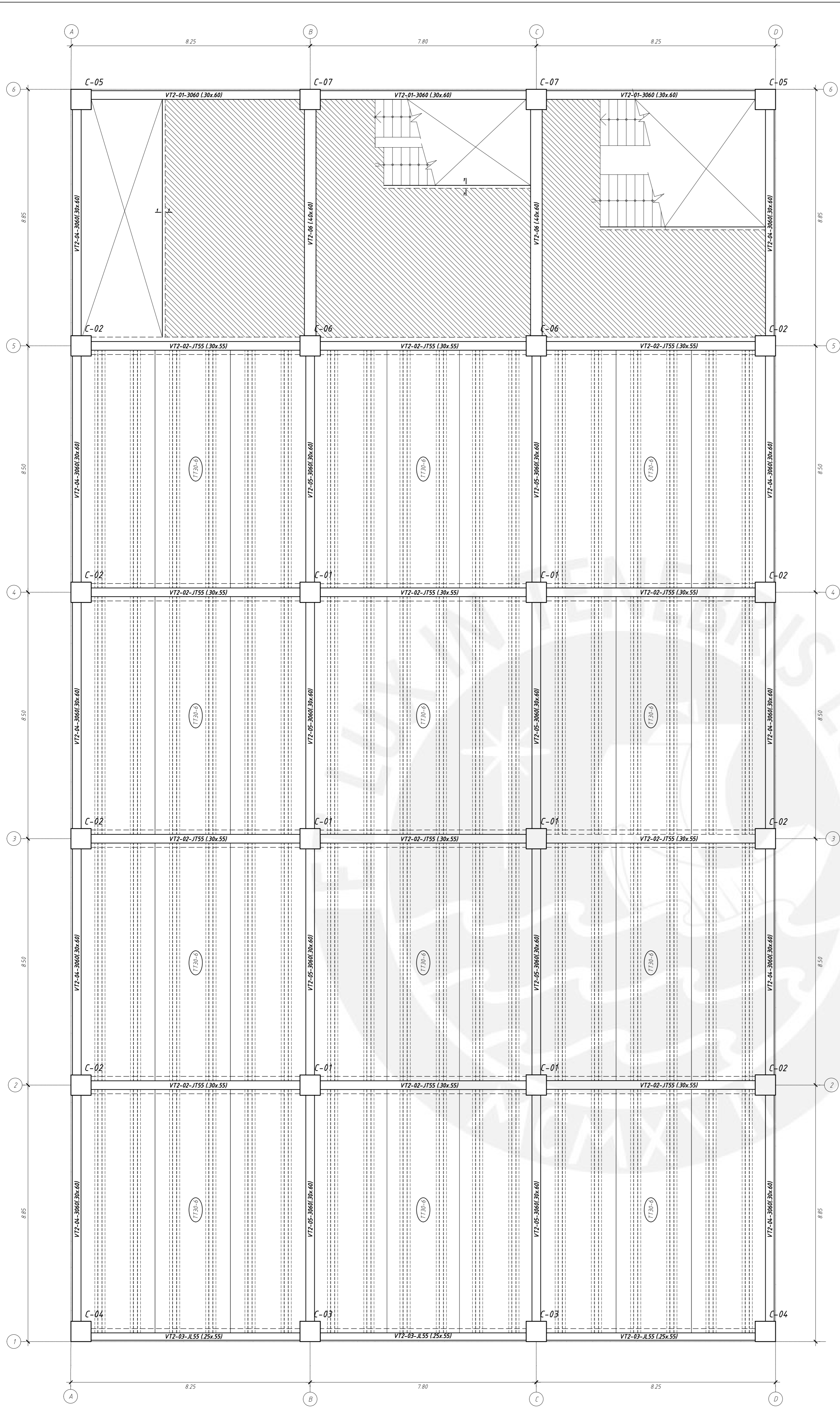
CORTES DE TECHO



DETALLE DE TECHO

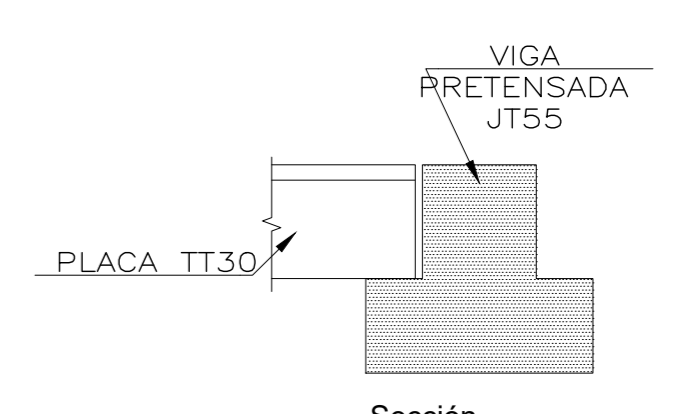
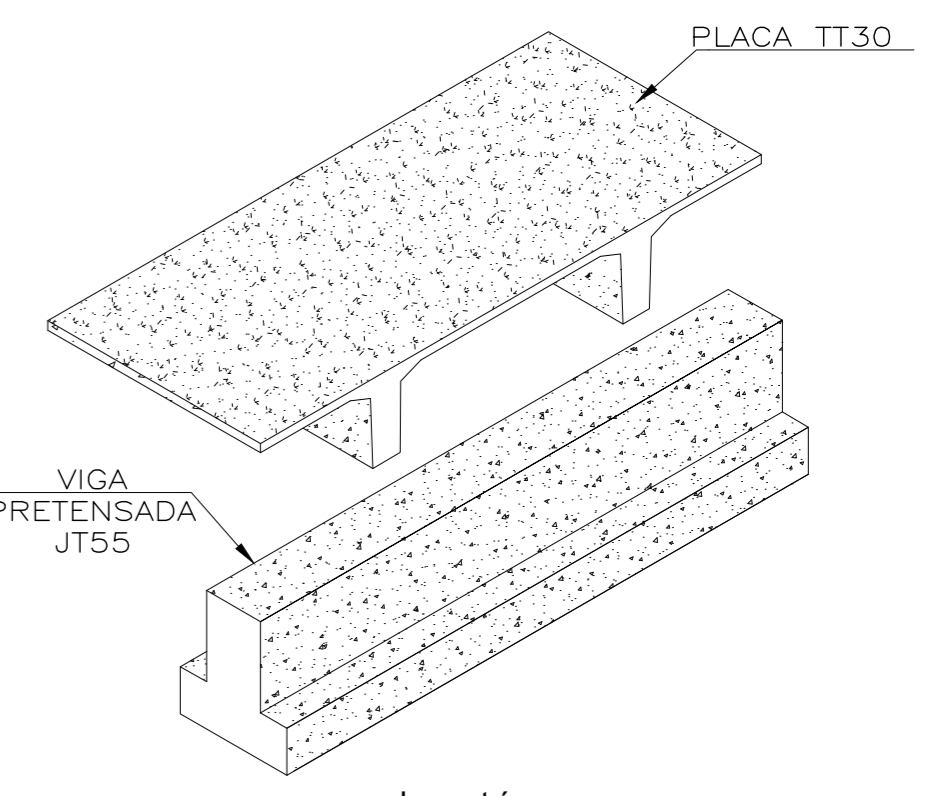


LOSA PRETENSADA TT30 TIPO 04, 6 TORONES PRETENSADOS
CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 CM, f'c=245 kg/cm²



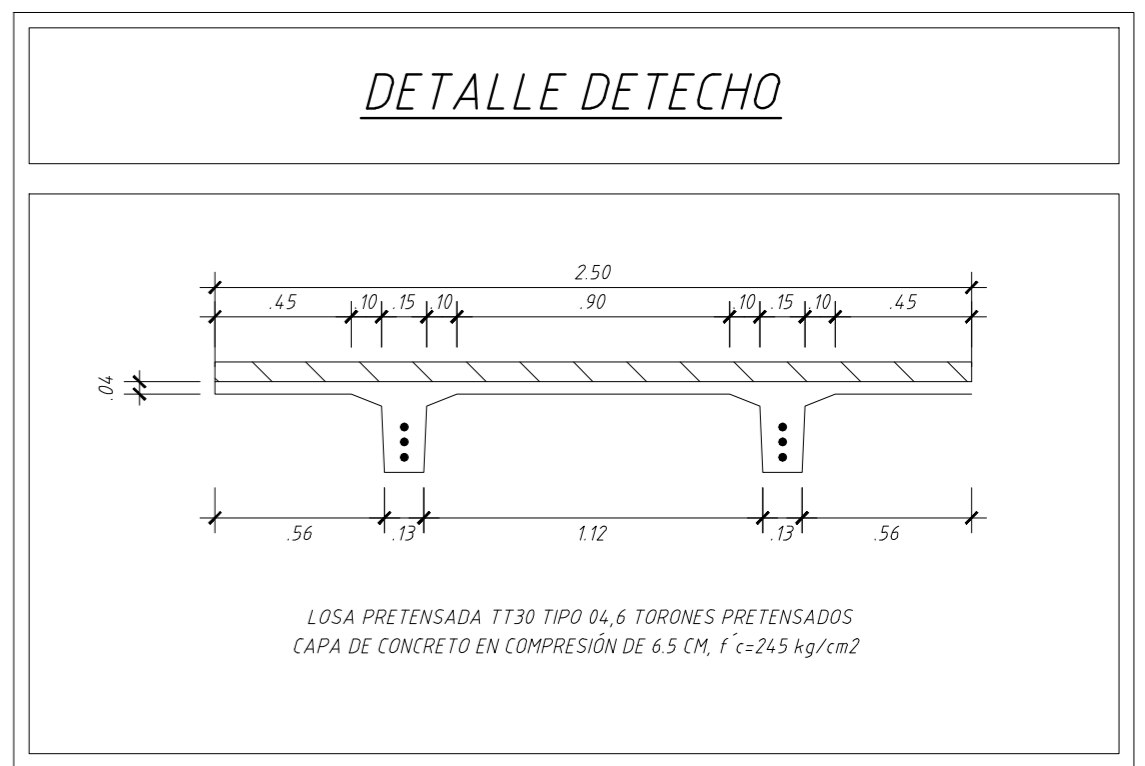
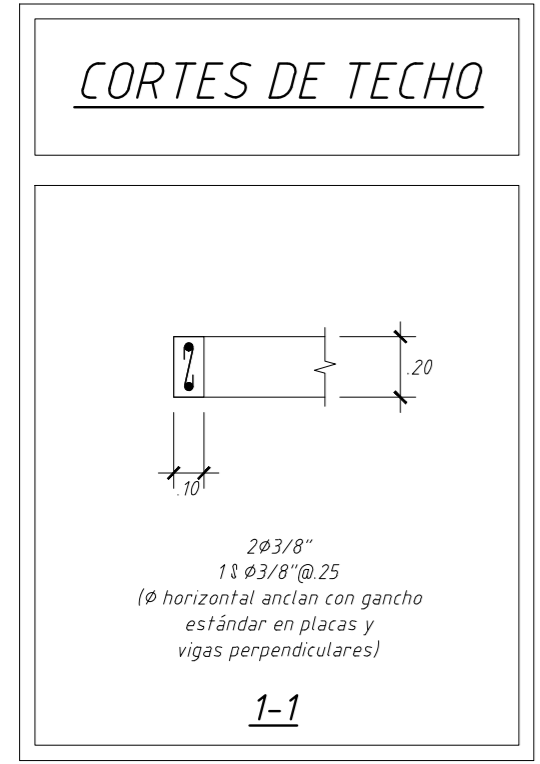
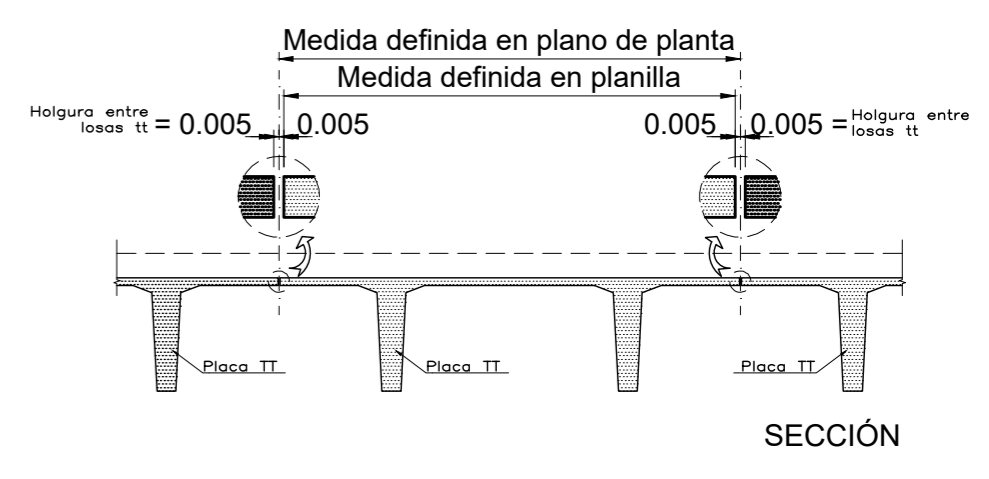
ENCOFRADO DE TECHO 2 (NPT +8.25)
ESCALA: 1/75
(S/C=300, 400 kg/m²)

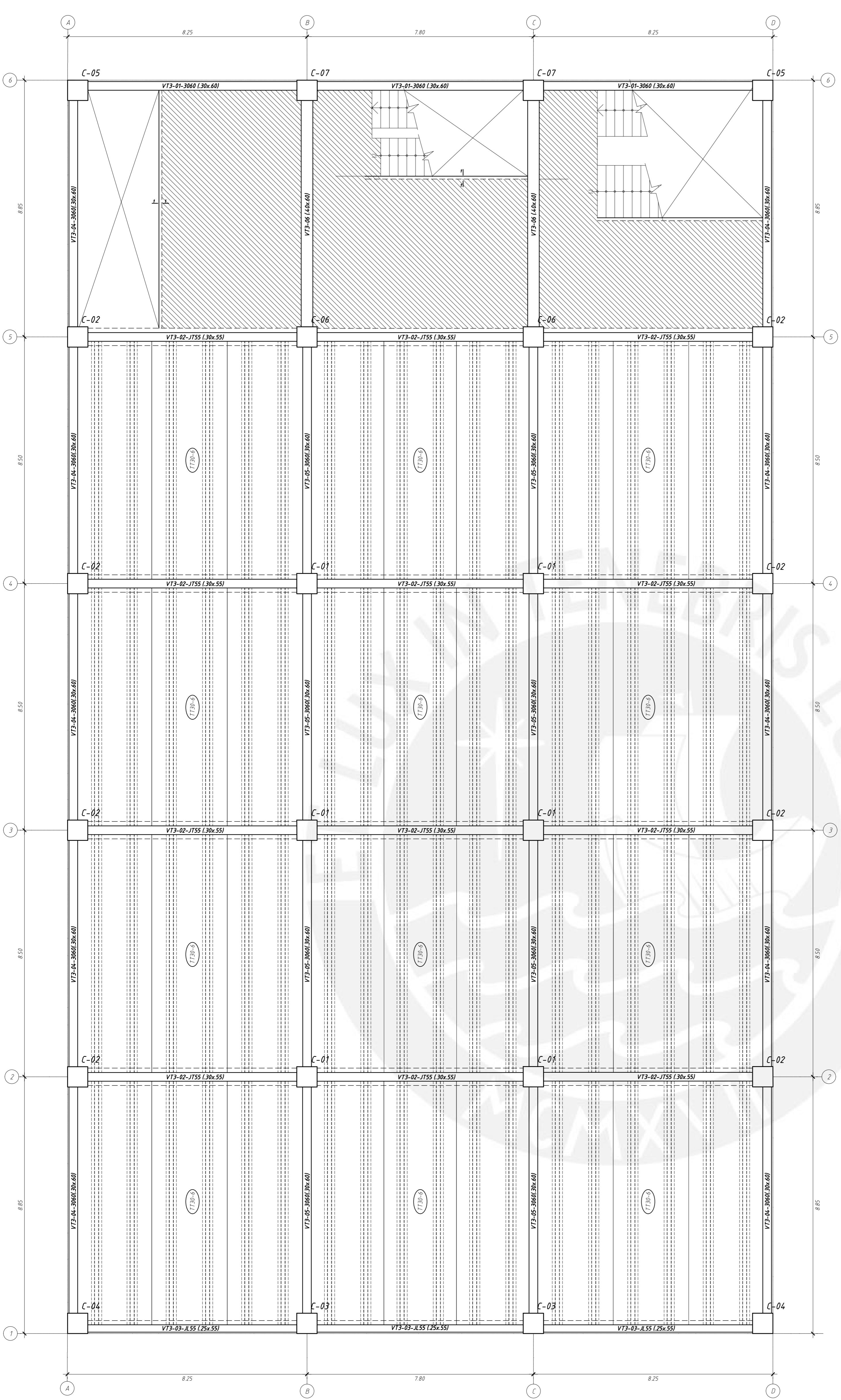
- LOSA DE H=0.30m: CONCRETO PRETENSADO f_c=500 Kg/cm²
LOSA ALIGERADA DOBLE TE (TT30) CON ARMADO TIPO 06, CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 cm Y f_c=245 Kg/cm²
- LOSA DE H=0.20m:
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8" @ 20
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 20



**DETALLE DE APOYO DE LA PLACA TT30
SOBRE LA VIGA JT55**

MEDIDAS A TENER EN CUENTA EN PLACAS TT

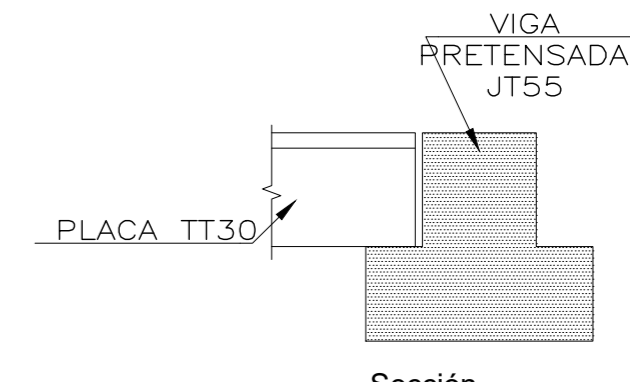
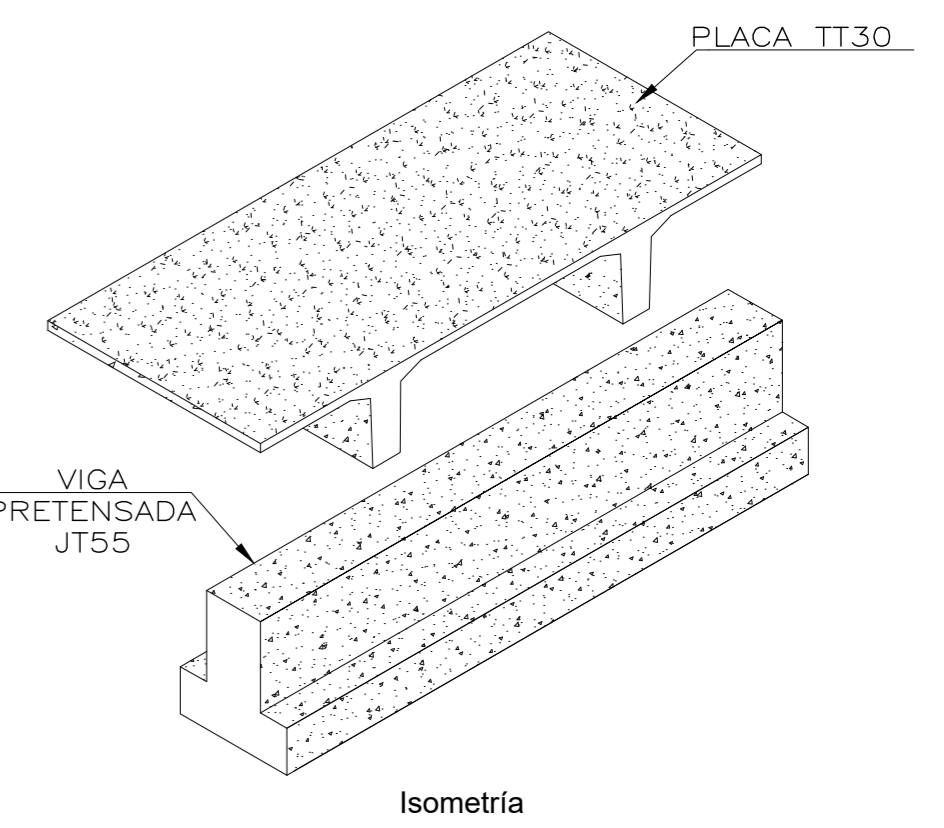
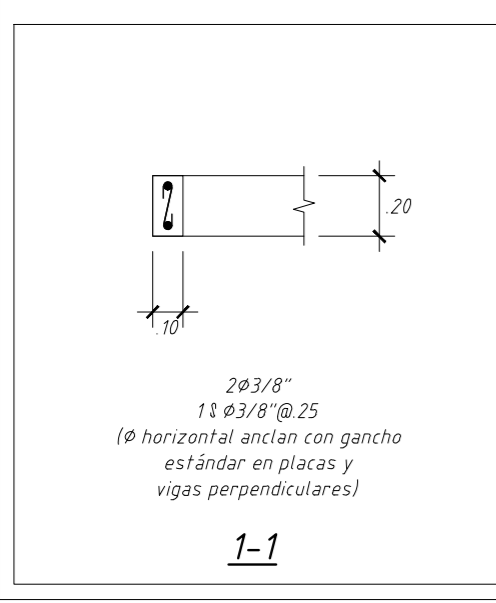




ENCOFRADO DE TECHO 3 (NPT +12.25)
ESCALA: 1/75
(S/C=300, 400 kg/m²)

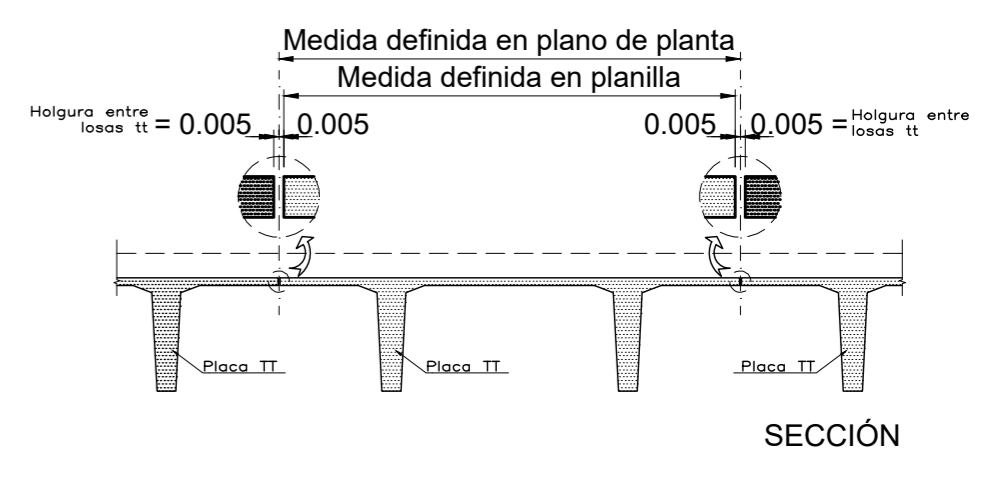
- LOSA DE H=0.30m: CONCRETO PRETENSADO f_{cd}=500 Kg/cm²
LOSA ALIGERADA DOBLE TE (TT30) CON ARMADO TIPO 06, CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 cm Y f_{cd}=245 Kg/cm²
- LOSA DE H=0.20m:
LOSA MACIZA
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8" @ 20
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 20

CORTES DE TECHO

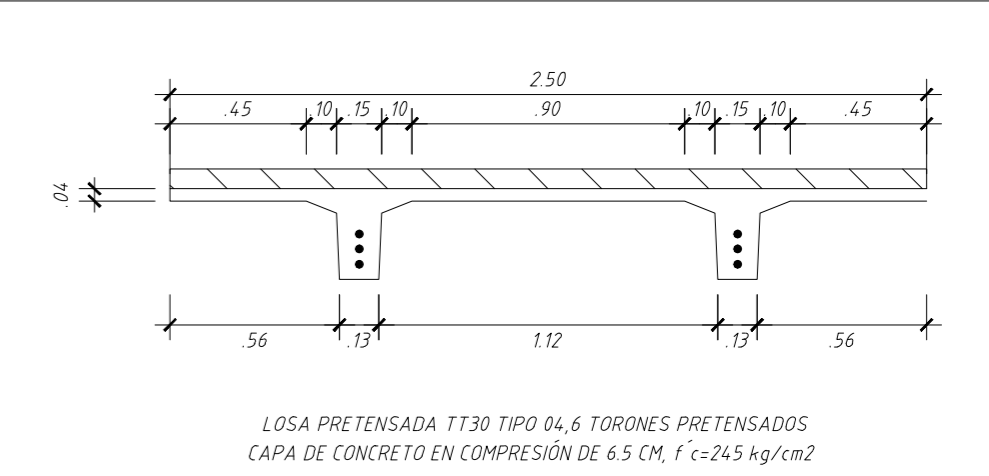


DETALLE DE APOYO DE LA PLACA TT30 SOBRE LA VIGA JT55

MEDIDAS A TENER EN CUENTA EN PLACAS TT



DETALLE DE TECHO



LOSA PRETENSADA TT30 TIPO 04, 6 TORONES PRETENSADOS
CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 CM, f_{cd}=245 kg/cm²

PUCP

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL

LAS COTAS PREVALECEAN SOBRE EL DIBUJO
CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO
SOBRE ESTE PLANO DEBERA SER CONSULTADO
CON EL PROYECTISTA

PROYECTO:
DISEÑO DE HOSPITAL EN CONCRETO
PREFABRICADO Y CON AISLACION SISMICA

UBICACION:
MOQUEGUA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
UBICACION DE ELEMENTOS
PRETENSADOS
TECHO 4 (N.P.T.+16.25)

DISEÑO:
NESTOR AXEL MENDOZA RUIZ
RICARDO ERNESTO WONG MONTOYA

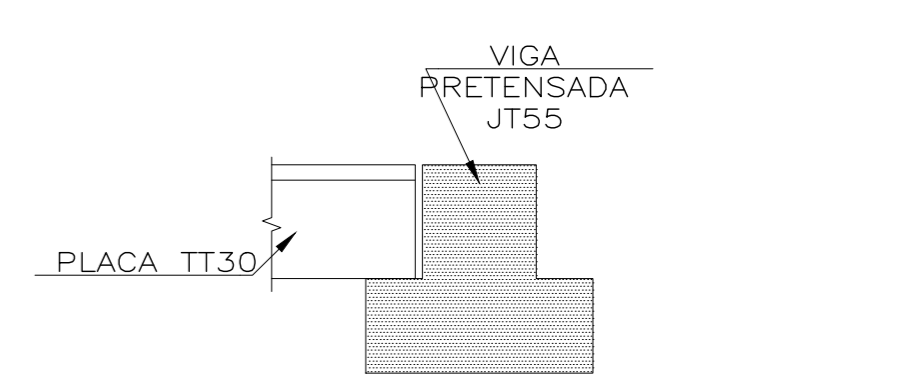
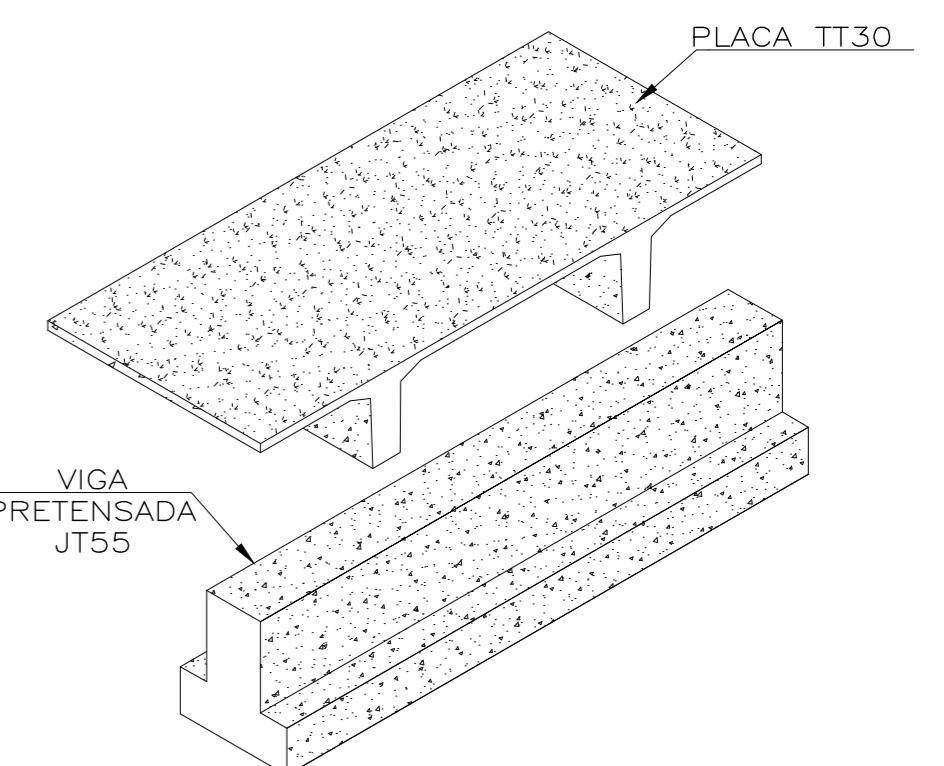
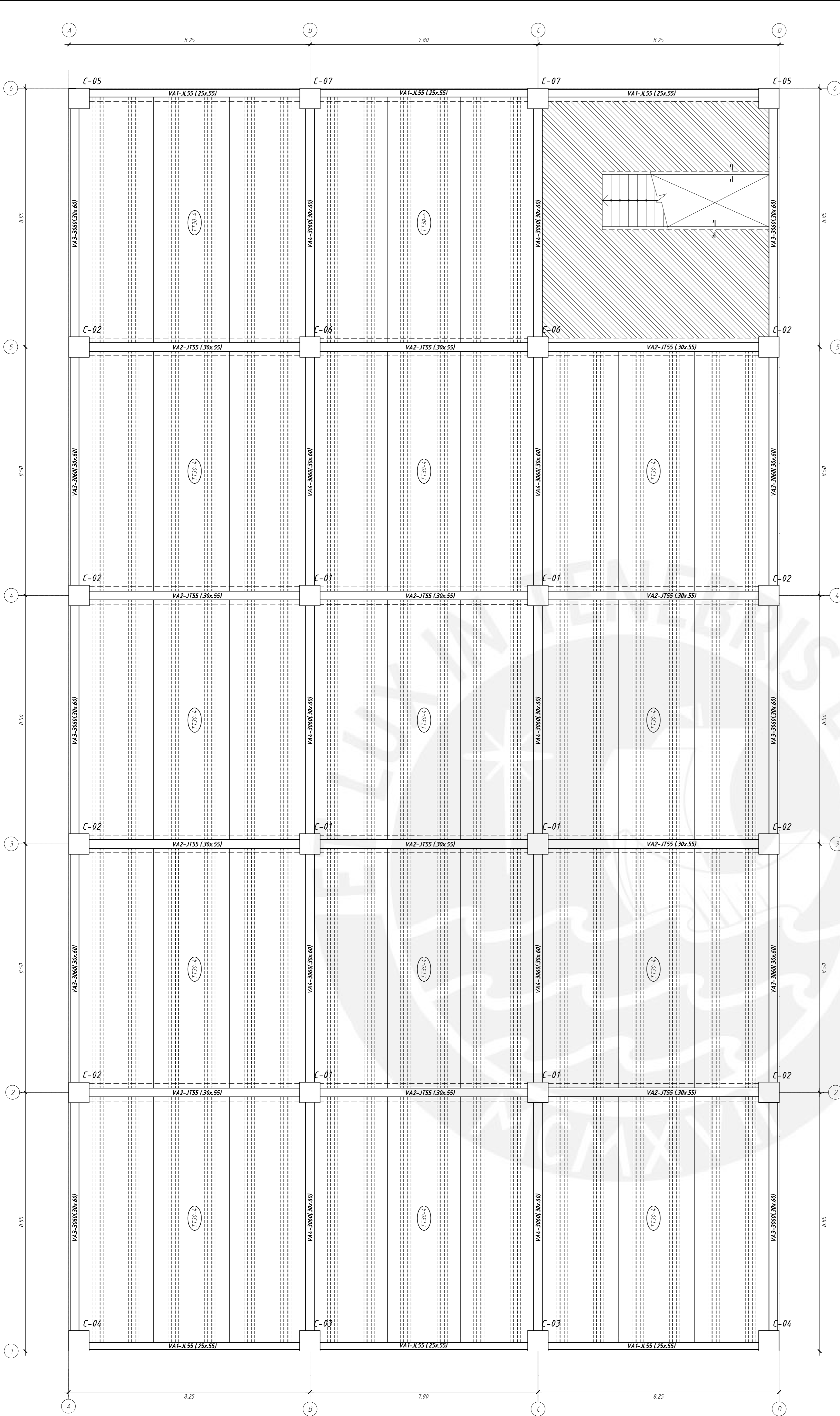
SUPERVISION:
JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ

ESCALA:
1/75-1/25

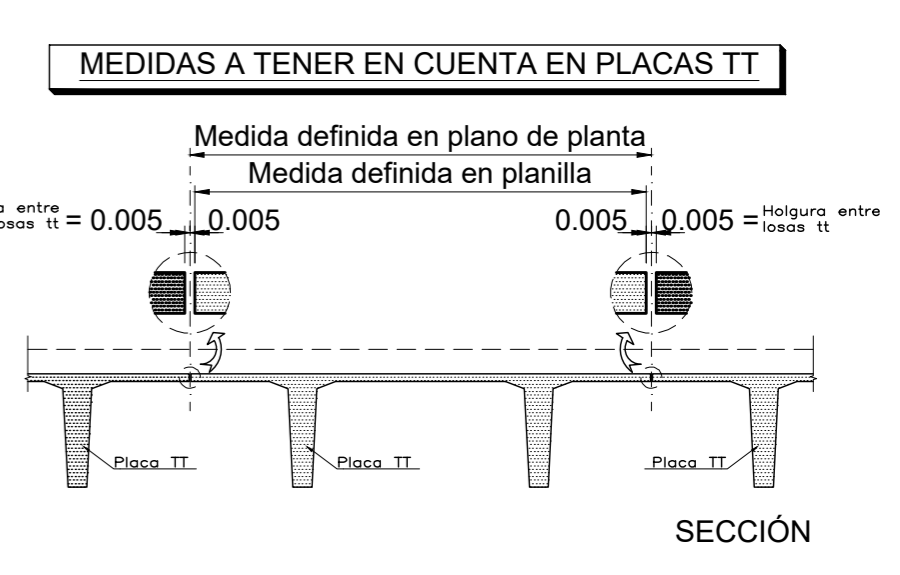
DIBUJO CAD:
N.A.M.R.
R.E.W.M.

FECHA:
OCTUBRE-2019

LAMINA:
E-12



DETALLE DE APOYO DE LA PLACA TT30 SOBRE LA VIGA JT55

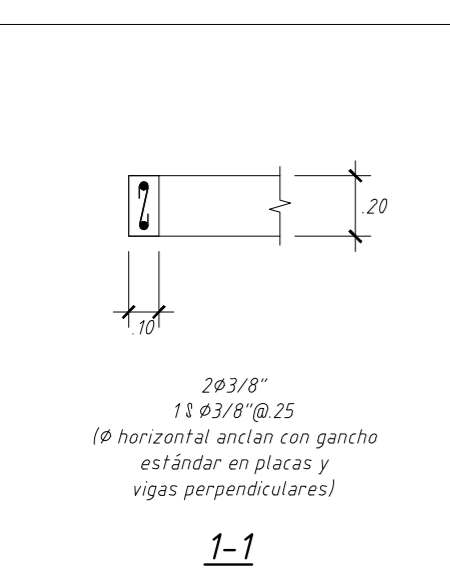


ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA (NPT 16.25m)

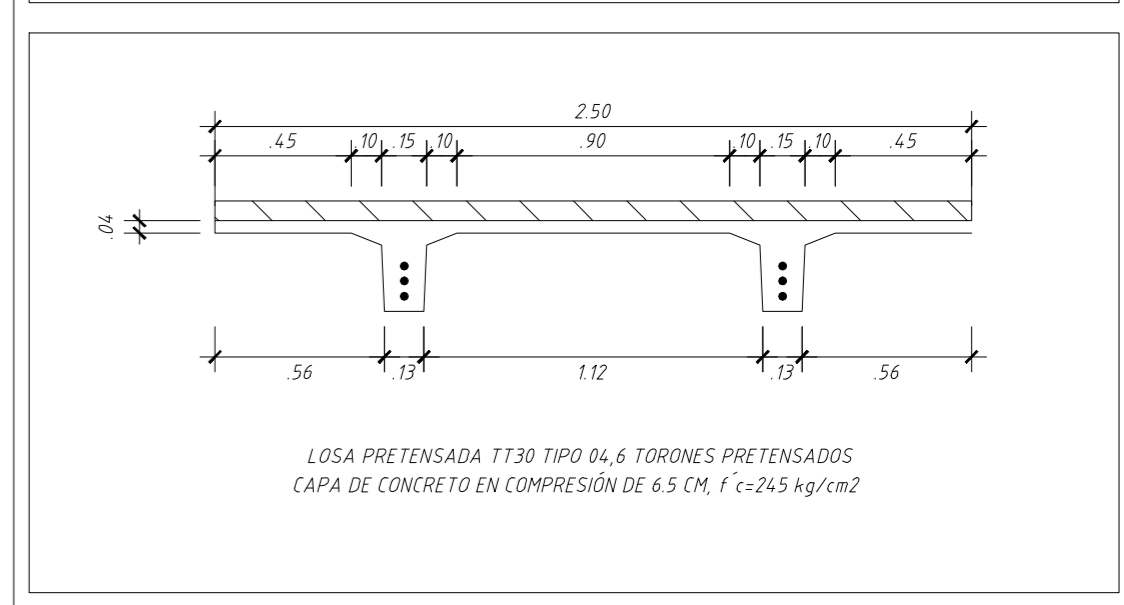
ESCALA: 1/75
(S/C=200 kg/m²)

- LOSA DE H=0.30m: CONCRETO PRETENSADO f'c=500 Kg/cm²
- LOSA ALIGERADA DOBLE TE (TT30) CON ARMADO TIPO 04, CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 cm Y f'c=245 Kg/cm²
- LOSA DE H=0.20m: MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @ 20
- LOSA MACIZA: MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 20

CORTES DE TECHO



DETALLE DE TECHO

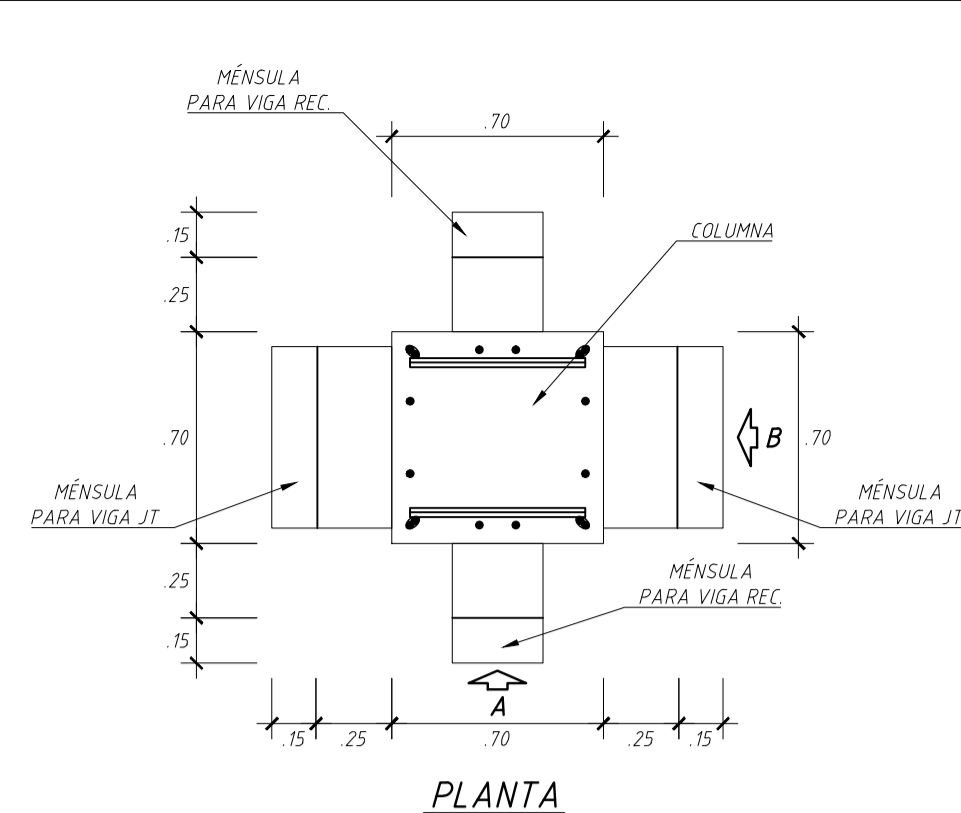
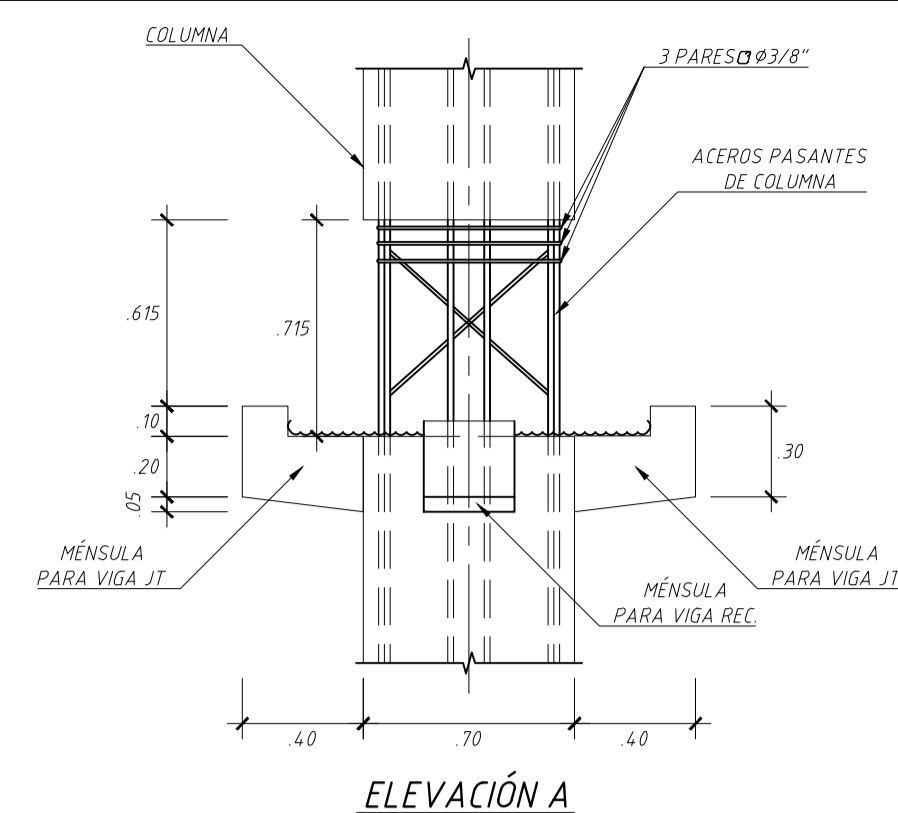
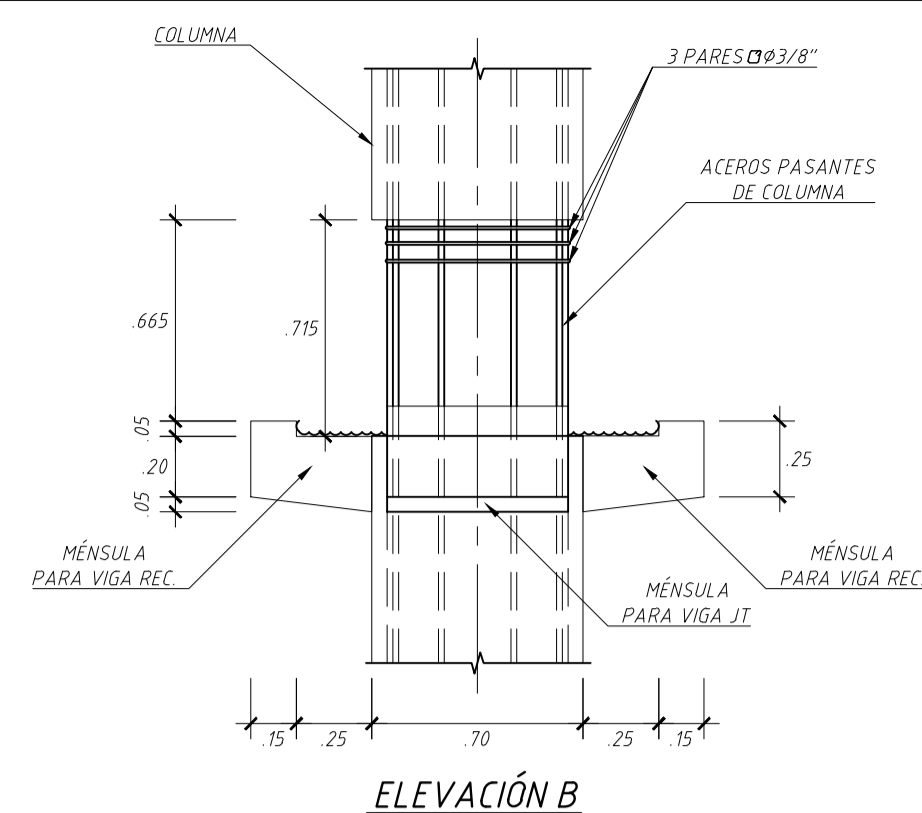


CUADRO DE COLUMNAS

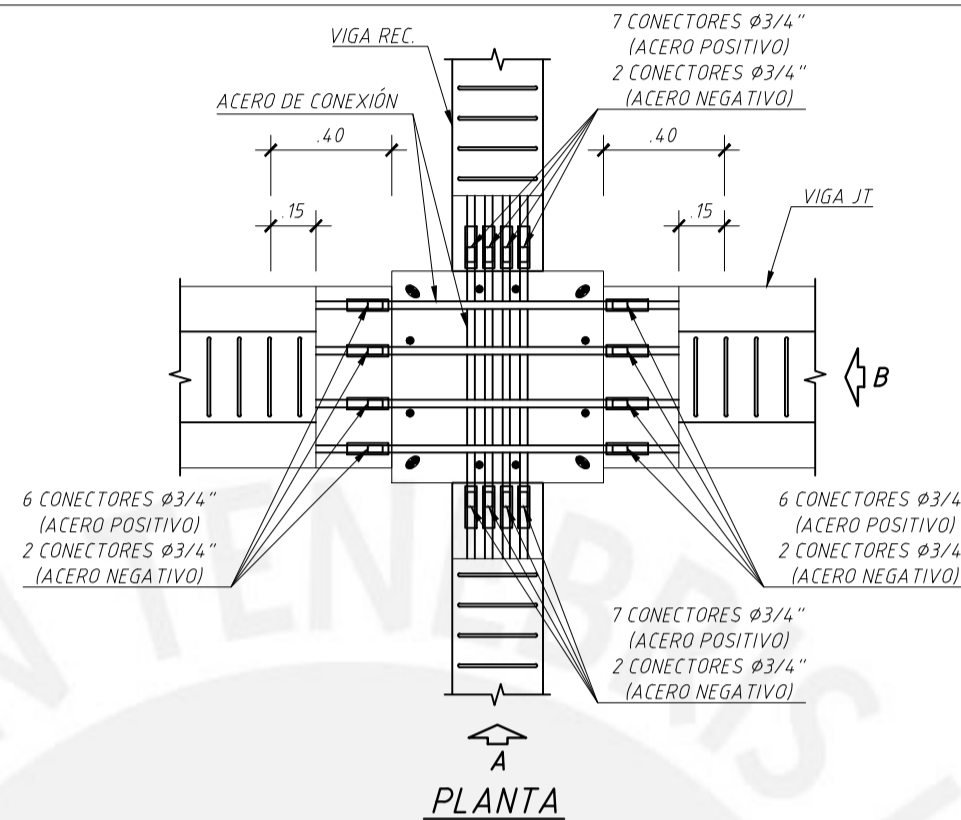
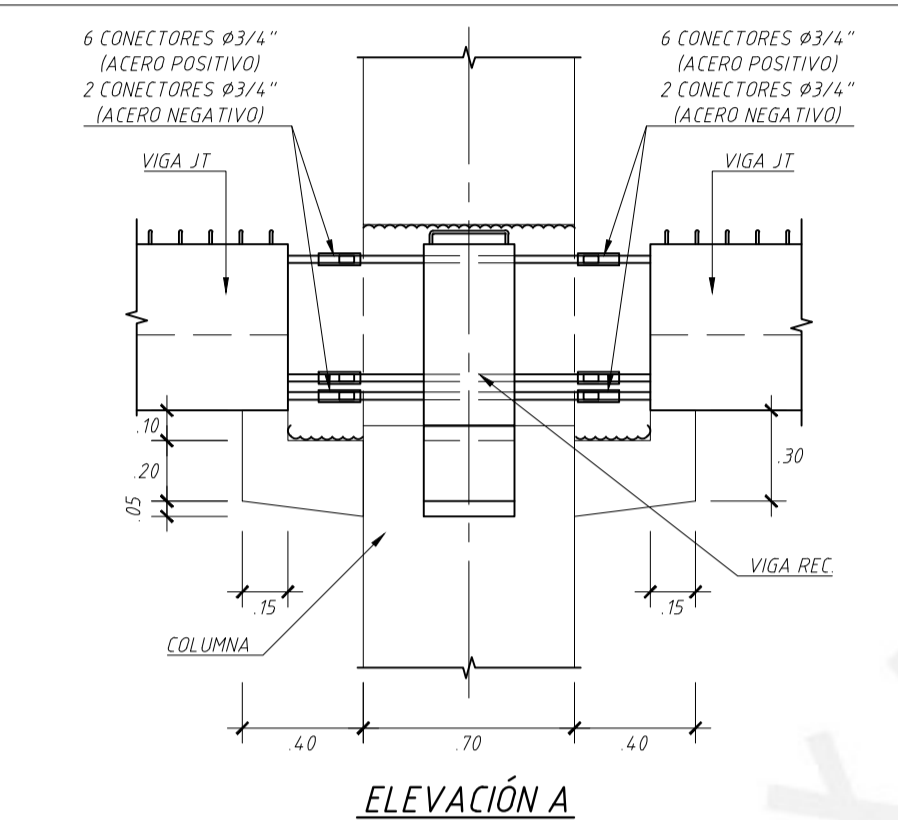
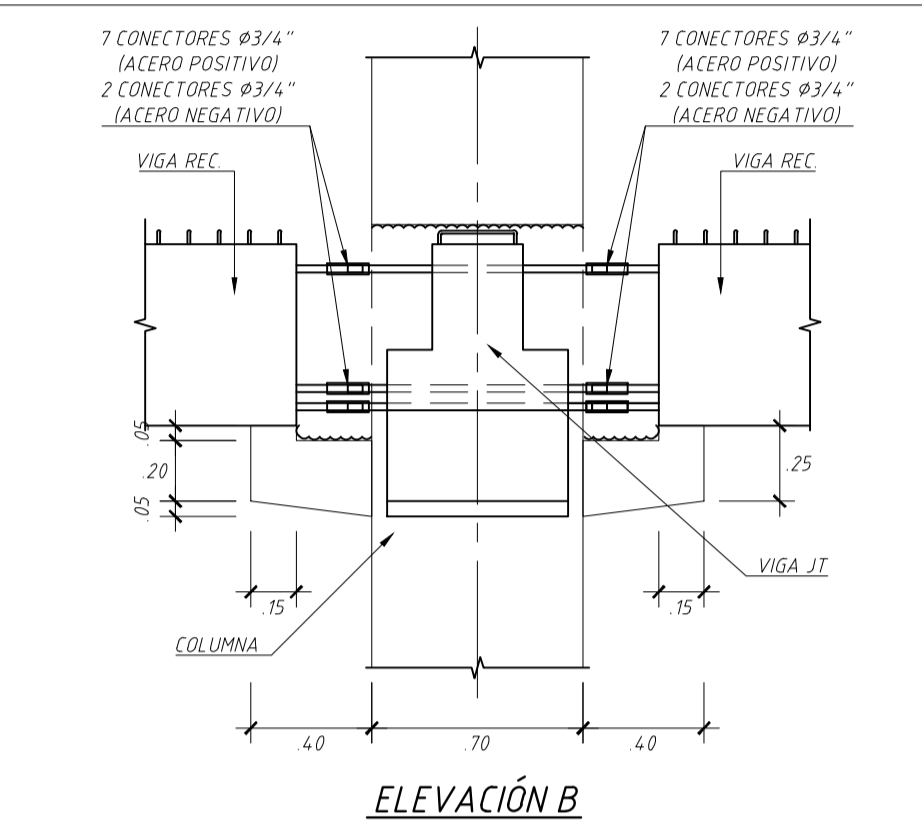
COLUMNA PISO	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05	C-06	C-07
Esquema del Nudo							
Posiciones del Refuerzo							
1er. Piso							
2do. Piso							
De 3er. Piso a 4to. Piso							

TIPO 1

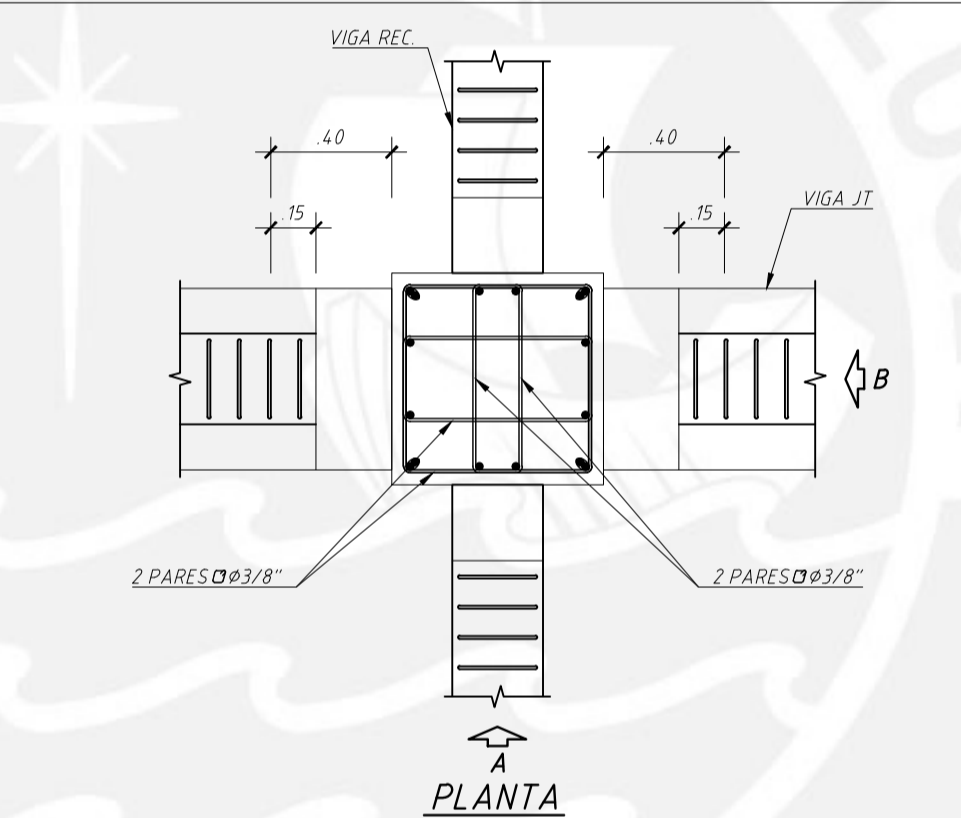
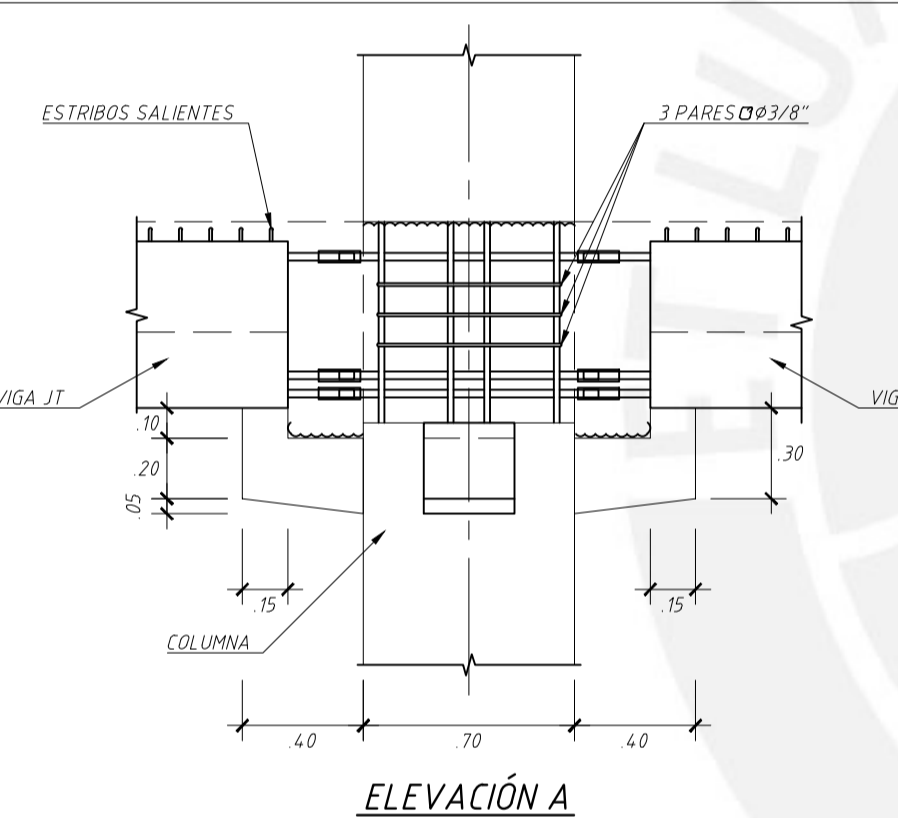
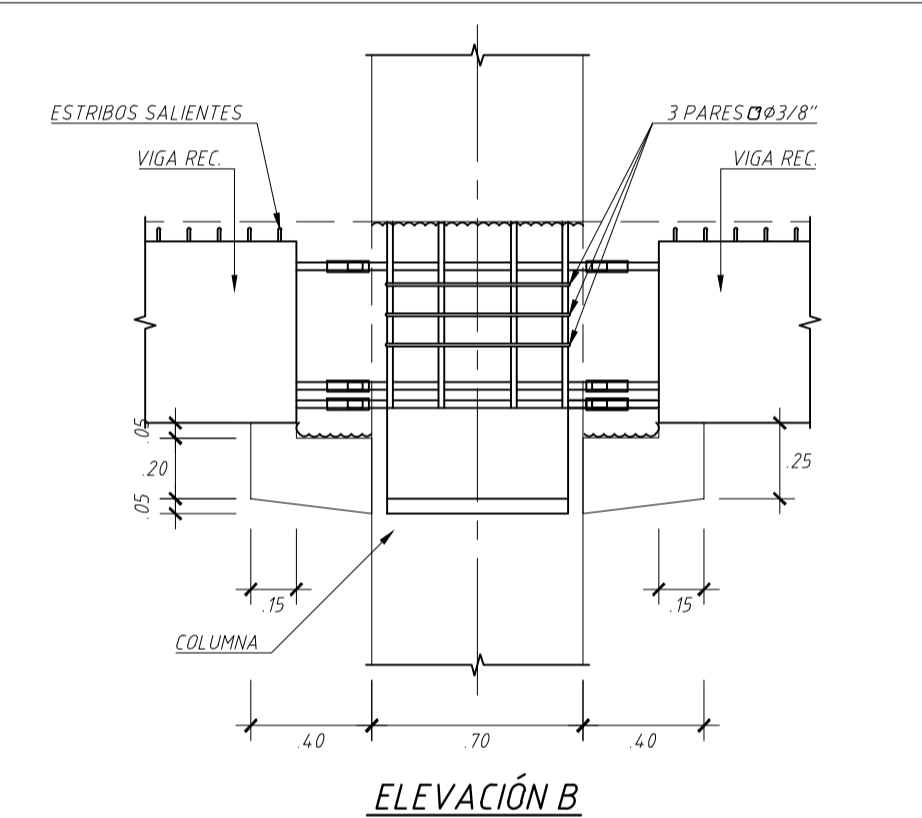
ETAPA 1



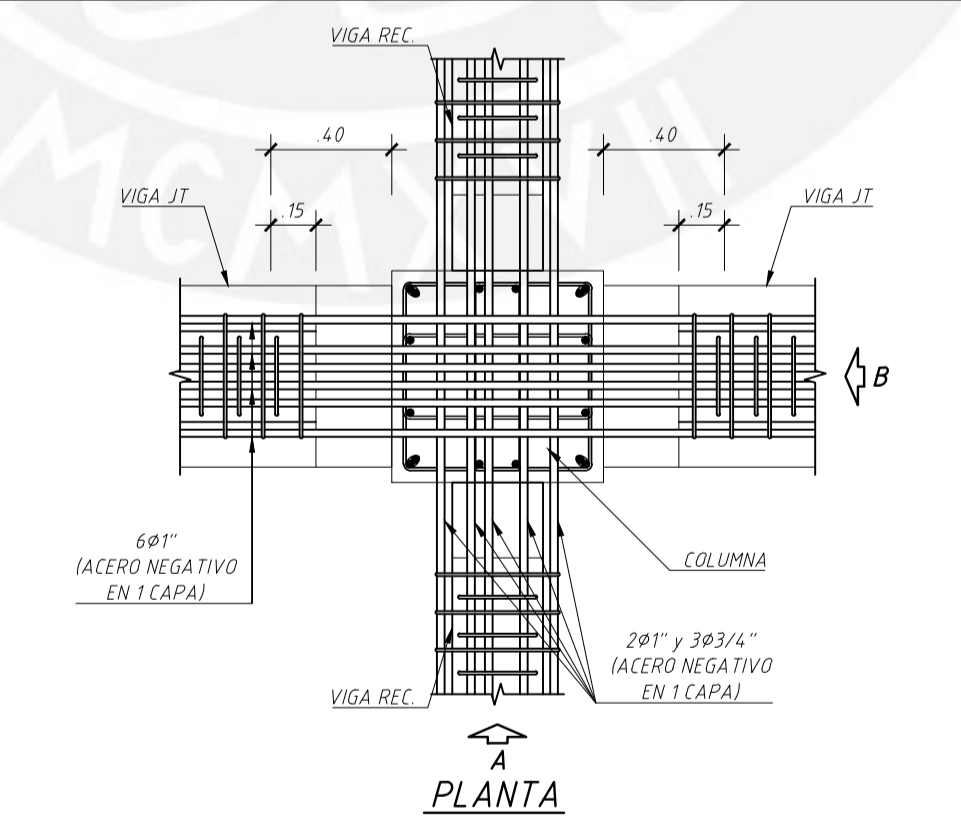
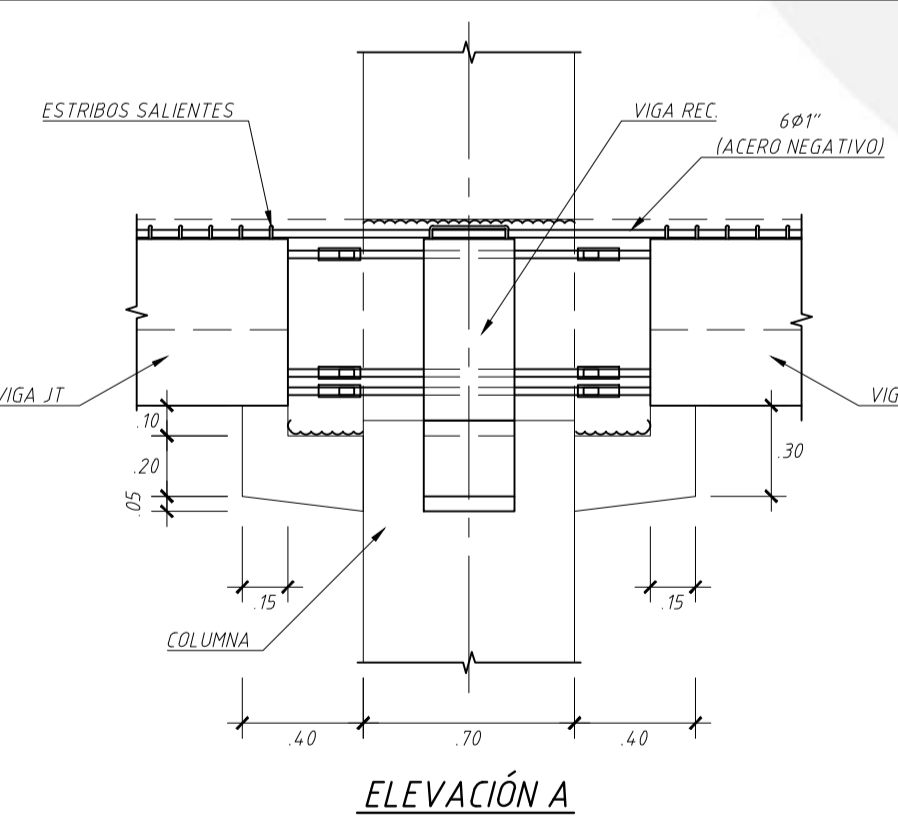
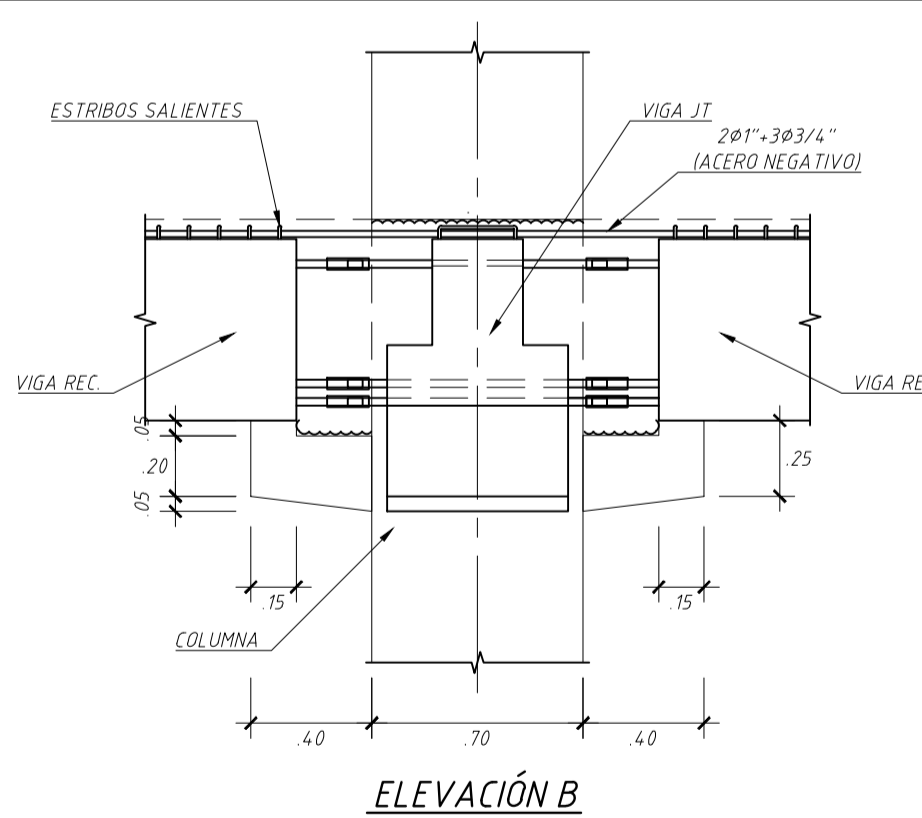
ETAPA 2



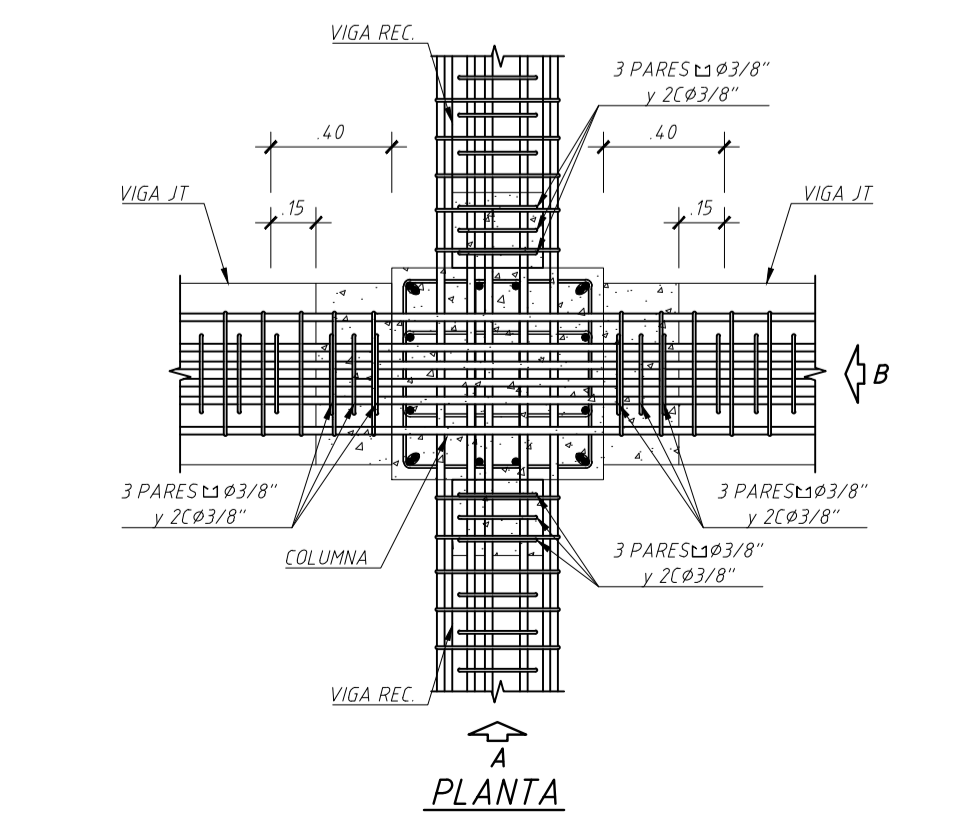
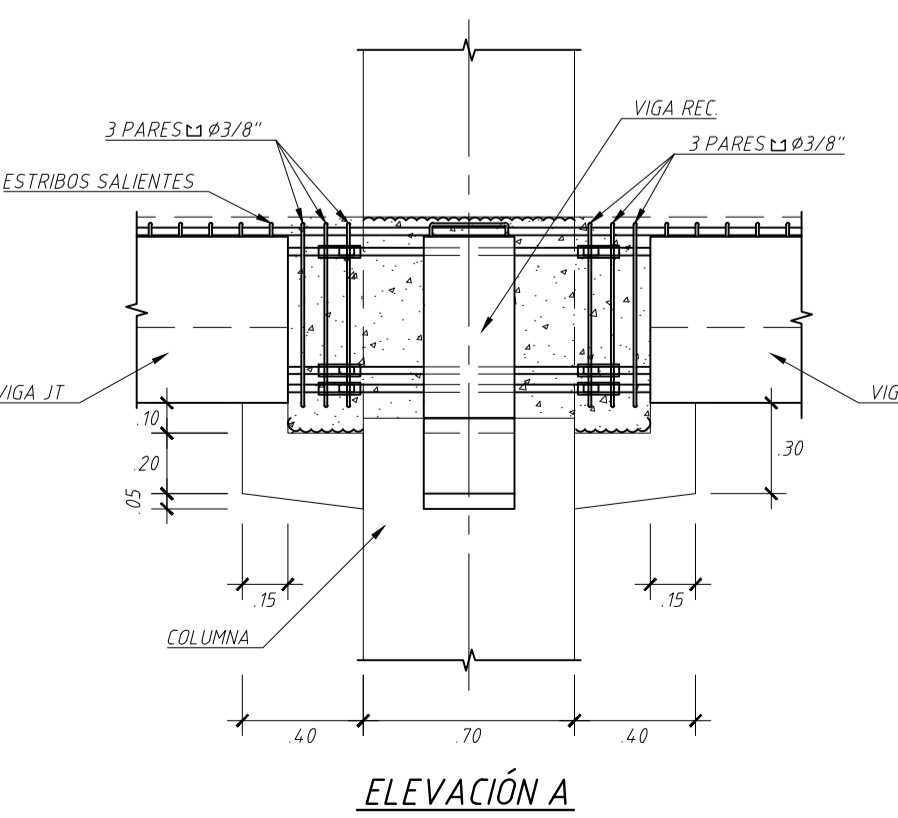
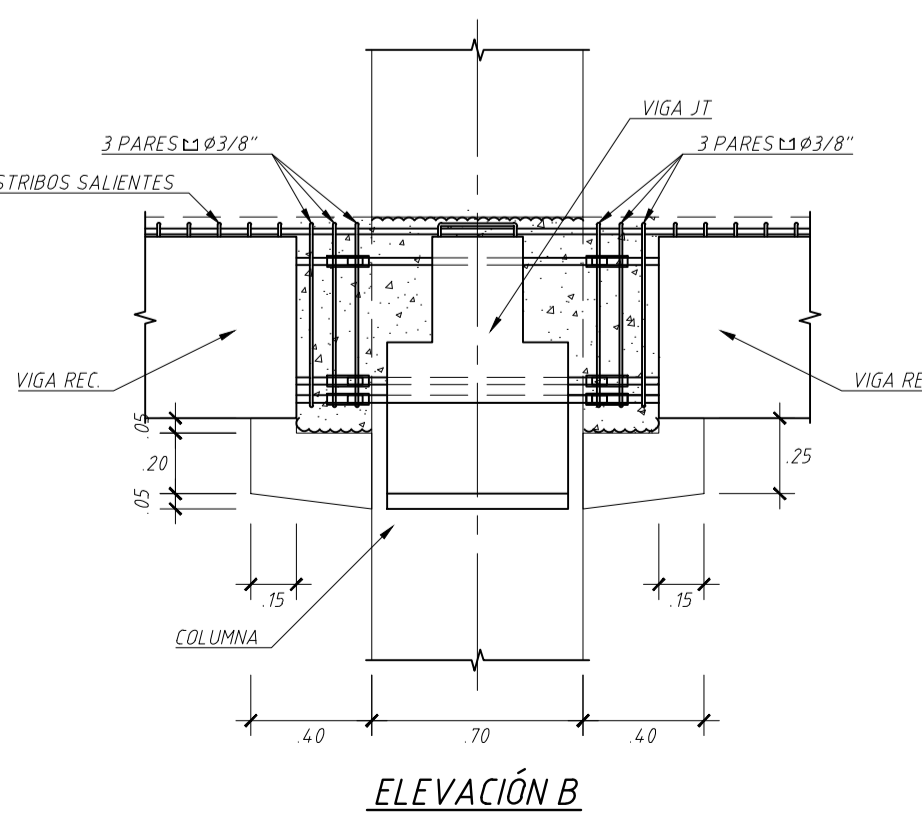
ETAPA 3



ETAPA 4



ETAPA 5



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS

LAS COLUMNAS SE MONTARÁN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS. LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:

- ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
- LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE Ø5/8" EN LAS CARAS.
- LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCEUNTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES

LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2. UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES.

ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NODO RIGIDO

LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA. SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

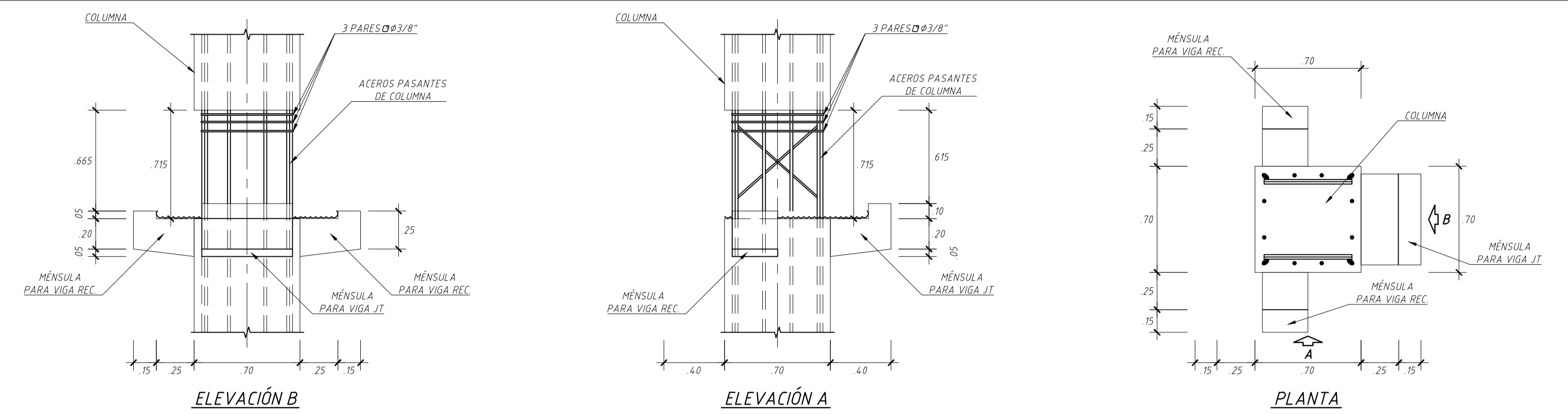
FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NODO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NODO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION.

NOTA:

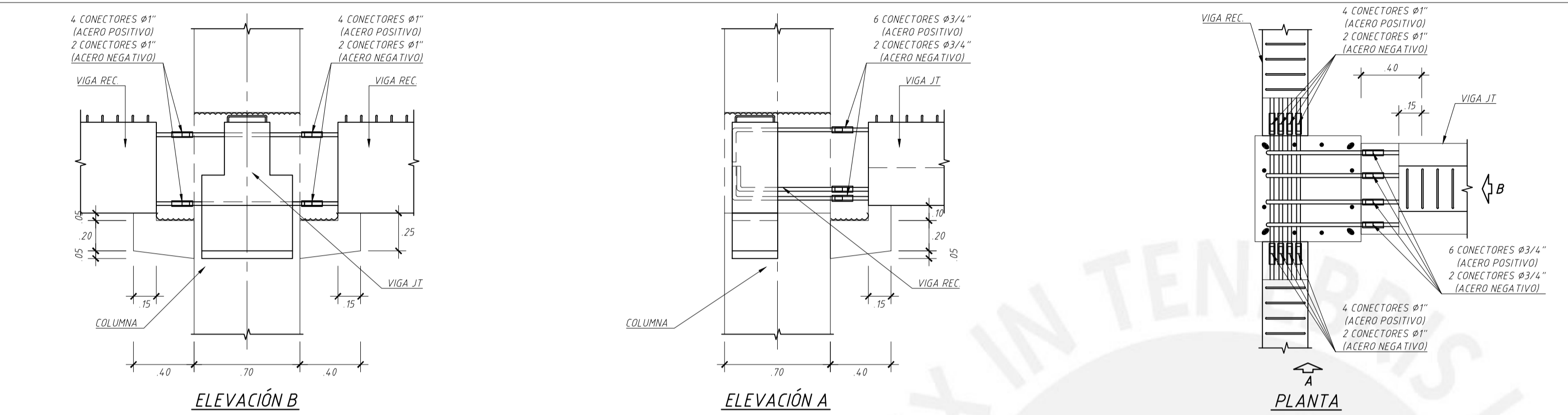
1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO 2

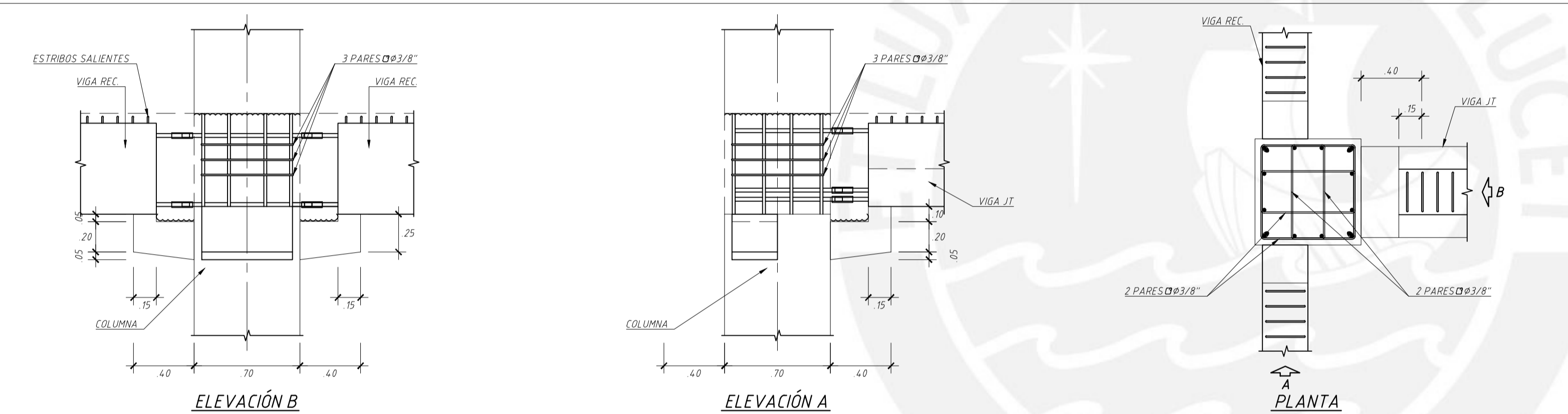
ETAPA 1



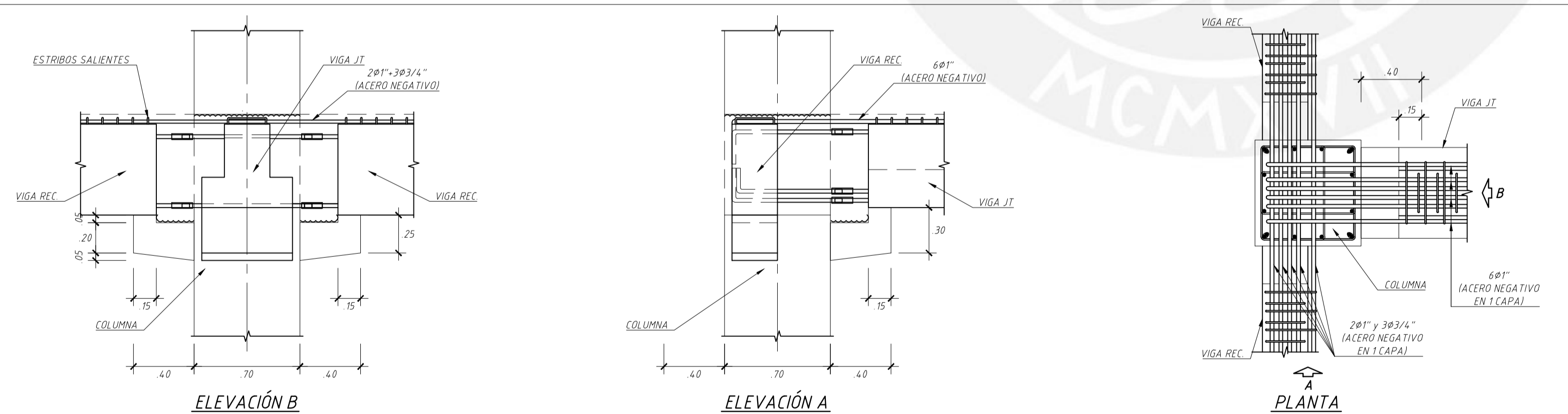
ETAPA 2



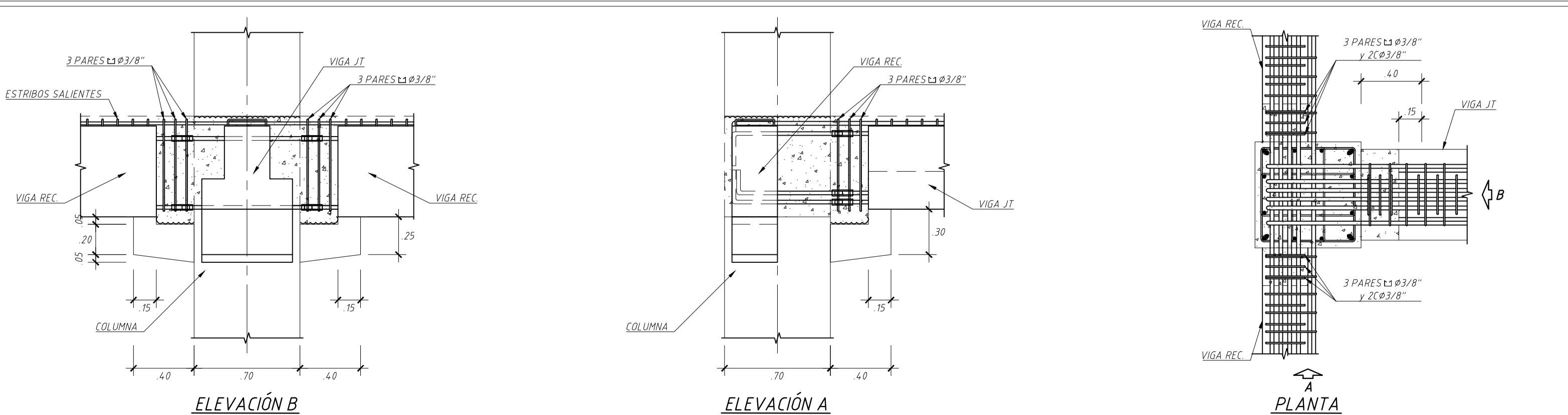
ETAPA 3



ETAPA 4



ETAPA 5



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
 LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
 LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
 - ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
 - LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE #5/8" EN LAS CARAS.
 - LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
 LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2.
 UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES.

ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
 LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

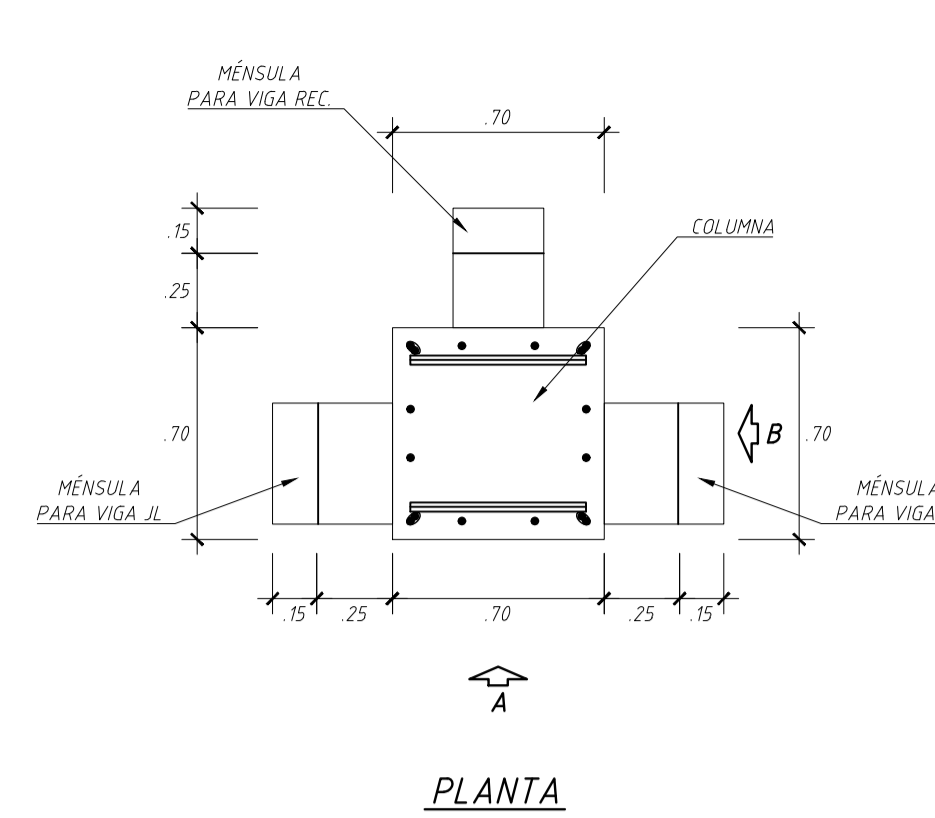
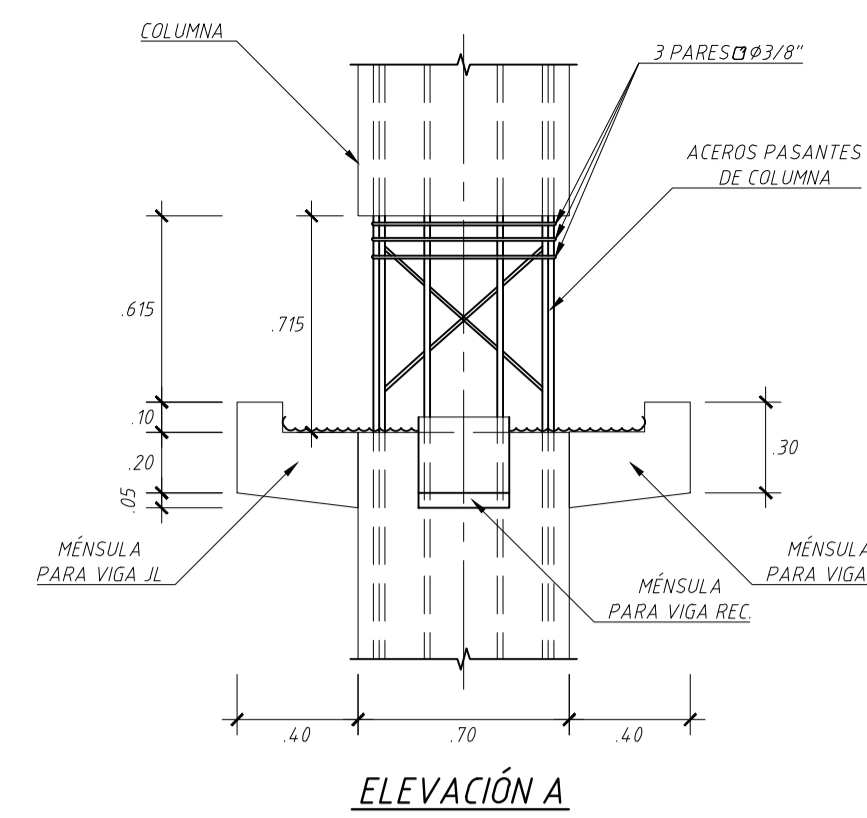
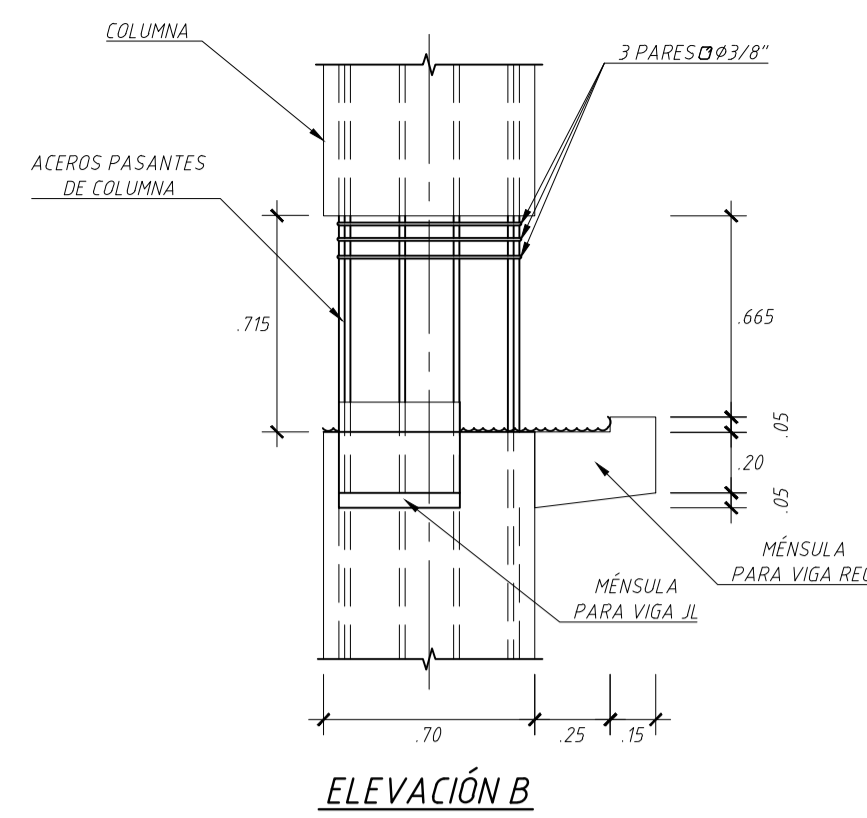
ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NODO RIGIDO
 LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
 SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NODO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NODO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION.

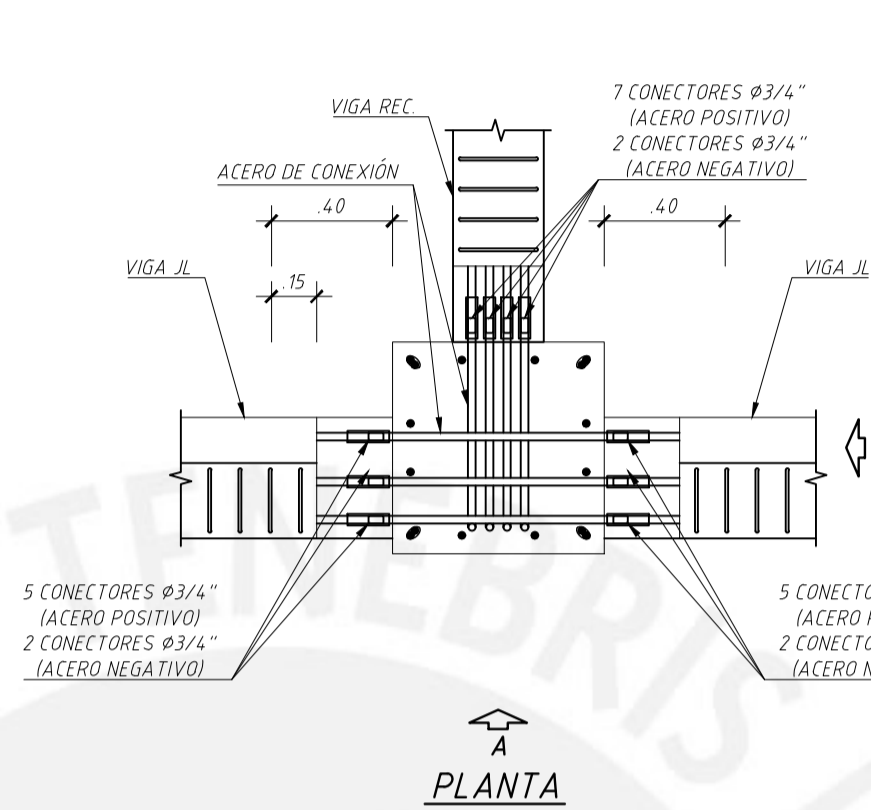
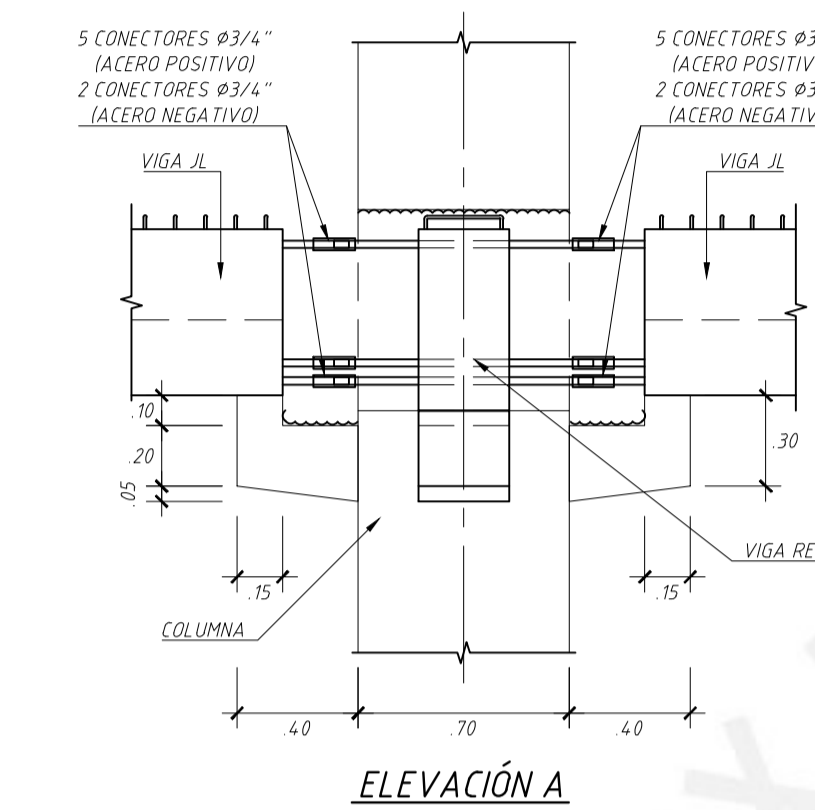
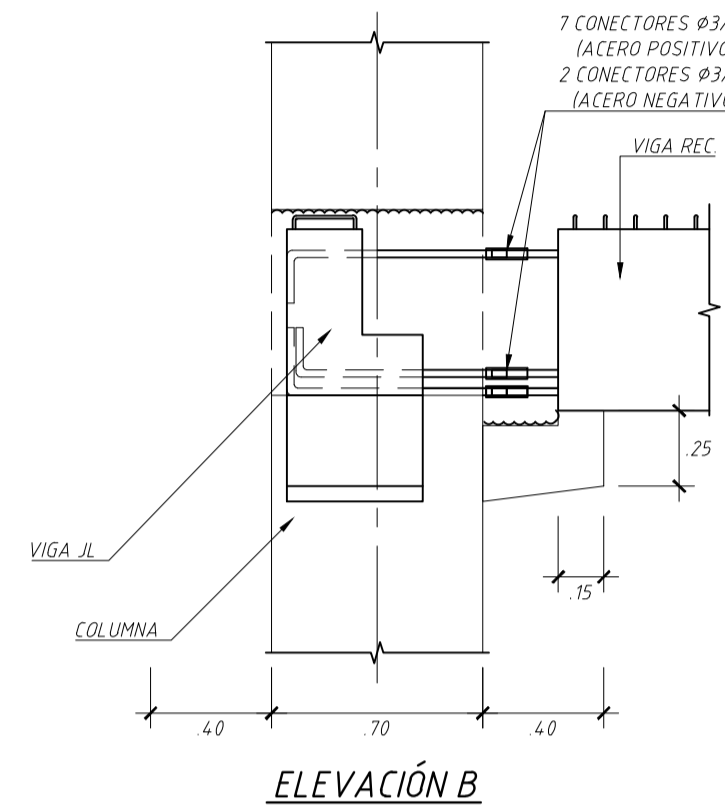
NOTA:
 1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO 3

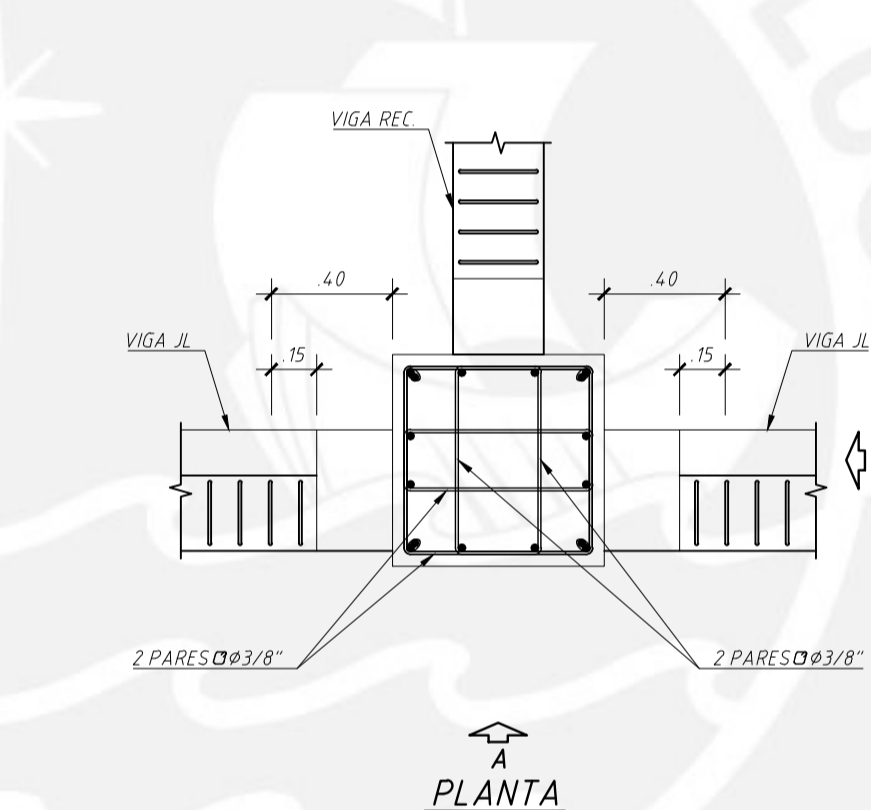
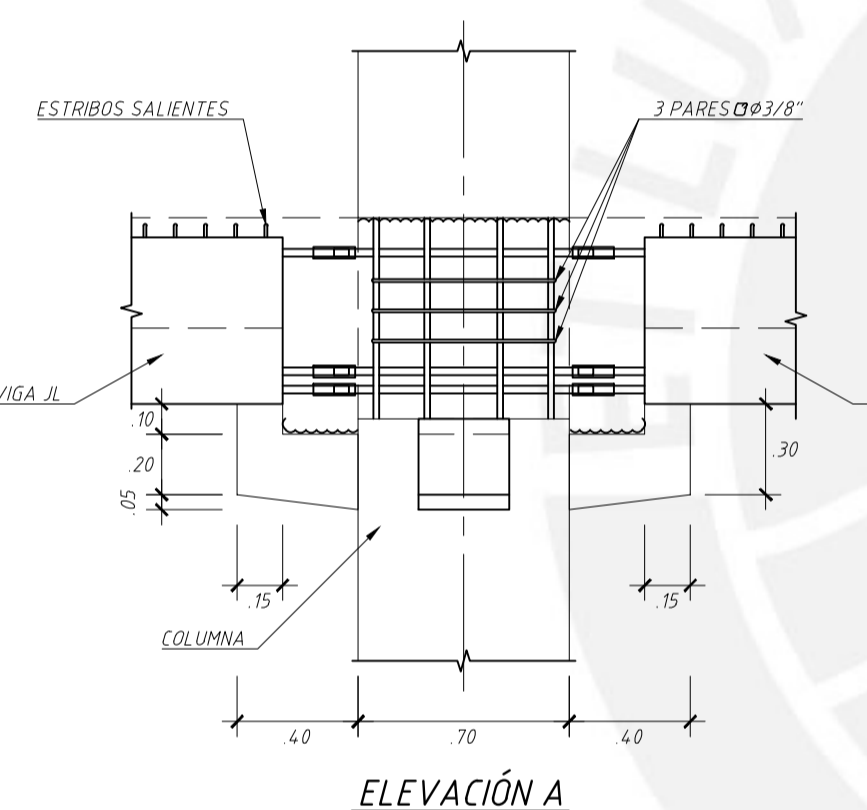
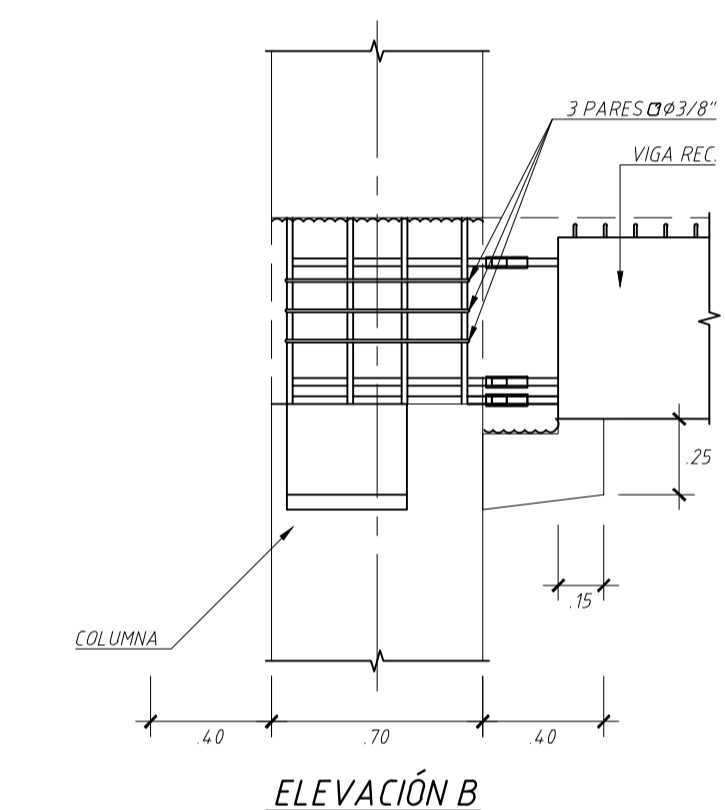
ETAPA 1



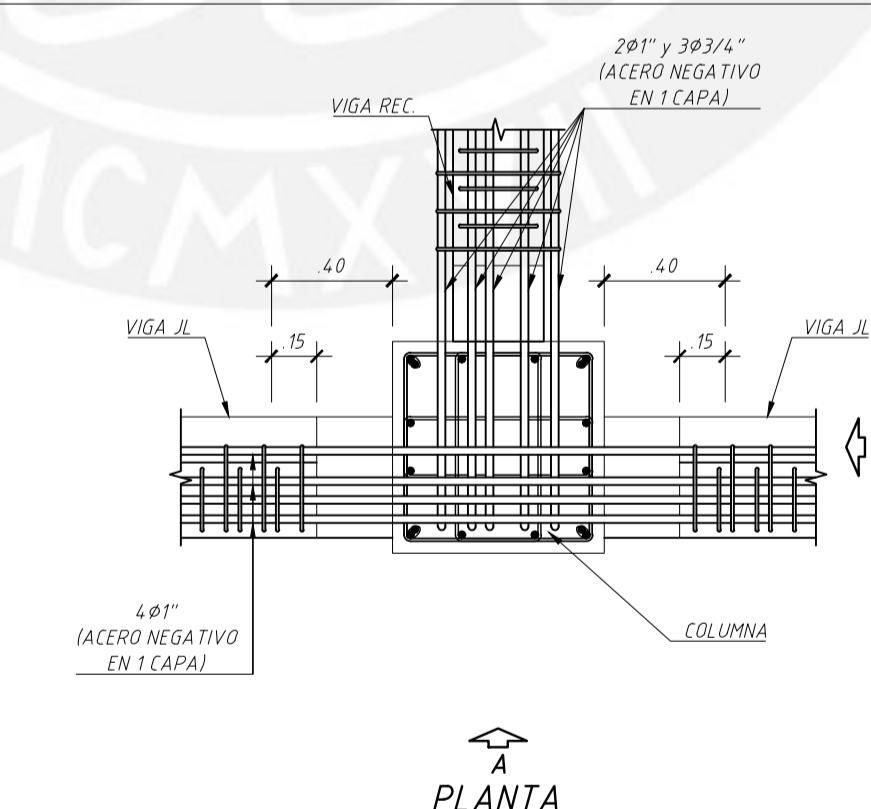
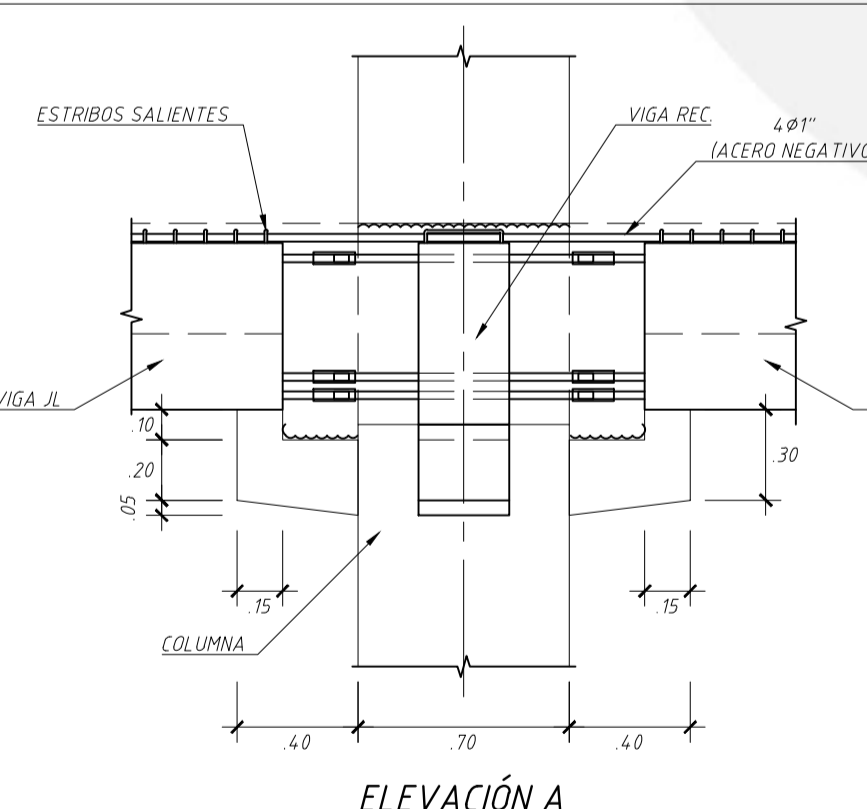
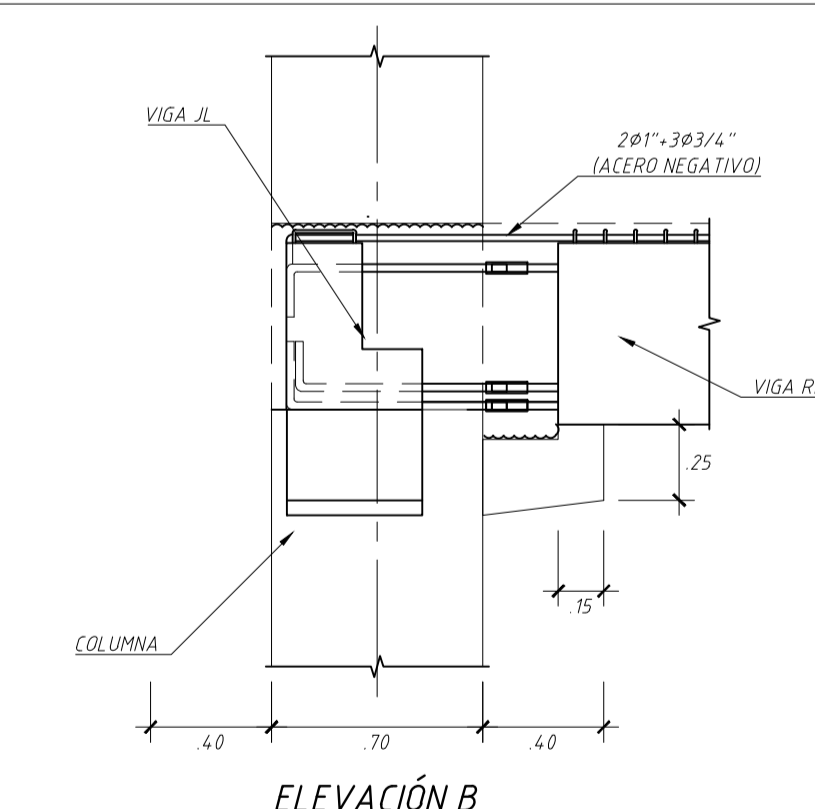
ETAPA 2



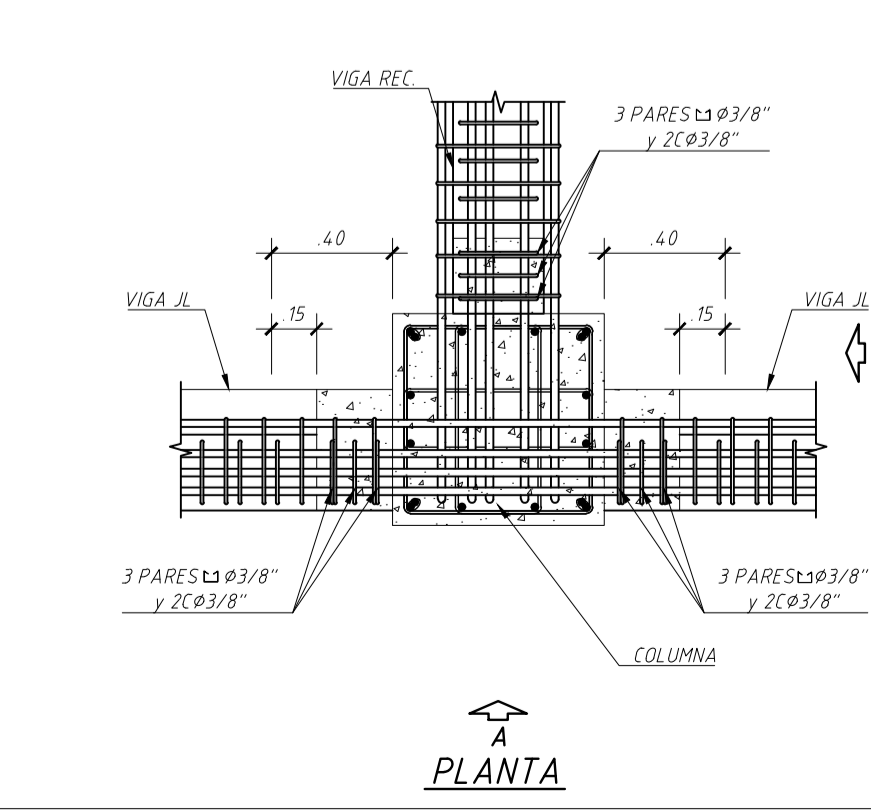
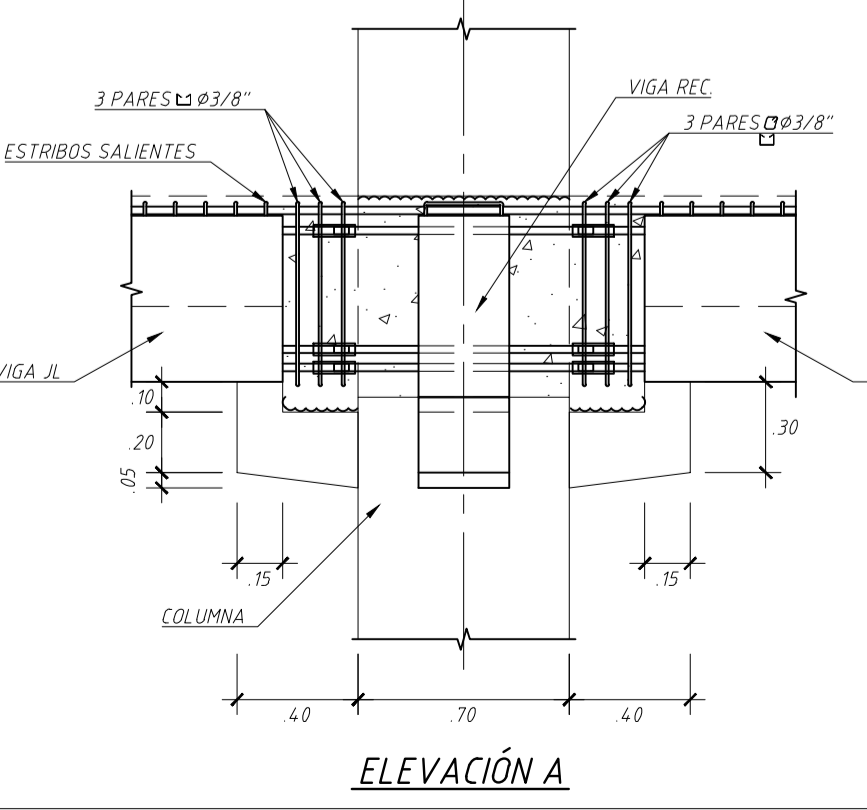
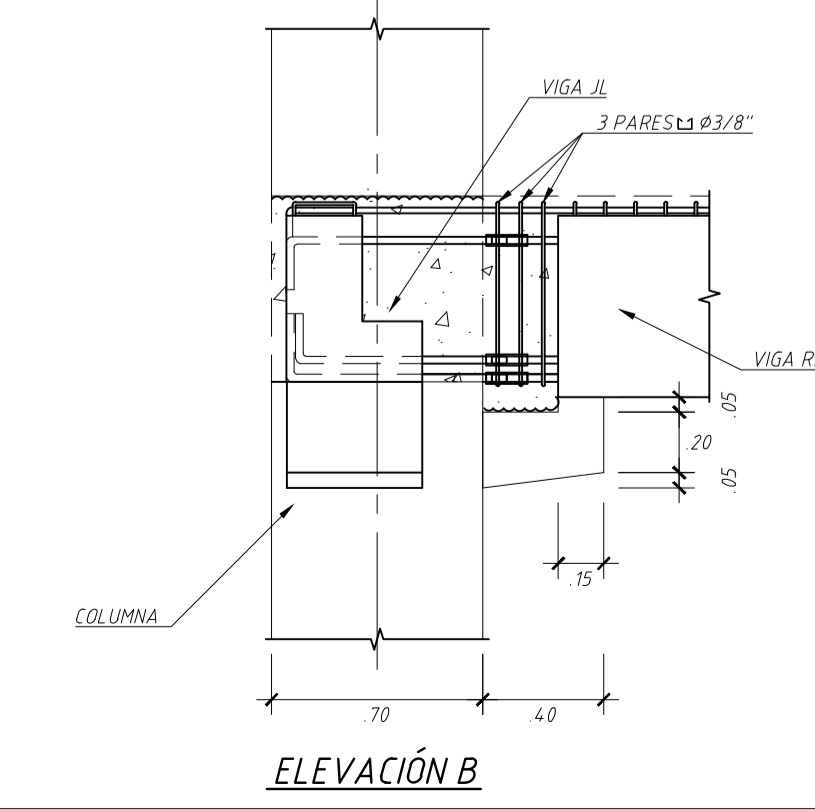
ETAPA 3



ETAPA 4



ETAPA 5



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
- ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
- LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE Ø5/8" EN LAS CARAS
- LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2
UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES

ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

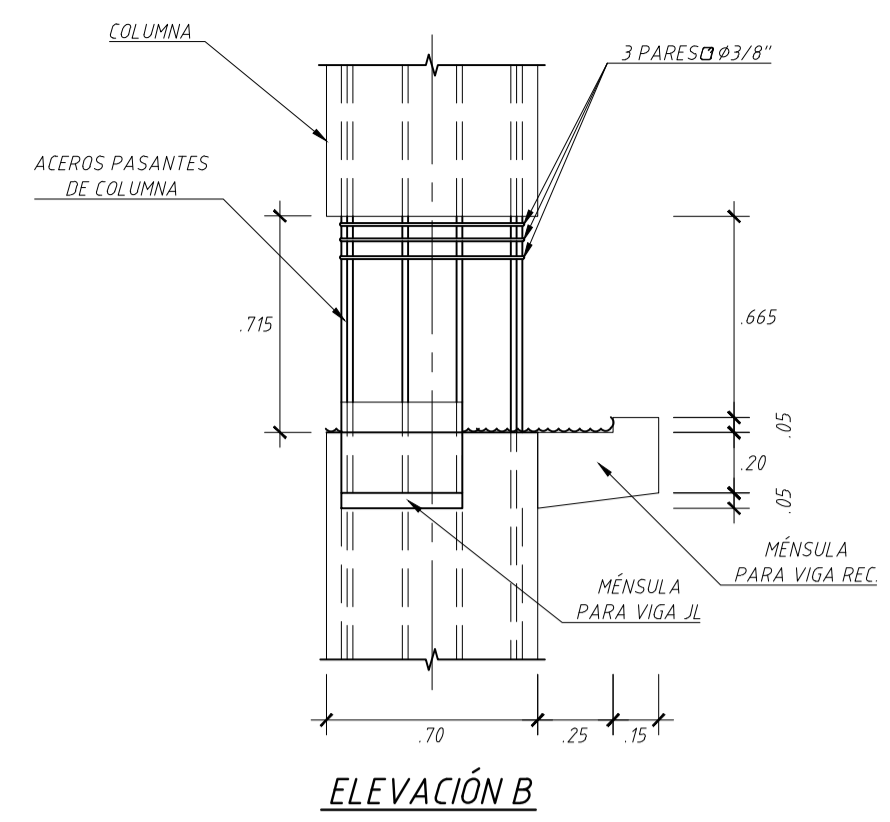
ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NODO RIGIDO
LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NODO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NODO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION

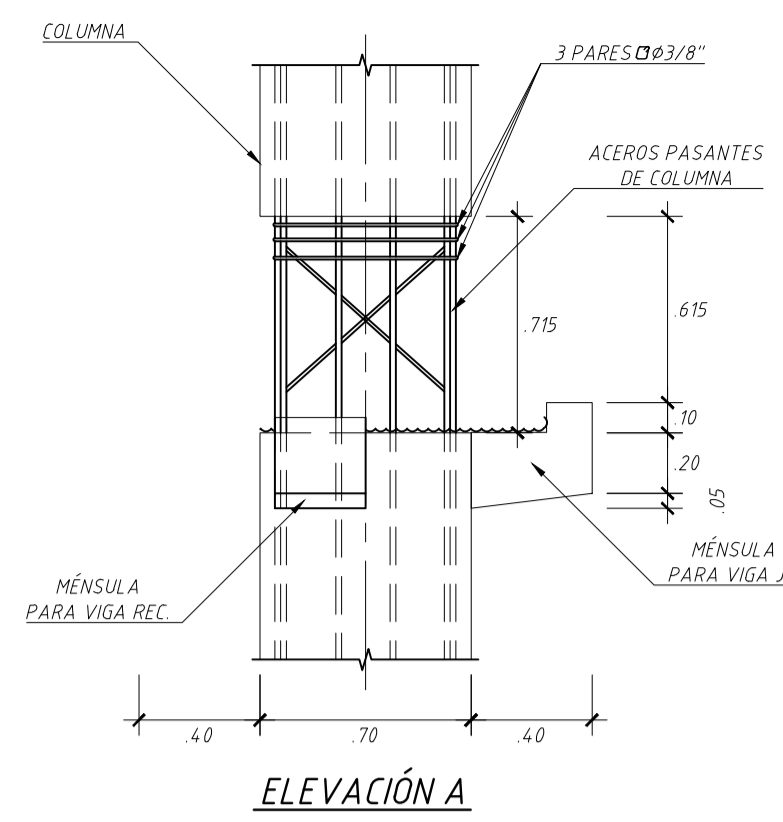
NOTA:
1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO 4

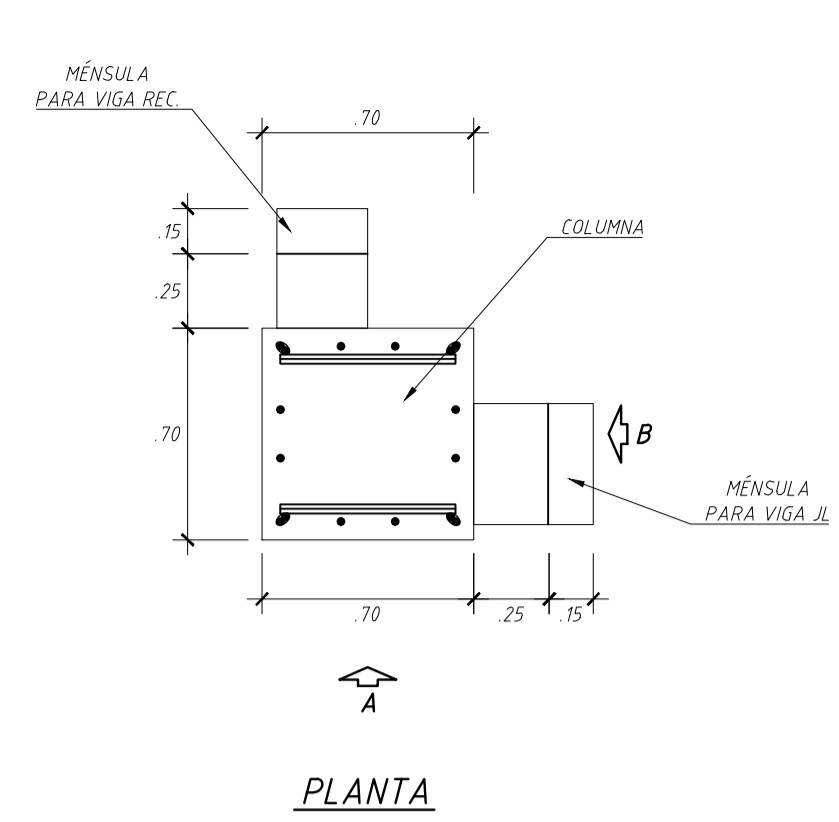
ETAPA 1



ELEVACIÓN B

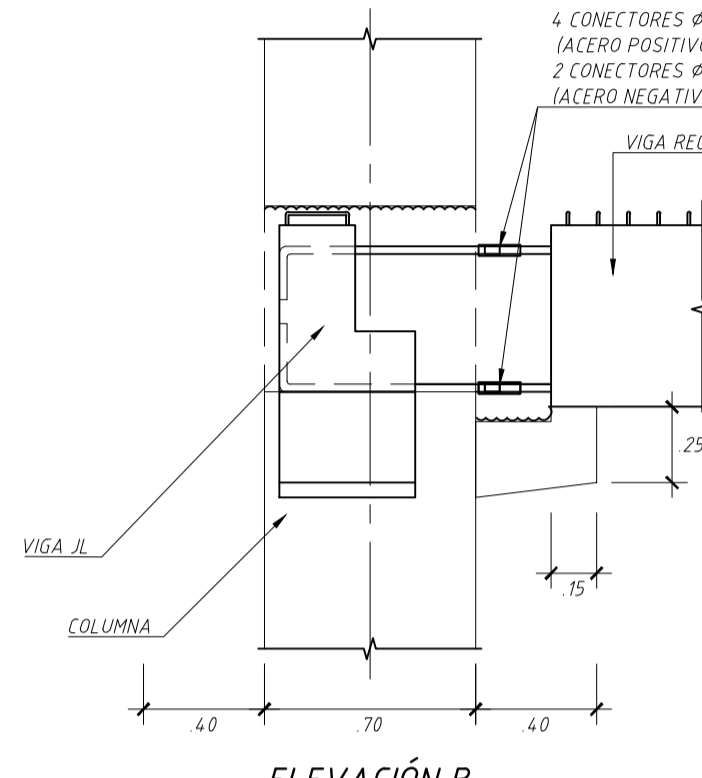


ELEVACIÓN A

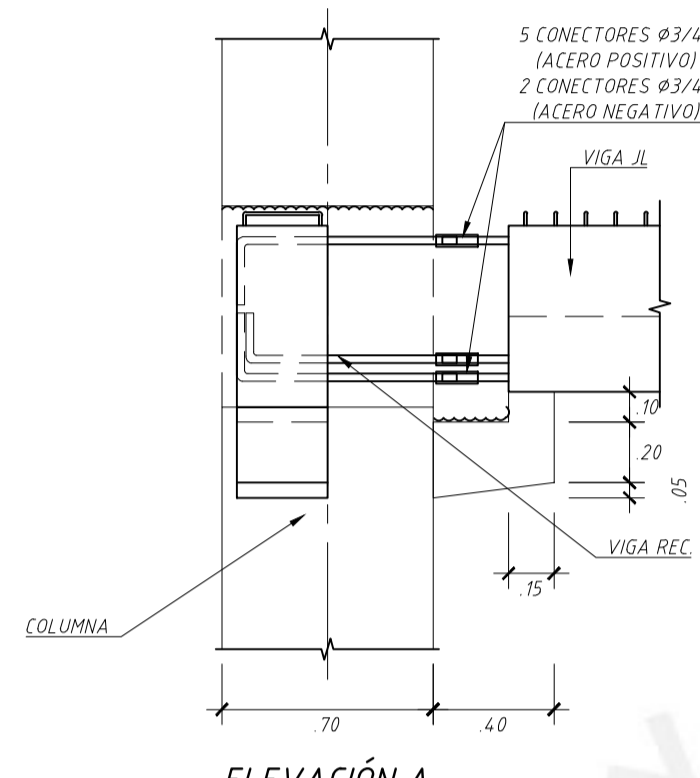


PLANTA

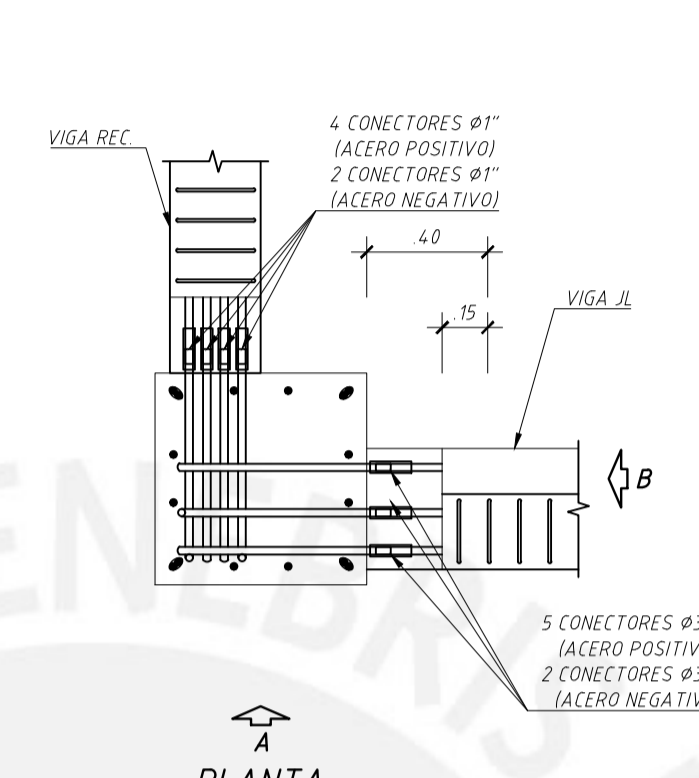
ETAPA 2



ELEVACIÓN B

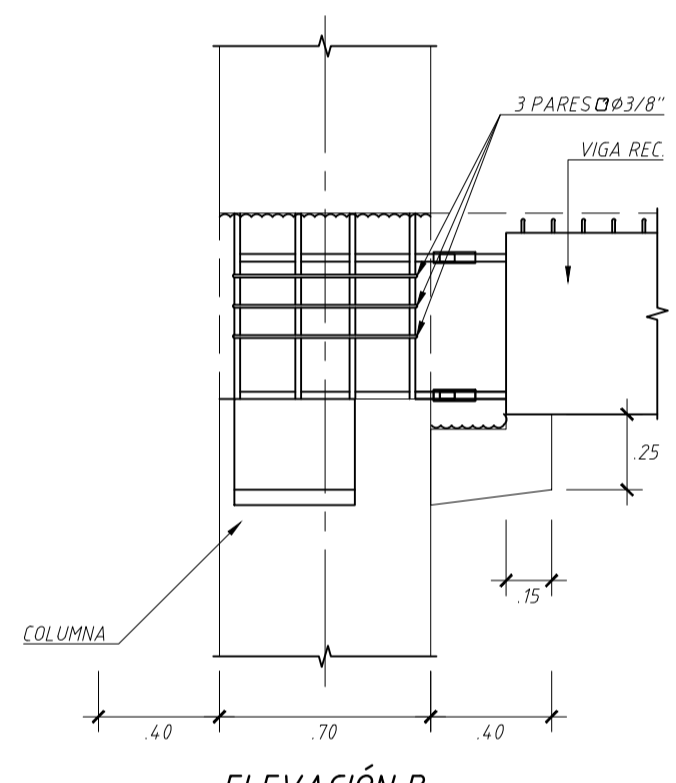


ELEVACIÓN A

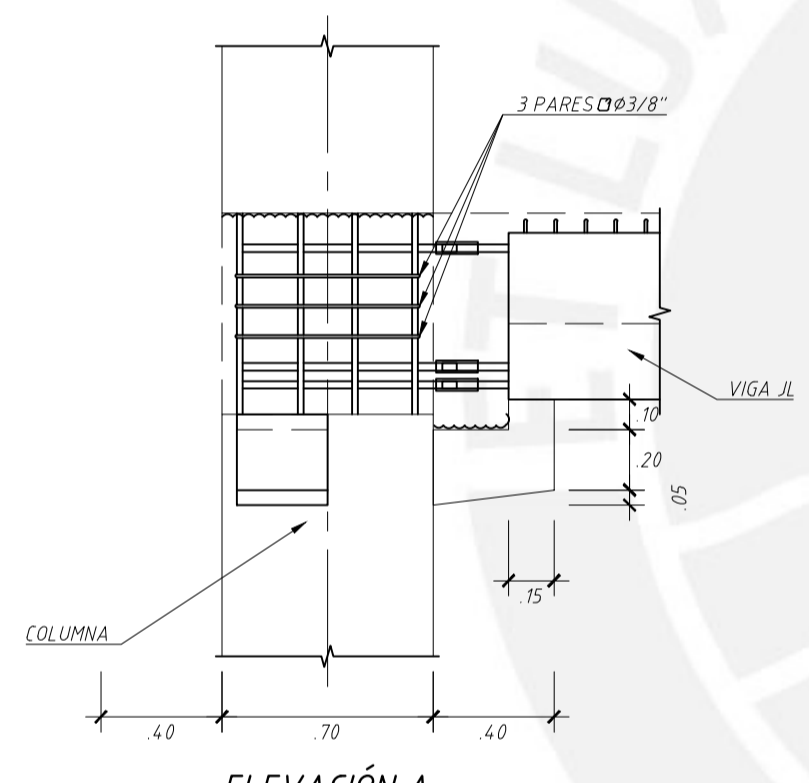


PLANTA

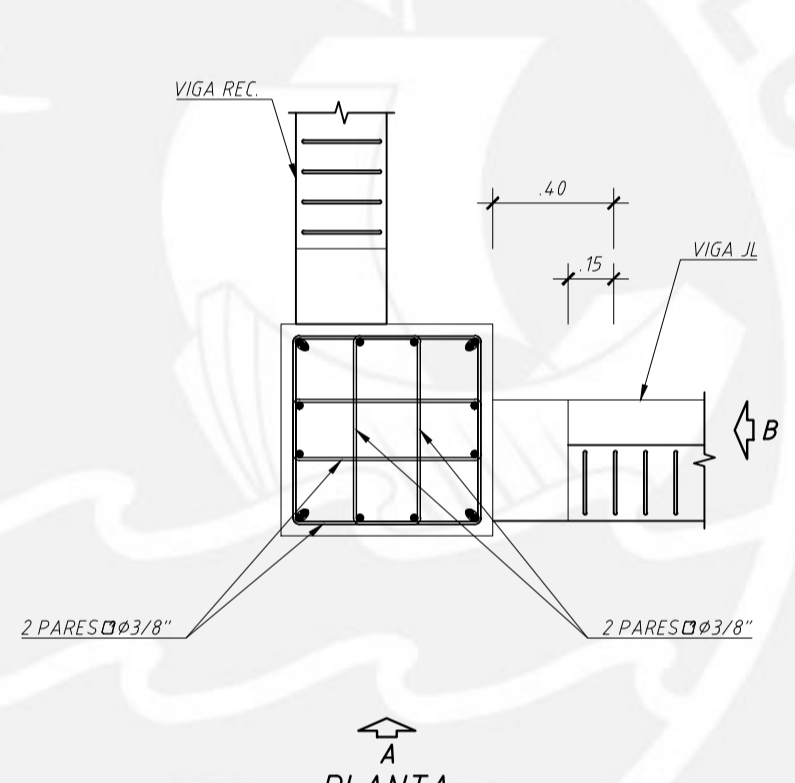
ETAPA 3



ELEVACIÓN B

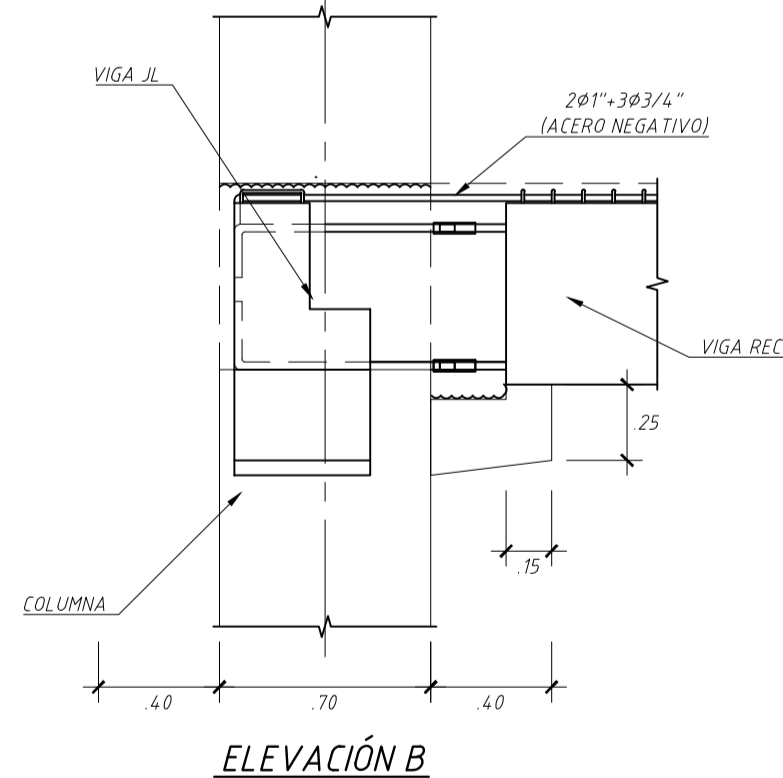


ELEVACIÓN A

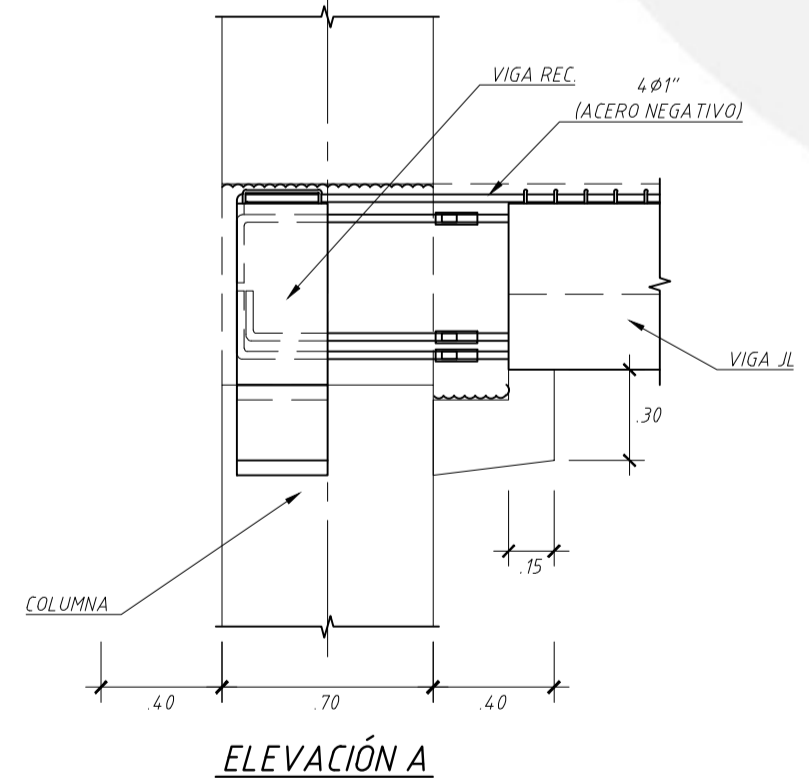


PLANTA

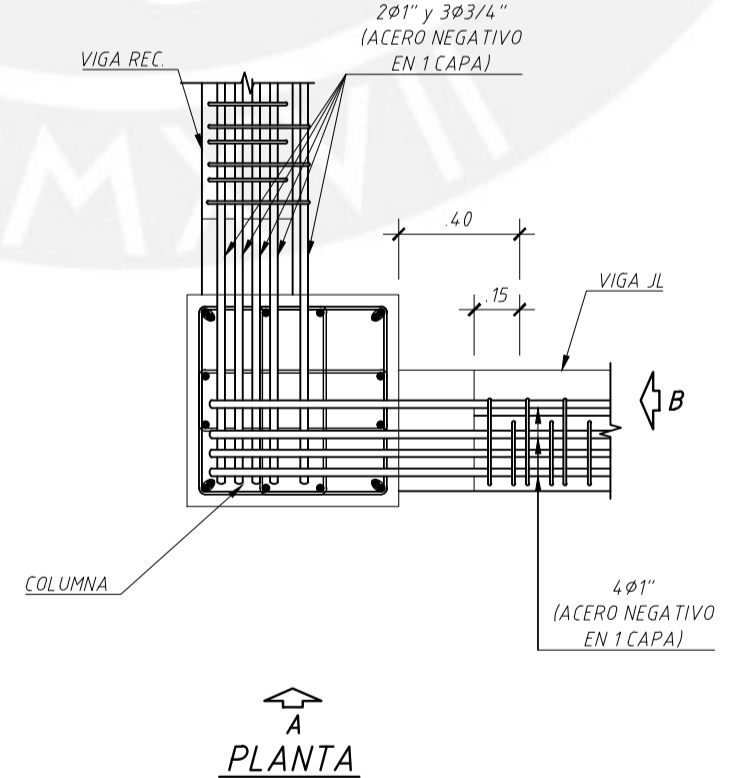
ETAPA 4



ELEVACIÓN B

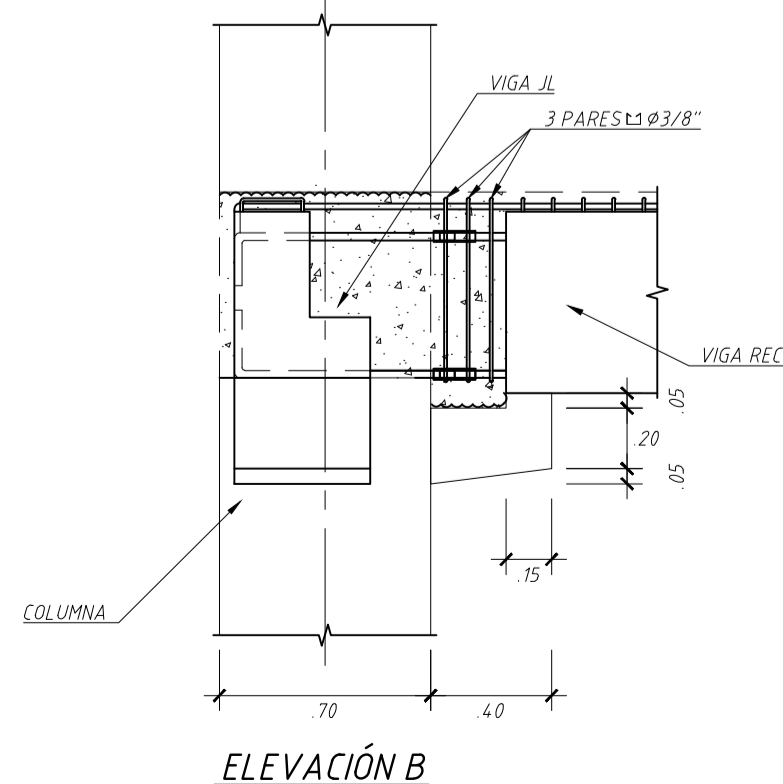


ELEVACIÓN A

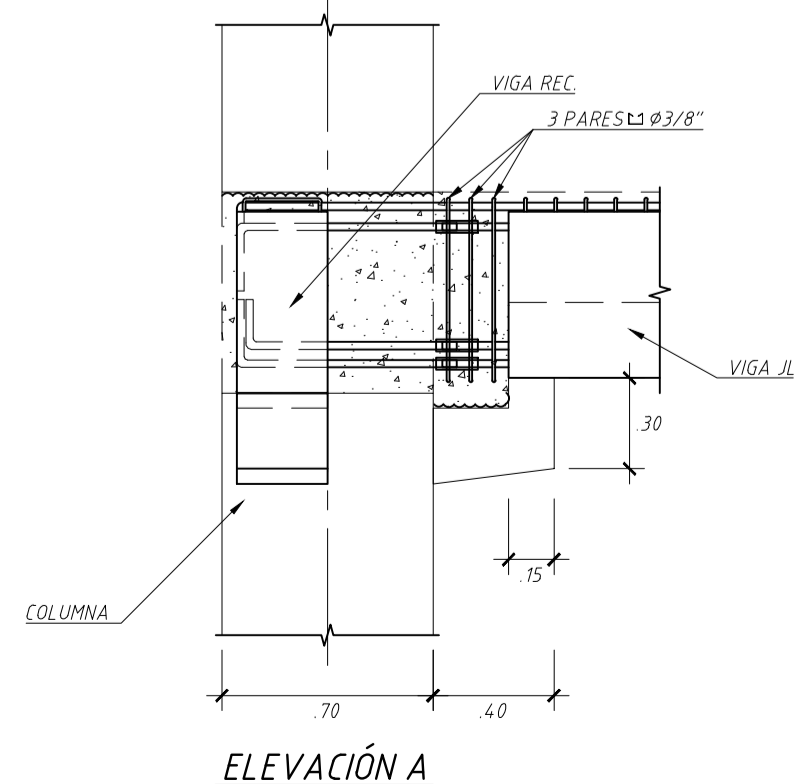


PLANTA

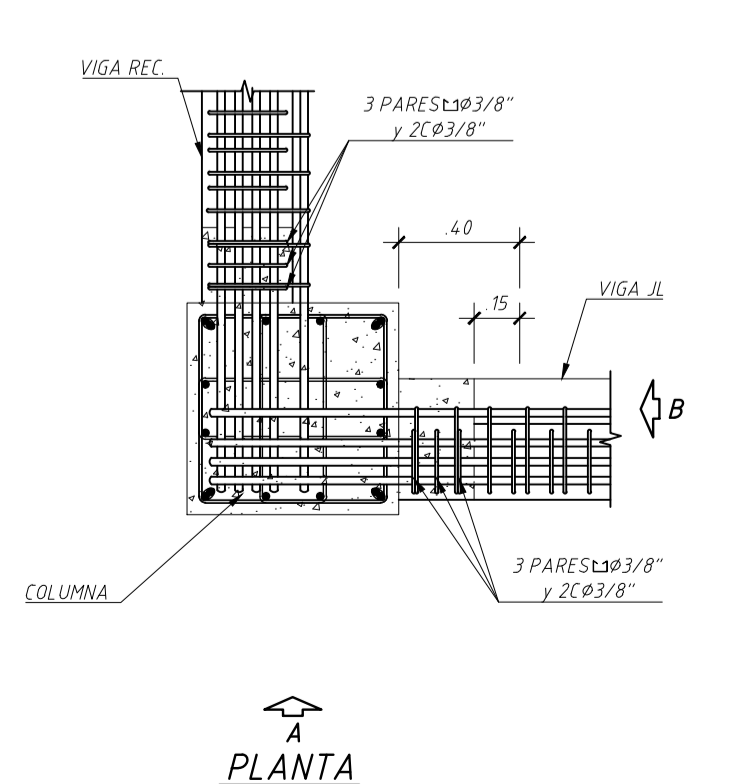
ETAPA 5



ELEVACIÓN B



ELEVACIÓN A



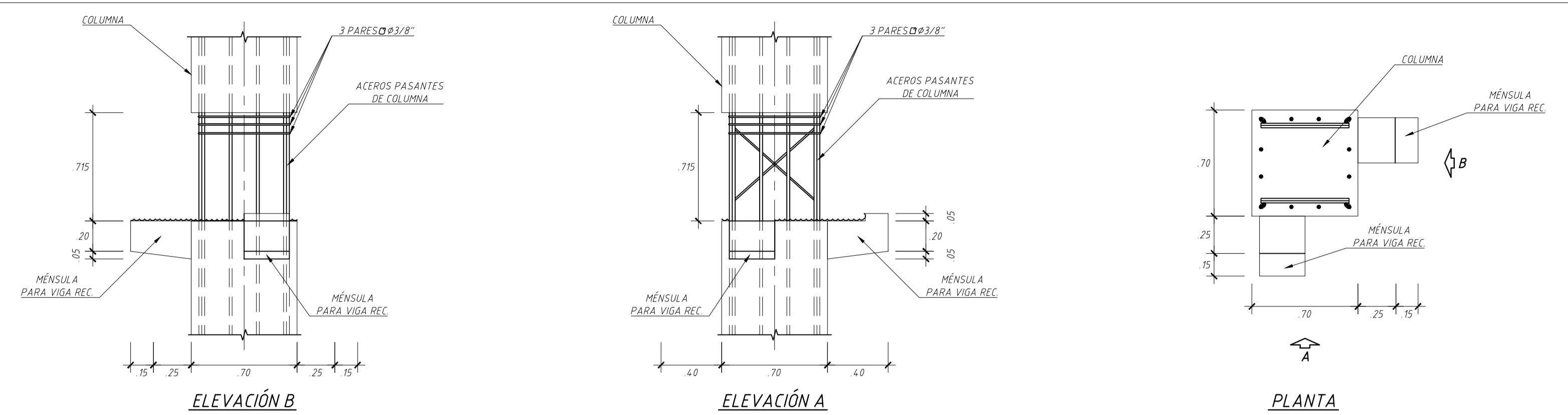
PLANTA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

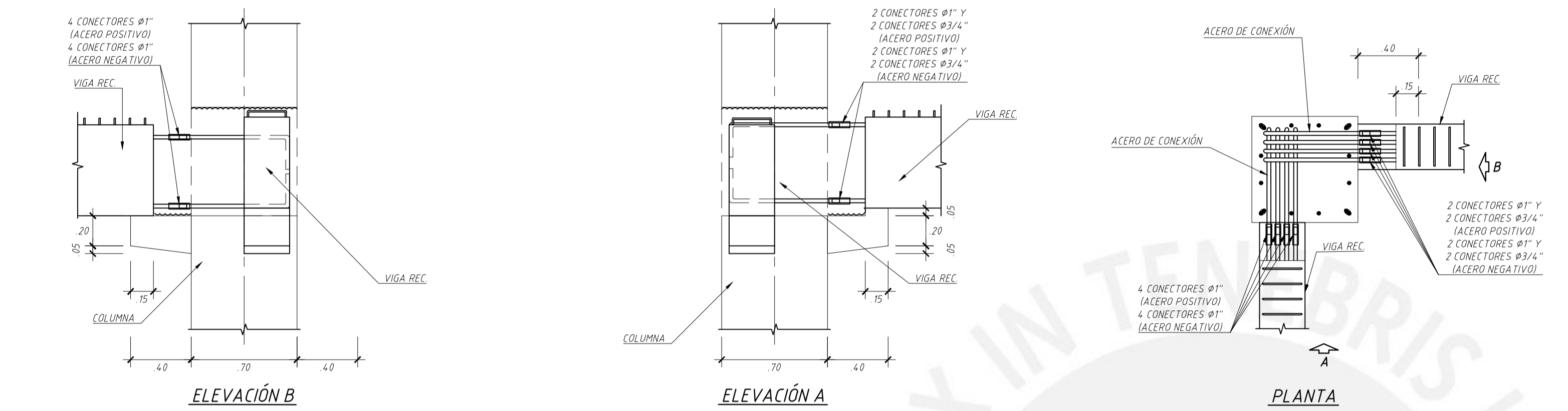
- ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS**
 LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
 LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
 - ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
 - LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE Ø5/8" EN LAS CARAS
 - LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).
- ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES**
 LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2
 UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES
- ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS**
 LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.
- ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NODO RIGIDO**
 LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
 SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).
- FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NODO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NODO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION
- NOTA:
 1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO 5

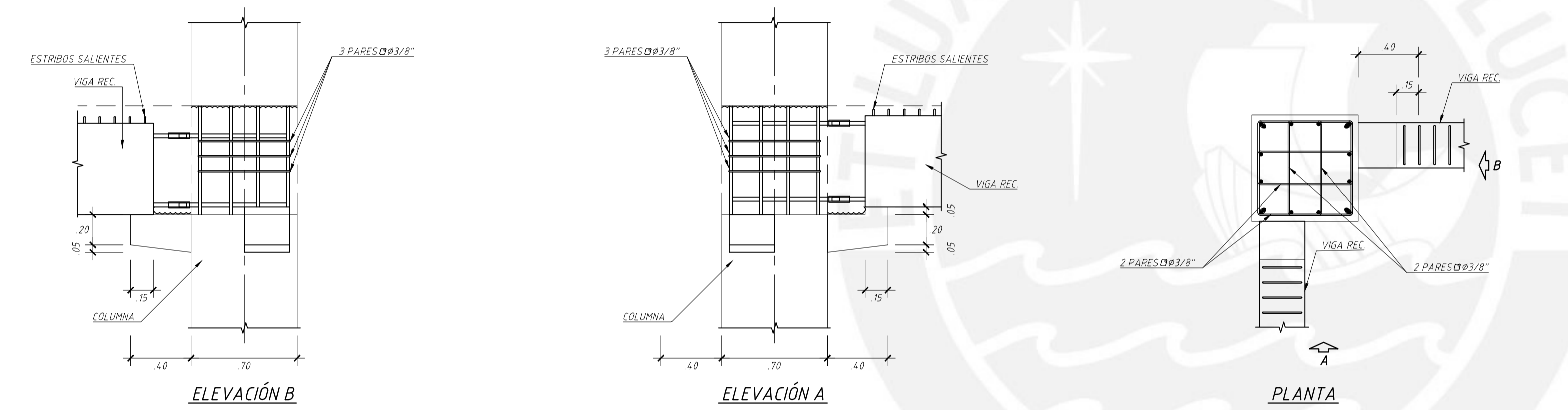
ETAPA 1



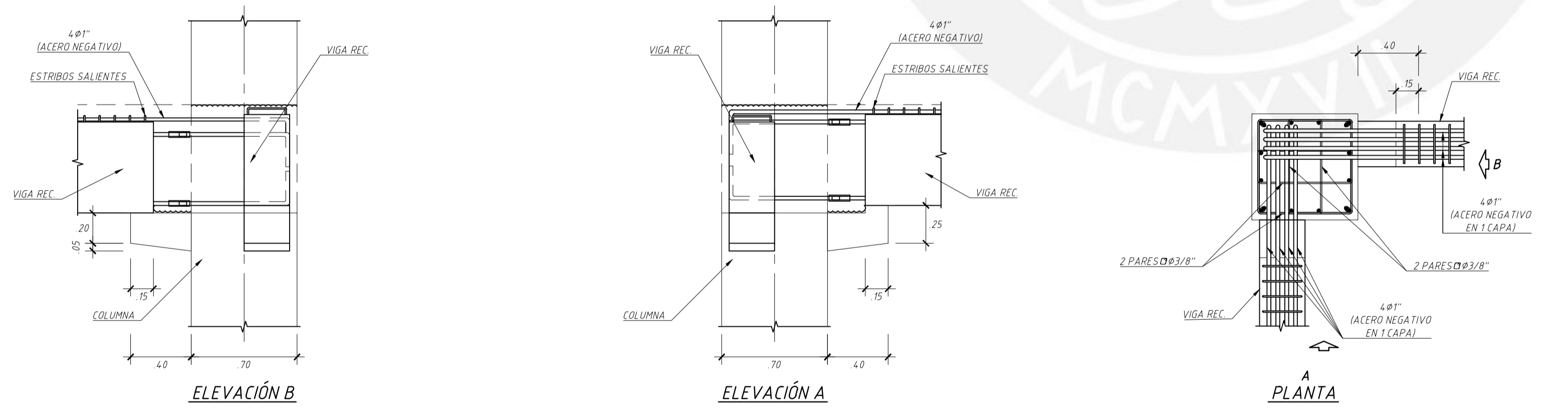
ETAPA 2



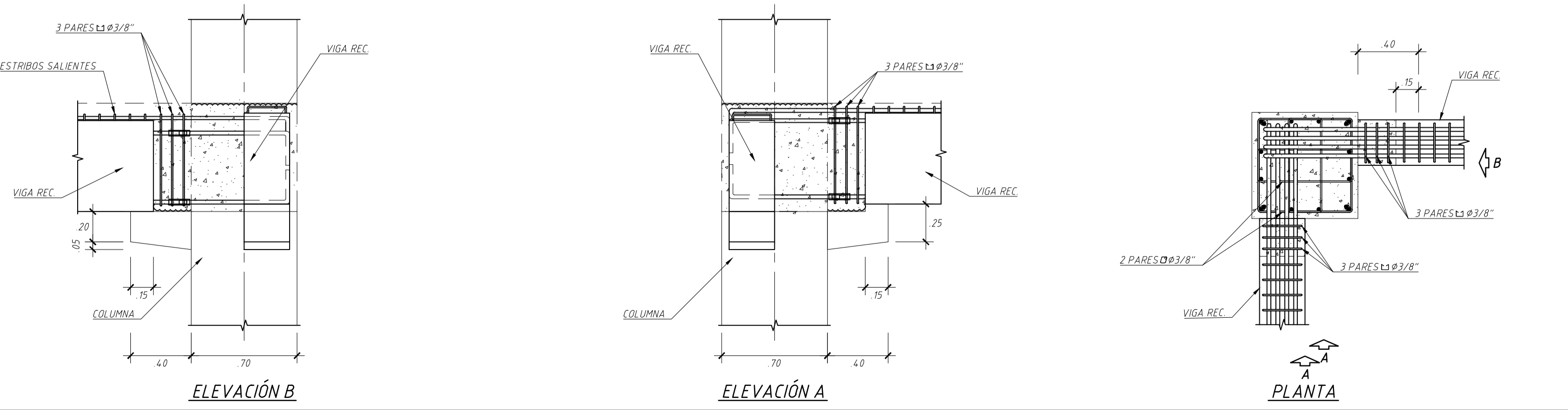
ETAPA 3



ETAPA 4



ETAPA 5



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
- ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
- LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE #5/8" EN LAS CARAS.
- LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2.
UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES.

ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

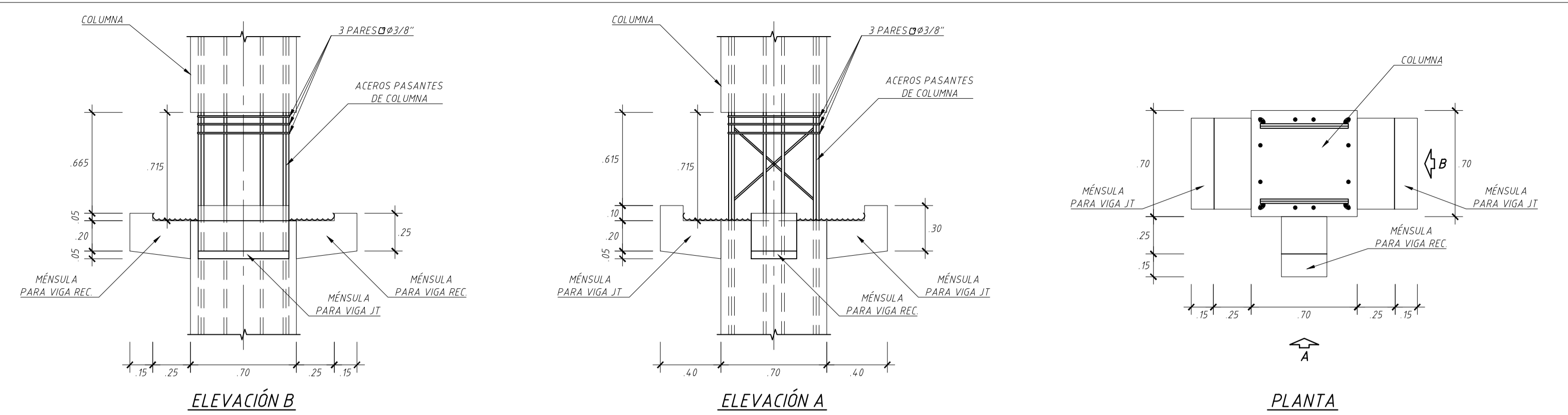
ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NODO RIGIDO
LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NODO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NODO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION.

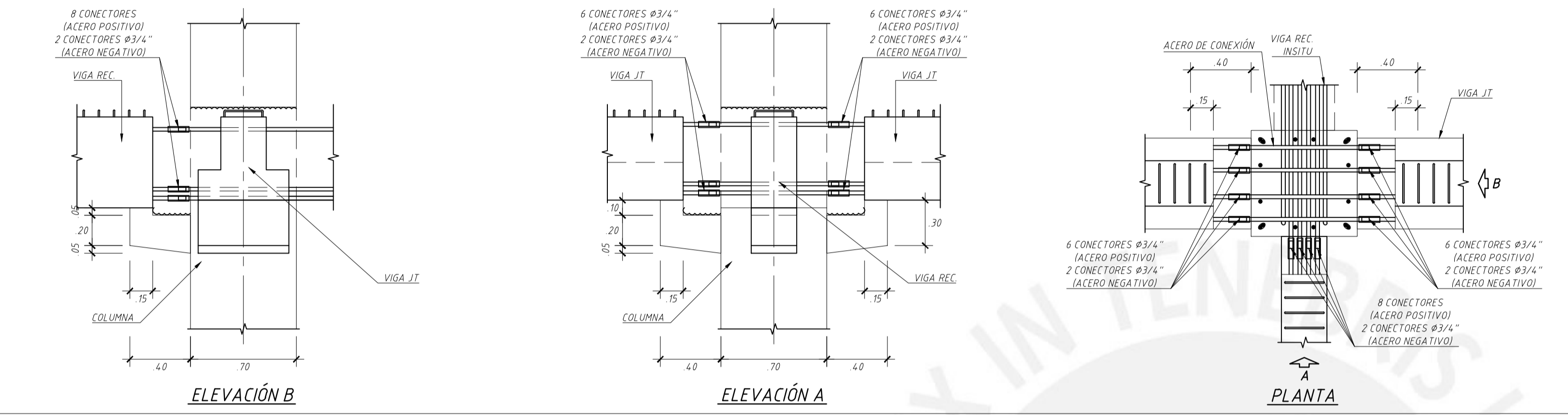
NOTA:
1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO 6

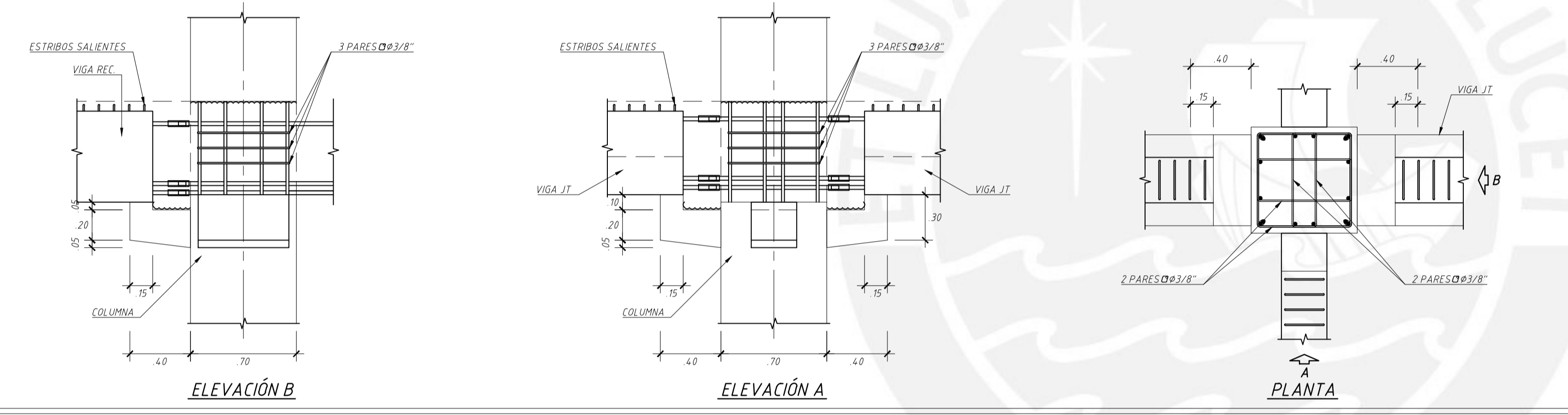
ETAPA 1



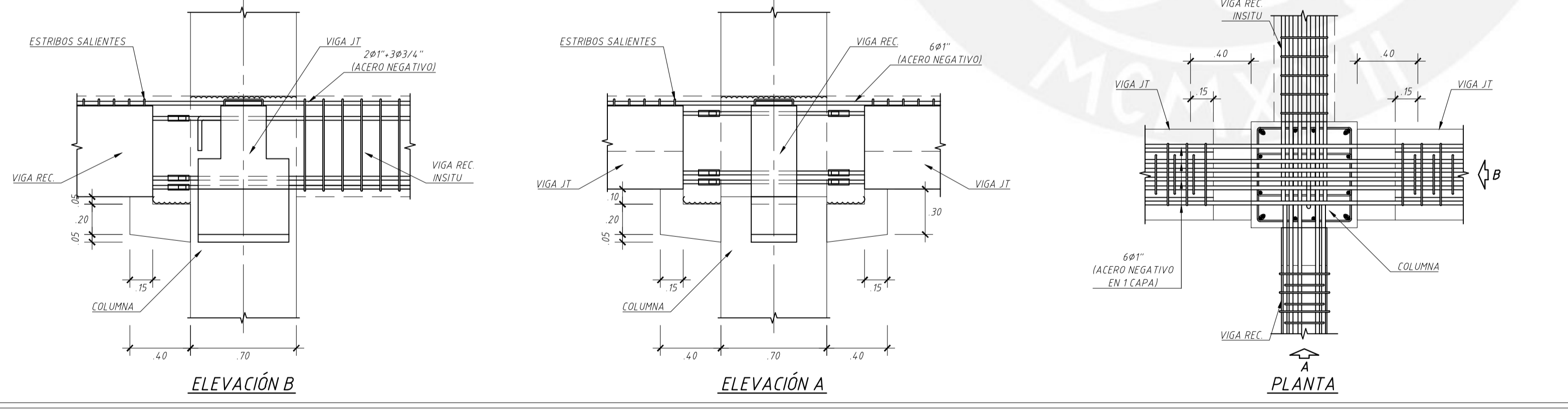
ETAPA 2



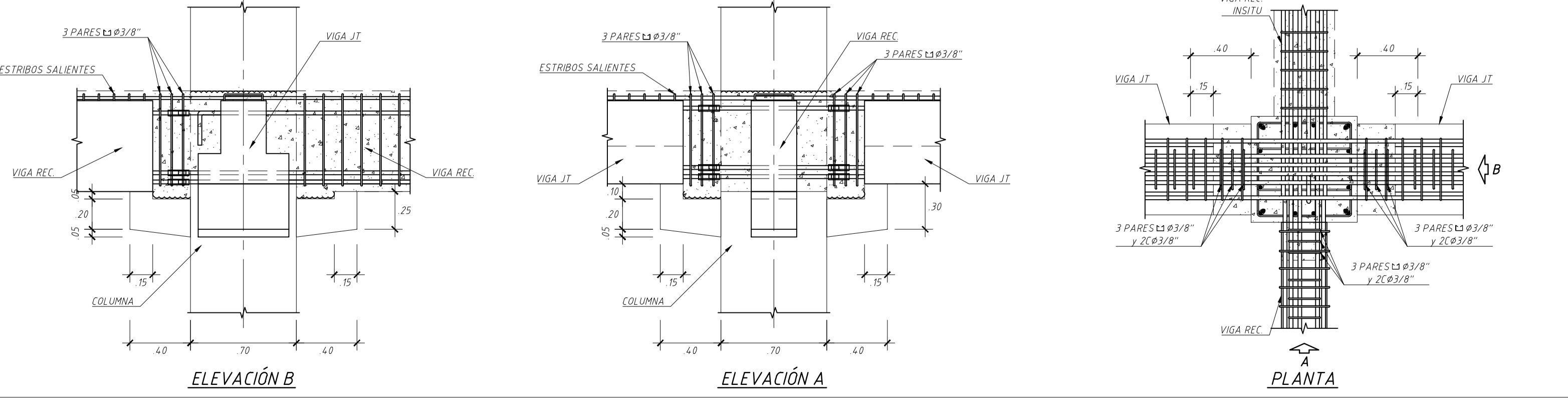
ETAPA 3



ETAPA 4



ETAPA 5



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
 LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
 LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
 - ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
 - LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE #5/8" EN LAS CARAS.
 - LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
 LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLUCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2. UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES.

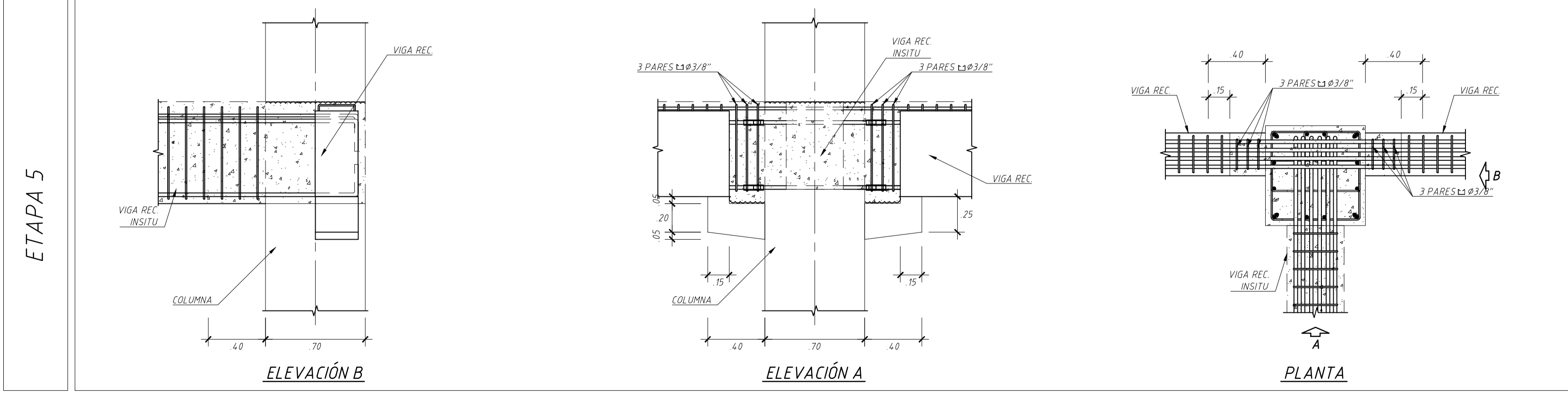
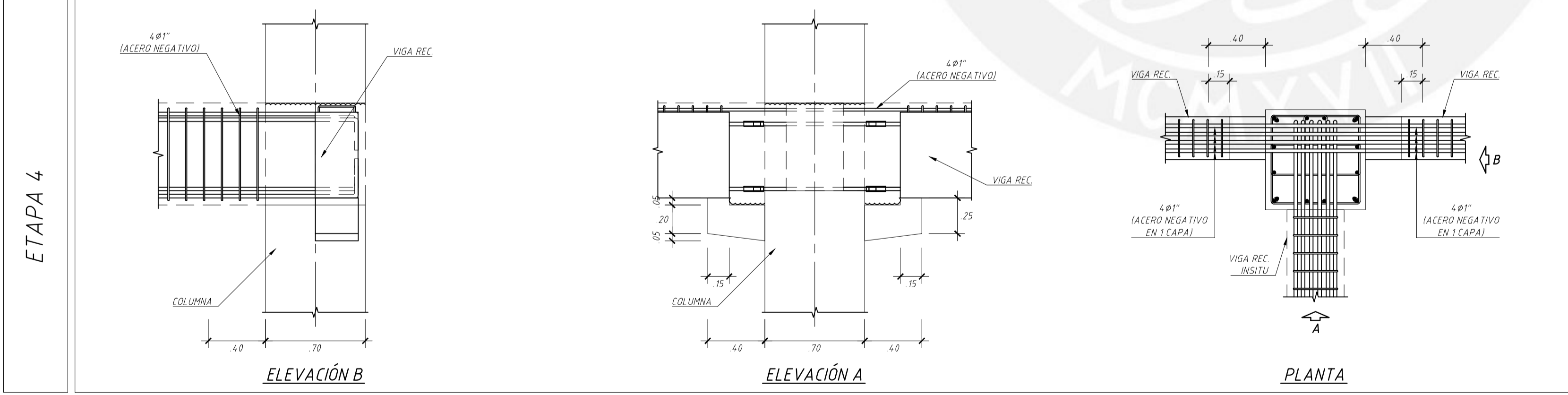
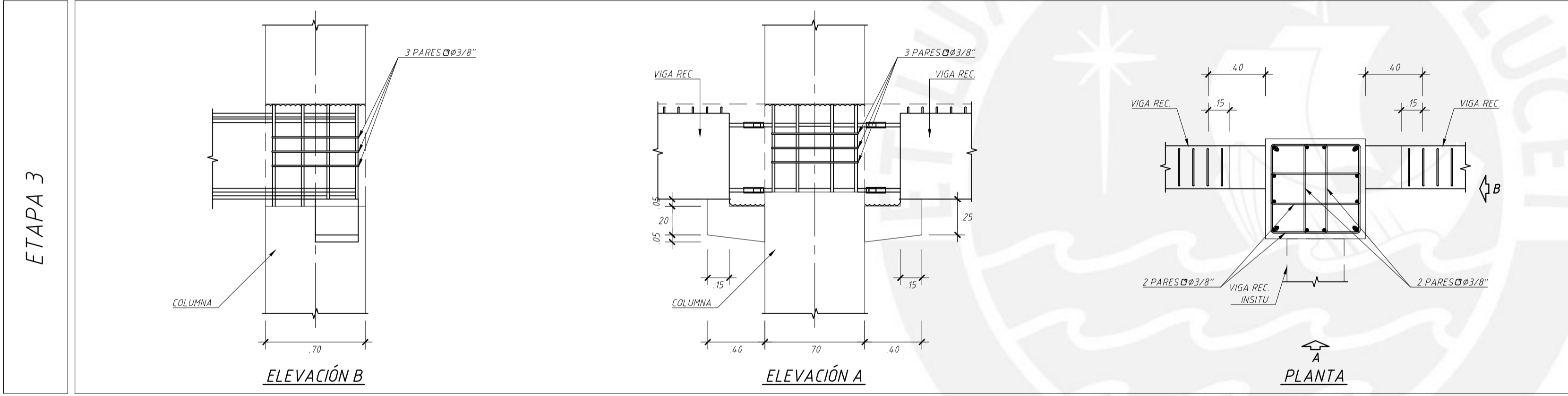
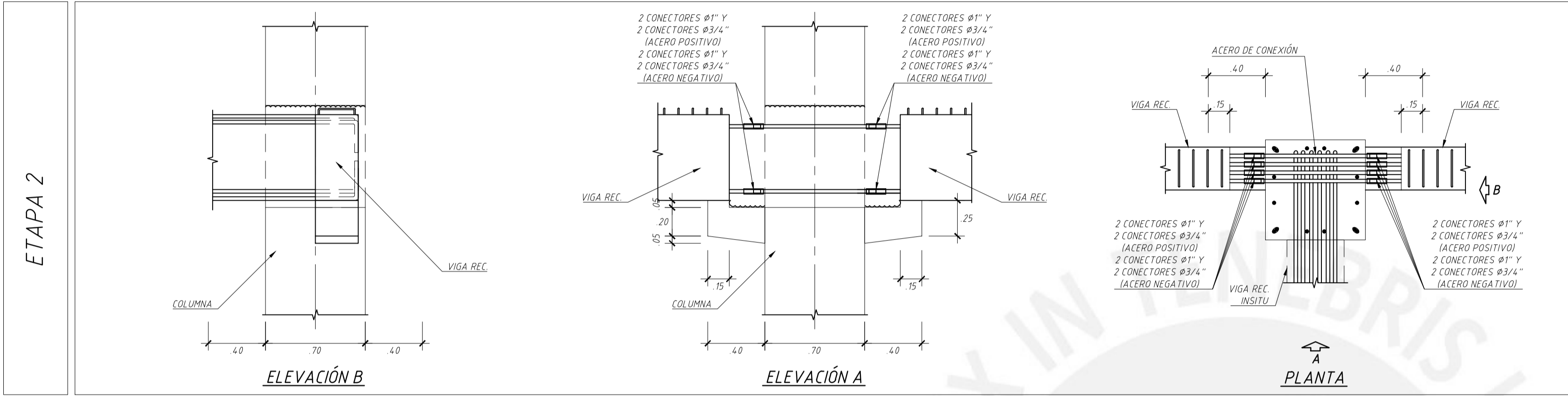
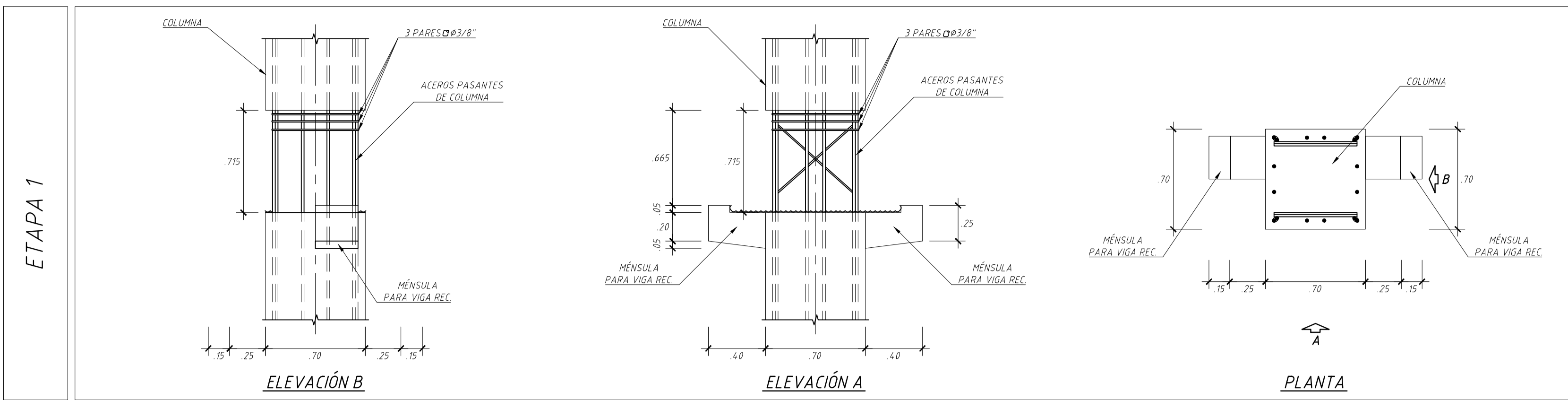
ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
 LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NODO RIGIDO
 LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA. SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NODO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NODO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION.

NOTA:
 1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO 7



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
- ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
- LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE Ø5/8" EN LAS CARAS
- LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2
UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES

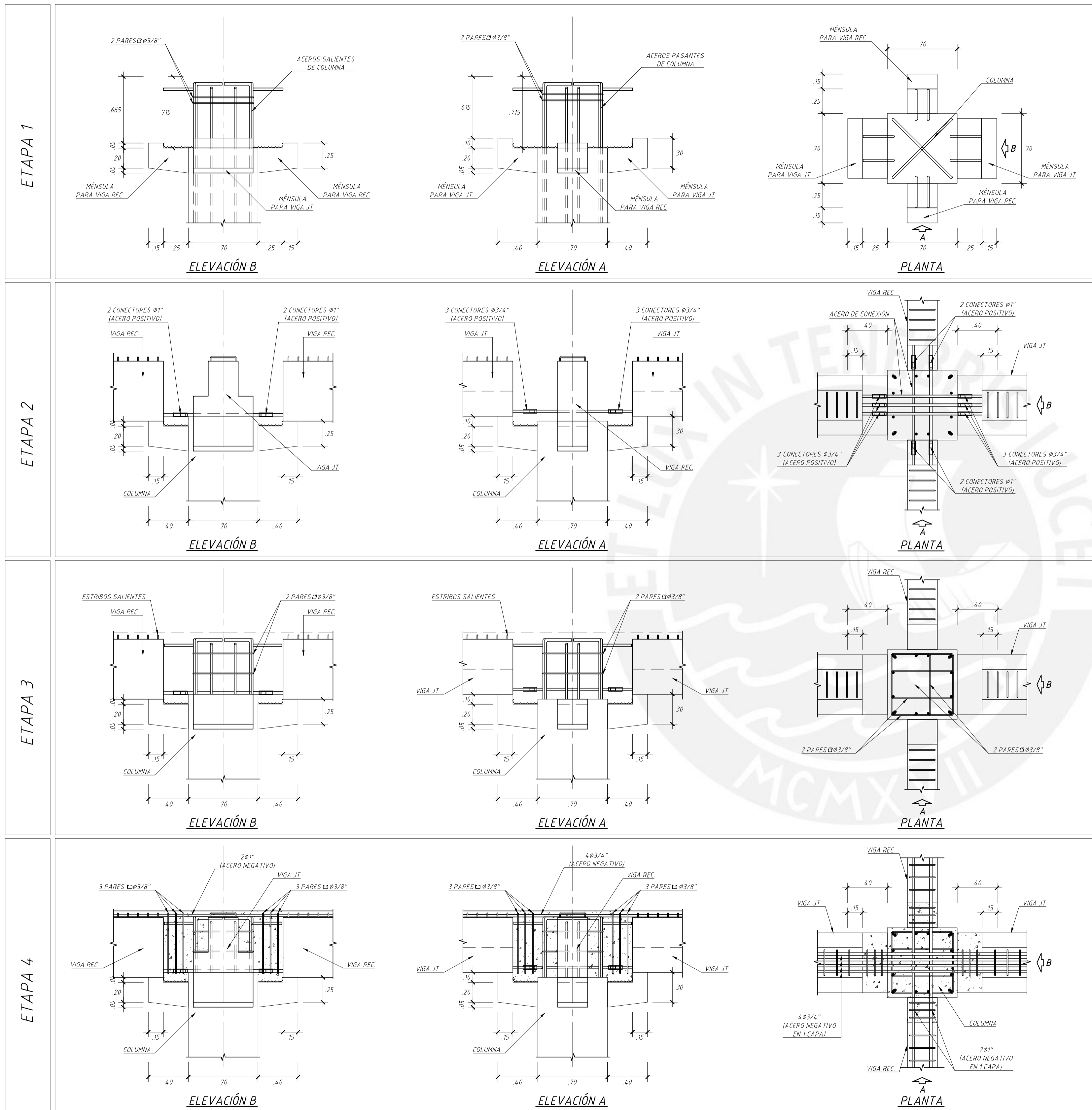
ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NODO RIGIDO
LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NODO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NODO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION

NOTA:
1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO A1



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
 LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
 LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
 - ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
 - LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE Ø5/8" EN LAS CARAS.
 - LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
 LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2.
 UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES.

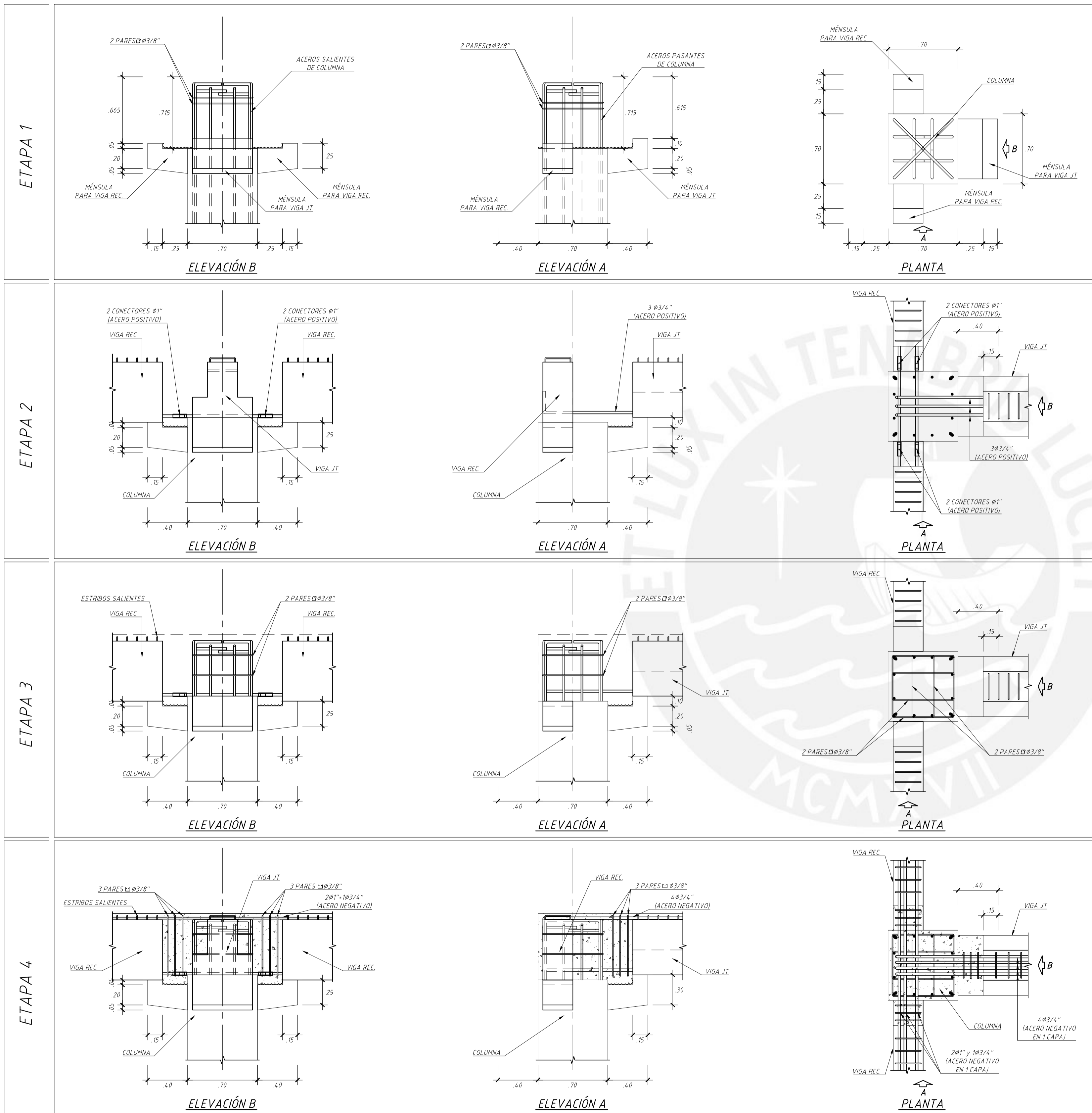
ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
 LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NUDO RIGIDO
 LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
 SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NUDO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NUDO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION.

NOTA:
 1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO A2



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
 LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
 LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
 - ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
 - LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE $\phi 5/8"$ EN LAS CARAS
 - LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN
 CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
 LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS
 Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS
 DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS.
 SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2.
 UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES
 UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES.

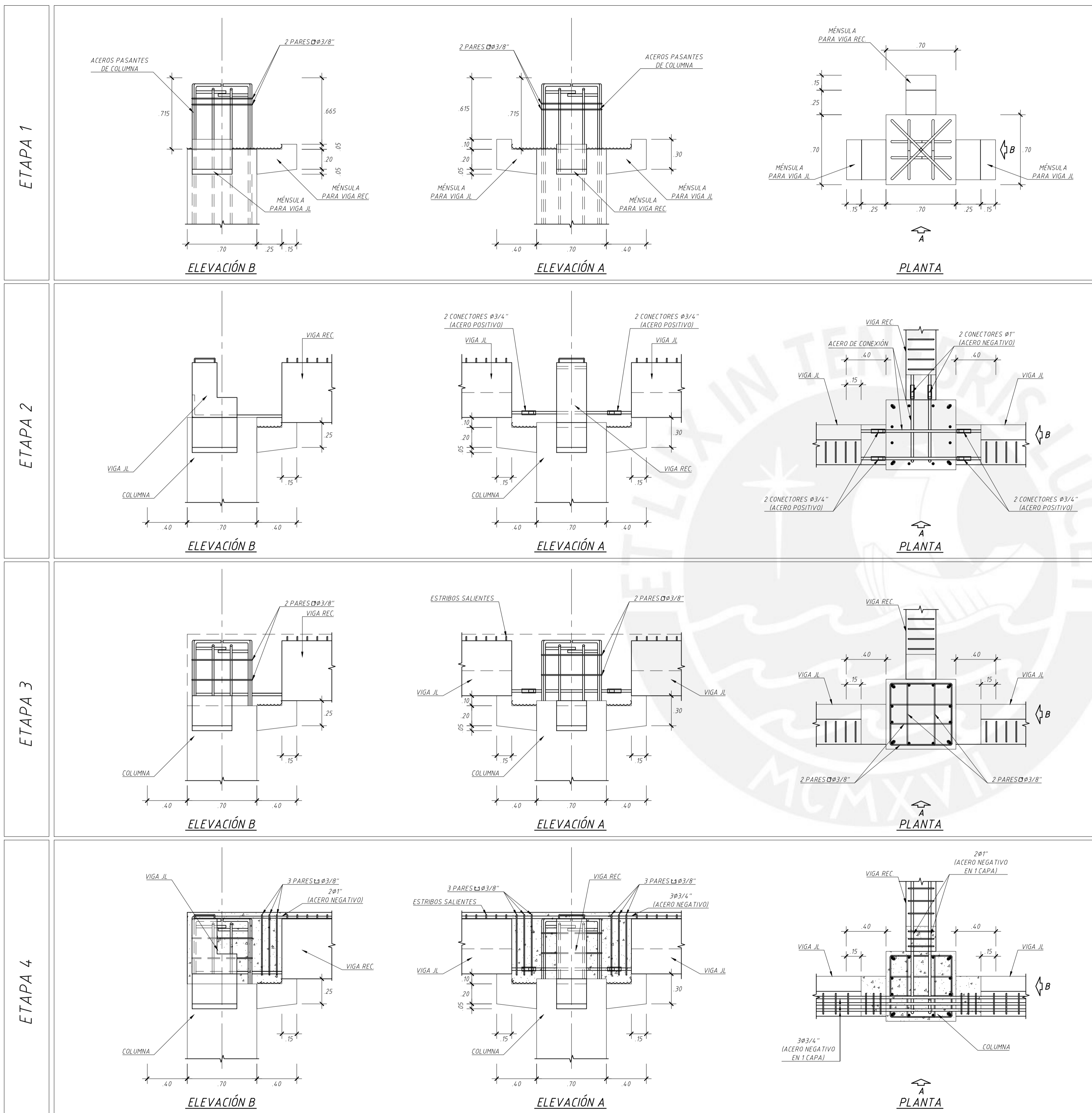
ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
 LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA,
 PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NUDO RIGIDO
 LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS
 PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE
 NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
 SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NUDO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$.
 LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NUDO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION.

NOTA:
 1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS
 SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO A3



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
 LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
 LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
 - ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
 - LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE $\phi 5/8"$ EN LAS CARAS
 - LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
 LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2. UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES.

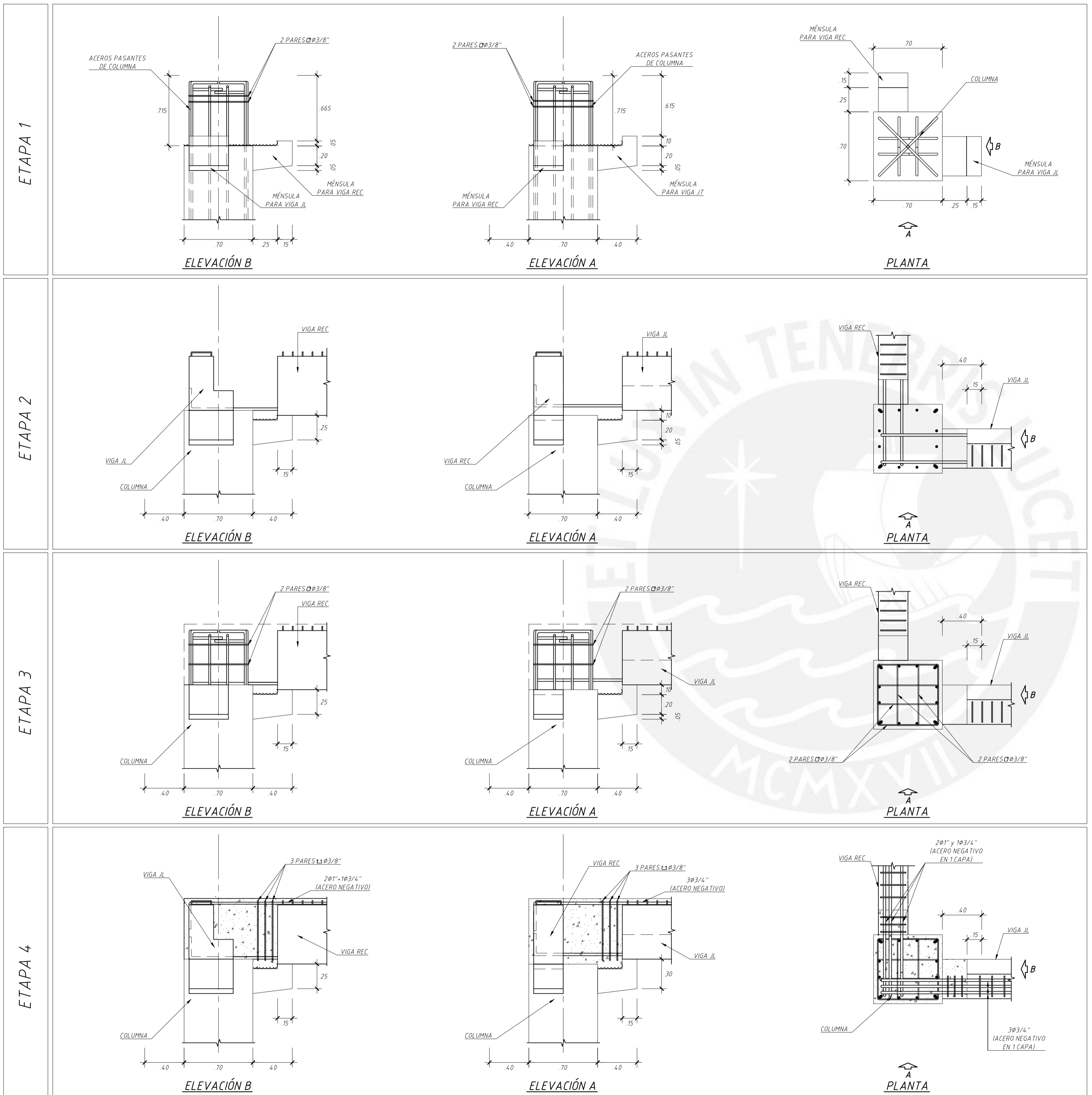
ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
 LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NUDO RIGIDO
 LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
 SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NUDO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NUDO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION.

NOTA:
 1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.

TIPO A4



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

ETAPA 1 - MONTAJE DE COLUMNAS PREFABRICADAS
 LAS COLUMNAS SE MONTARAN DE ACUERDO CON LA ORIENTACION INDICADA EN EL PLANO DE CUADRO DE COLUMNAS
 LAS COLUMNAS SON PREFABRICADAS, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES PREVISIONES:
 - ZONA SIN VACIAR DE 0.72 M DE ALTURA PARA LA REALIZACION DE LA CONEXION CON LAS VIGAS DE NIVEL INTERMEDIO.
 - LA ZONA SIN VACIAR LLEVARA LOS ACEROS PRINCIPALES (LONGITUDINALES) PASANTES, ADEMAS DE COLOCARSE DOS CRUCES DE #5/8" EN LAS CARAS.
 - LOS ESTRIBOS PARA LA ZONA SIN VACIAR SE ENCUENTRAN ARMADOS, PERO AGRUPADOS PARA FACILITAR EL MONTAJE DE LAS VIGAS. ESTOS SERAN CORRIDOS A SU UBICACION FINAL POSTERIORMENTE (ETAPA 3).

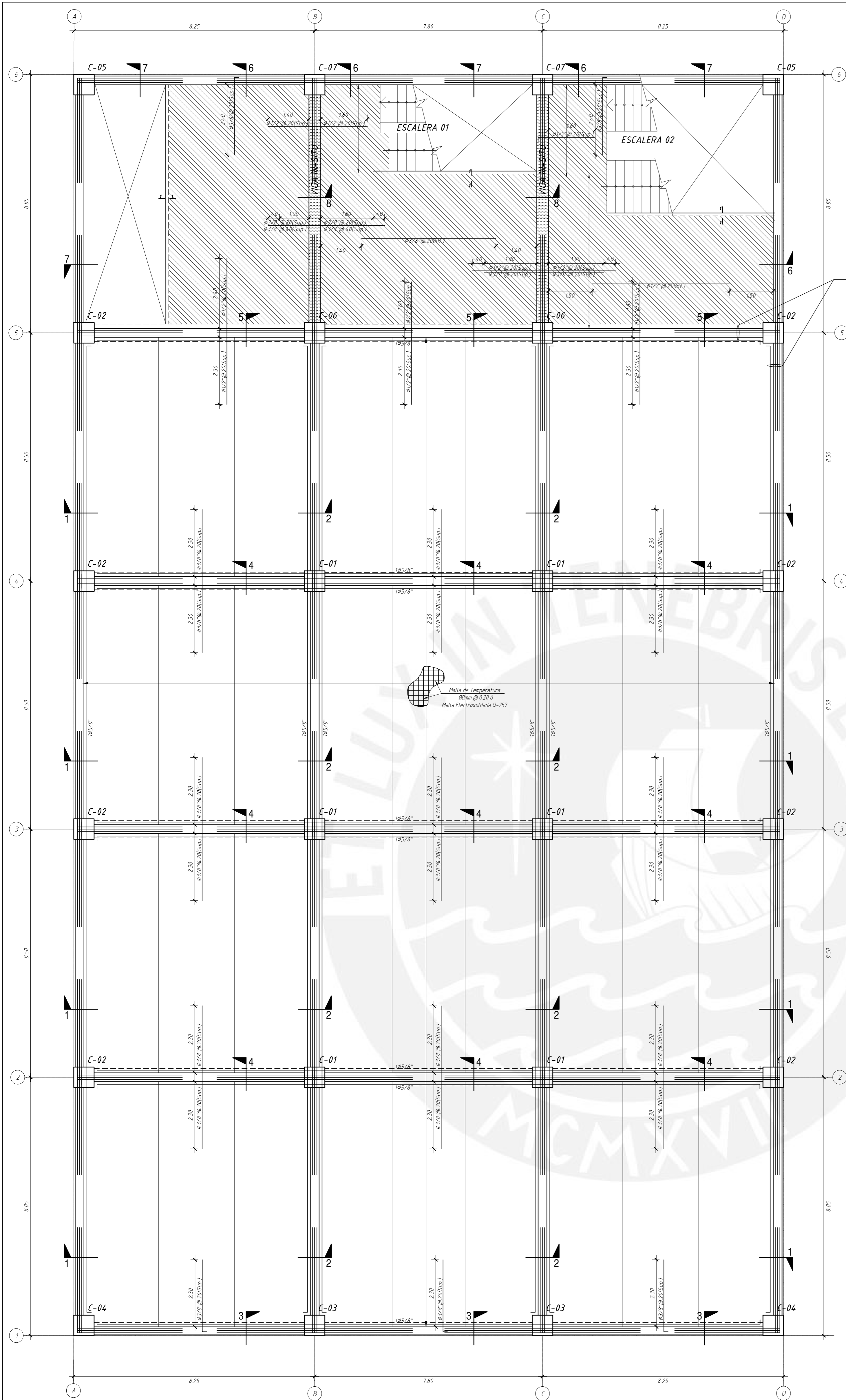
ETAPA 2 - MONTAJE DE VIGAS Y COLOCACION DE CONECTORES
 LAS VIGAS PREFABRICADAS LLEVARAN EN SUS EXTREMOS, ACEROS SALIENTES DEL DIAMETRO Y CANTIDAD INDICADOS COMO REFUERZO POSITIVOS Y NEGATIVOS (INTERIOR). ESTOS ACEROS DEBERAN SOBRESALIR AL MENOS 17CM DESDE LA CARA DE LAS VIGAS. LOS ACEROS DE CONEXION MOSTRADOS DENTRO DEL PILAR Y SUS CONECTORES PODRAN SER COLOCADOS EN SU POSICION, DENTRO DE LA COLUMNA, ANTES DEL MONTAJE DE LAS VIGAS. SE EMPLEARAN CONECTORES DE TORNILLO MECANICOS PARA DIAMETROS 3/4" Y 1" - TIPO 2. UNA VEZ MONTADAS LAS VIGAS SE PROCEDERA A LA COLOCACION Y AJUSTE DE LOS CONECTORES. PARA ELLO SE INICIARA CON LOS CONECTORES UBICADOS AL CENTRO Y LUEGO, CON LOS CONECTORES EXTERIORES, PARA EVITAR OBSTRUCCIONES.

ETAPA 3 - UBICACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
 LUEGO DE FIJADOS LOS CONECTORES DEL REFUERZO DE ACERO POSITIVO (INFERIOR) SE PODRA CORREGIR LA UBICACION DE LOS ESTRIBOS DE LA COLUMNA, PARA LUEGO FIJAR LOS CONECTORES DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR) DE LA VIGA PREFABRICADA.

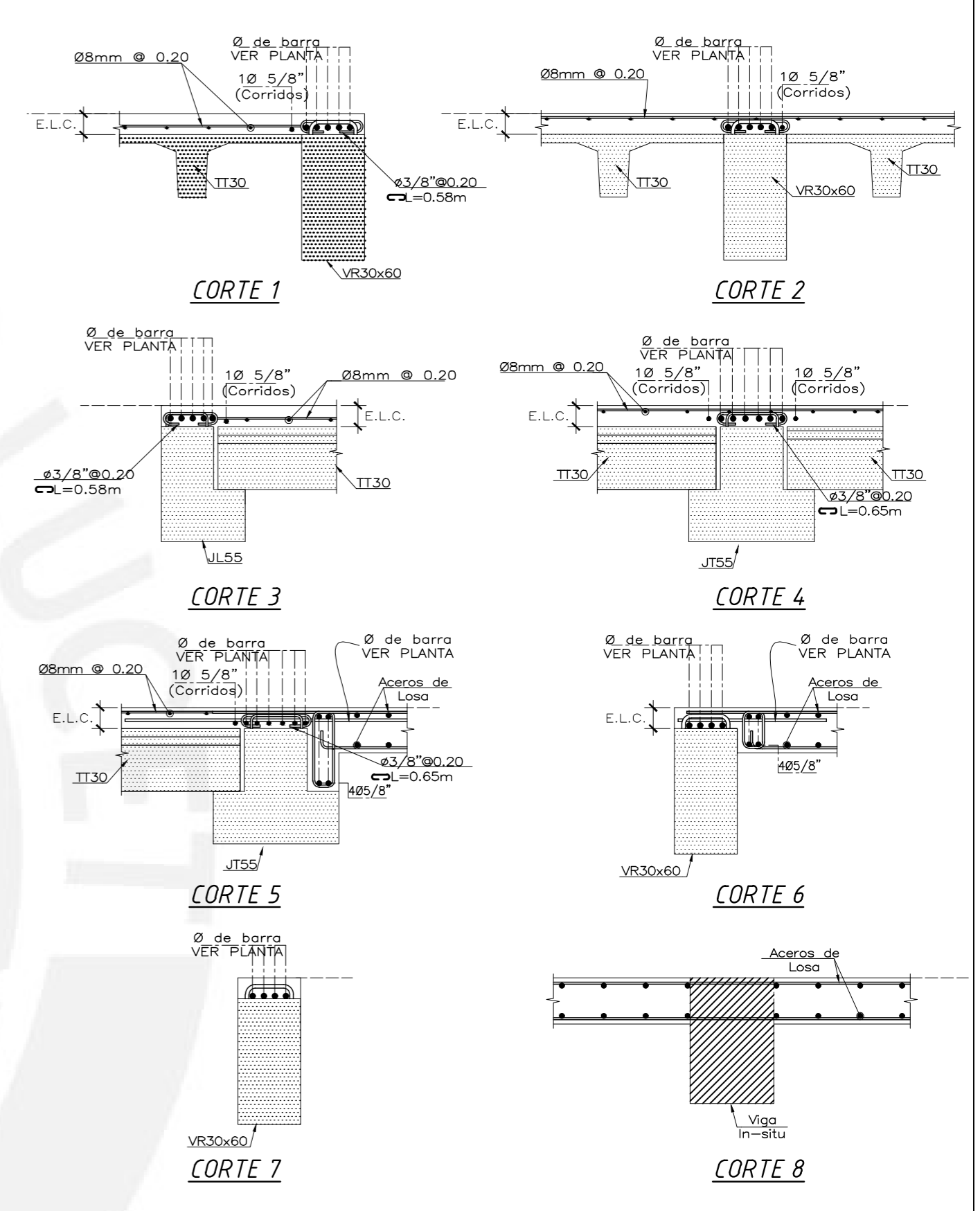
ETAPA 4/5 - COLOCACION DE ESTRIBOS Y ACERO NEGATIVO DE LAS VIGAS / VACIADO DE CONCRETO DE NUDO RIGIDO
 LOS ACEROS NEGATIVOS (SUPERIORES) DE LAS VIGAS SE COLOCARAN PARA SER INSERTADOS DENTRO DE LOS ESTRIBOS SALIENTES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS. POR ELLO SE RECOMIENDA DEJAR LOS ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGA ANTES DEL MONTAJE (ETAPA 2), ASEGURANDO QUE NO SALGAN POR NINGUN EXTREMO DE LA VIGA.
 SE RECOMIENDA DEJAR LOS ESTRIBOS ADICIONALES COLOCADOS ANTES DE LA COLOCACION DEL REFUERZO NEGATIVO (SUPERIOR).

FINALMENTE SE PROCEDERA CON EL VACIADO DEL NUDO CONFIRMADO POR COLUMNAS Y VIGAS, CON CONCRETO DE RESISTENCIA, $f_c=350\text{kg/cm}^2$. LUEGO DE ENDURECIDO EL CONCRETO DEL NUDO, SE PODRA REALIZAR EL VACIADO DE LA CAPA DE COMPRESION.

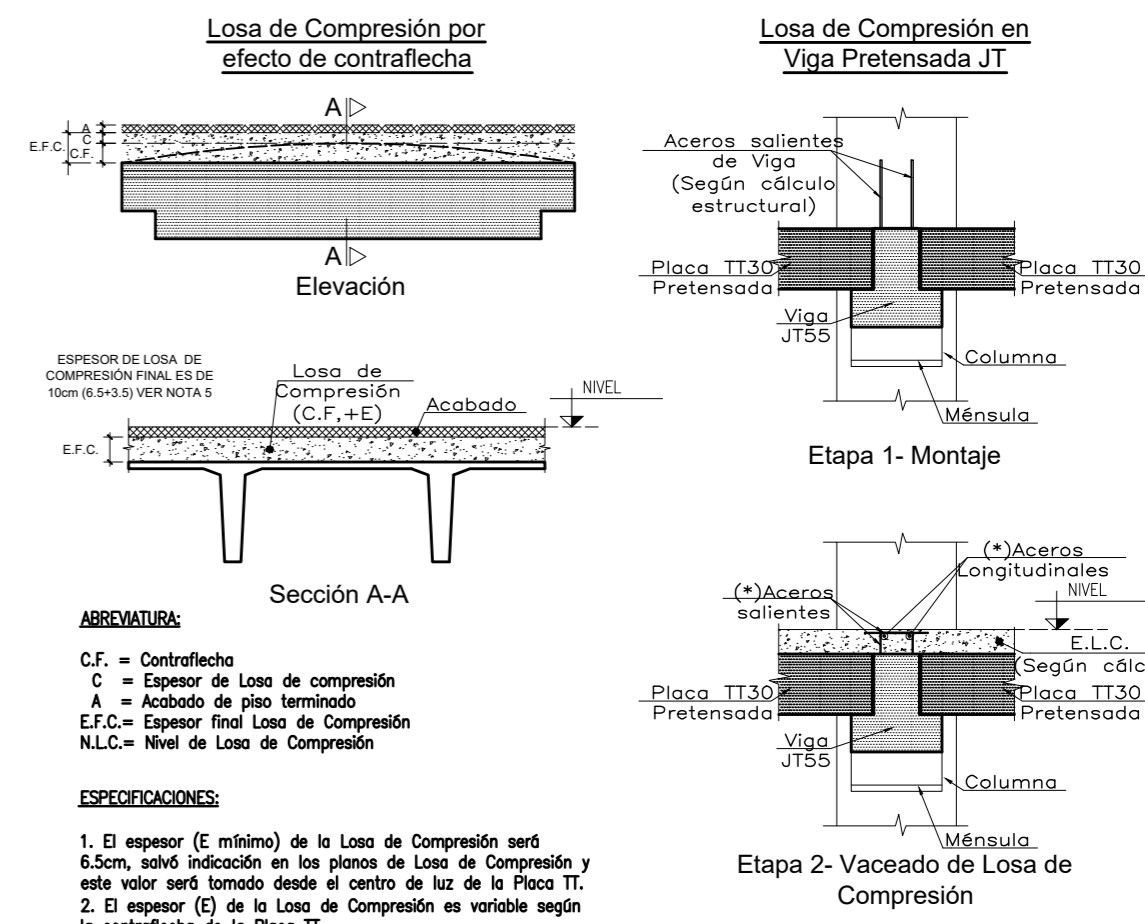
NOTA:
 1. LOS REFUERZOS DE ACERO DE LAS VIGAS Y SUS CONECTORES SON REFERENCIALES, LOS ARMADOS Y CANTIDADES DE ESTOS ELEMENTOS SE PRESENTAN EN LOS DESARROLLOS DE LAS VIGAS.



VER PLANOS "DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA" PARA DIAMETROS Y LONGITUDES



CONSIDERACIONES A TENER EN CUENTA



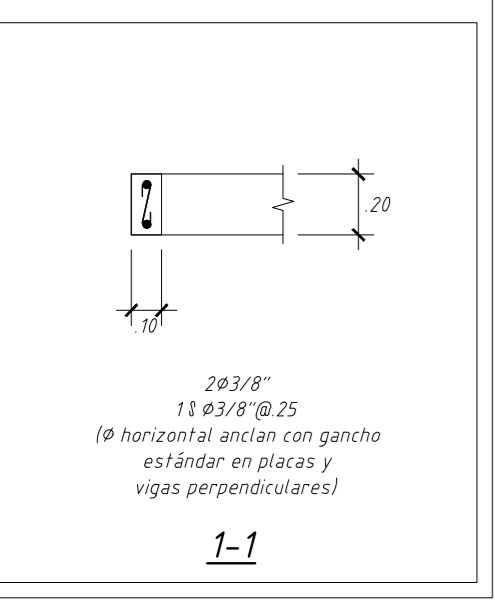
- ABBREVIATURA:**
 C.F. = Contraflecha
 C = Espesor de Losa de compresión
 A = Acabado de piso terminado
 E.F.C. = Espesor final Losa de Compresión
 N.L.C. = Nivel de Losa de Compresión
- ESPECIFICACIONES:**
 1. El espesor (E mínimo) de la Losa de Compresión será 6.5cm, según indicación en los planos de Losa de Compresión y este valor será tomado desde el centro de luz de la Placa TT.
 2. El espesor (E) de la Losa de Compresión es variable según la contraflecha de la Placa TT.
 3. El acabado (A) ira encima de la losa de compresión y será por cuenta del cliente.
 4. La cantidad del concreto para la Losa de Compresión será como mínimo $f_c=245\text{kg/cm}^2$ (se podrá usar $f_c=280\text{kg/cm}^2$ igual que en vigas (E-24)).
 5. Para efectos de calcular el volumen de concreto para la losa de compresión, se consideró 3.5 cm adicionales al espesor mínimo indicado (E.L.C. = 6.5 cm+ 3.5cm).

NOTAS:
 (*)LOS ACEROS VERTICALES SALIENTES DE VIGAS PREFABRICADAS QUE CONFORMARÁN ESTRIBOS DEBERÁN SER DOBLADAS EN OBRA, LUEGO DE LA COLOCACIÓN DEL ACERO NEGATIVO.

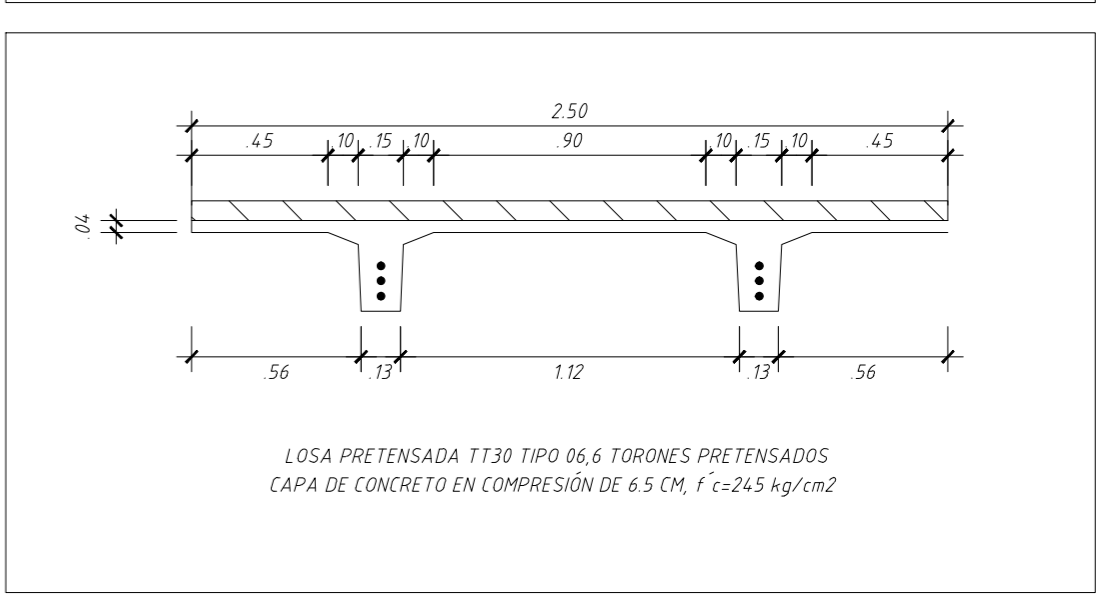
ENCOFRADO DE TECHO 1 (NPT +4.25)
 ESCALA:1/75
 (S/C=300, 400 kg/m²)

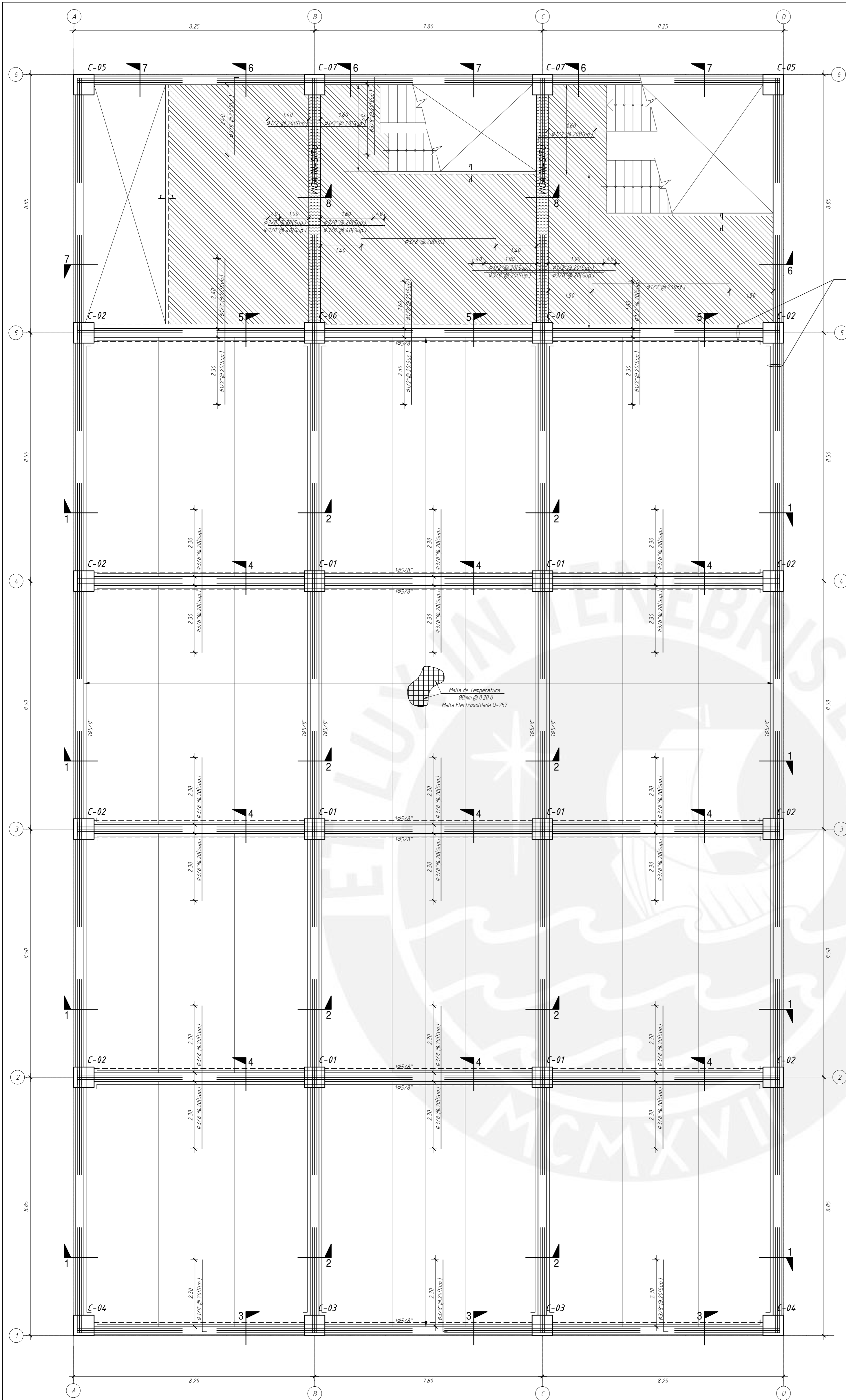
- LOSA DE H=0.20m: CONCRETO PRETENSADO $f_c=500\text{ kg/cm}^2$
- LOSA ALIGERADA DOBLE TE (TT30) CON ARMADO TIPO 06, CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 cm Y $f_c=245\text{ kg/cm}^2$
- (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA MACIZA H=0.20m: MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\#3/8" @ 20$ MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\#3/8" @ 20$
- (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

CORTES DE TECHO

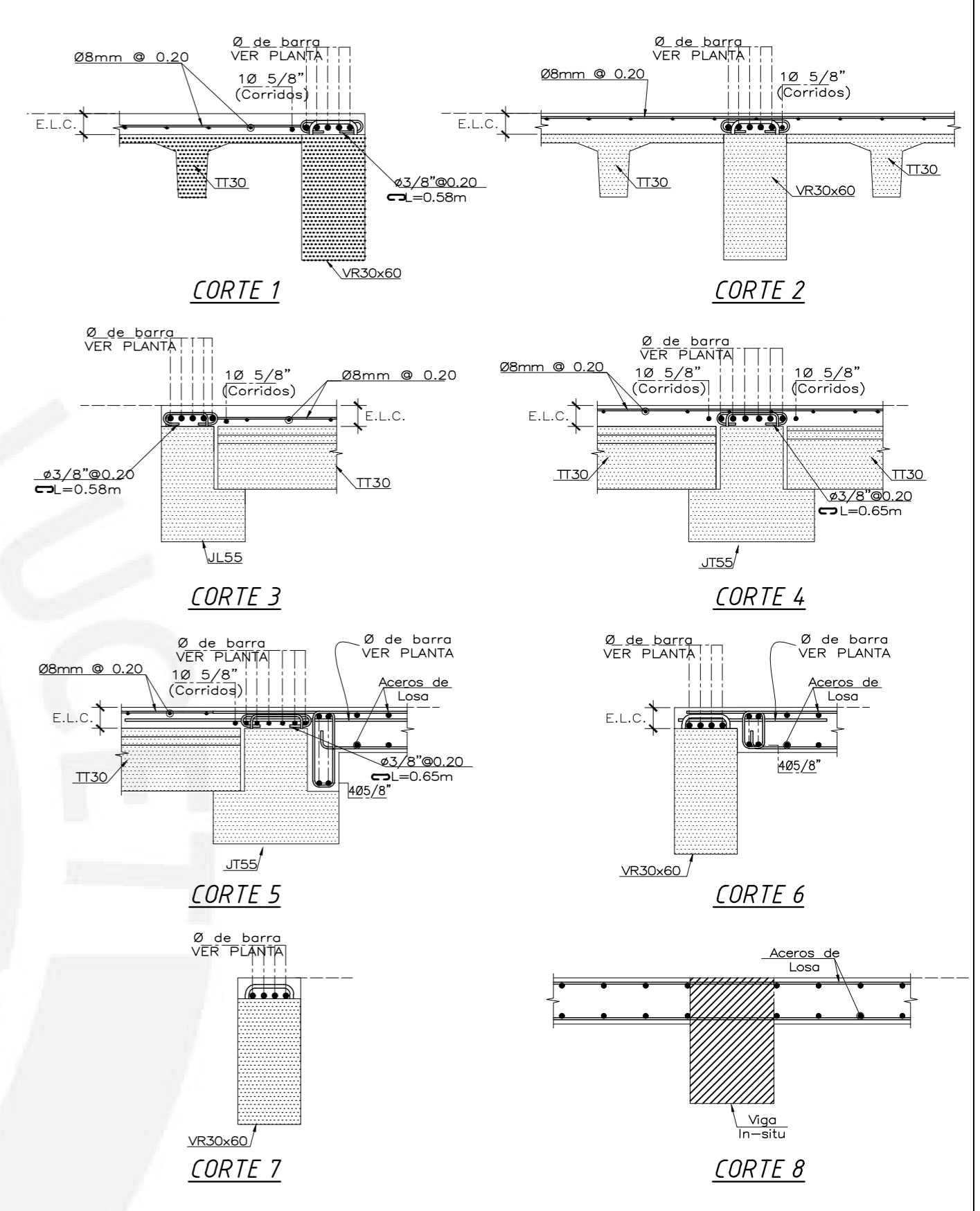


DETALLE DE TECHO

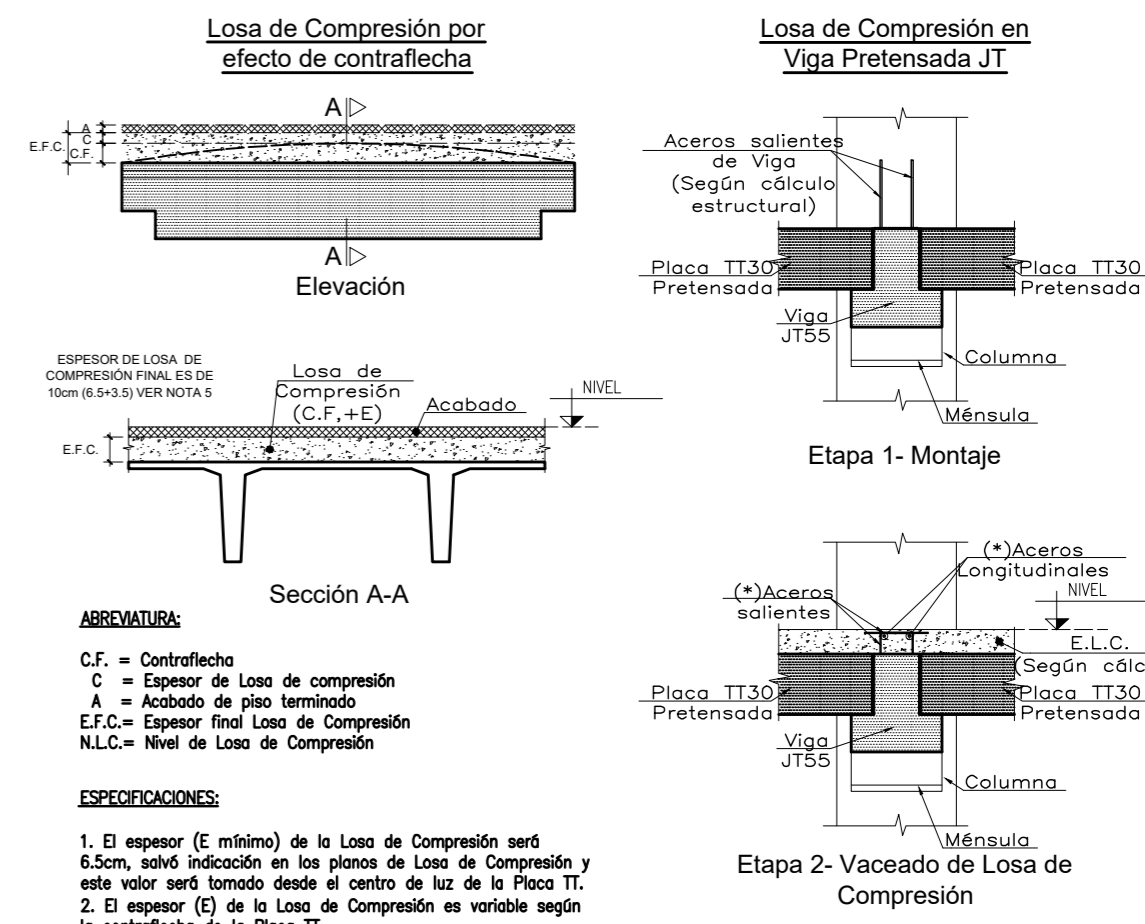




VER PLANOS "DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA" PARA DIAMETROS Y LONGITUDES



CONSIDERACIONES A TENER EN CUENTA

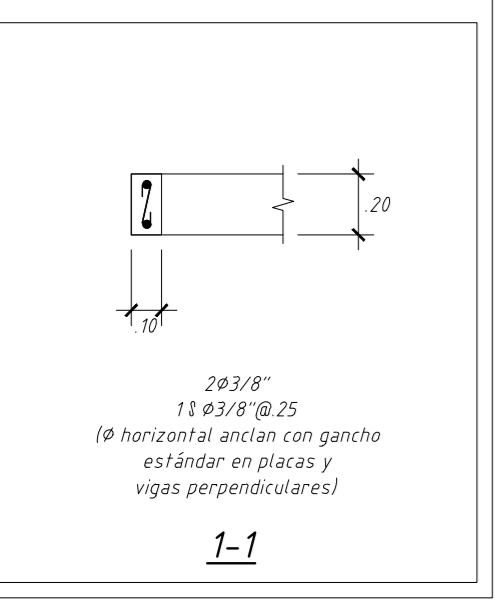


- ABBREVIATURA:**
C.F. = Contraflecha
C = Espesor de Losa de compresión
A = Acabado de piso terminado
E.F.C. = Espesor final Losa de Compresión
N.L.C. = Nivel de Losa de Compresión
- ESPECIFICACIONES:**
1. El espesor (E mínimo) de la Losa de Compresión será 6.5cm, según indicación en los planos de Losa de Compresión y este valor será tomado desde el centro de luz de la Placa TT.
2. El espesor (E) de la Losa de Compresión es variable según la contraflecha de la Placa TT.
3. El acabado (A) ira encima de la losa de compresión y será por cuenta del cliente.
4. La cantidad del concreto para la Losa de Compresión será como mínimo $f_c=245\text{kg/cm}^2$ (se podrá usar $f_c=280\text{kg/cm}^2$ igual que en vigas (E-26)).
5. Para efectos de calcular el volumen de concreto para la losa de compresión, se consideró 3.5 cm adicionales al espesor mínimo indicado (E.L.C. = 6.5 cm+ 3.5cm).
- NOTAS:**
(*)LOS ACEROS VERTICALES SALIENTES DE VIGAS PREFABRICADAS QUE CONFORMARÁN ESTRIBOS DEBERÁN SER DOBLADAS EN OBRA, LUEGO DE LA COLOCACIÓN DEL ACERO NEGATIVO.

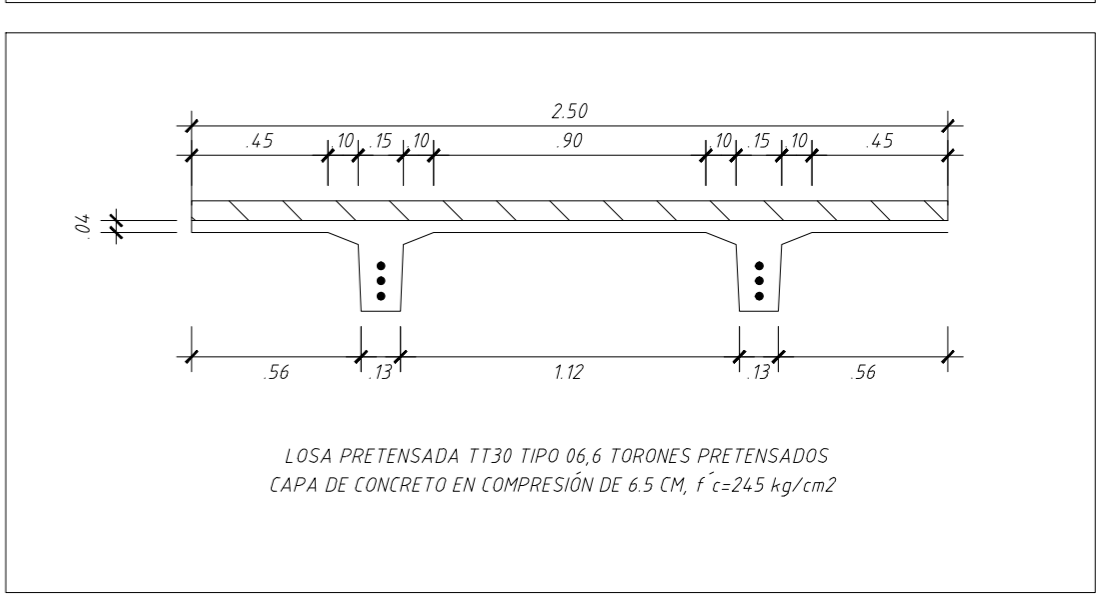
ENCOFRADO DE TECHO 2 (NPT +8.25)
ESCALA: 1/75
(S/C=300, 400 kg/m²)

- LOSA DE H=0.30m: CONCRETO PRETENSADO $f_c=500\text{ kg/cm}^2$
- LOSA ALIGERADA DOBLE TT (TT30) CON ARMADO TIPO 06, CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 5.5 cm Y $f_c=245\text{ kg/cm}^2$
- (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m: LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\#3/8"@20$ MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\#3/8"@20$ (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

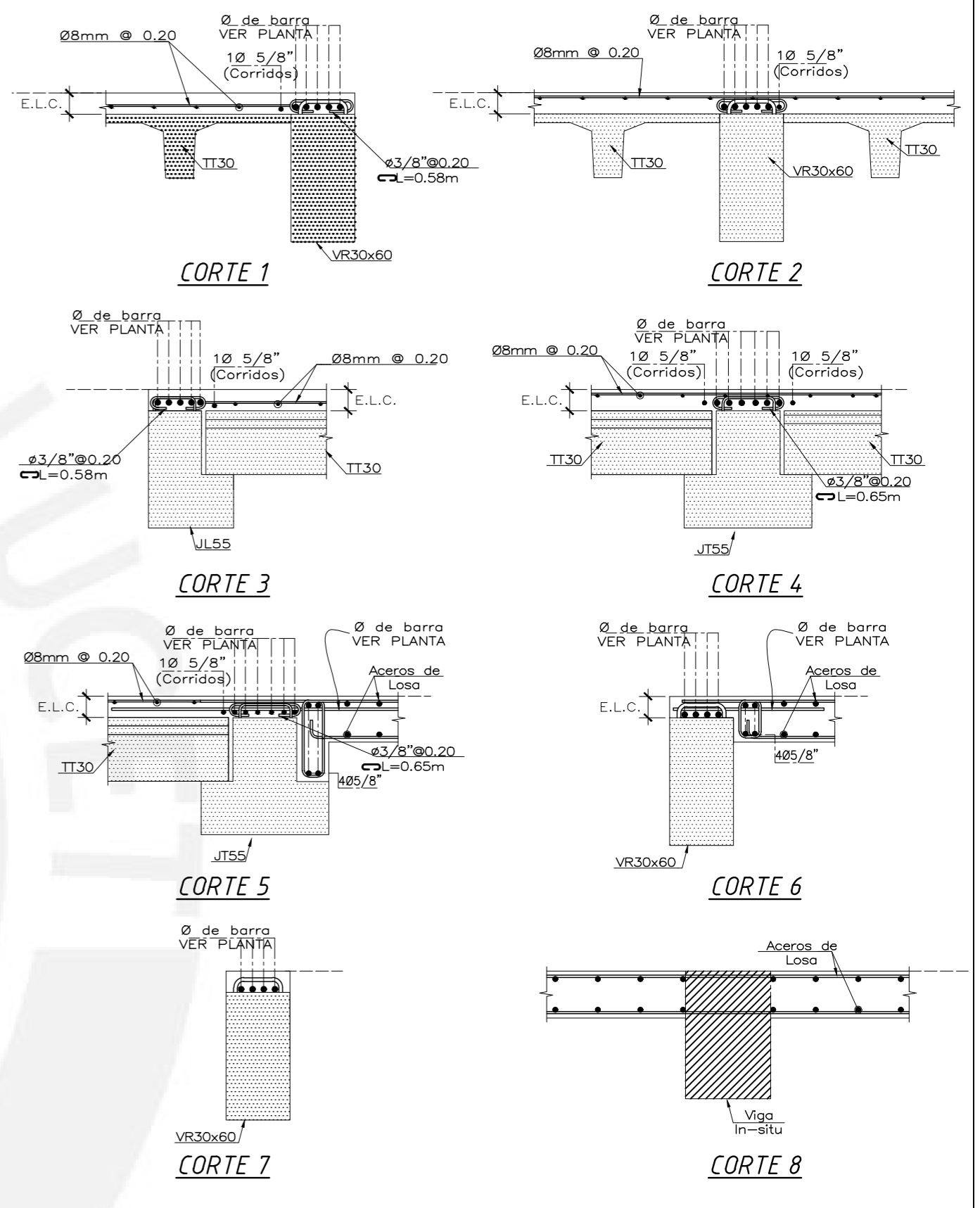
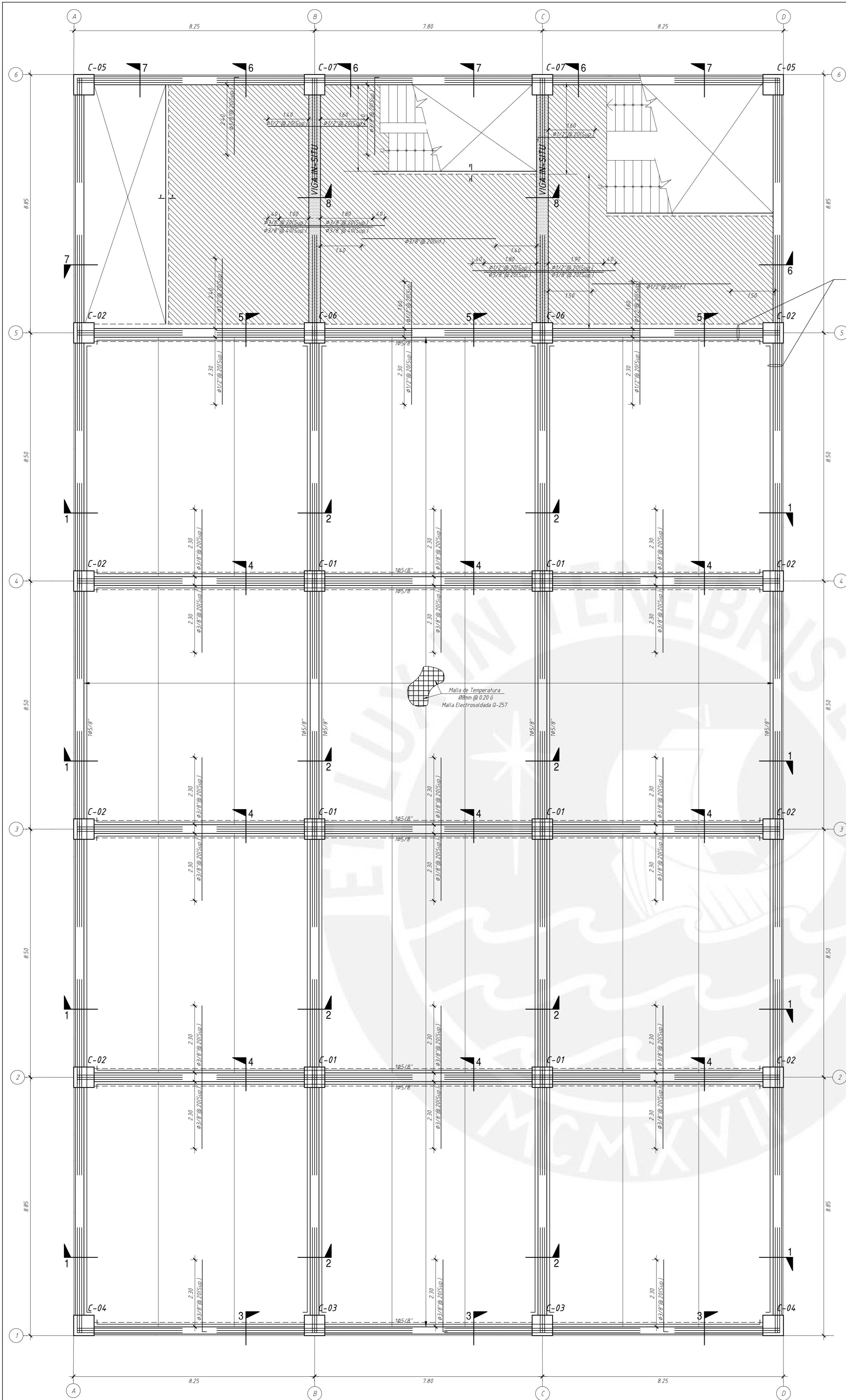
CORTES DE TECHO



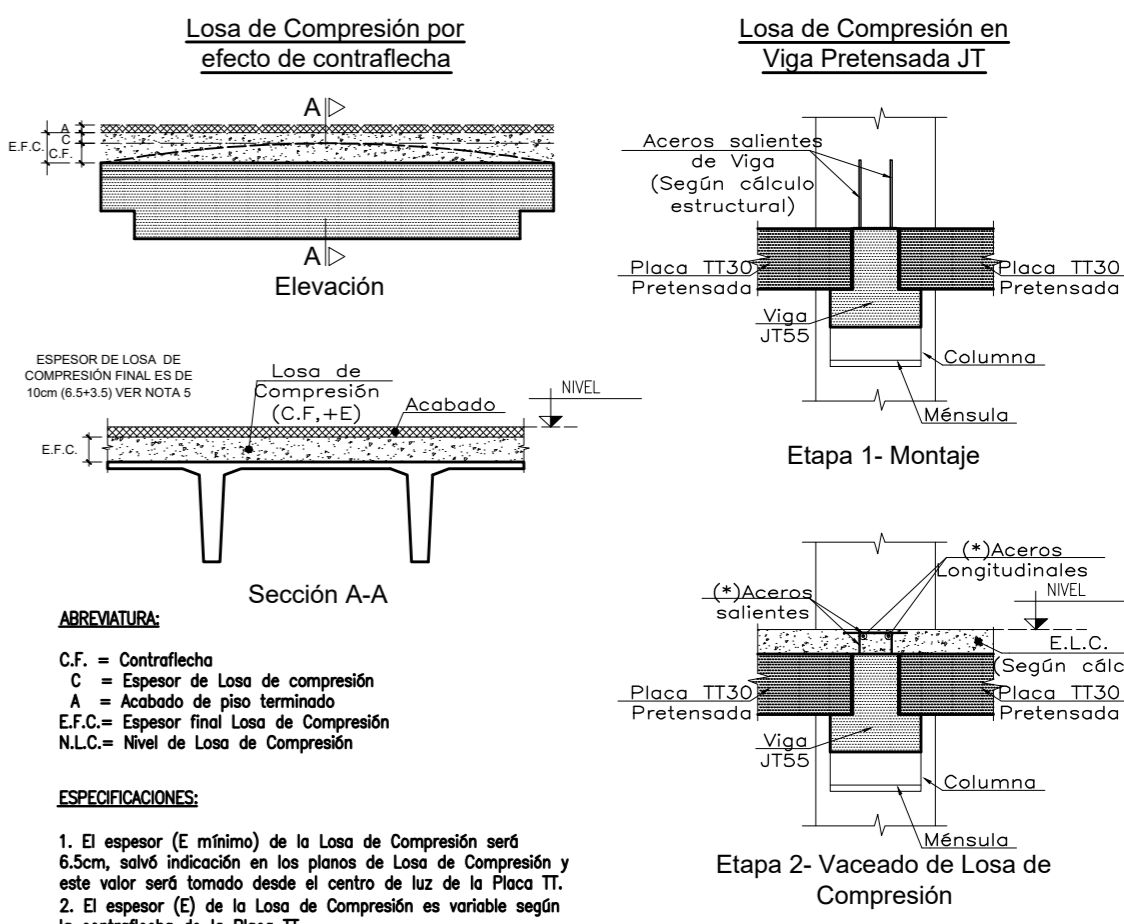
DETALLE DE TECHO



VER PLANOS "DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA" PARA DIAMETROS Y LONGITUDES



CONSIDERACIONES A TENER EN CUENTA



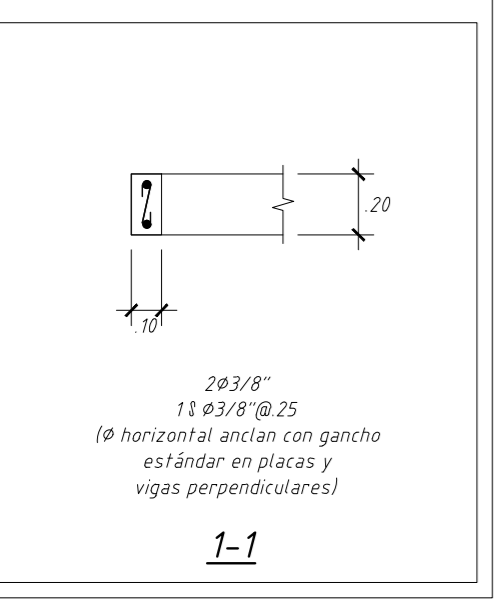
- ABBREVIATURA:
C.F. = Contraflecha
C = Espesor de Losa de compresión
A = Acabado de piso terminado
E.F.C. = Espesor final Losa de Compresión
N.L.C. = Nivel de Losa de Compresión
- ESPECIFICACIONES:
1. El espesor (E) mínimo de la Losa de Compresión será 6.5cm, según indicación en los planos de Losa de Compresión y este valor será tomado desde el centro de luz de la Placa TT.
2. El espesor (E) de la Losa de Compresión es variable según la contraflecha de la Placa TT.
3. El acabado (A) ira encima de la losa de compresión y será por cuenta del cliente.
4. La cantidad del concreto para la Losa de Compresión será como mínimo $f_c=2400\text{kg/cm}^2$ (se podrá usar $f_c=2800\text{kg/cm}^2$ igual que en vigas (e-26)).
5. Para efectos de calcular el volumen de concreto para la losa de compresión, se consideró 3.5 cm adicionales al espesor mínimo indicado (E.L.C. = 6.5 cm+ 3.5cm).

NOTAS:
(*)LOS ACEROS VERTICALES SALIENTES DE VIGAS PREFABRICADAS QUE CONFORMARÁN ESTRIBOS DEBERÁN SER DOBLADAS EN OBRA, LUEGO DE LA COLOCACIÓN DEL ACERO NEGATIVO.

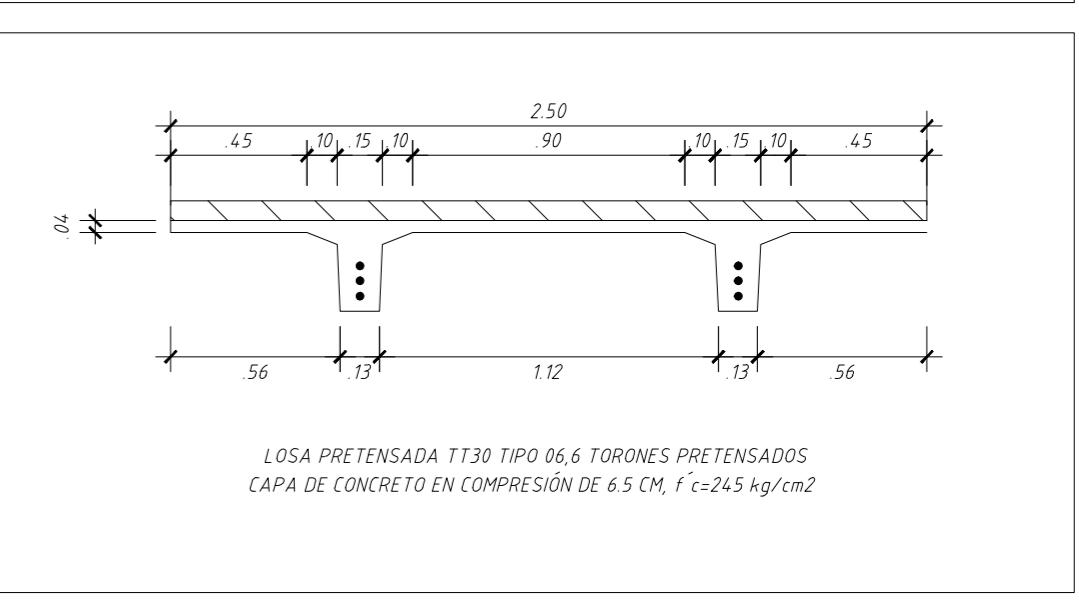
ENCOFRADO DE TECHO 3 (NPT +12.25)
ESCALA: 1/75
(S/C=300, 400 kg/m²)

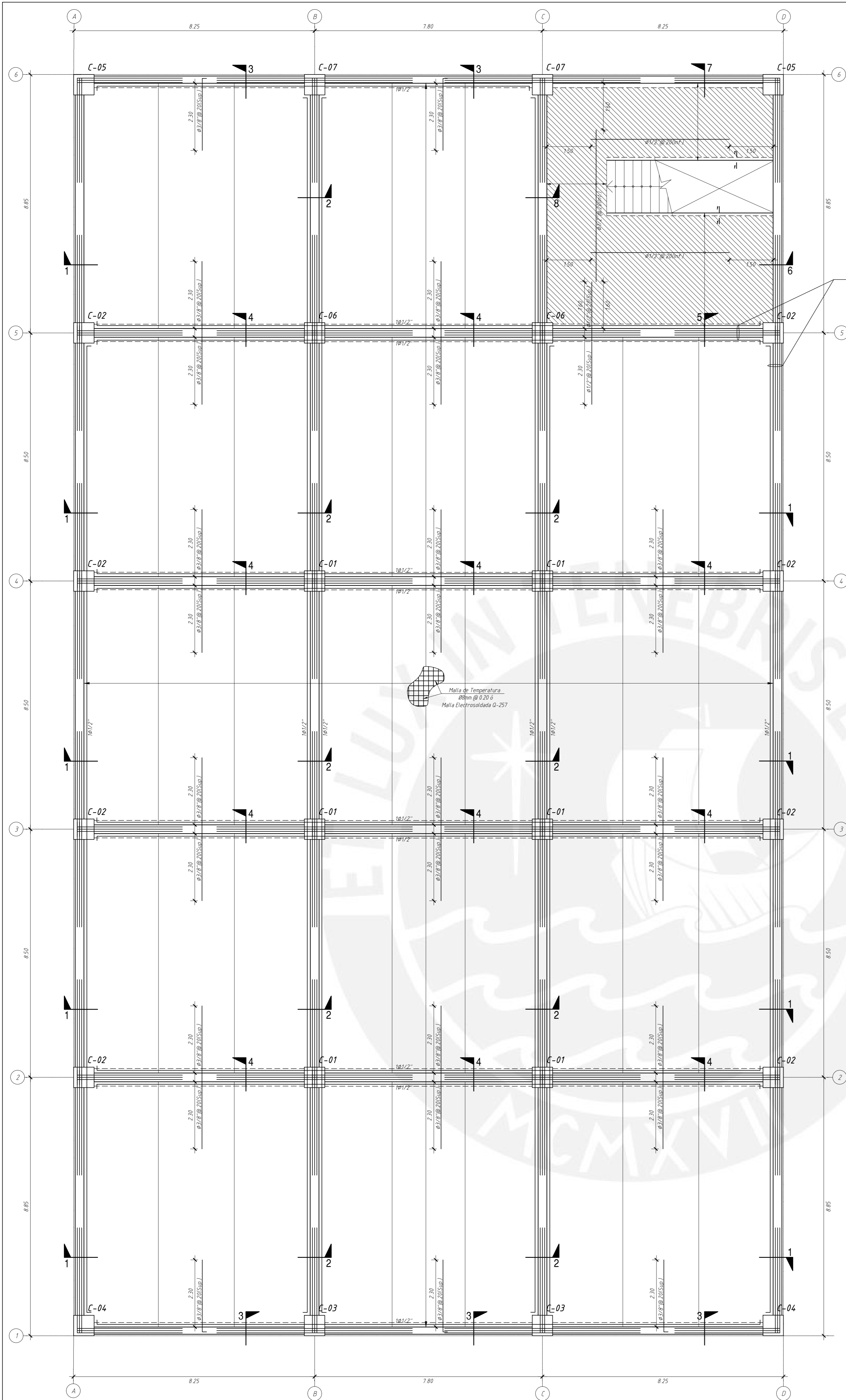
- LOSA DE H=0.20m CONCRETO PRETENSADO $f_c=500\text{kg/cm}^2$
- LOSA ALIGERADA DOBLE TE (TT30) CON ARMADO TIPO 06, CAPA DE CONCRETO EN COMPRESION DE 6.5 cm Y $f_c=245\text{kg/cm}^2$
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\#3/8 @ 20$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\#3/8 @ 20$
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

CORTES DE TECHO

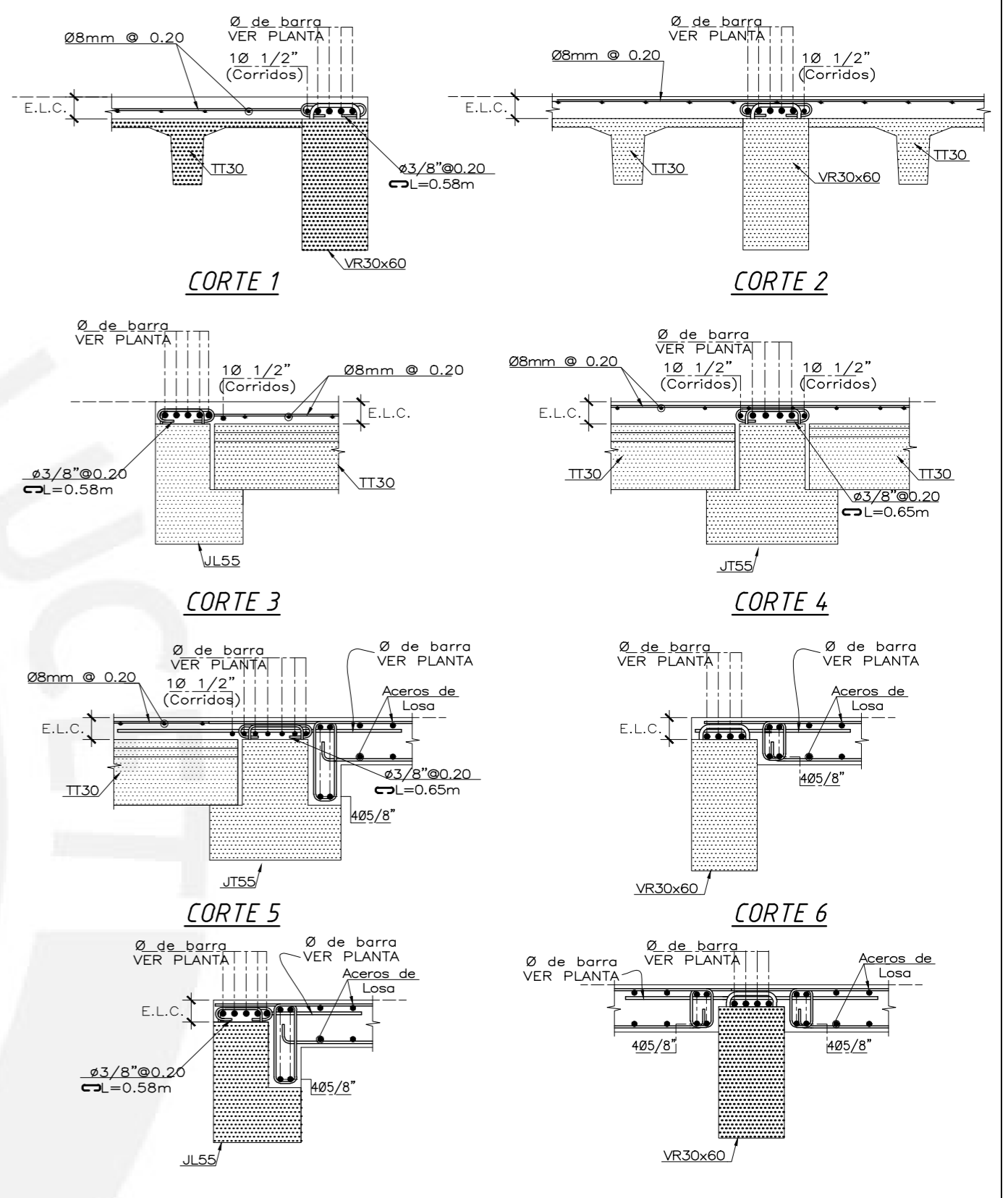


DETALLE DE TECHO

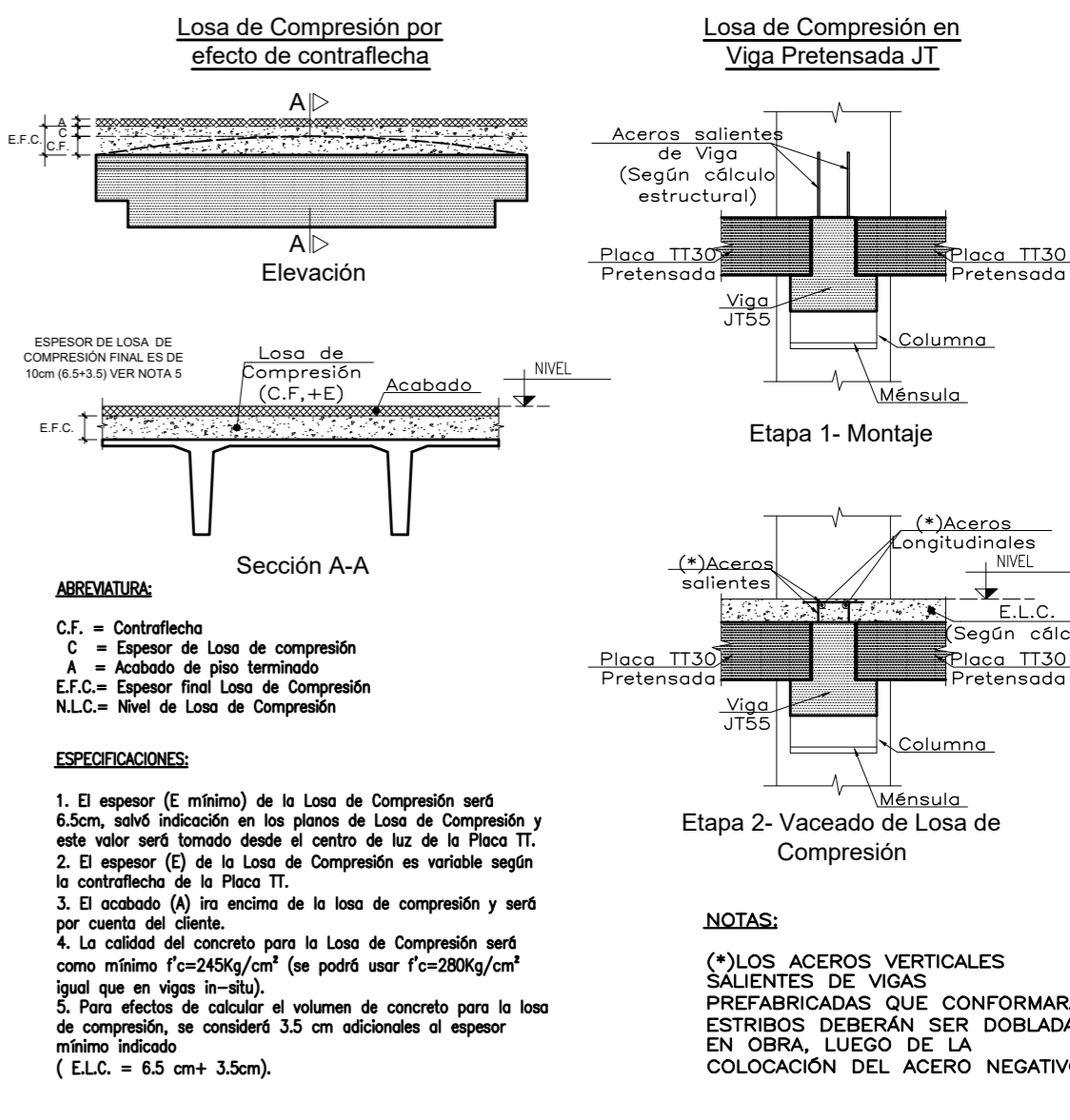




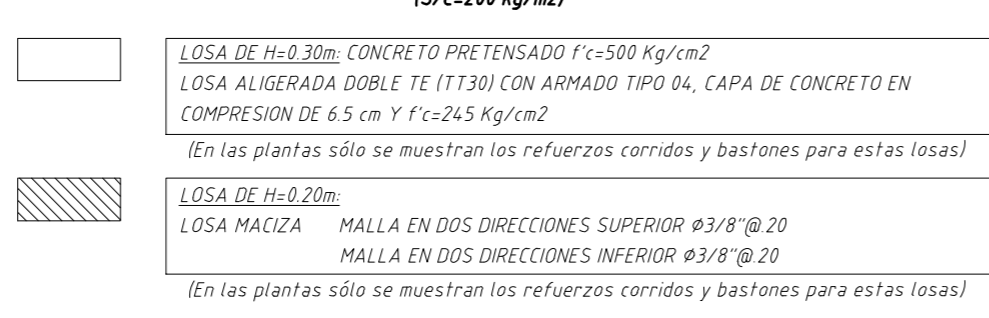
VER PLANOS "DESARROLLO DE VIGAS DE SUPERESTRUCTURA" PARA DIAMETROS Y LONGITUDES



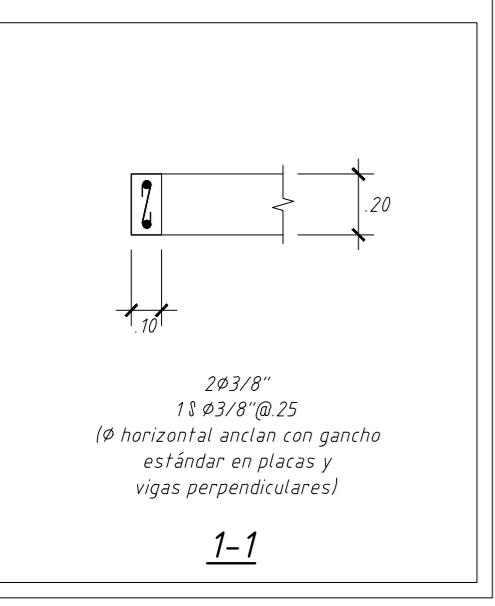
CONSIDERACIONES A TENER EN CUENTA



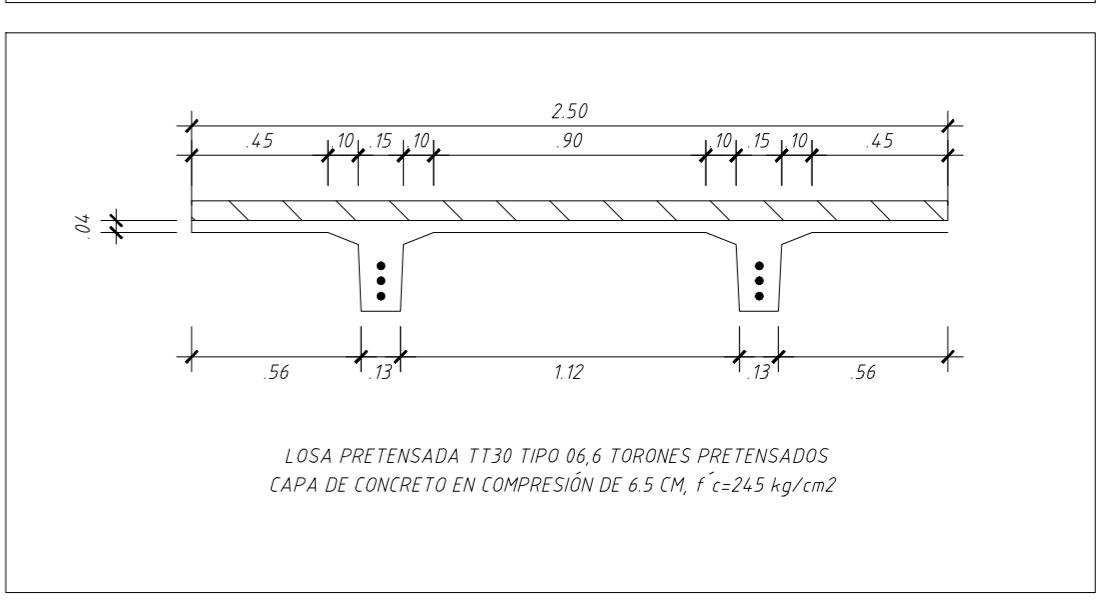
ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA (NPT 16.25m)
ESCALA: 1/75
(S/C=200 kg/m²)

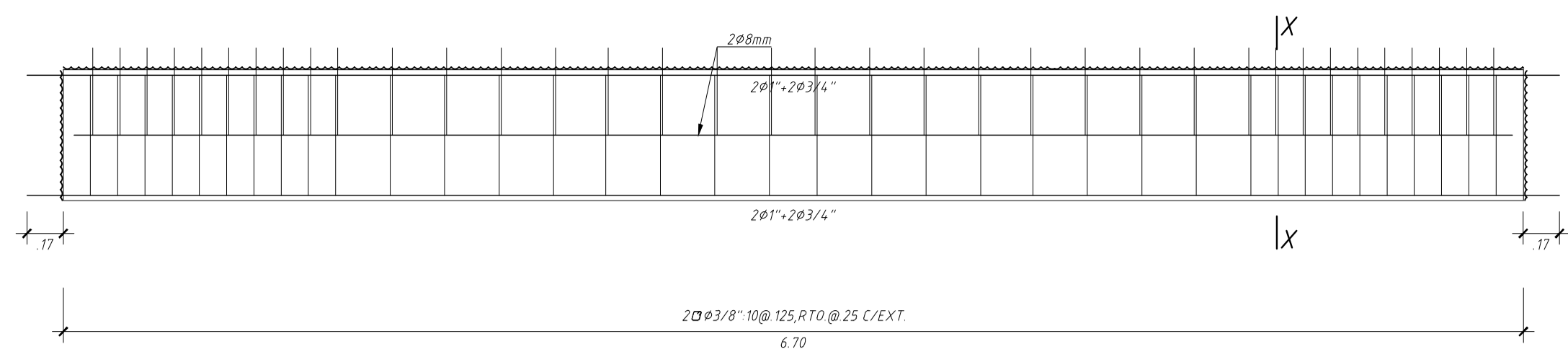


CORTES DE TECHO

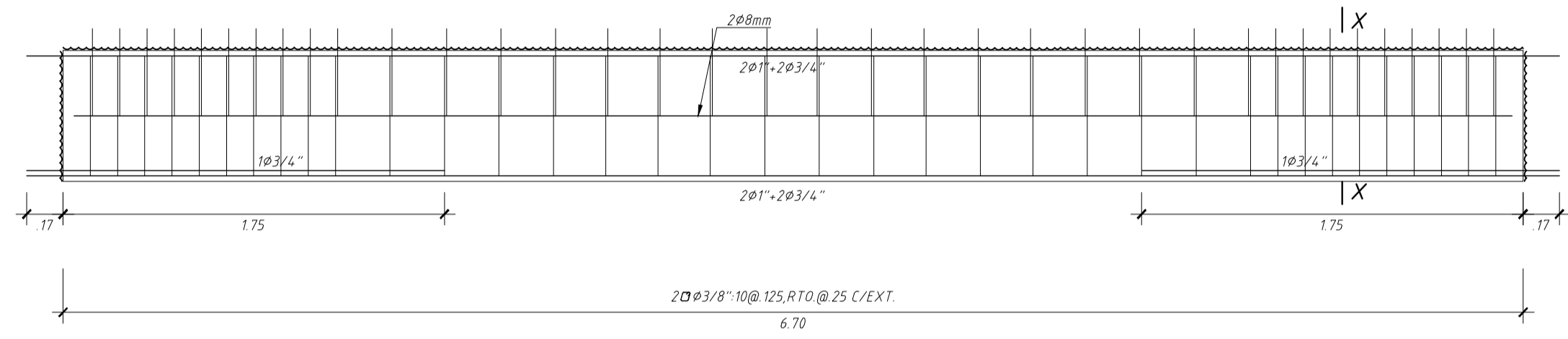


DETALLE DE TECHO

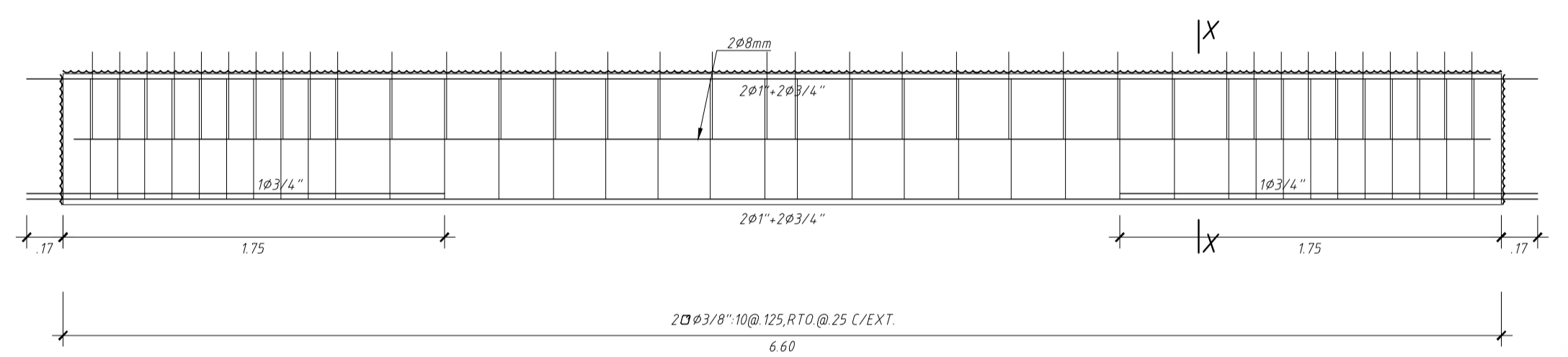




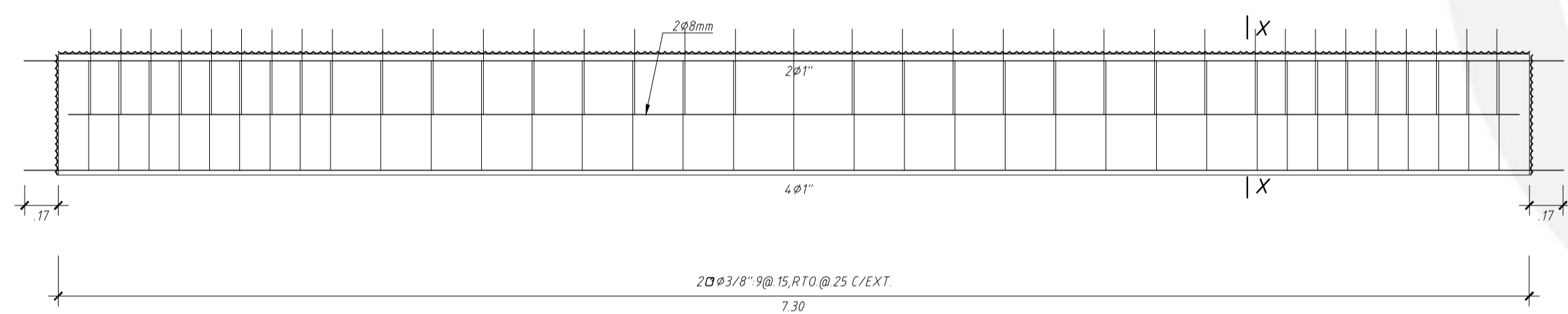
VIGA TIPO R1



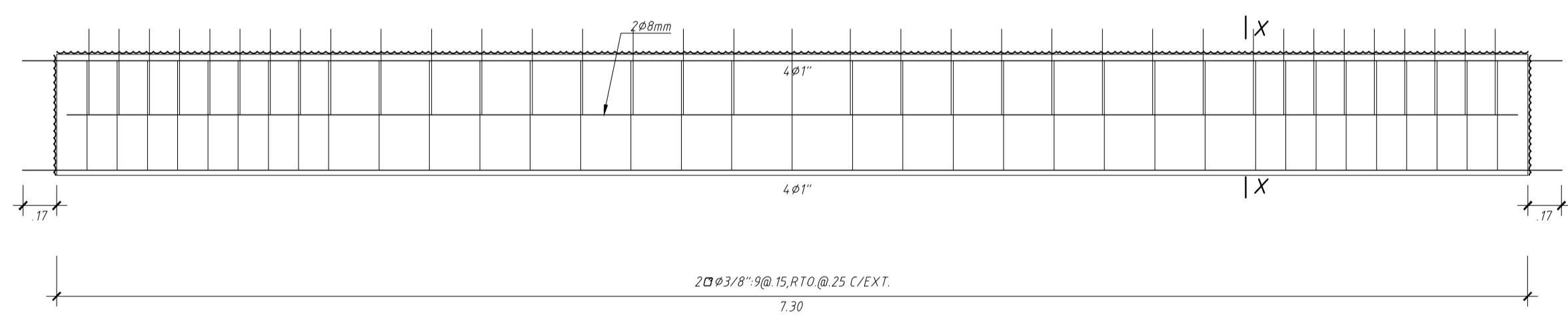
VIGA TIPO R2



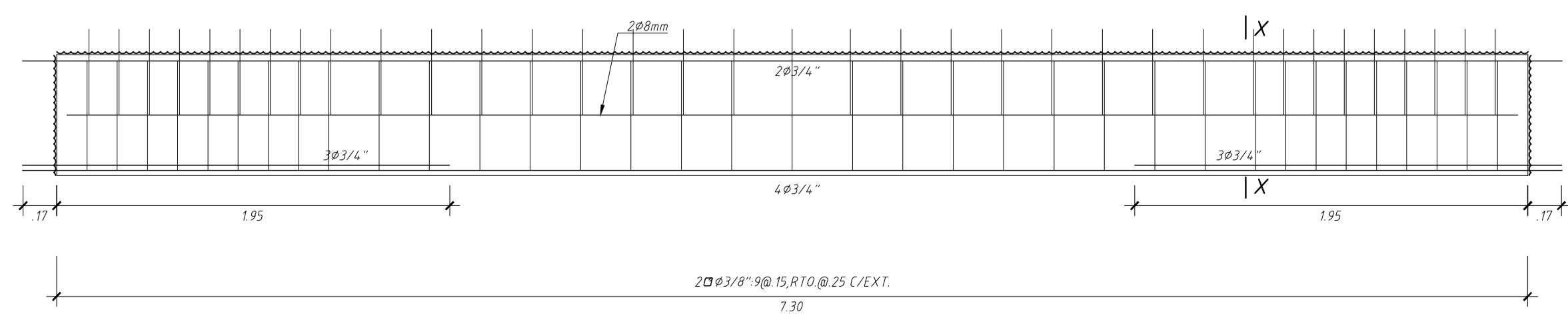
VIGA TIPO R2A



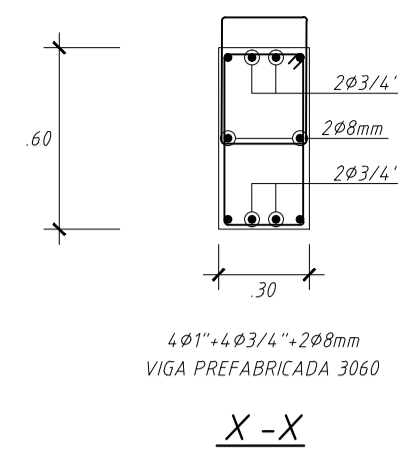
VIGA TIPO R3



VIGA TIPO R4



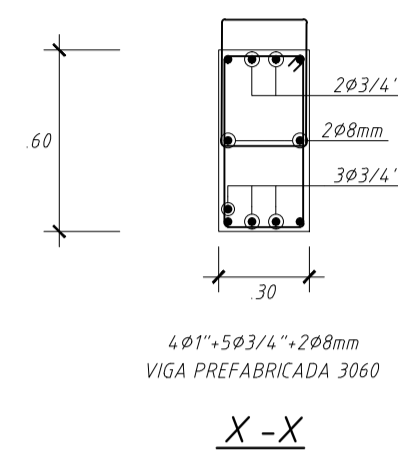
VIGA TIPO R5



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

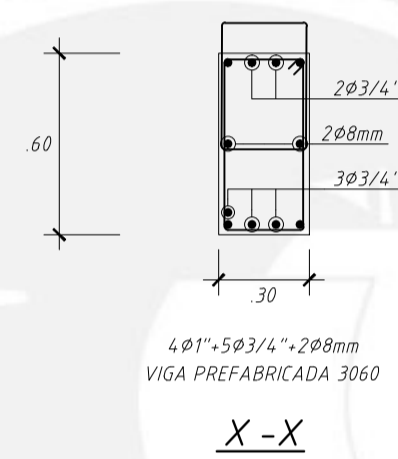
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

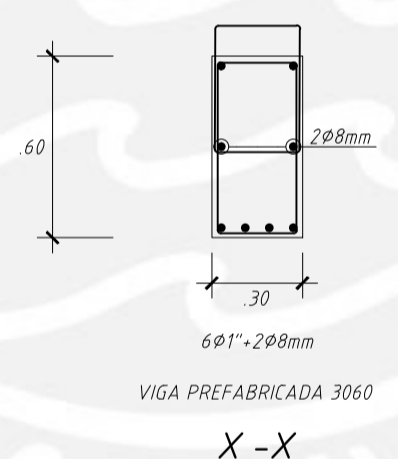
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

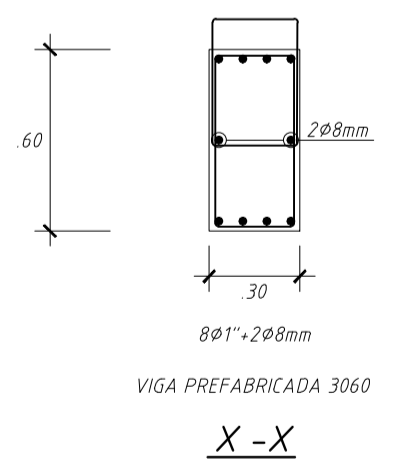
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

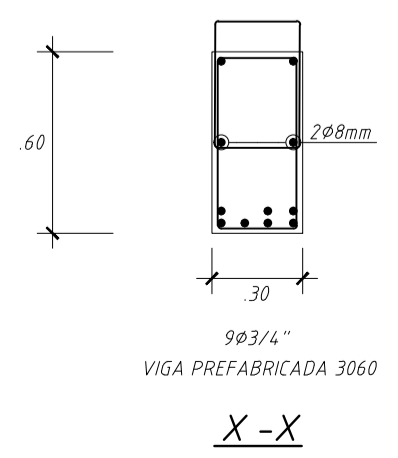
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

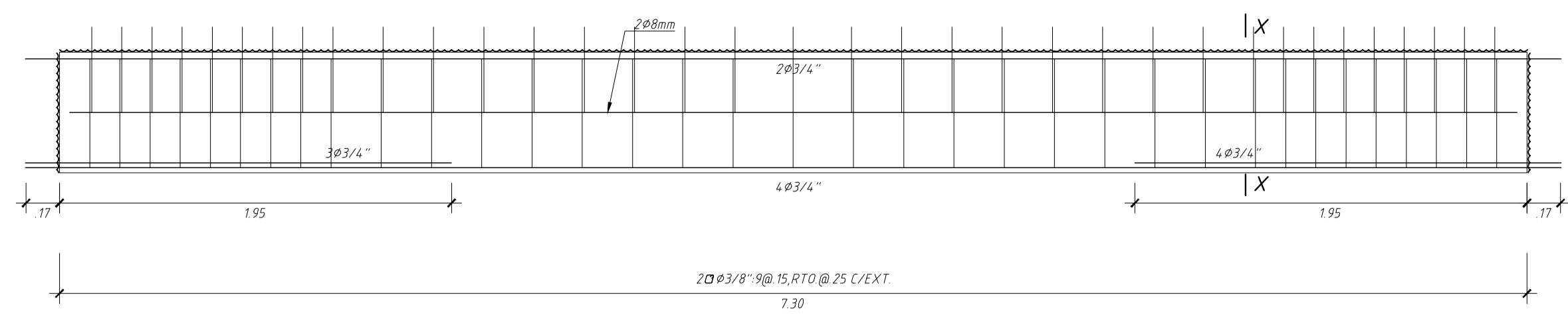
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



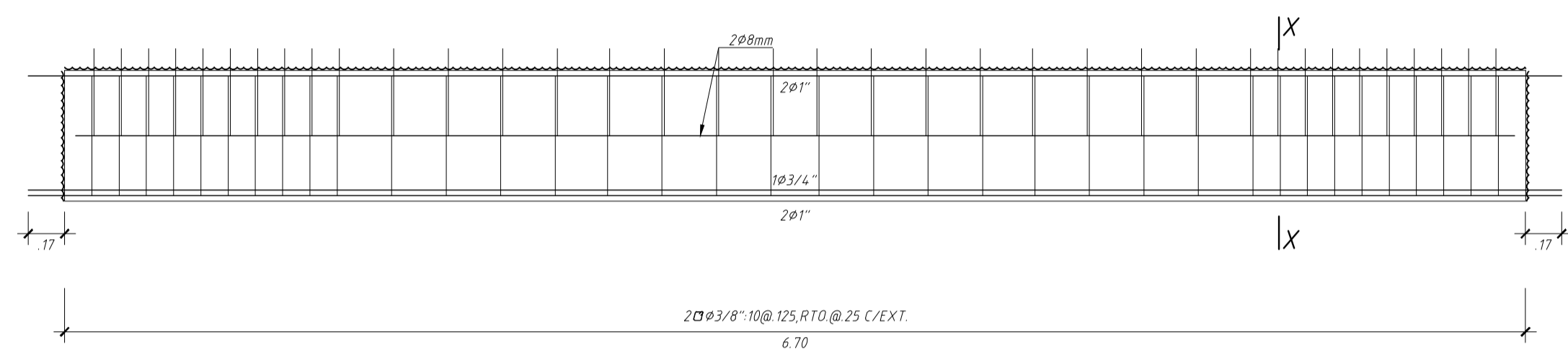
MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

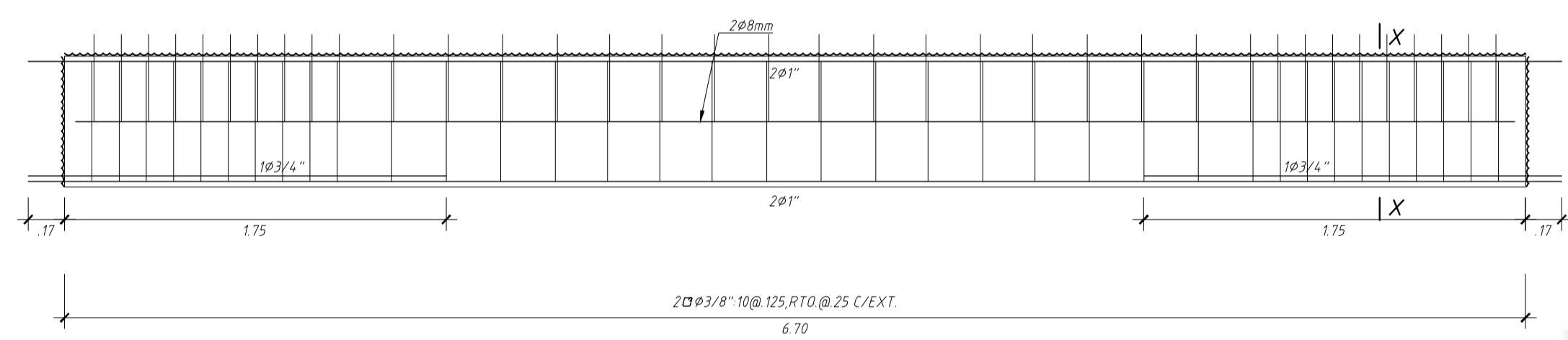
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



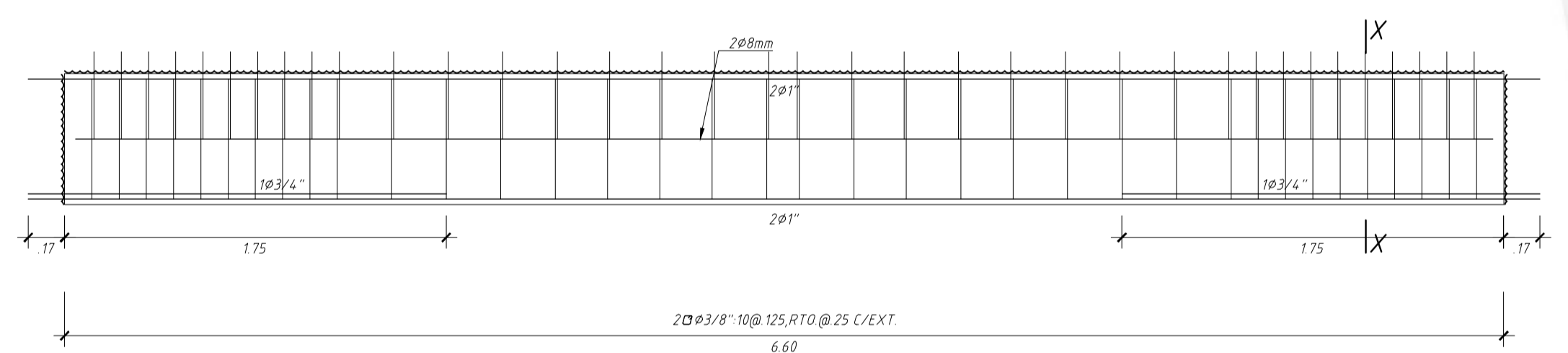
VIGA TIPO R6



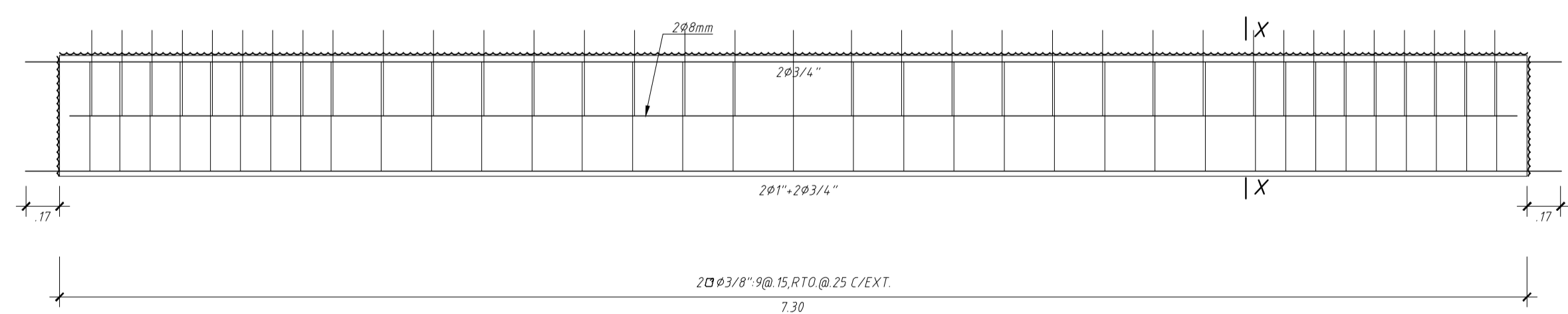
VIGA TIPO R7



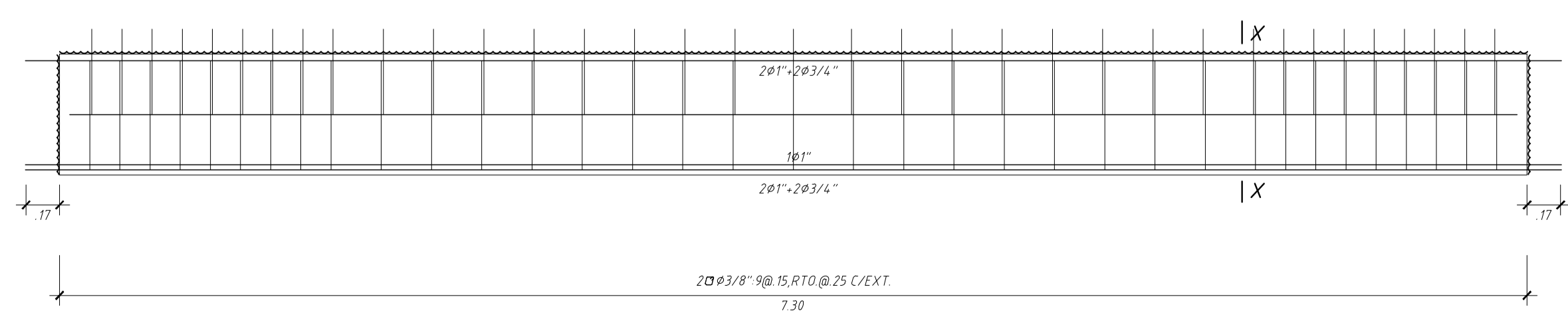
VIGA TIPO R8



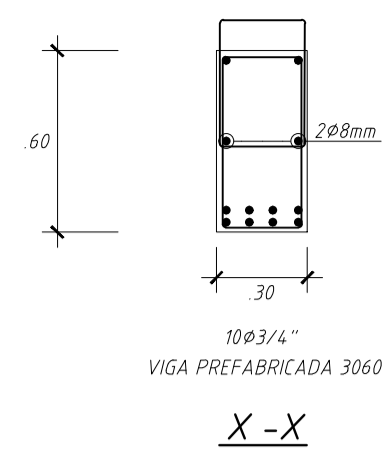
VIGA TIPO R8A



VIGA TIPO R9



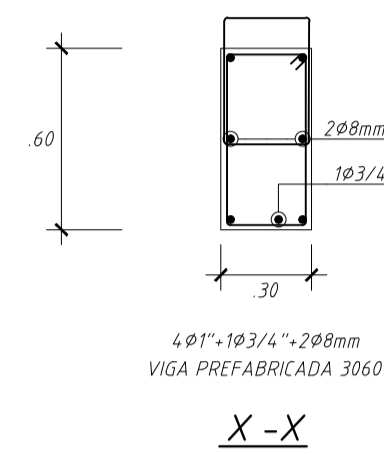
VIGA TIPO R10



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

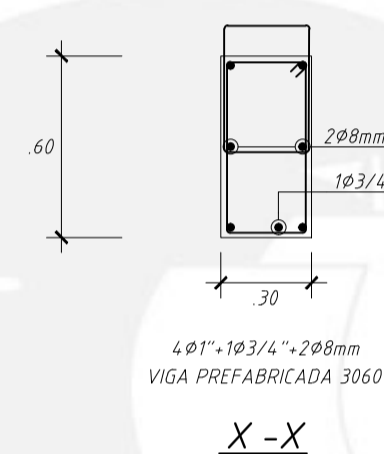
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

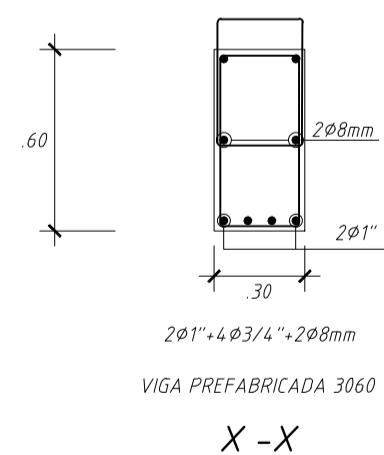
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

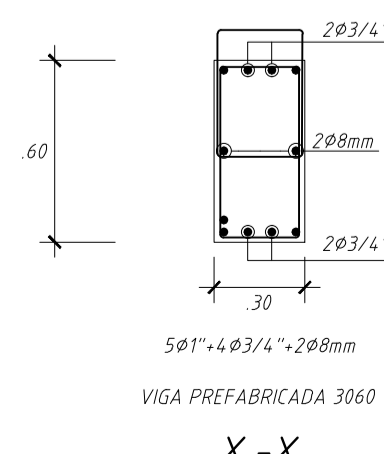
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

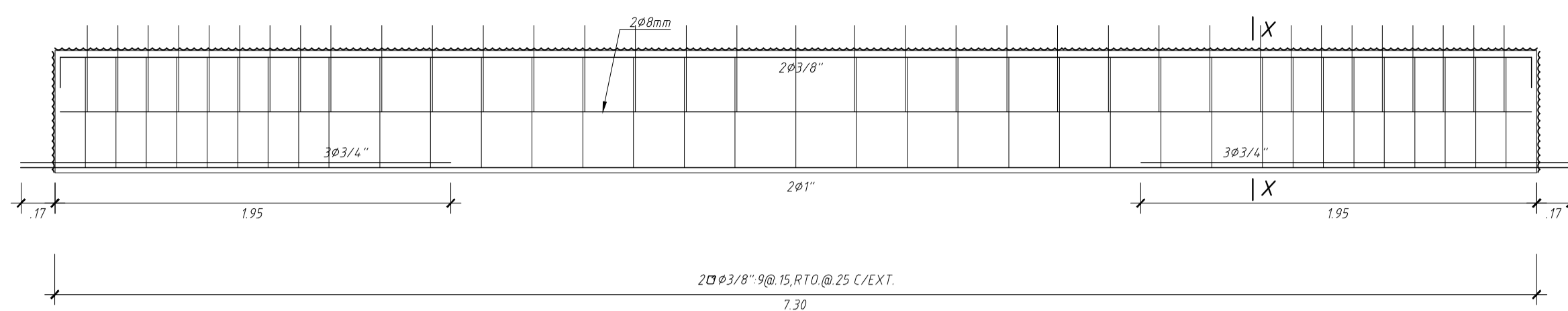
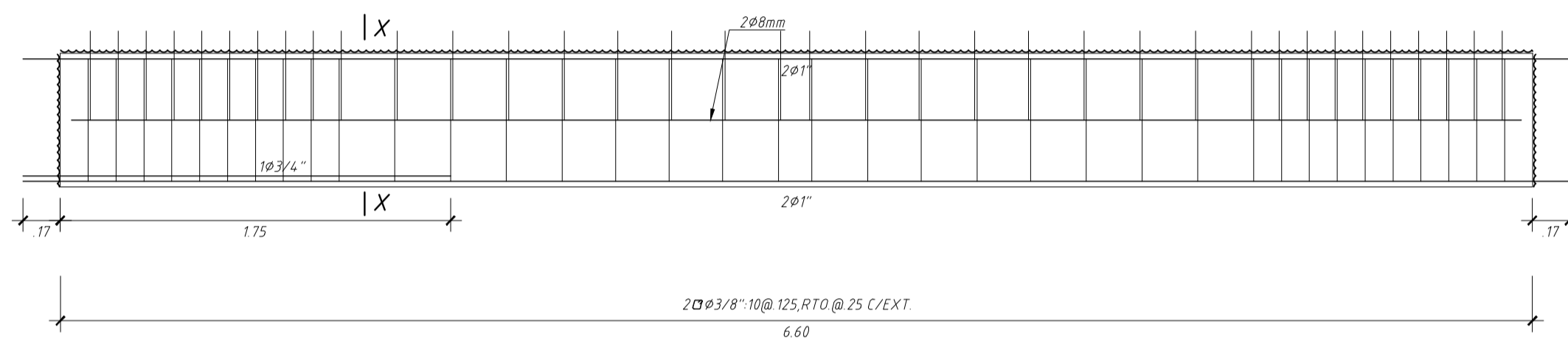
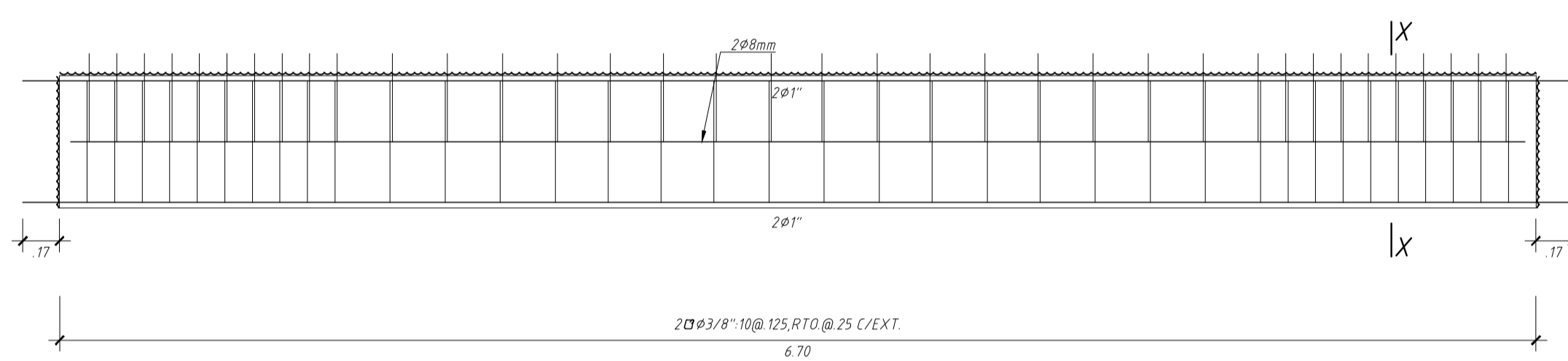
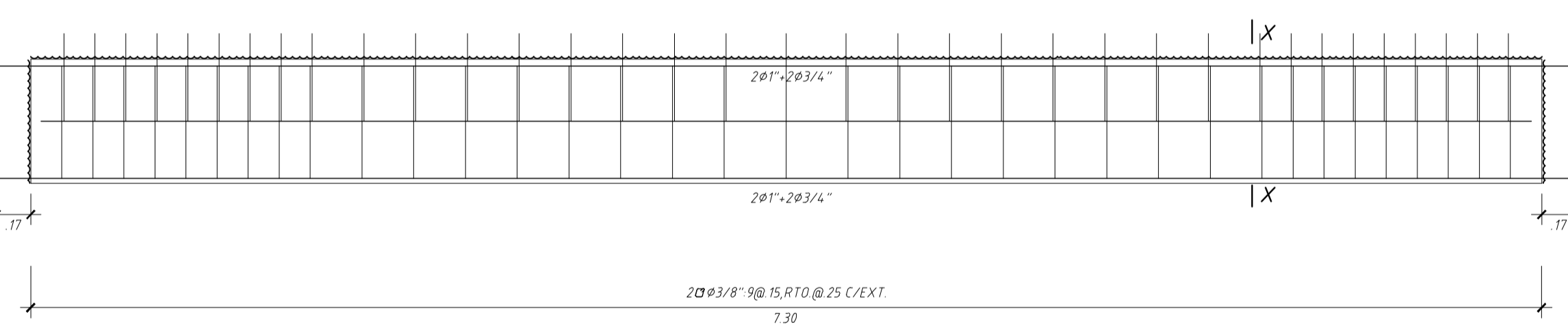
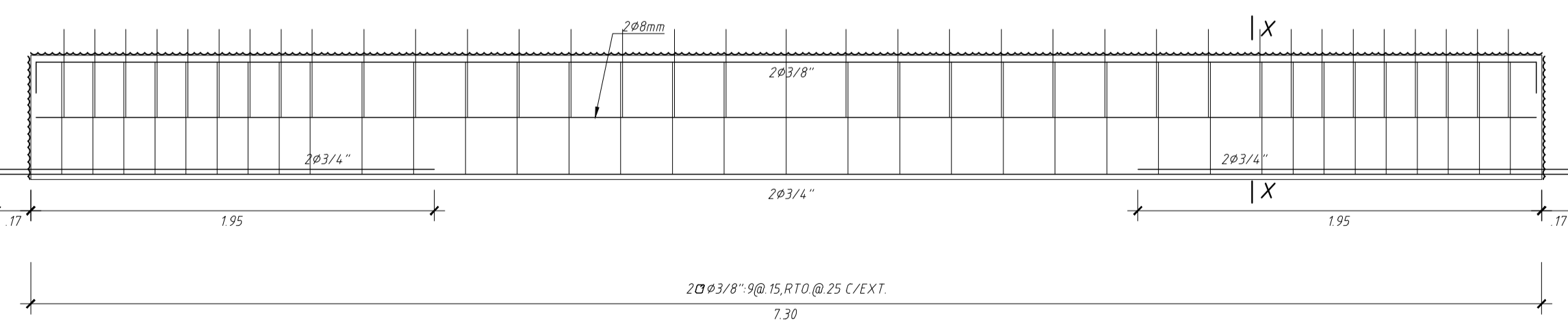
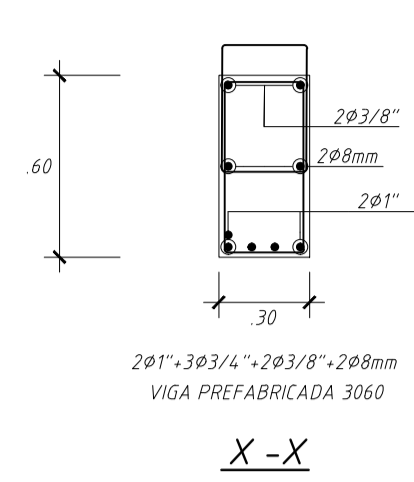
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



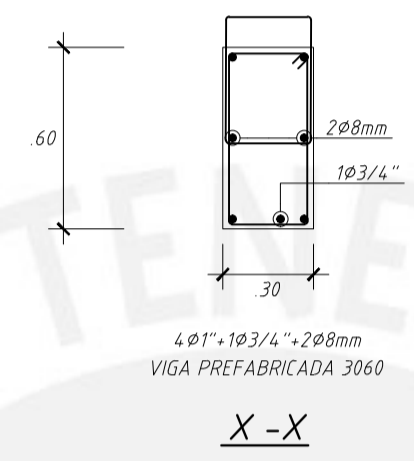
MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

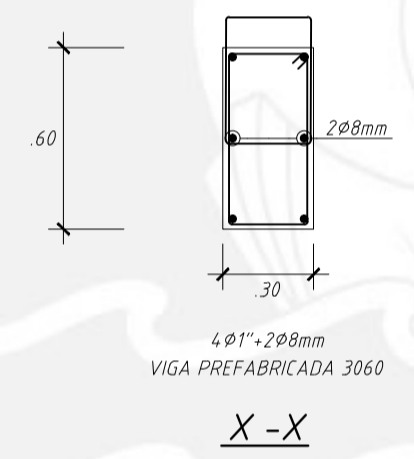
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60


VIGA TIPO R11

VIGA TIPO R12

VIGA TIPO R13

VIGA TIPO R14

VIGA TIPO R15

MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 dias)

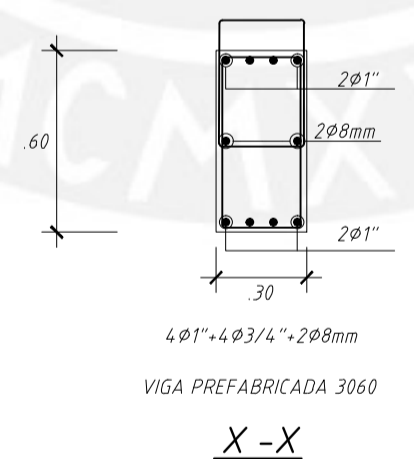
LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60

MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 dias)

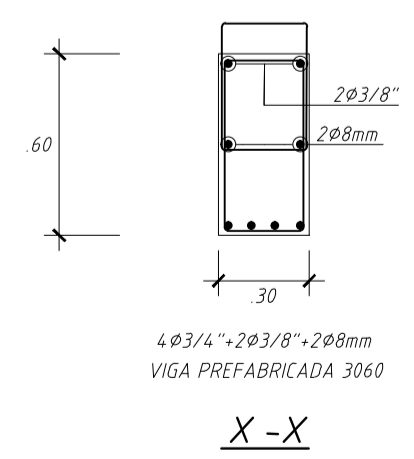
LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60

MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 dias)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

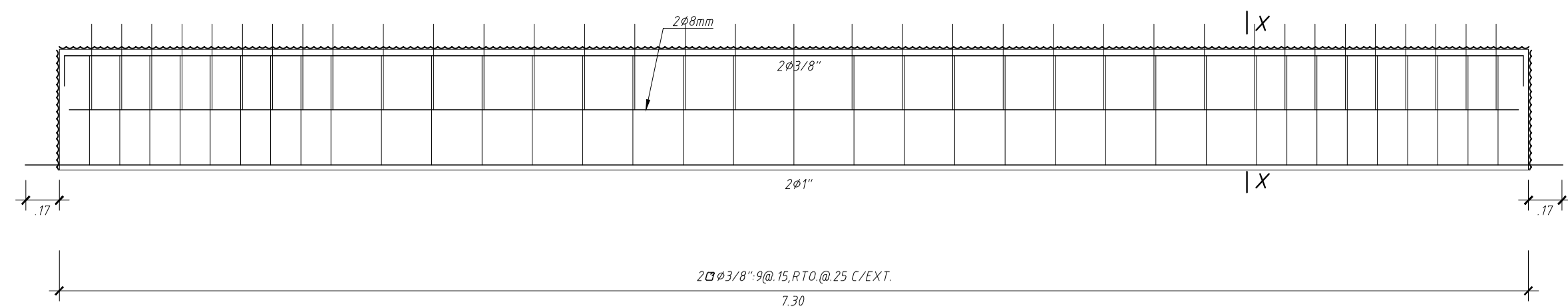
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60

MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 dias)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

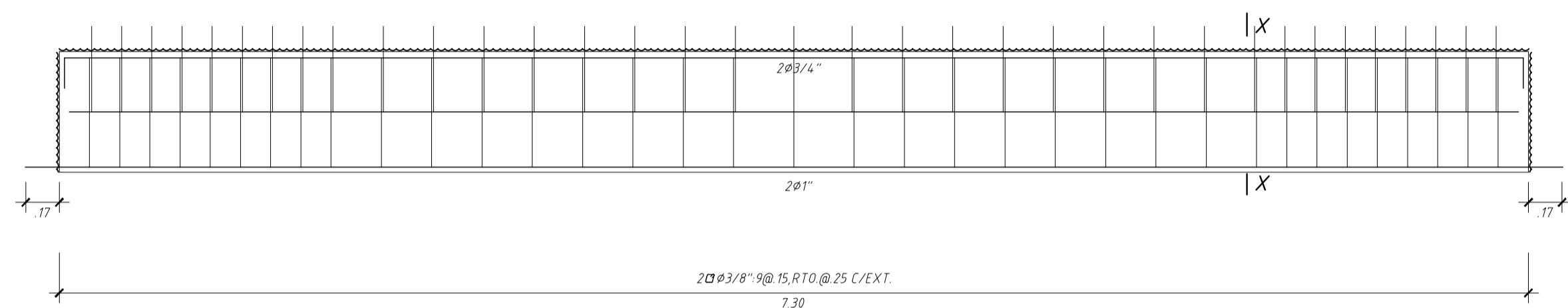
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60

MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 dias)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

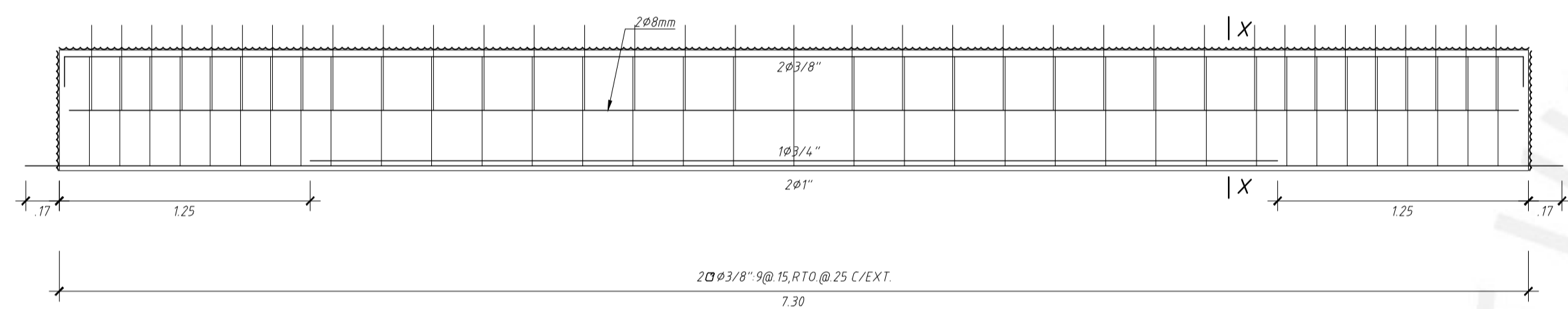
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



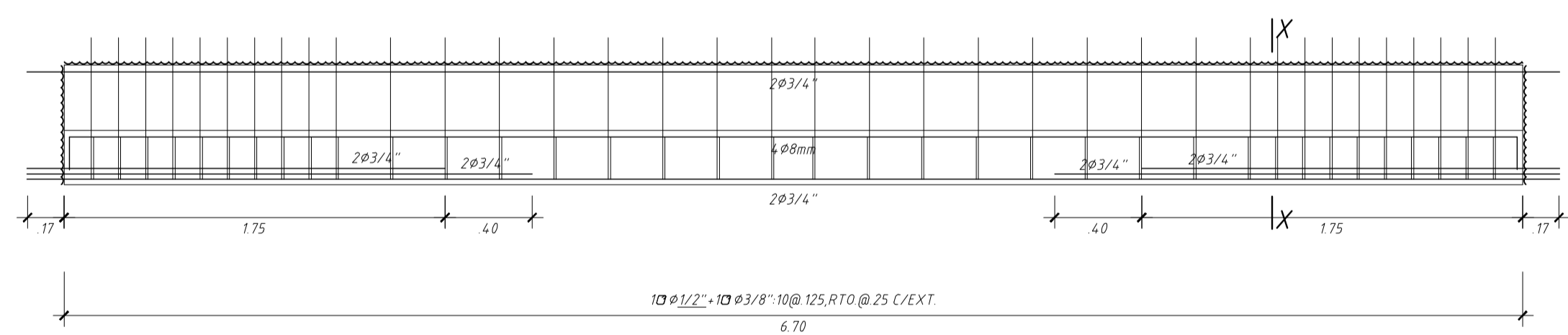
VIGA TIPO R16



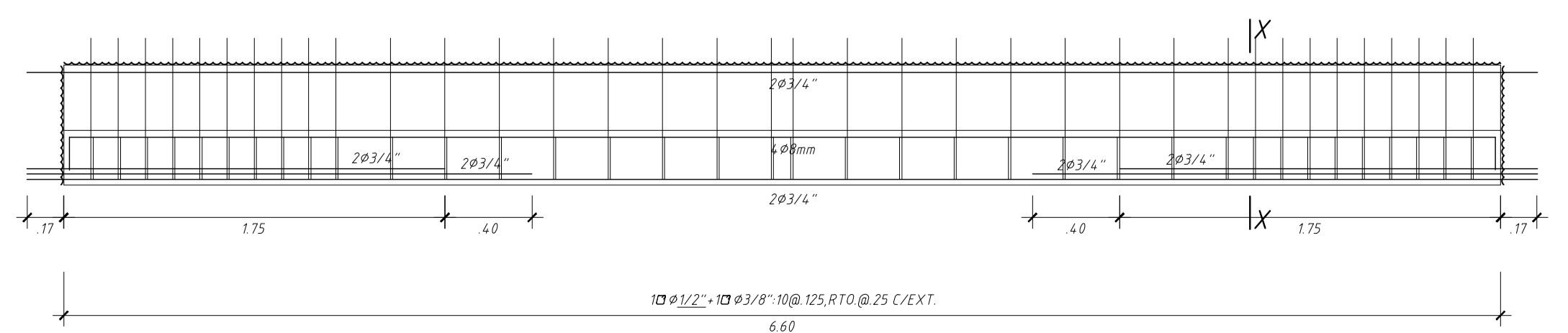
VIGA TIPO R17



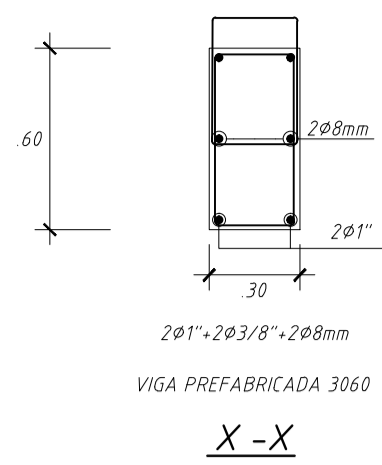
VIGA TIPO R18



VIGA TIPO T1



VIGA TIPO T1A

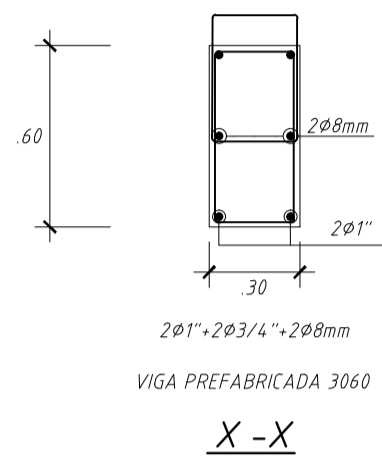


X-X

MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60

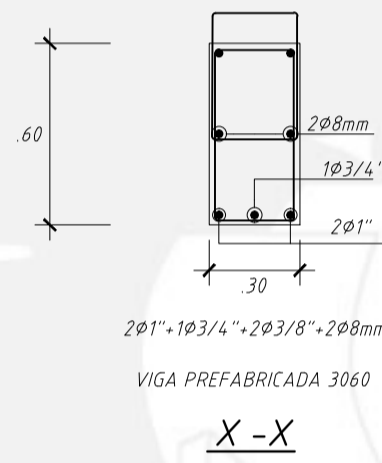


X-X

MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60

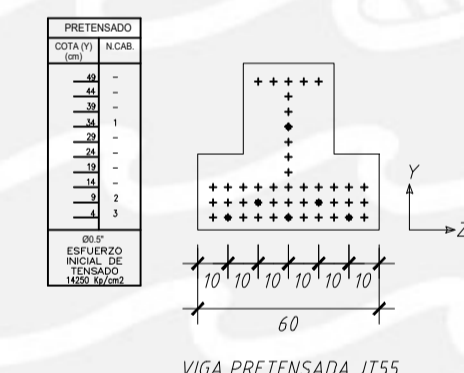


X-X

MATERIALES:
 Concreto Armado:
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



VIGA PRETENSADA JT55 TIPO T1

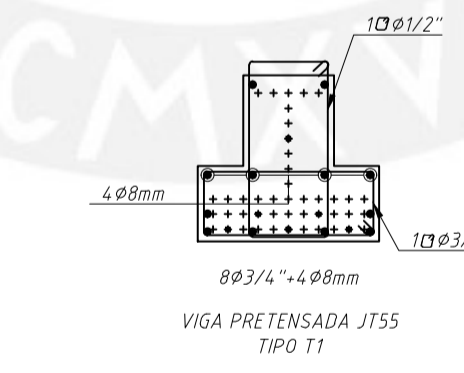
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
 (mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO ACTIVO:
 ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



VIGA PRETENSADA JT55 TIPO T1A

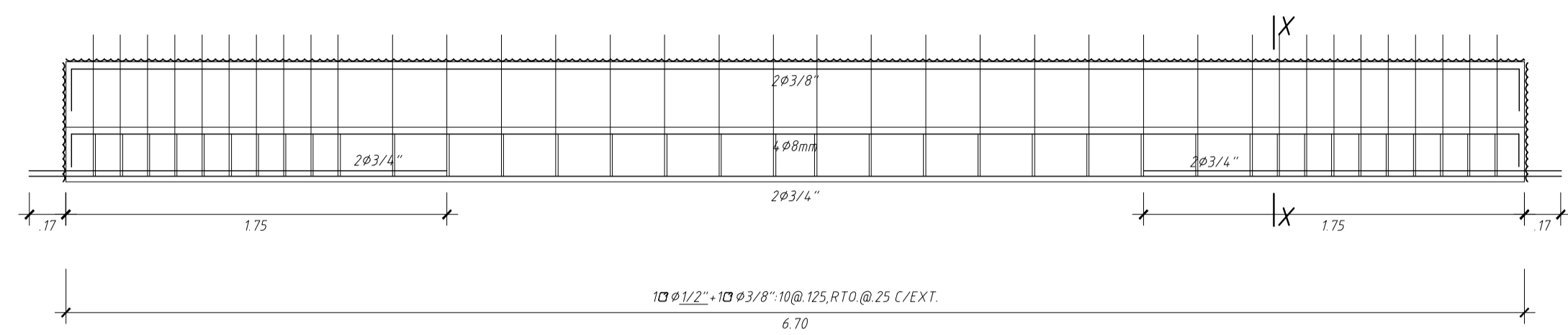
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
 (mín 250 kg/cm²)

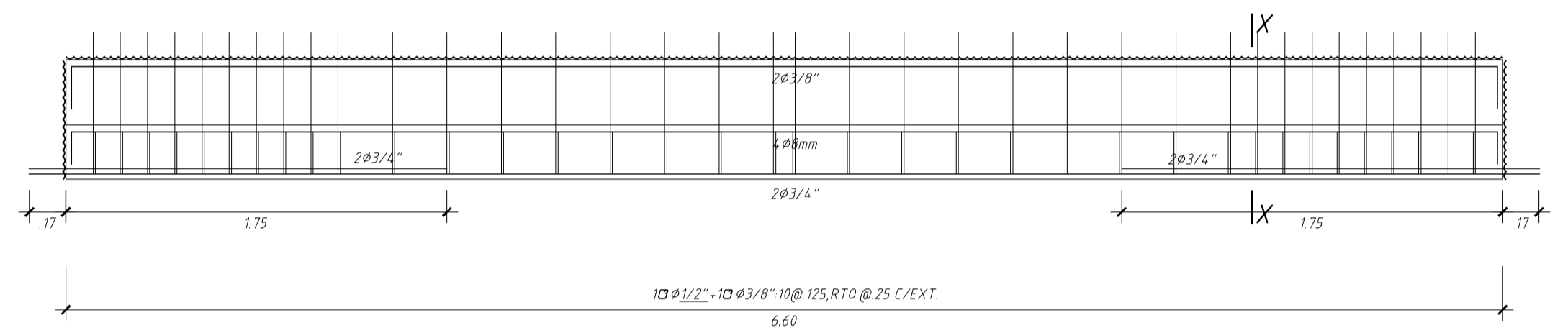
LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO ACTIVO:
 ASTM A416 G270 Baja relajación

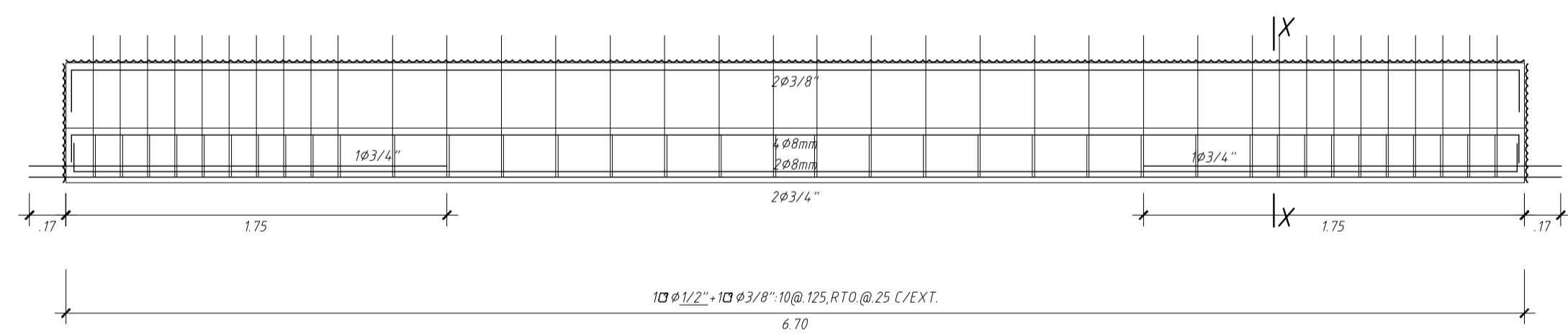
ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



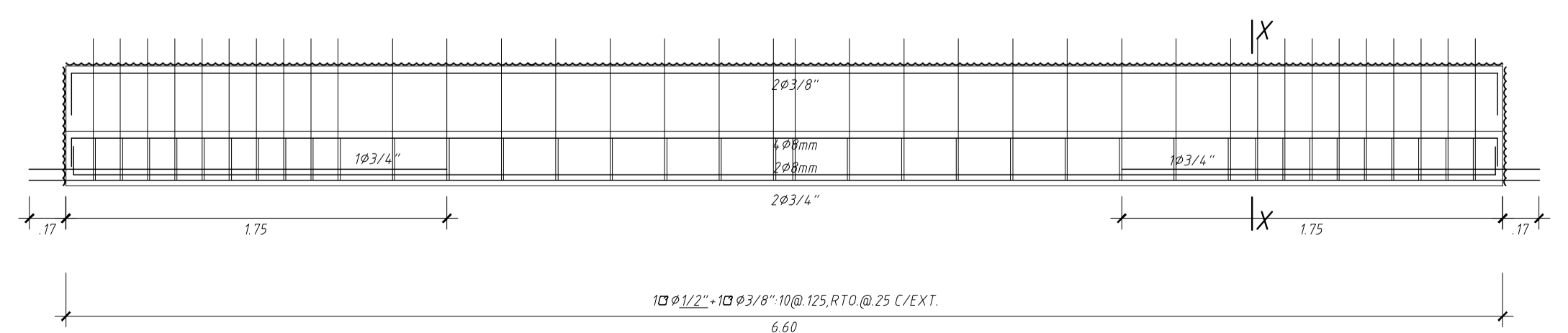
VIGA TIPO T2



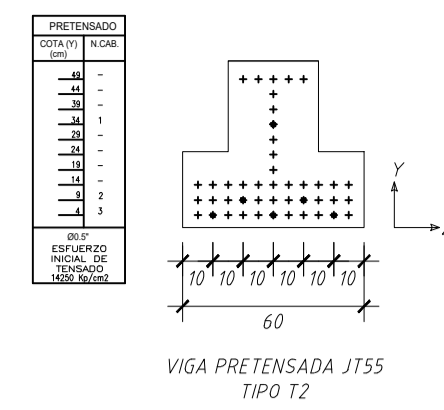
VIGA TIPO T2A



VIGA TIPO T3



VIGA TIPO T3A



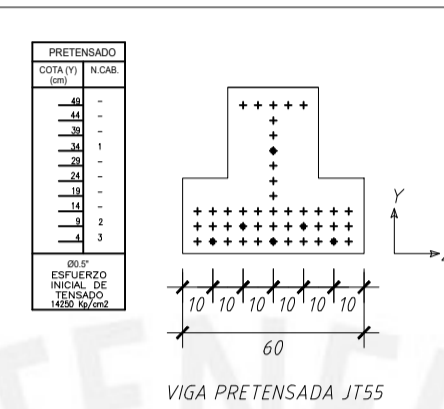
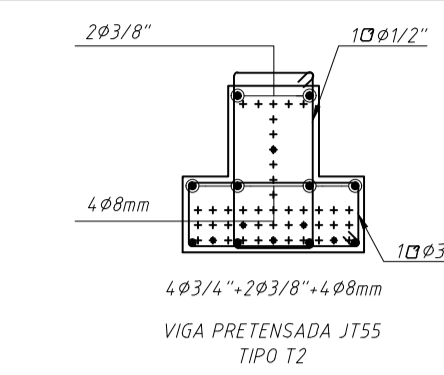
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
 (mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO ACTIVO:
 ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



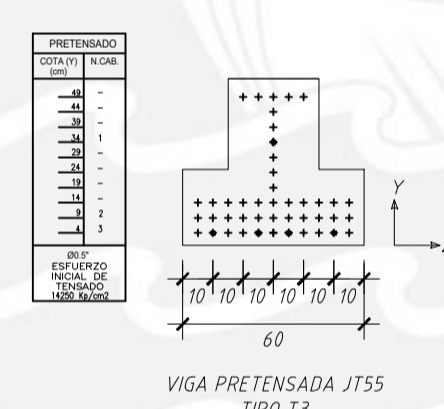
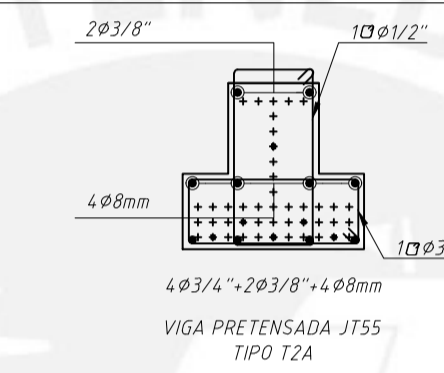
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
 (mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO ACTIVO:
 ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



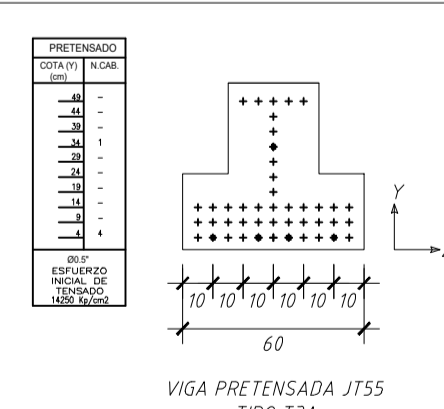
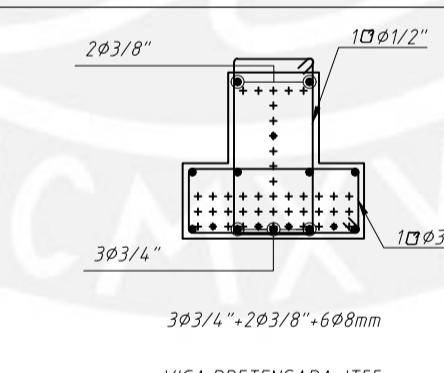
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
 (mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

ACERO ACTIVO:
 ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60



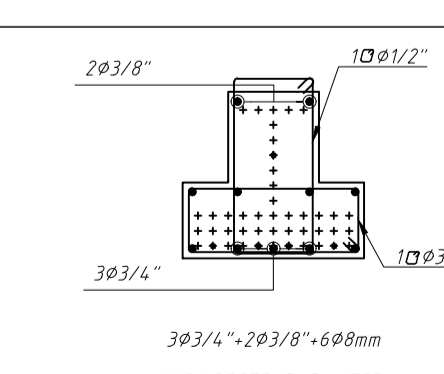
MATERIALES:

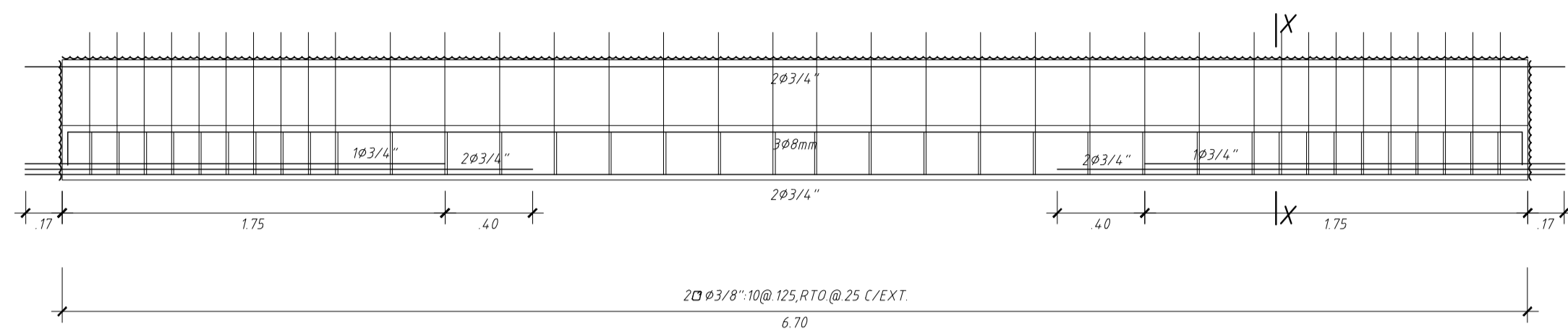
CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
 (mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 (mínimo)

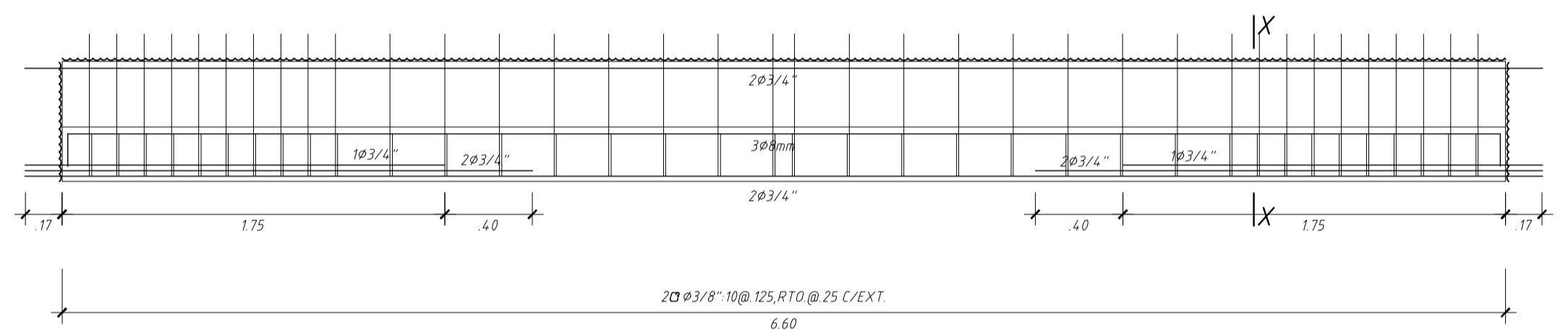
ACERO ACTIVO:
 ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
 ASTM A615 G60

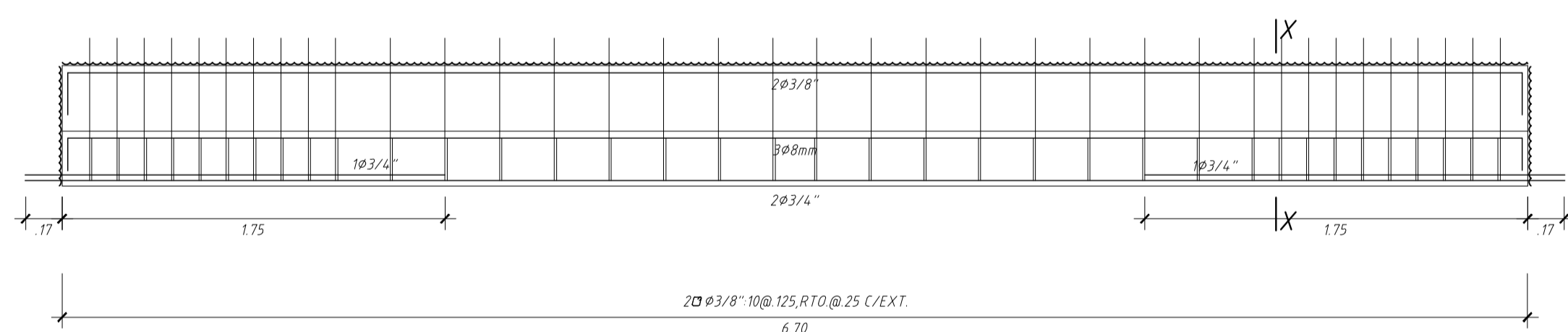




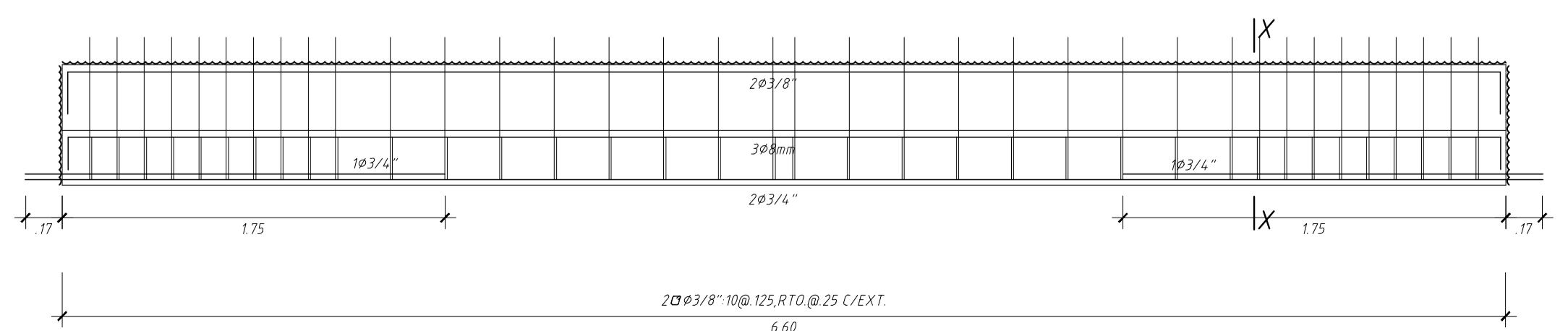
VIGA TIPO L1



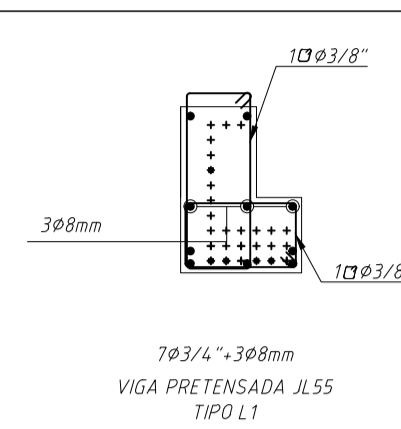
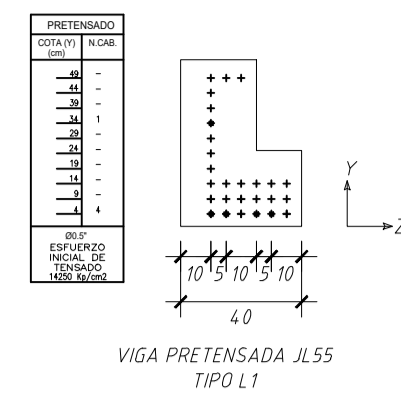
VIGA TIPO L1A



VIGA TIPO L2



VIGA TIPO L2A



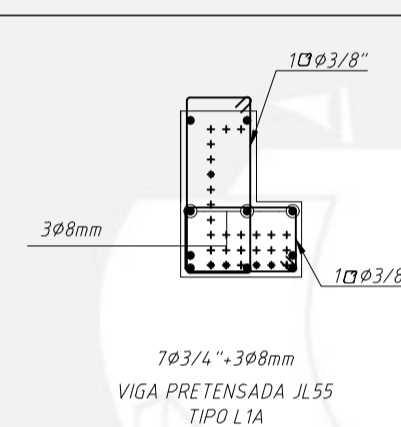
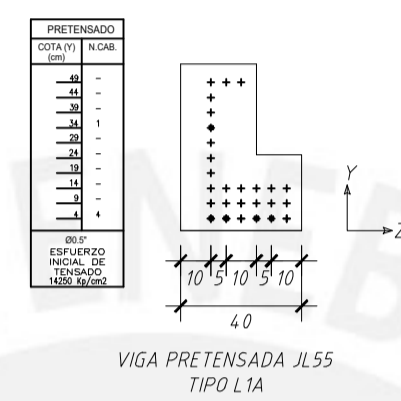
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
(mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
(mínimo)

ACERO ACTIVO:
ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
ASTM A615 G60



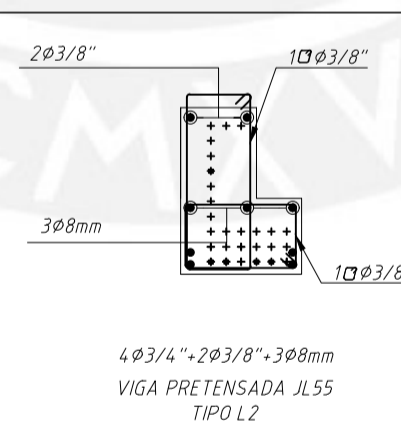
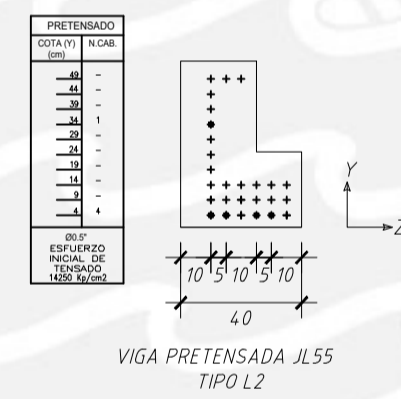
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
(mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
(mínimo)

ACERO ACTIVO:
ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
ASTM A615 G60



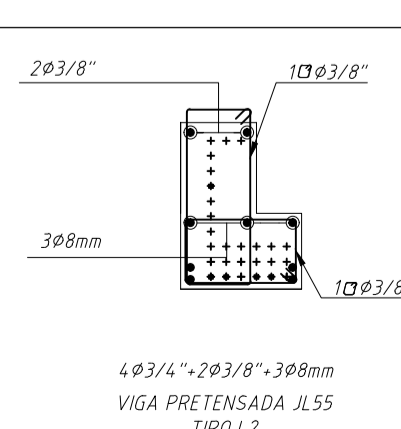
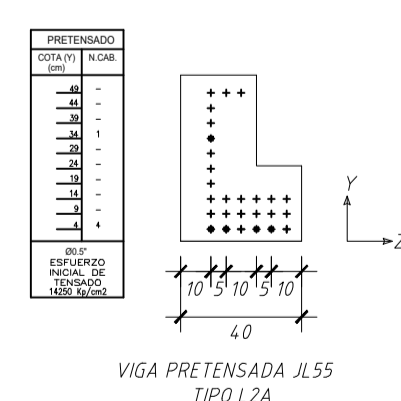
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
(mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
(mínimo)

ACERO ACTIVO:
ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
ASTM A615 G60



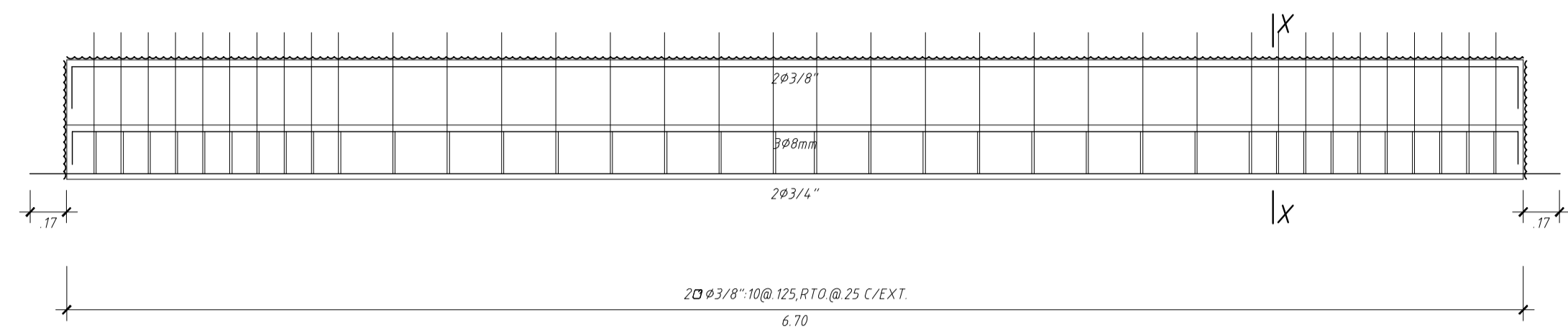
MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
 $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
 $f'ci = 250 \text{ kg/cm}^2$ (calculado)
(mín 250 kg/cm²)

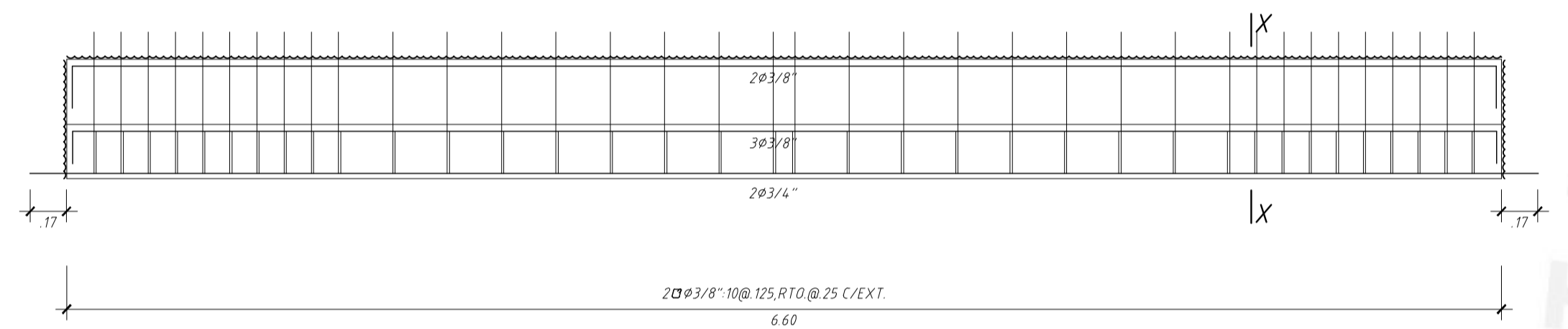
LOSA DE COMPRESIÓN:
 $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (28 días)
(mínimo)

ACERO ACTIVO:
ASTM A416 G270 Baja relajación

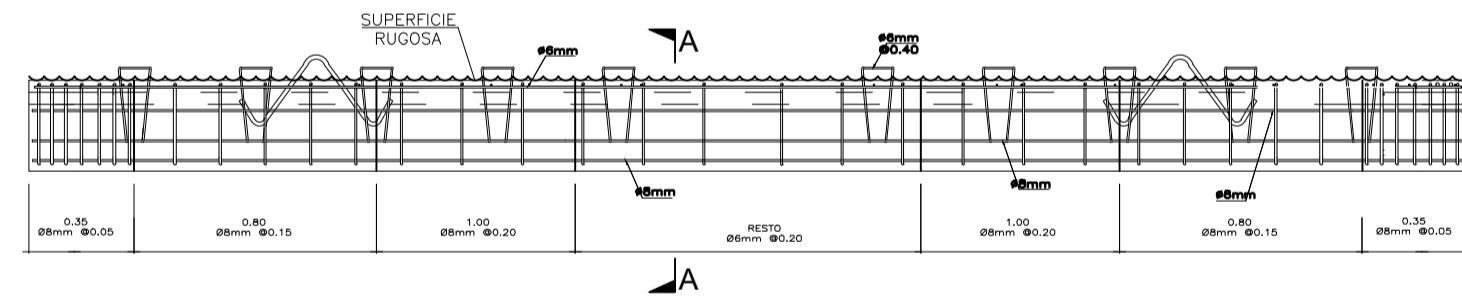
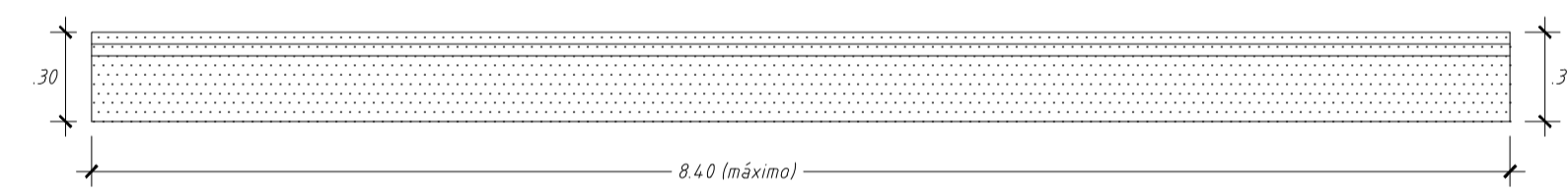
ACERO PASIVO:
ASTM A615 G60



VIGA TIPO L3



VIGA TIPO L3A



LOSA TT30

VIGA PRETENSADA JL55
TIPO L3

MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
f'c = 500 kg/cm² (28 días)
f'ci = 250 kg/cm² (calculado)
(mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
f'c = 245 kg/cm² (28 días)
(mínimo)

ACERO ACTIVO:
ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
ASTM A615 G60

VIGA PRETENSADA JL55
TIPO L3A

MATERIALES:

CONCRETO PRETENSADO:
f'c = 500 kg/cm² (28 días)
f'ci = 250 kg/cm² (calculado)
(mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
f'c = 245 kg/cm² (28 días)
(mínimo)

ACERO ACTIVO:
ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
ASTM A615 G60

ARMADURA ACTIVA POSICIONES DE CABLES
File 80 Ton

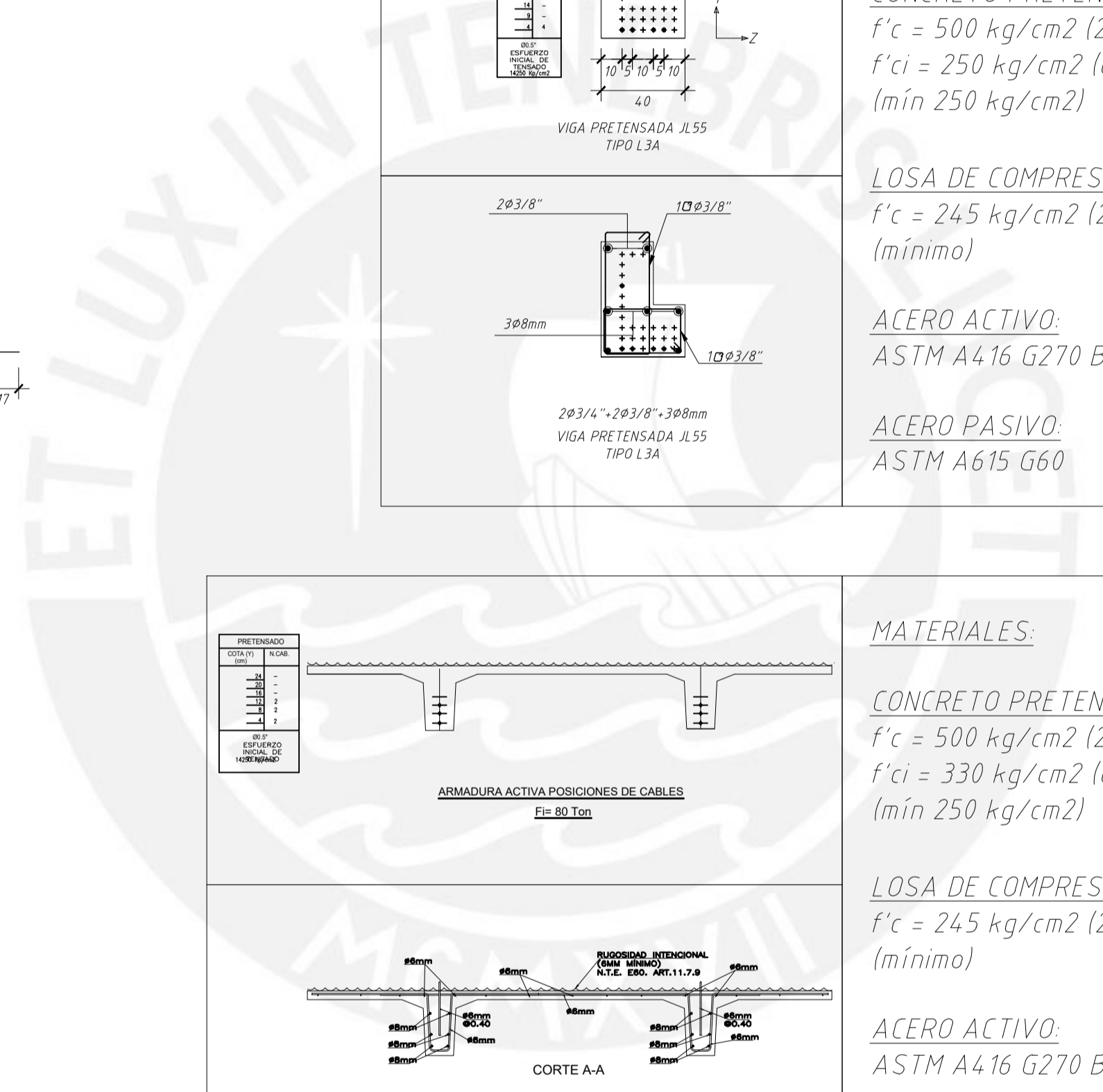
MATERIALES:

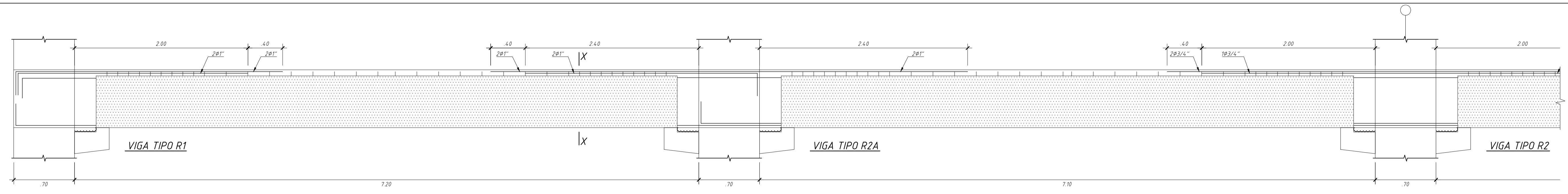
CONCRETO PRETENSADO:
f'c = 500 kg/cm² (28 días)
f'ci = 330 kg/cm² (calculado)
(mín 250 kg/cm²)

LOSA DE COMPRESIÓN:
f'c = 245 kg/cm² (28 días)
(mínimo)

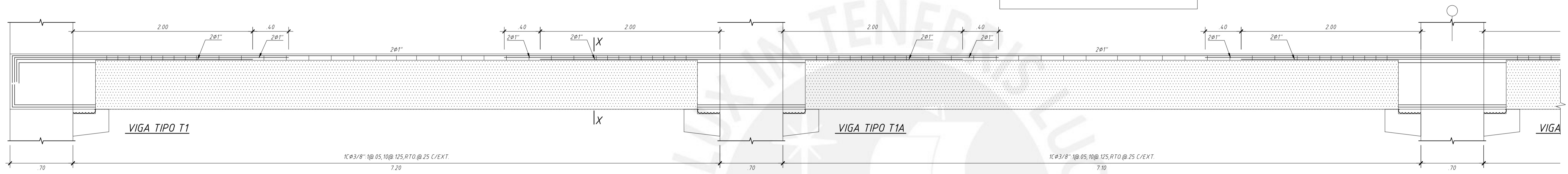
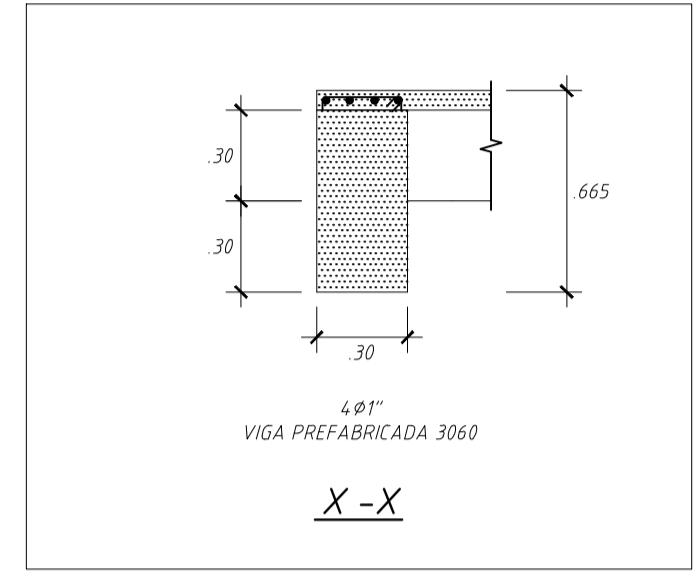
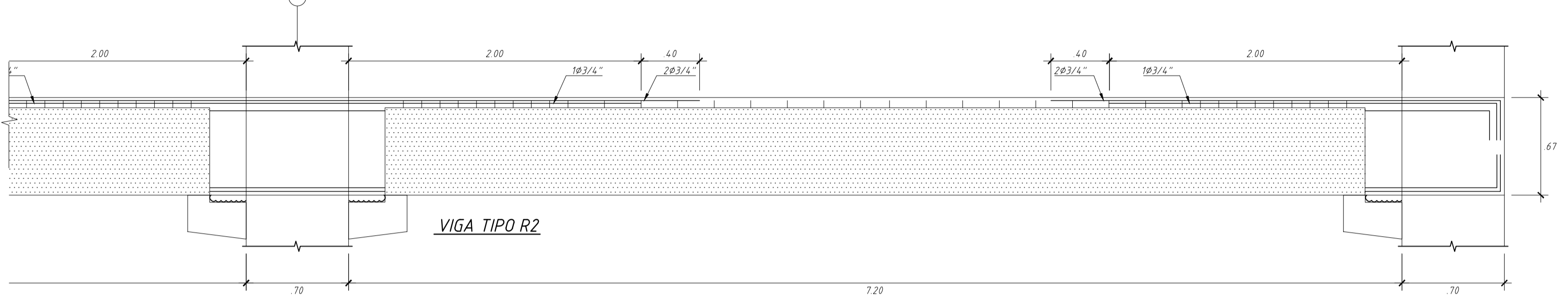
ACERO ACTIVO:
ASTM A416 G270 Baja relajación

ACERO PASIVO:
ASTM A615 G60

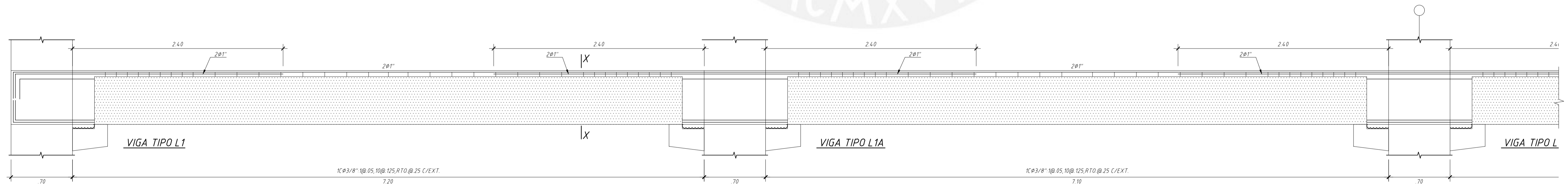
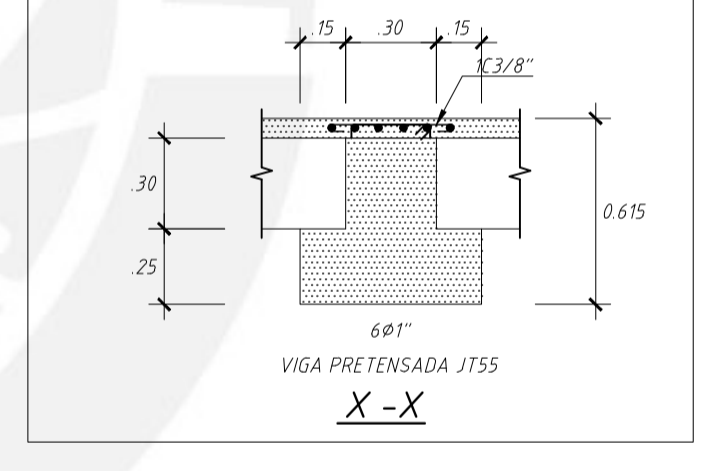
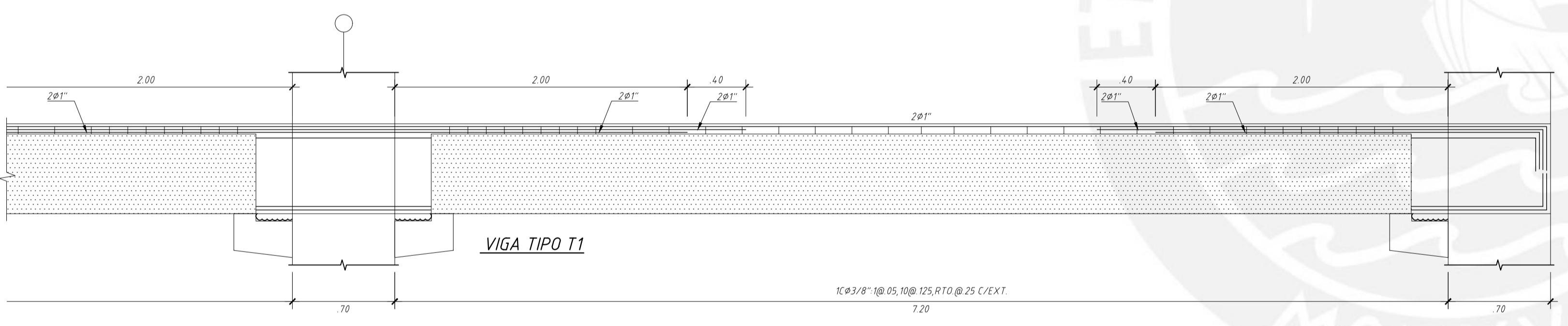




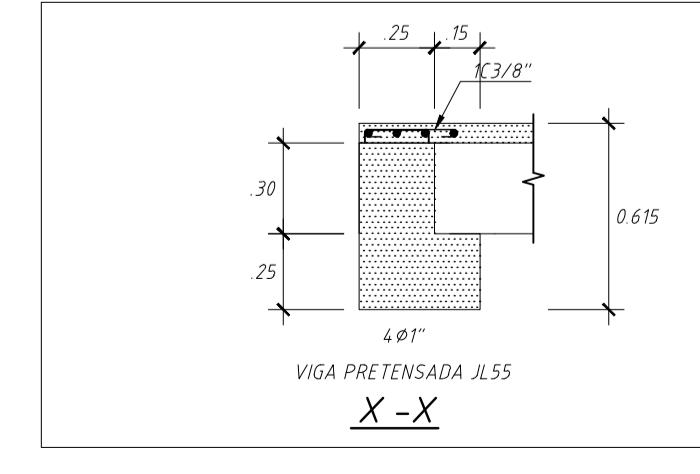
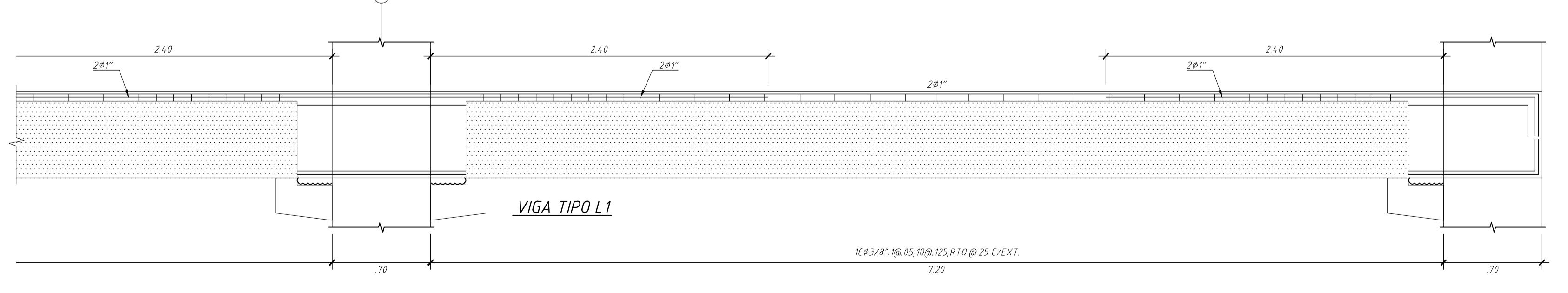
VT1-01-3060 (0.30x0.60)

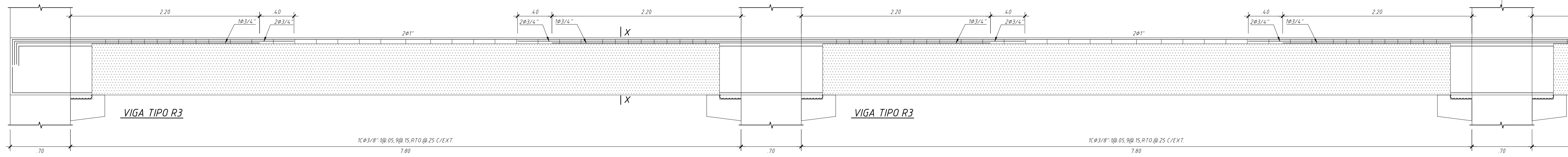


VT1-02-JT55 (0.30x0.55)

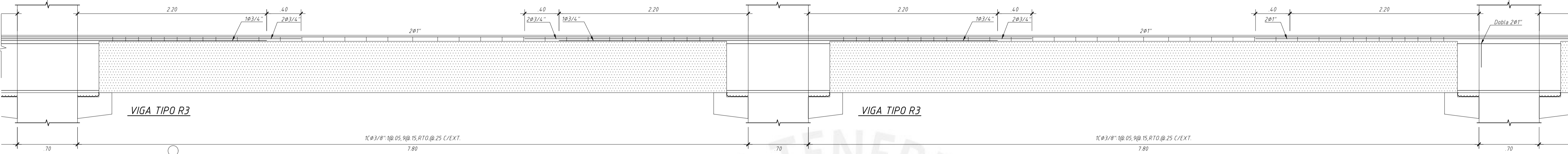


VT1-03-JL55 (0.25x0.55)

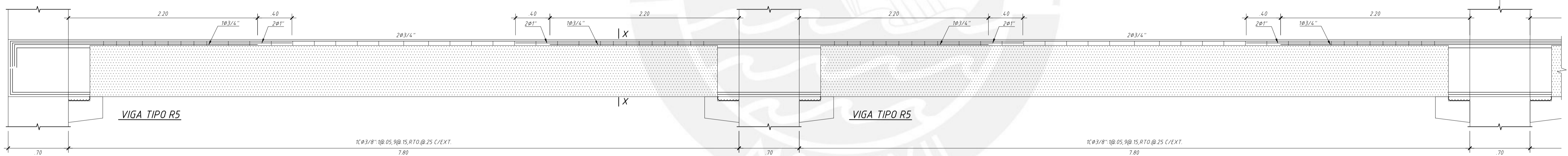
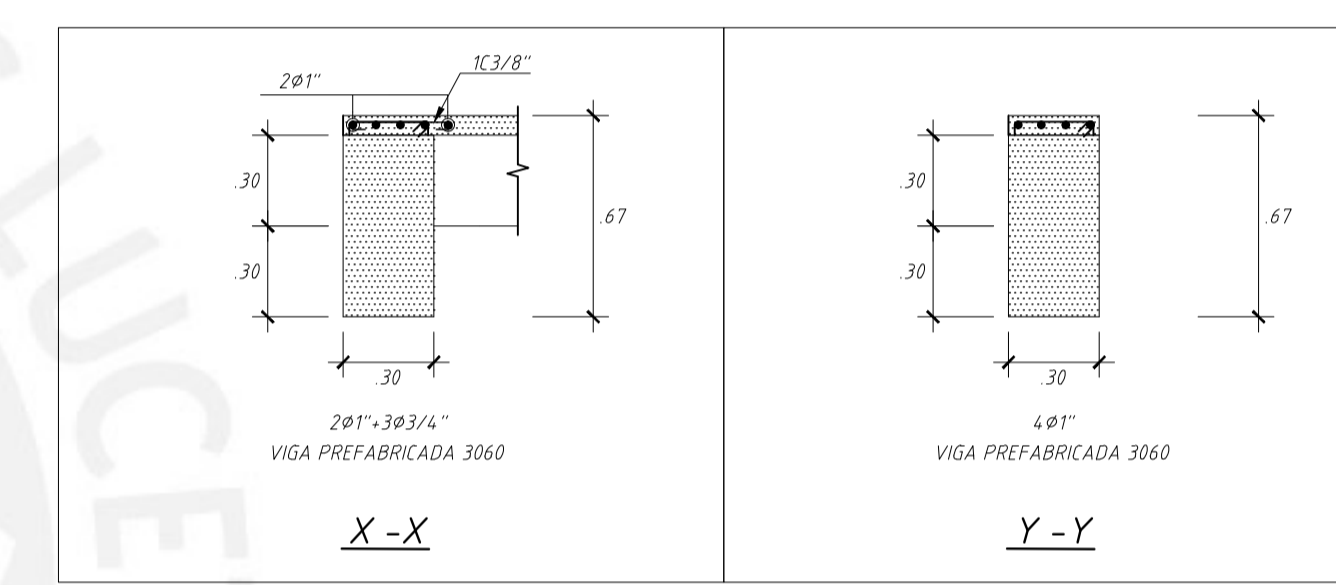
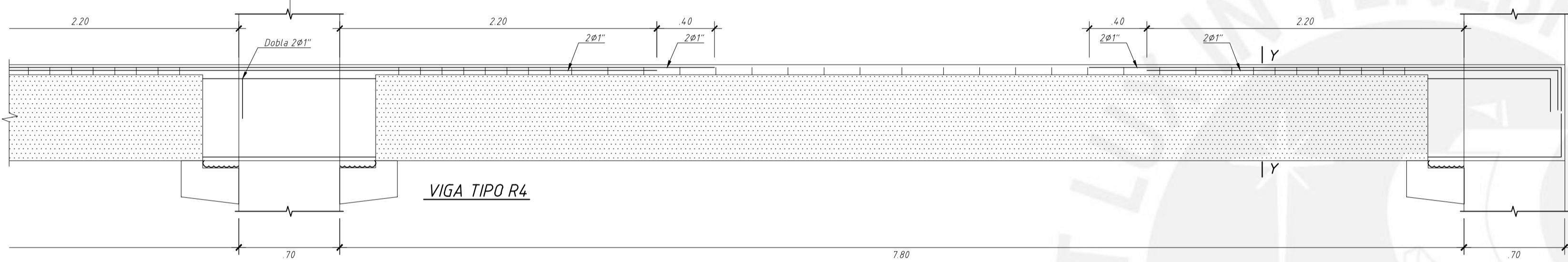




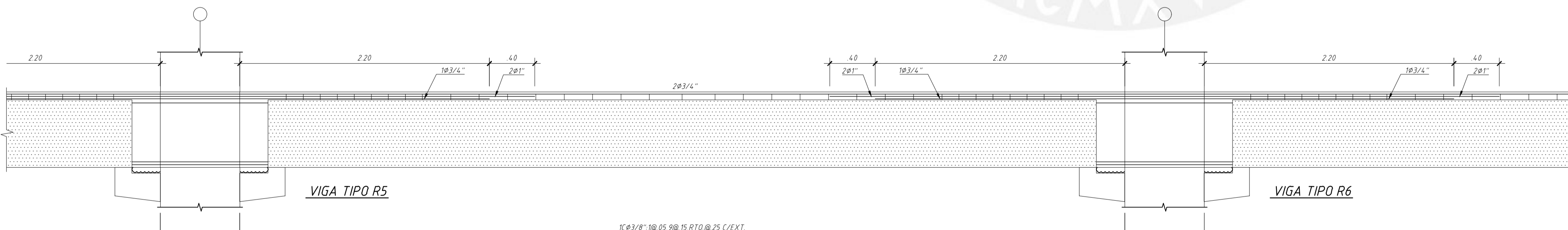
VT1-04-3060 (0.30x0.60)



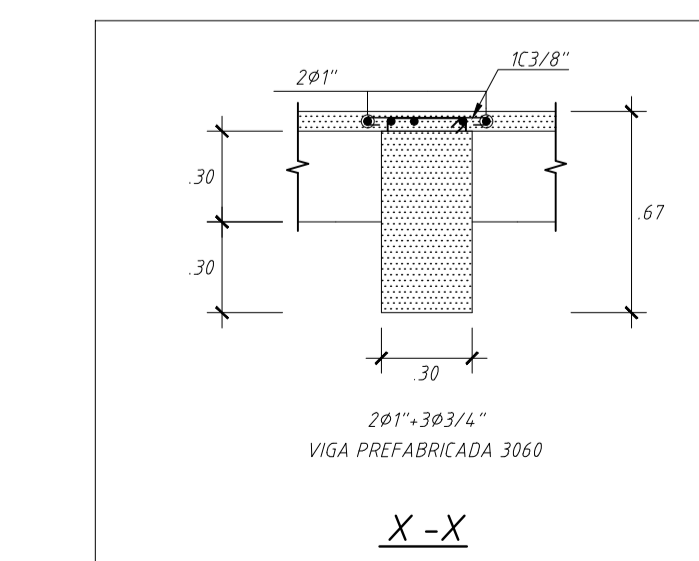
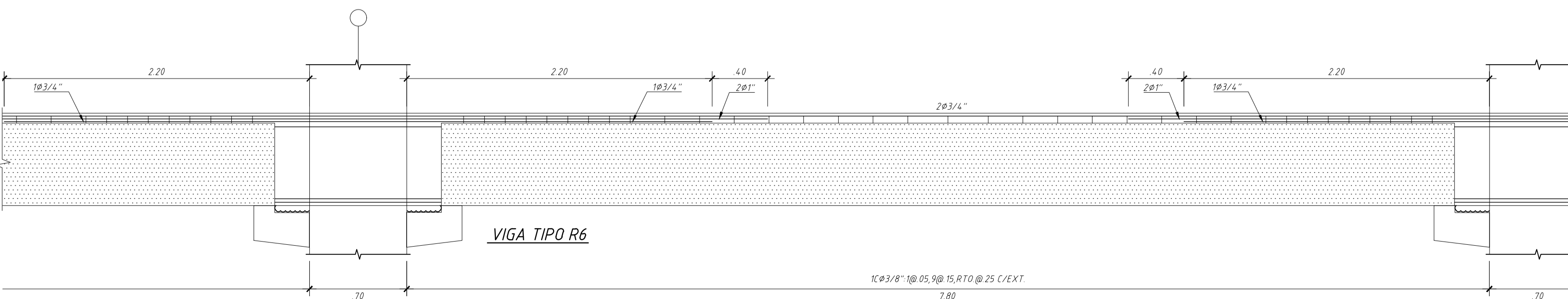
VT1-04-3060 (0.30x0.60)

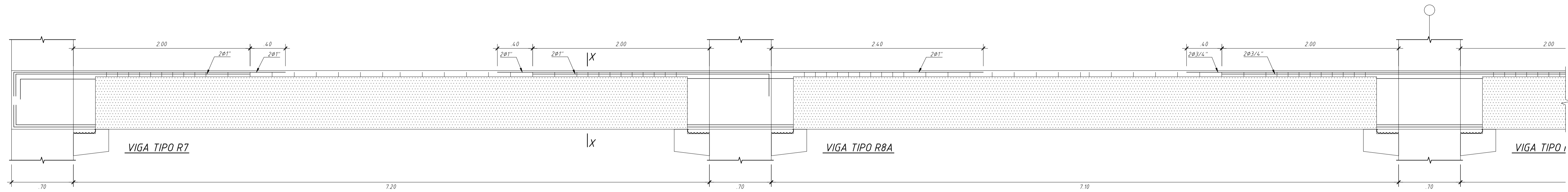


VT1-05-3060 (0.30x0.60)

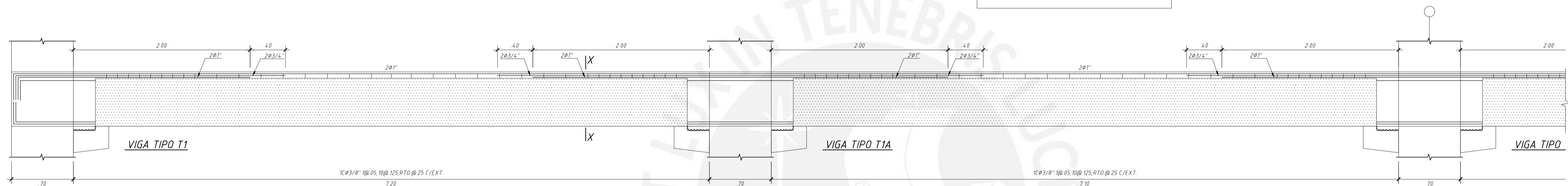
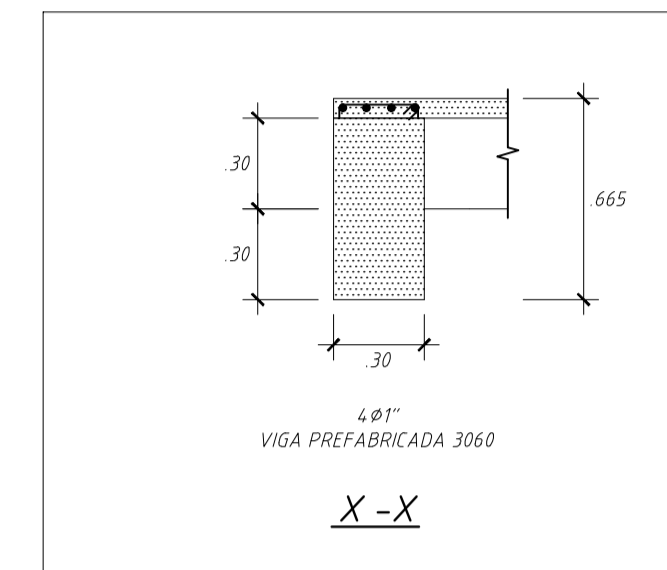
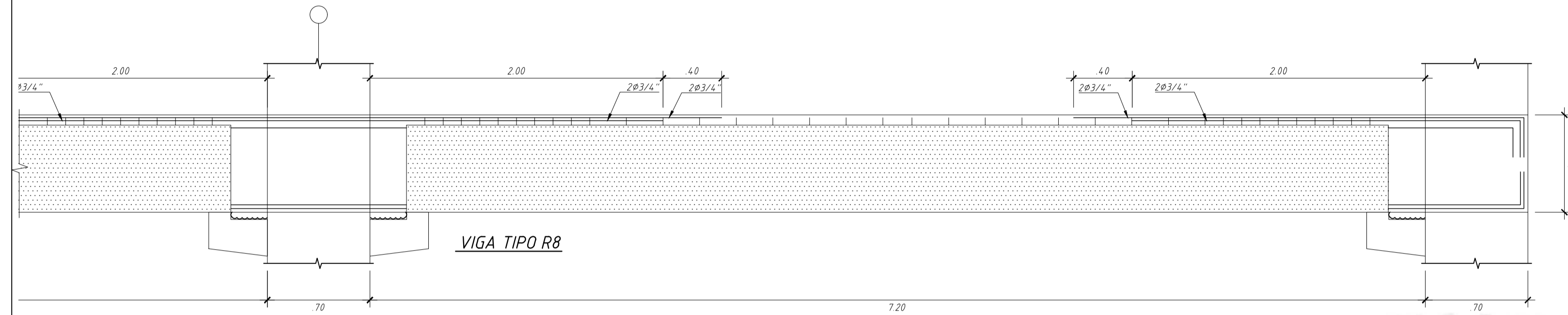


VT1-05-3060 (0.30x0.60)

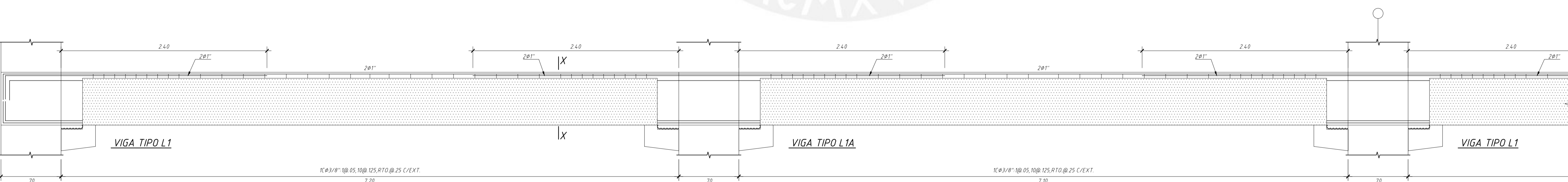
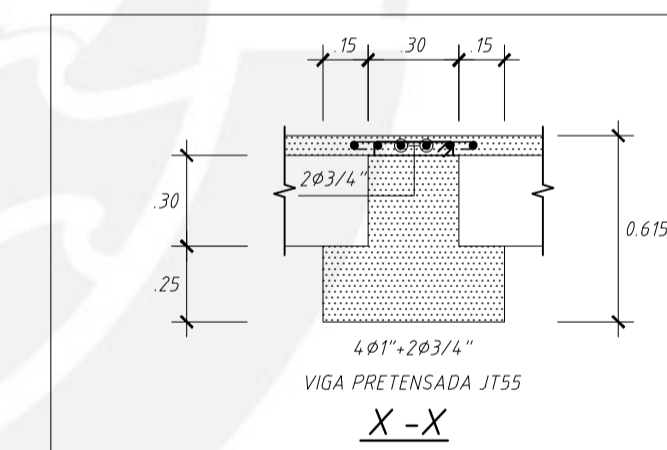
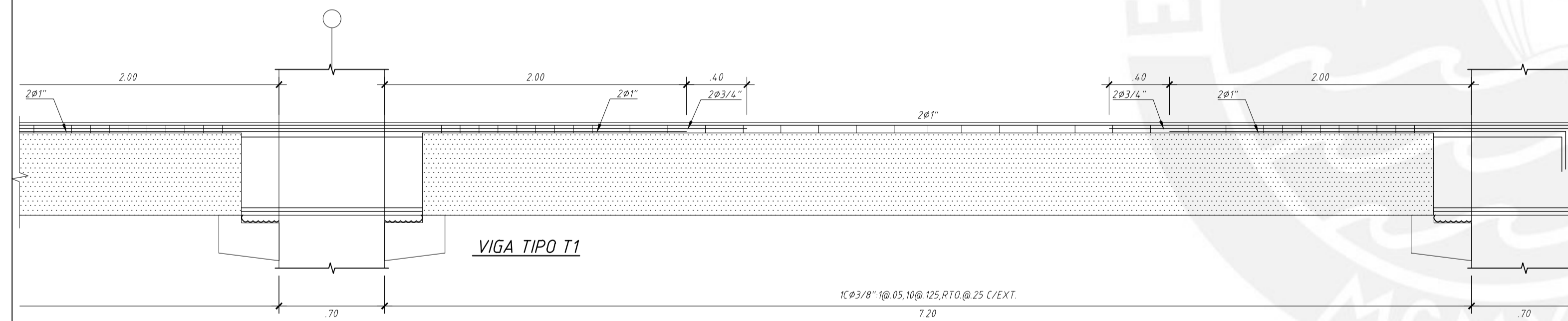




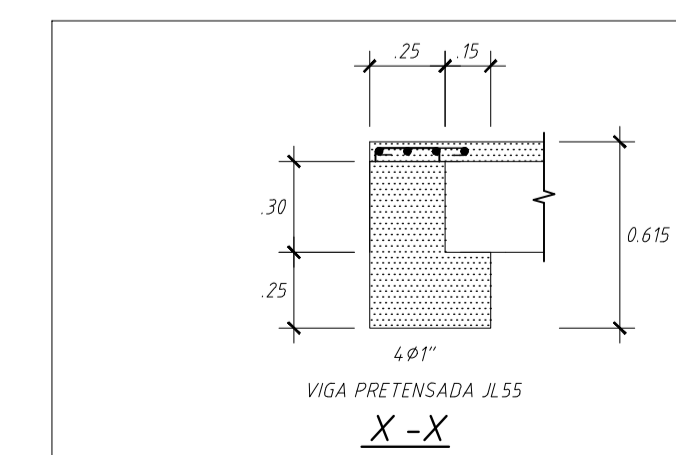
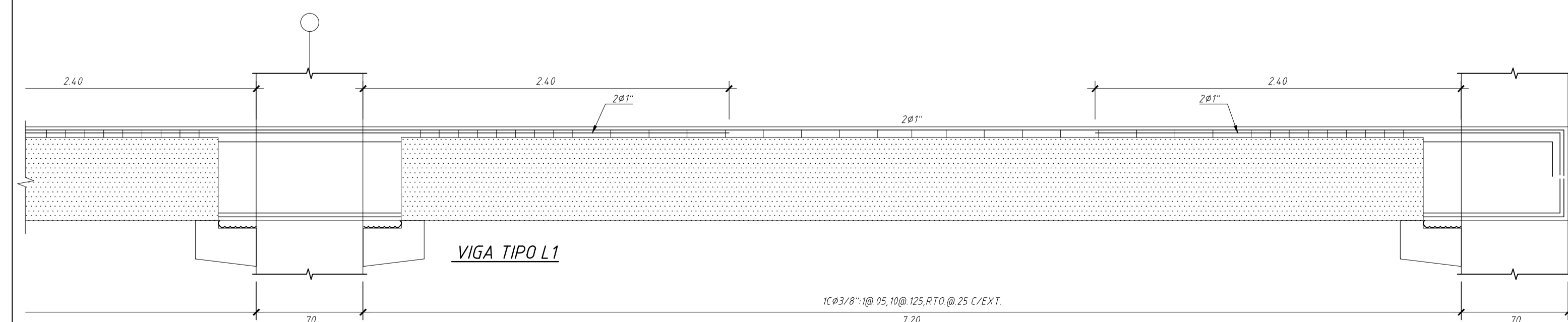
VT2-01-3060 (0.30x0.60)

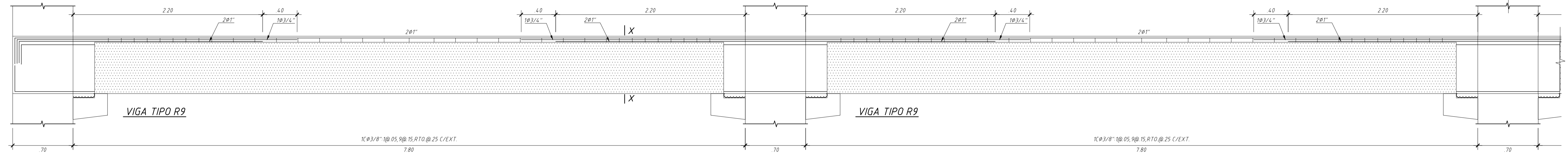


VT2-02-JT55 (0.30x.55)

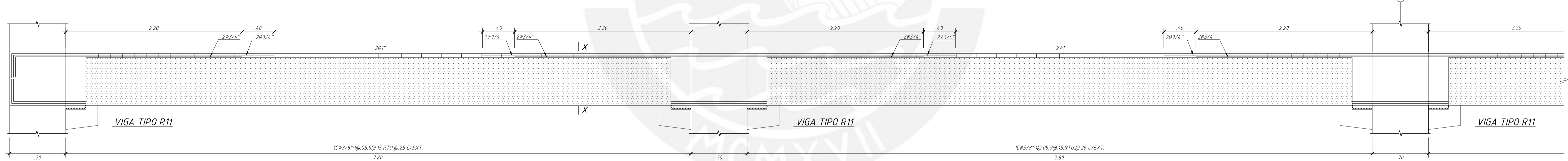
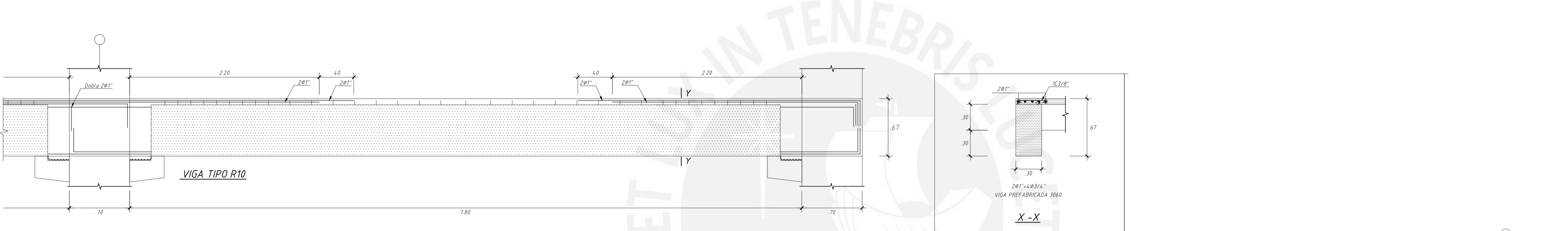
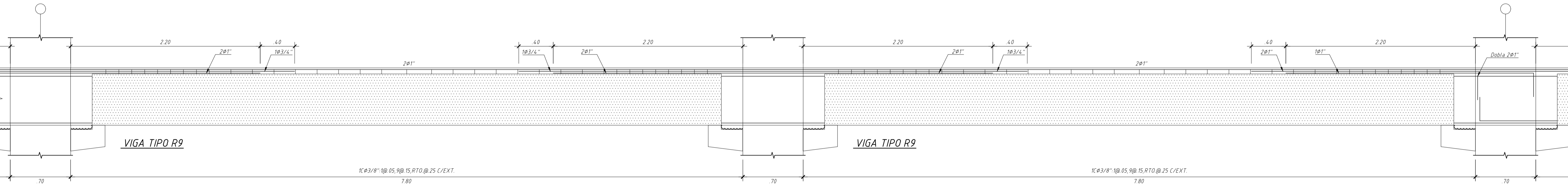


VT2-03-JL55 (0.25x.55)

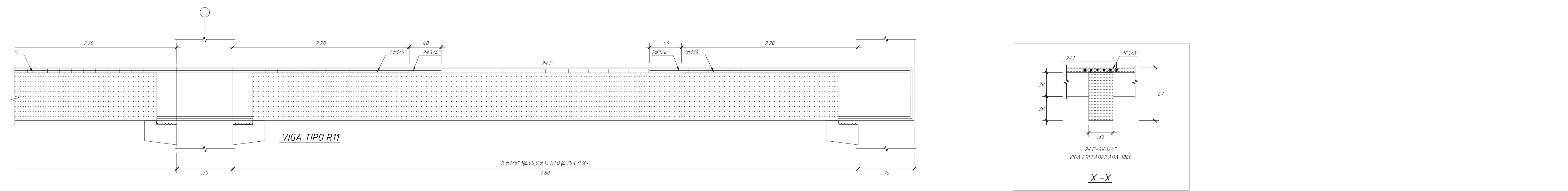
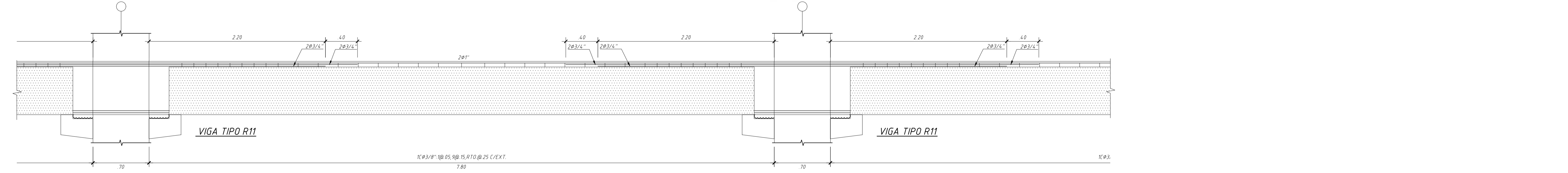


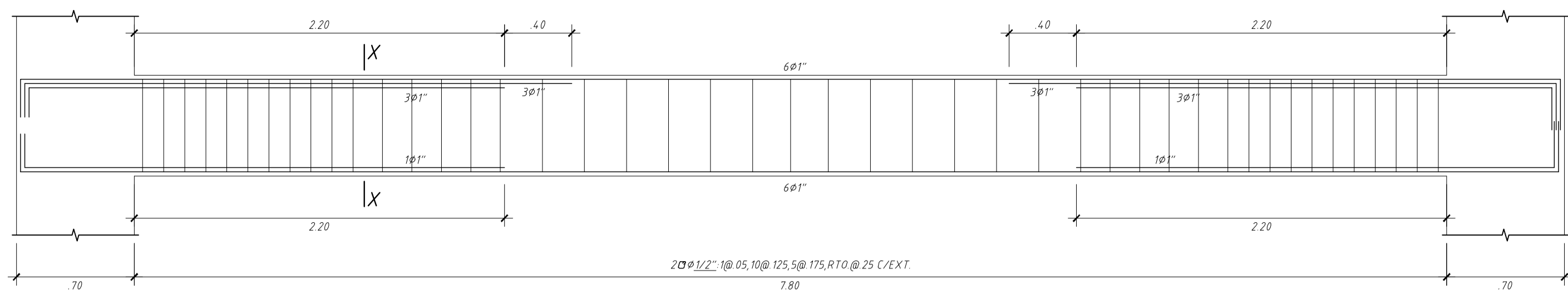


VT2-04-3060 (0.30x0.60)

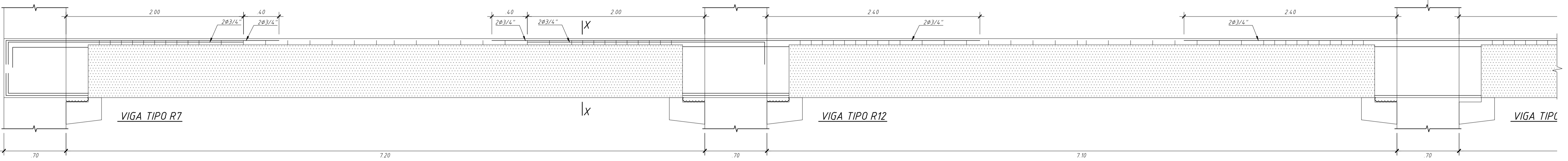
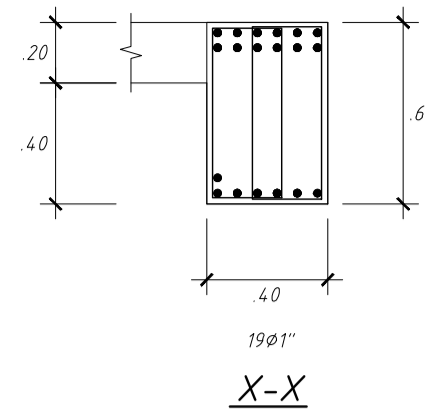


VT2-05-3060 (0.30x0.60)

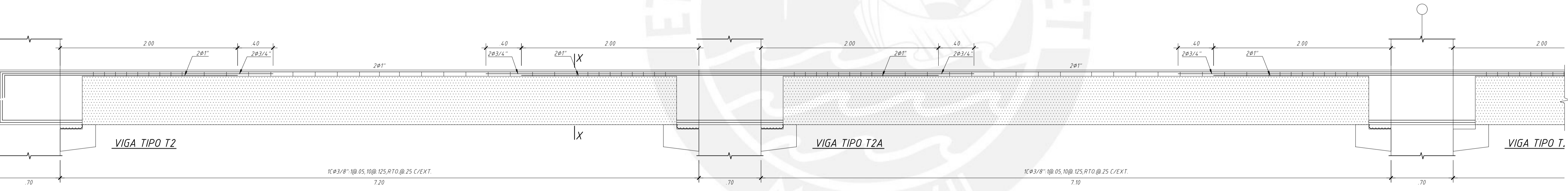
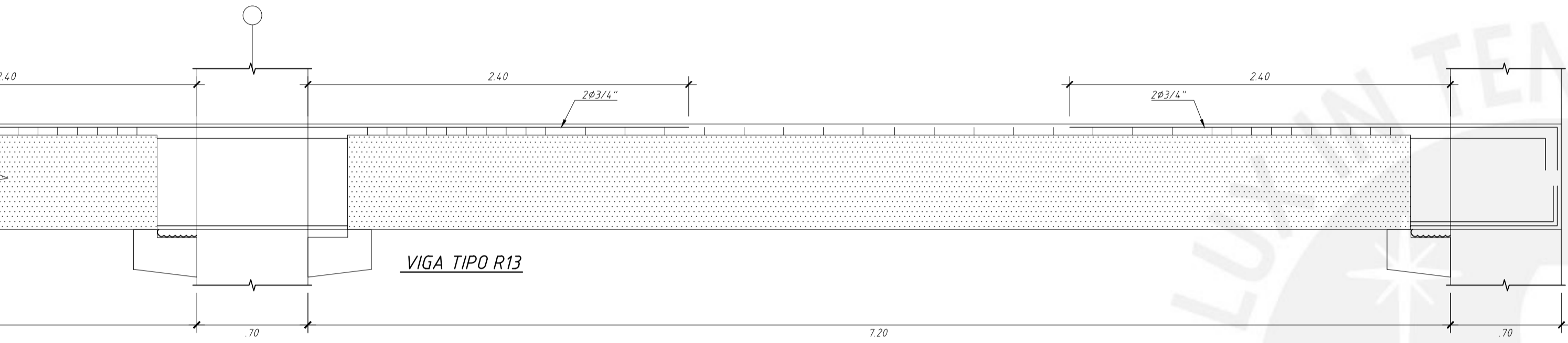
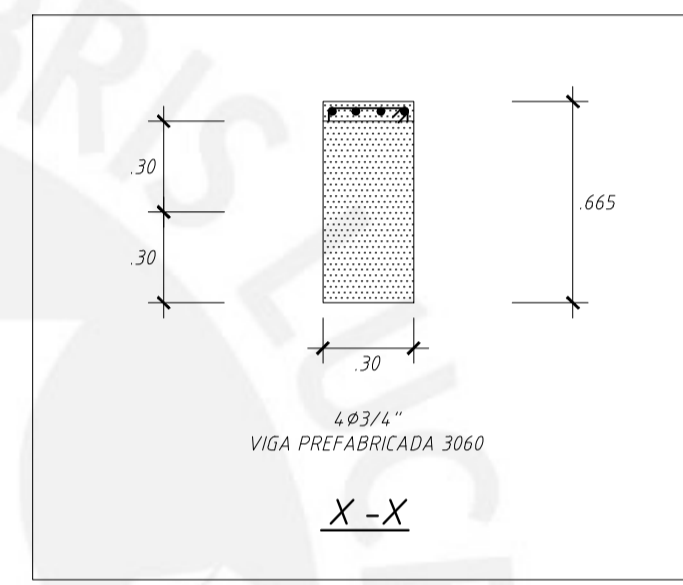




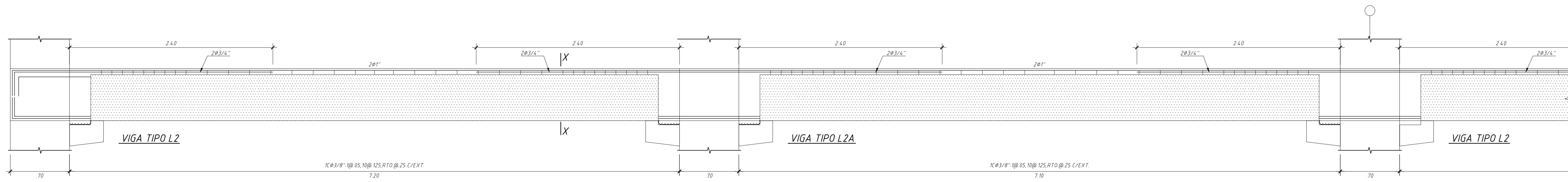
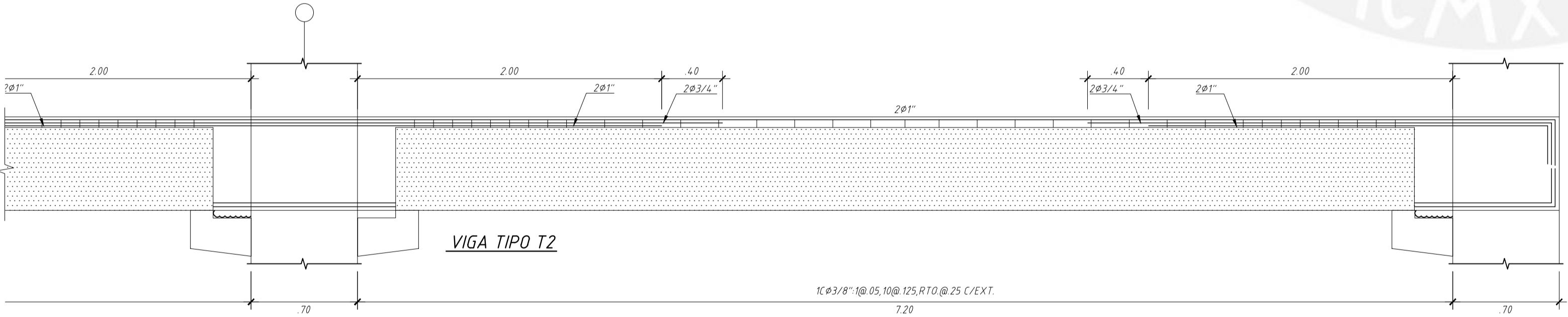
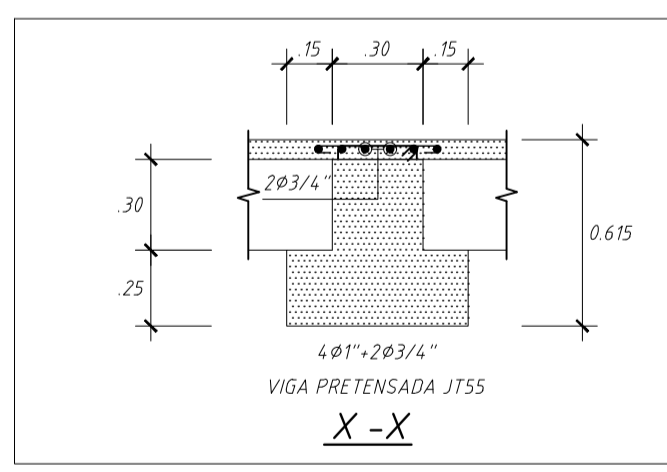
VT2-06 (0.40x0.60)



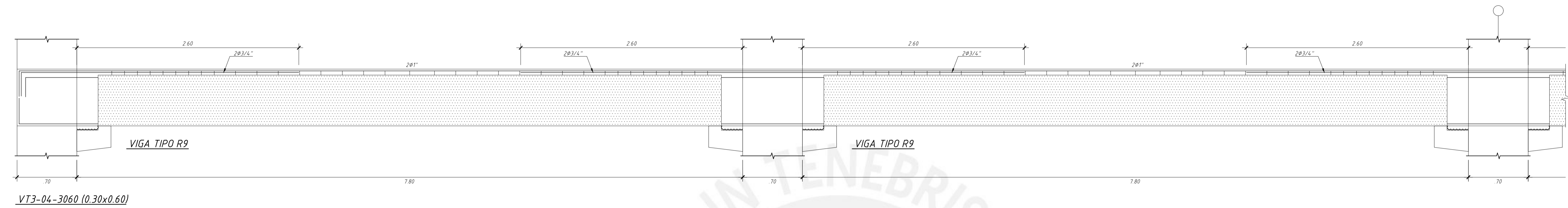
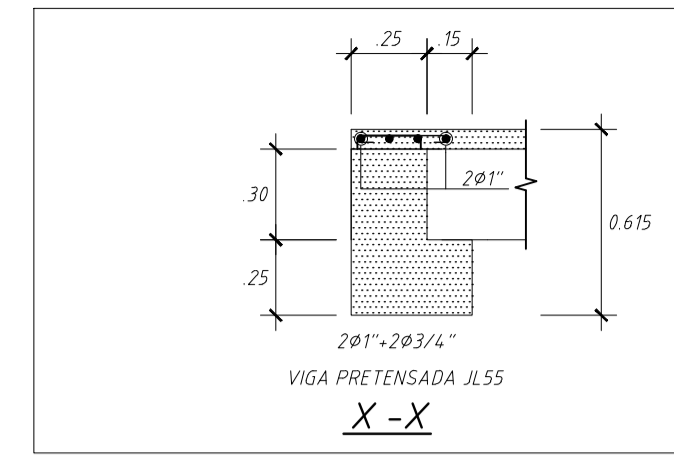
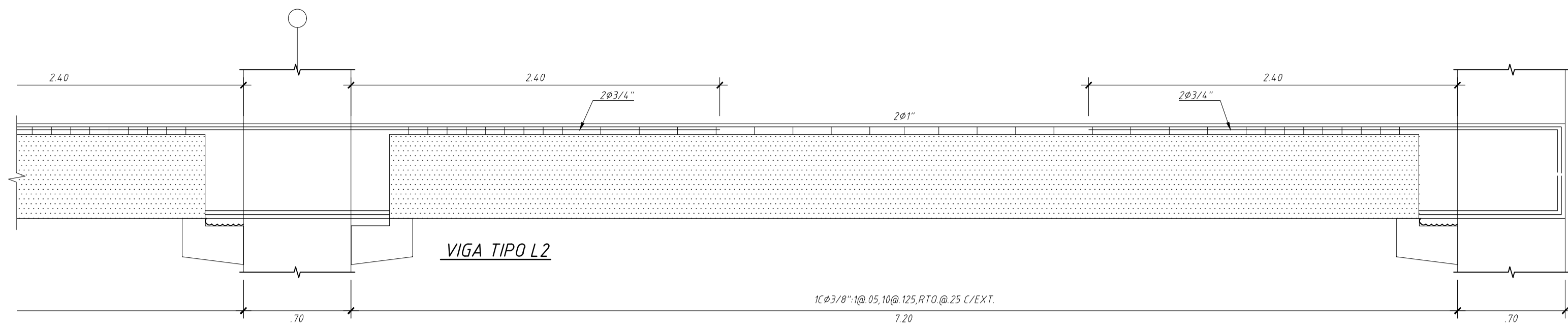
VT3-01-3060 (0.30x0.60)



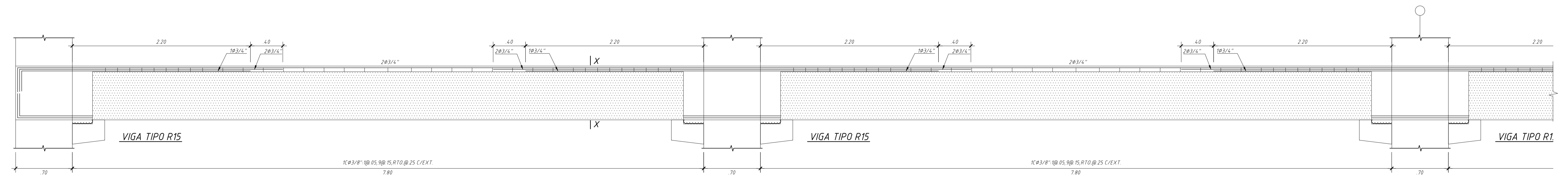
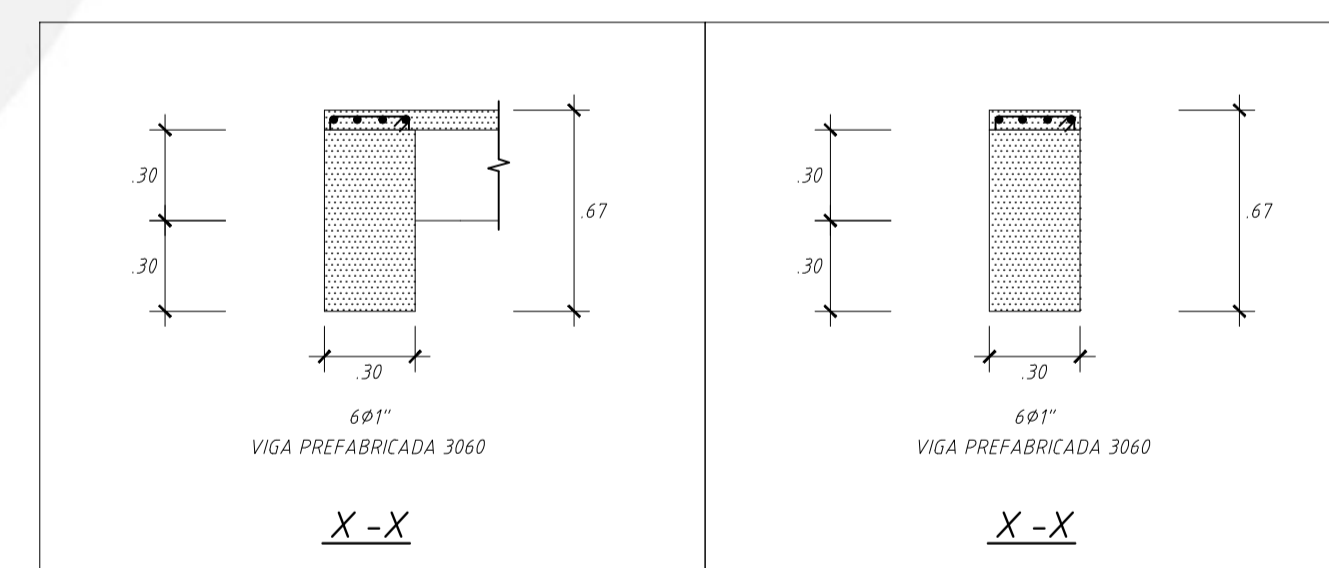
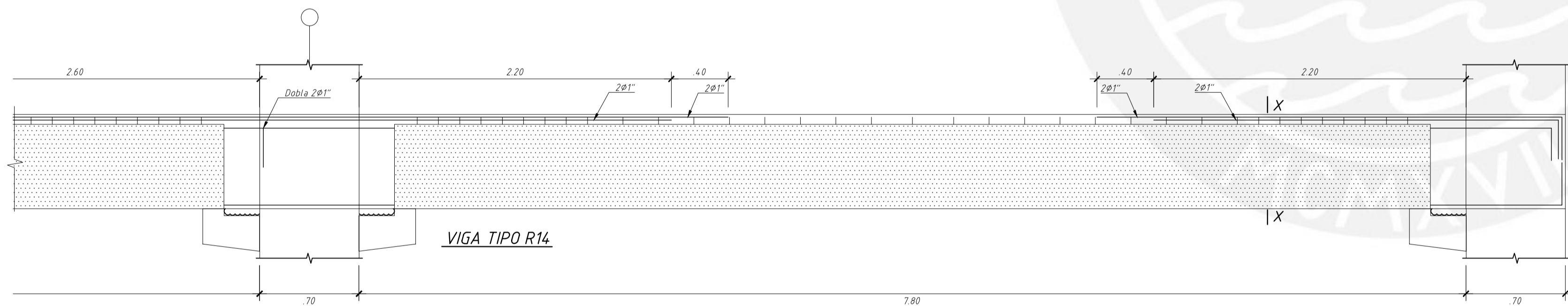
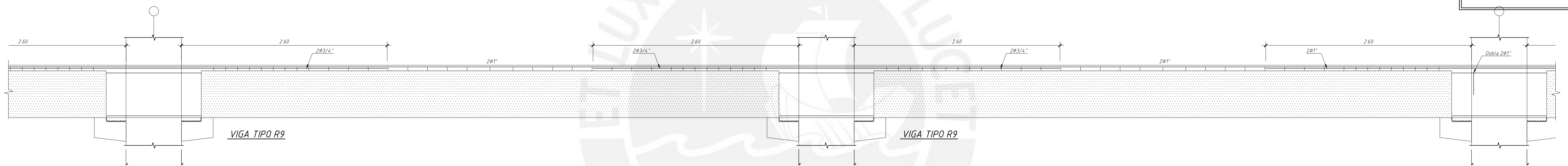
VT3-02-JT55 (0.30x.55)



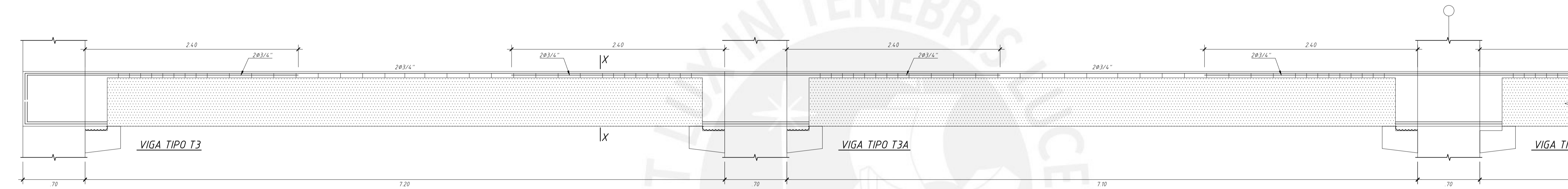
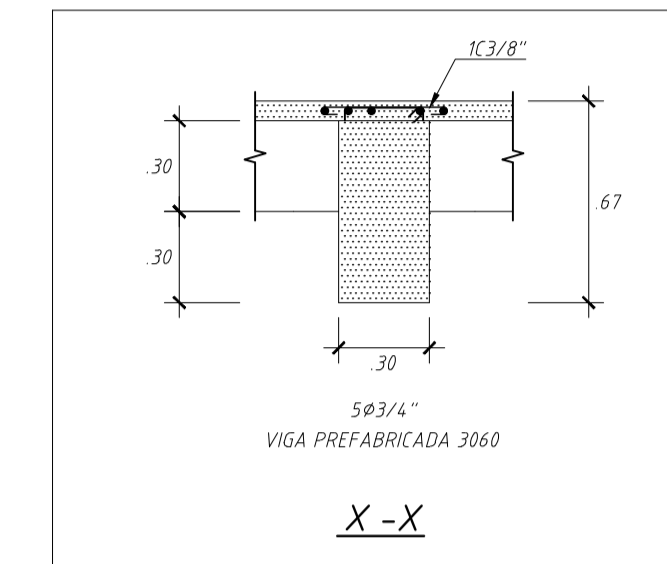
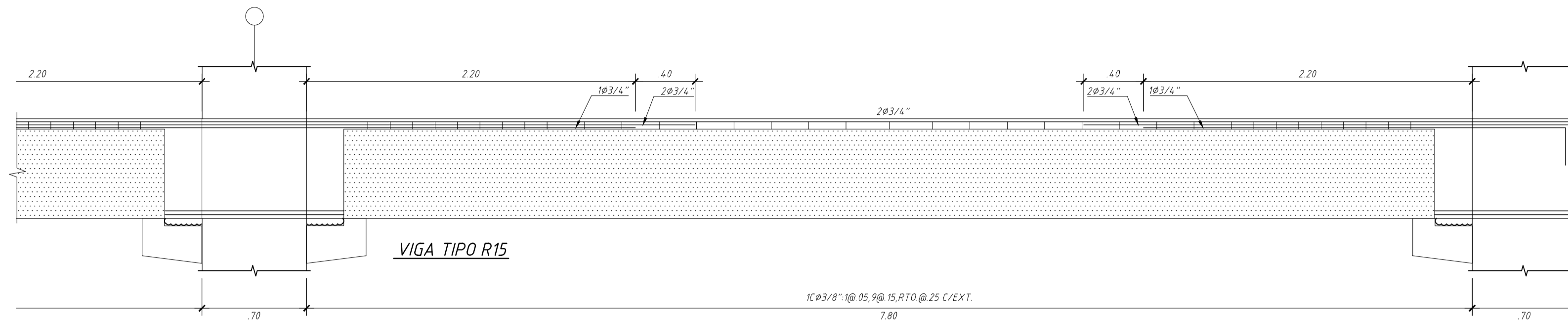
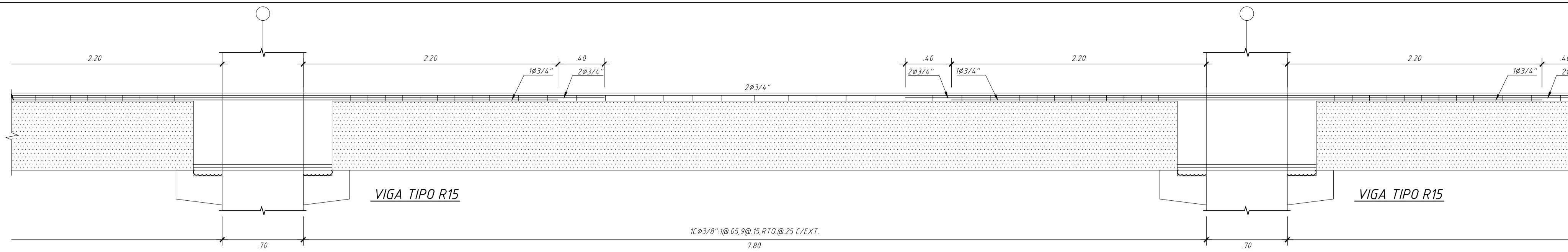
VT3-03-JL55 (0.25x.55)



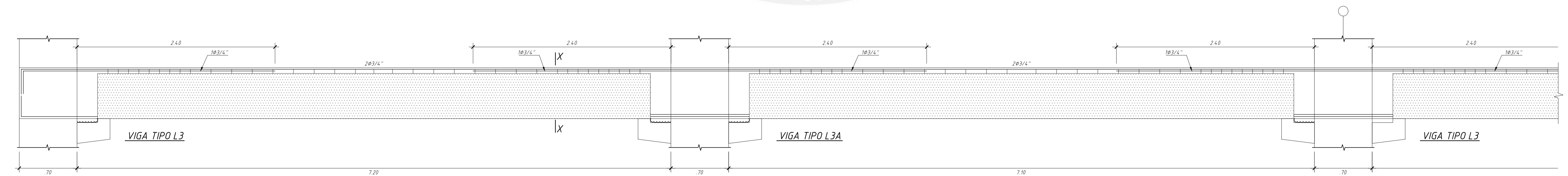
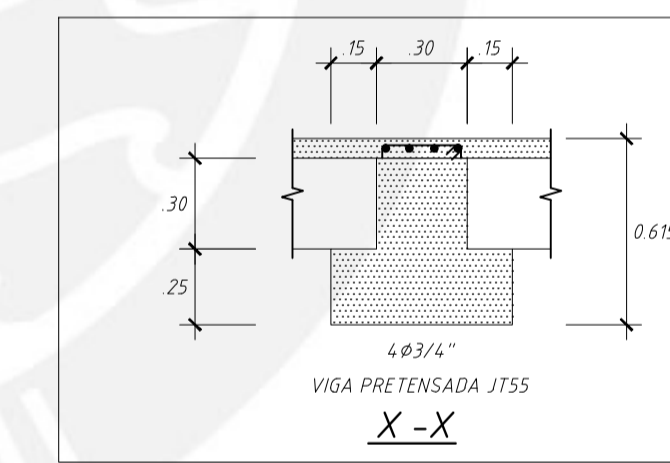
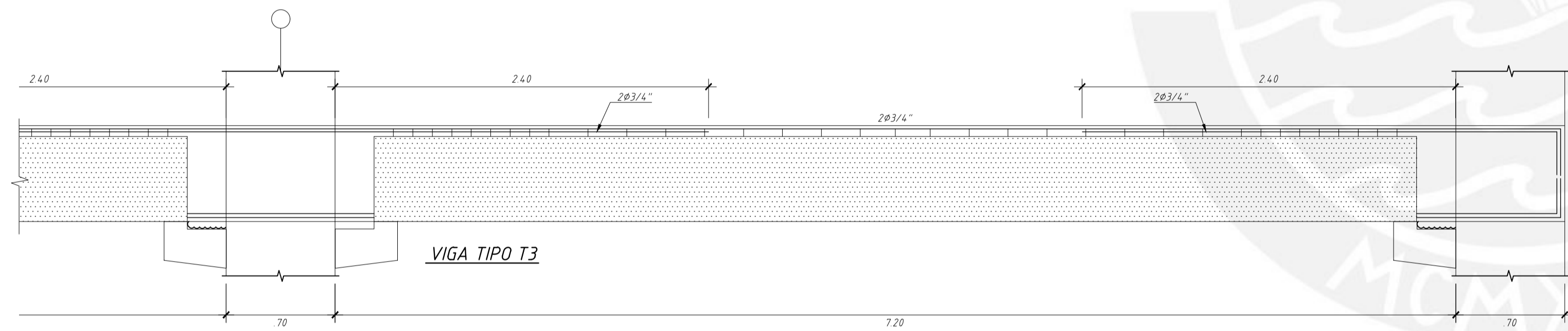
VT3-04-3060 (0.30x0.60)



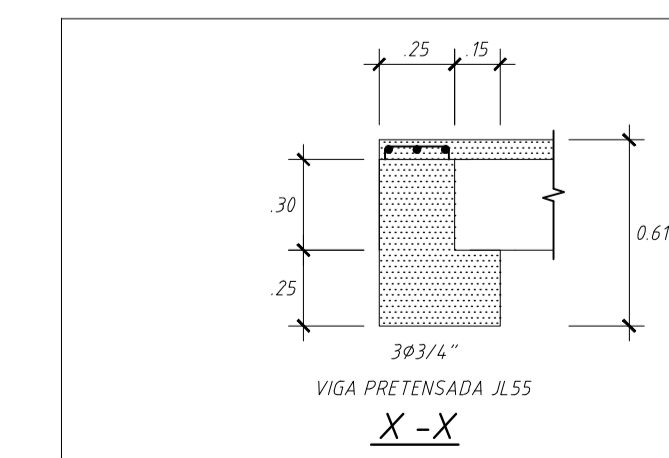
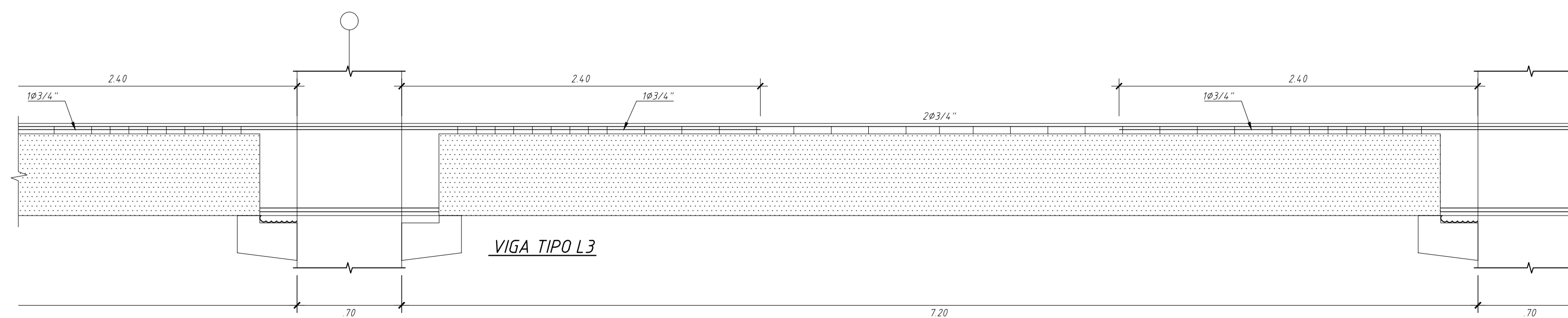
VT3-05-3060 (0.30x0.60)

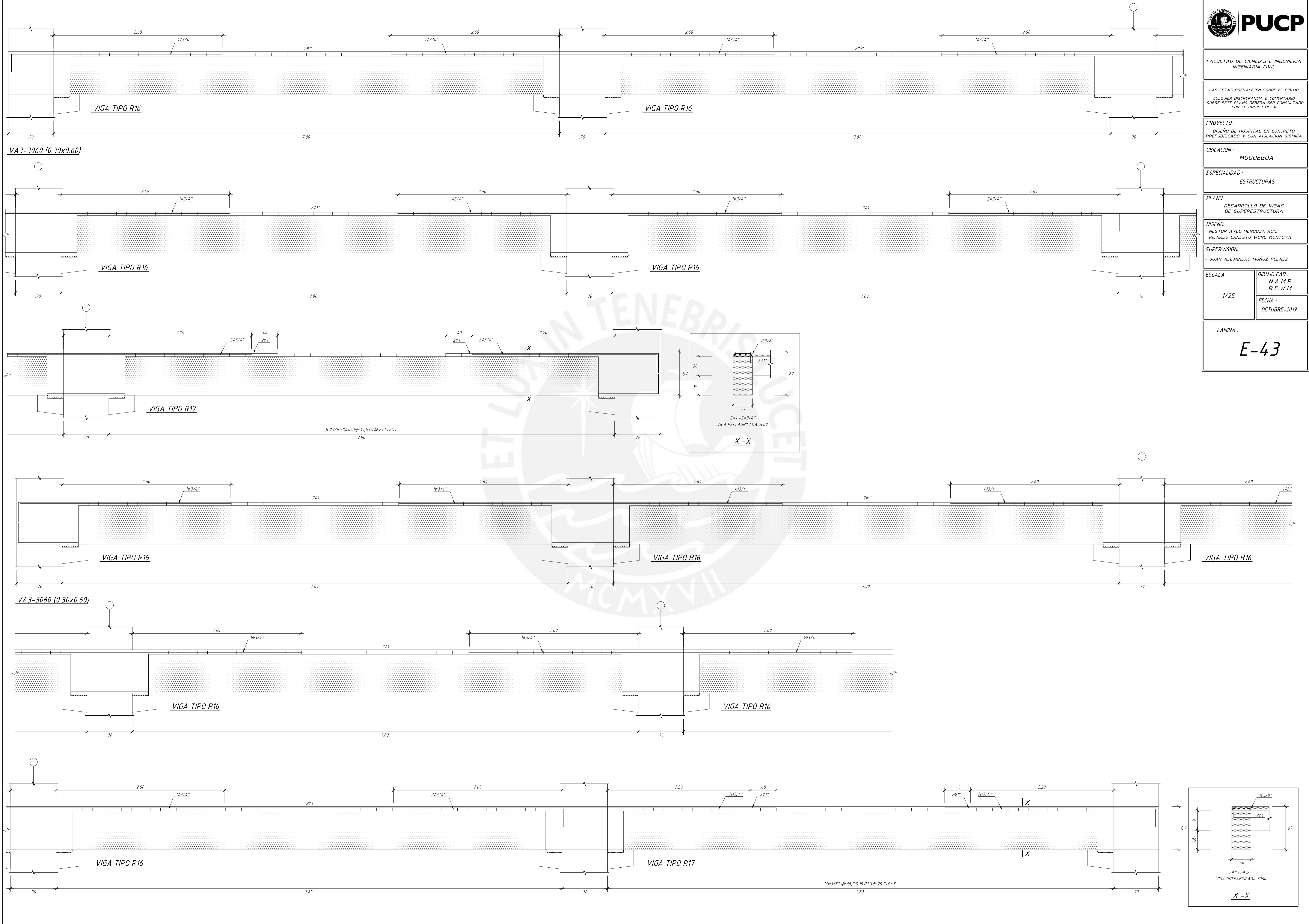


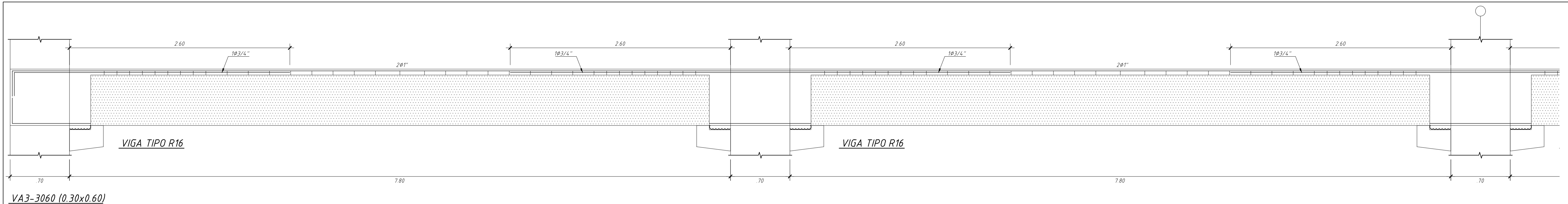
VA-02-JT55 (.30x.55)



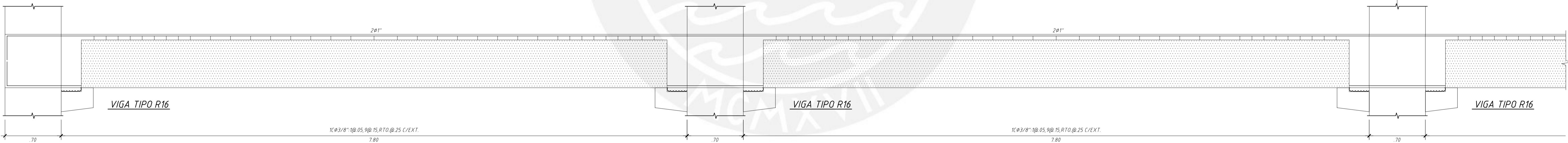
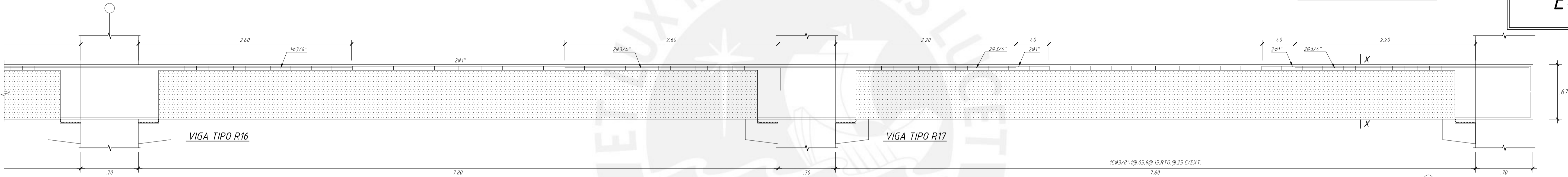
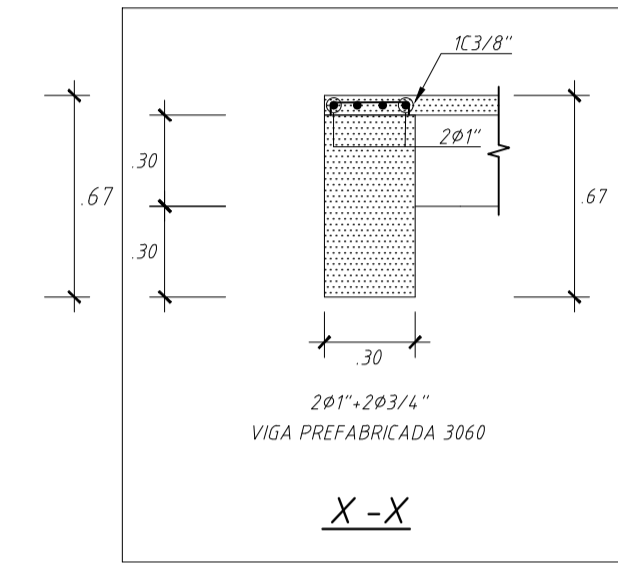
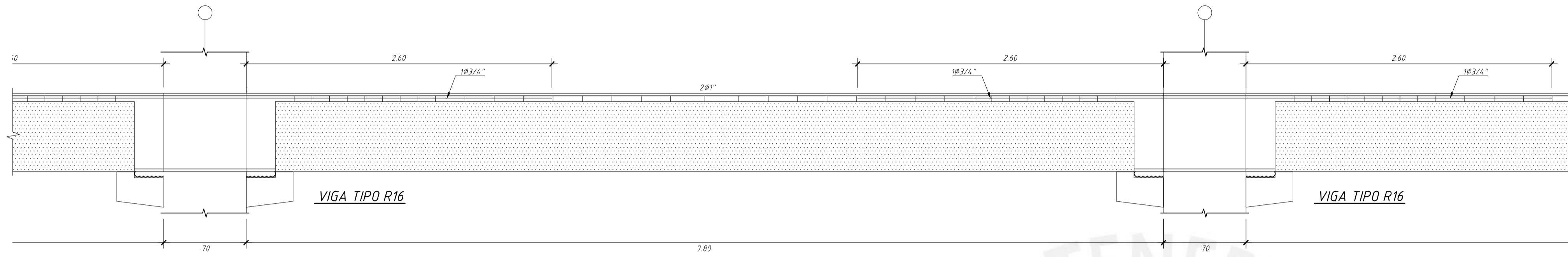
VA-01-JL55 (.25x.55)



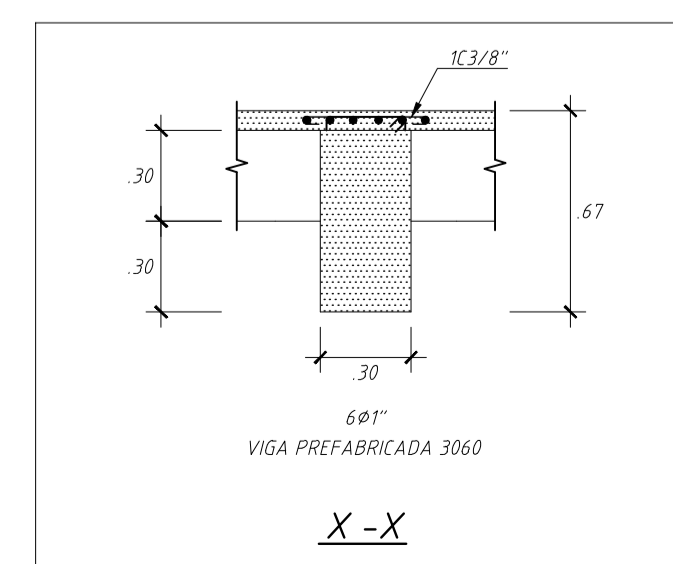
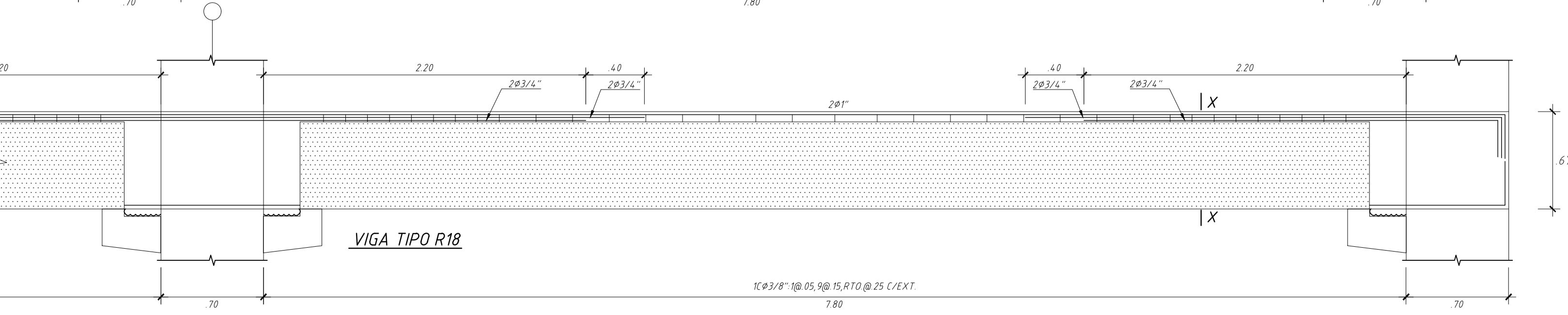
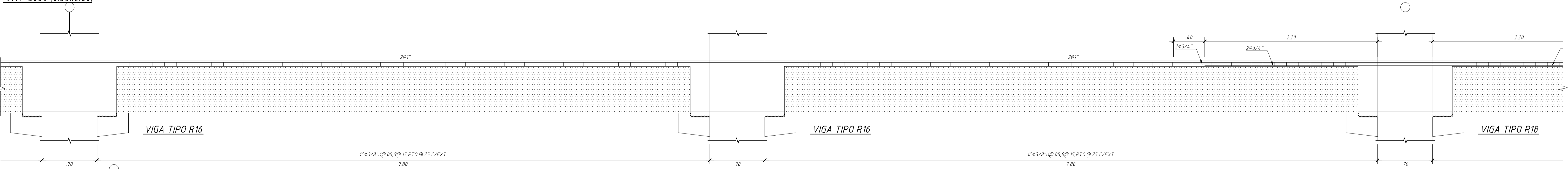


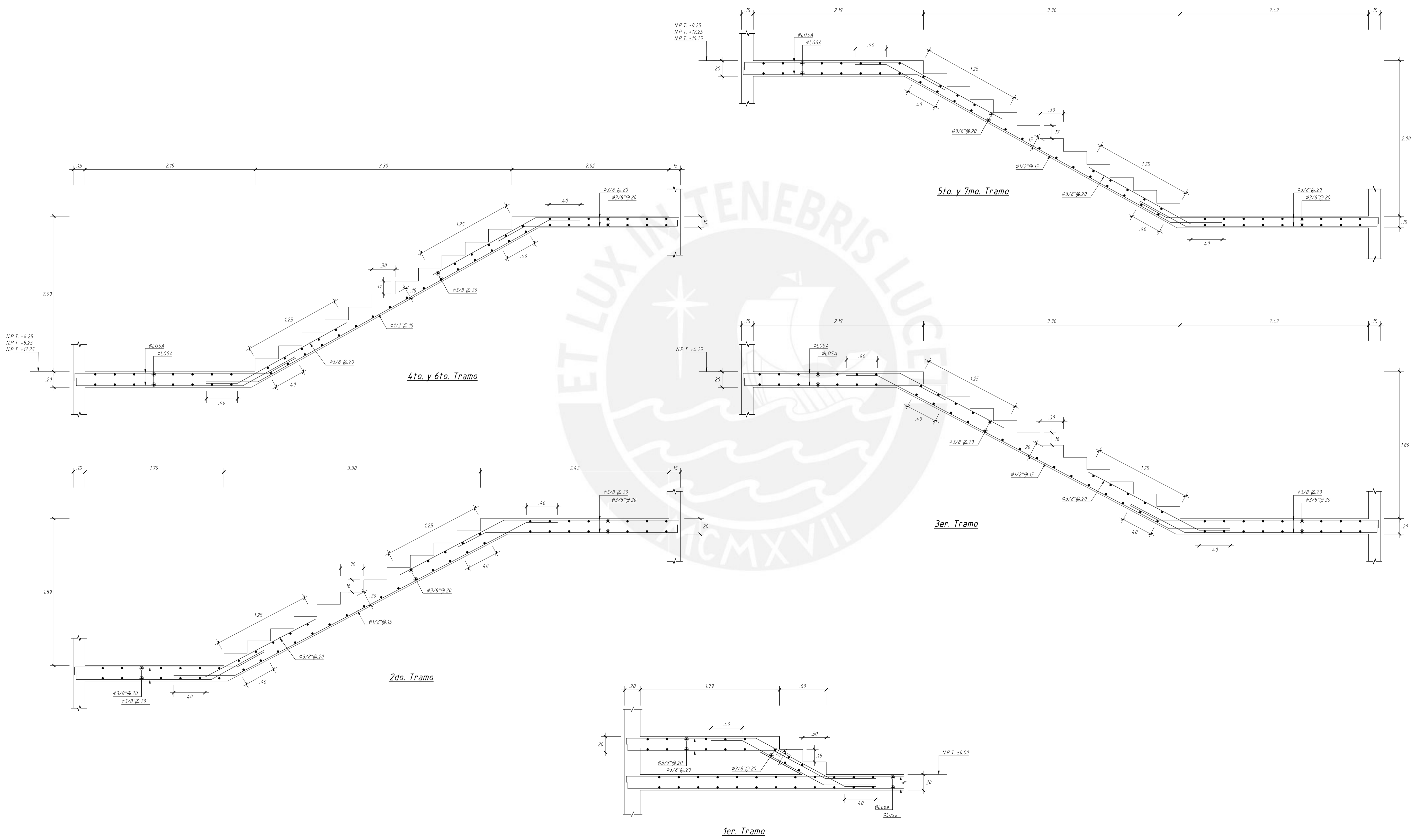


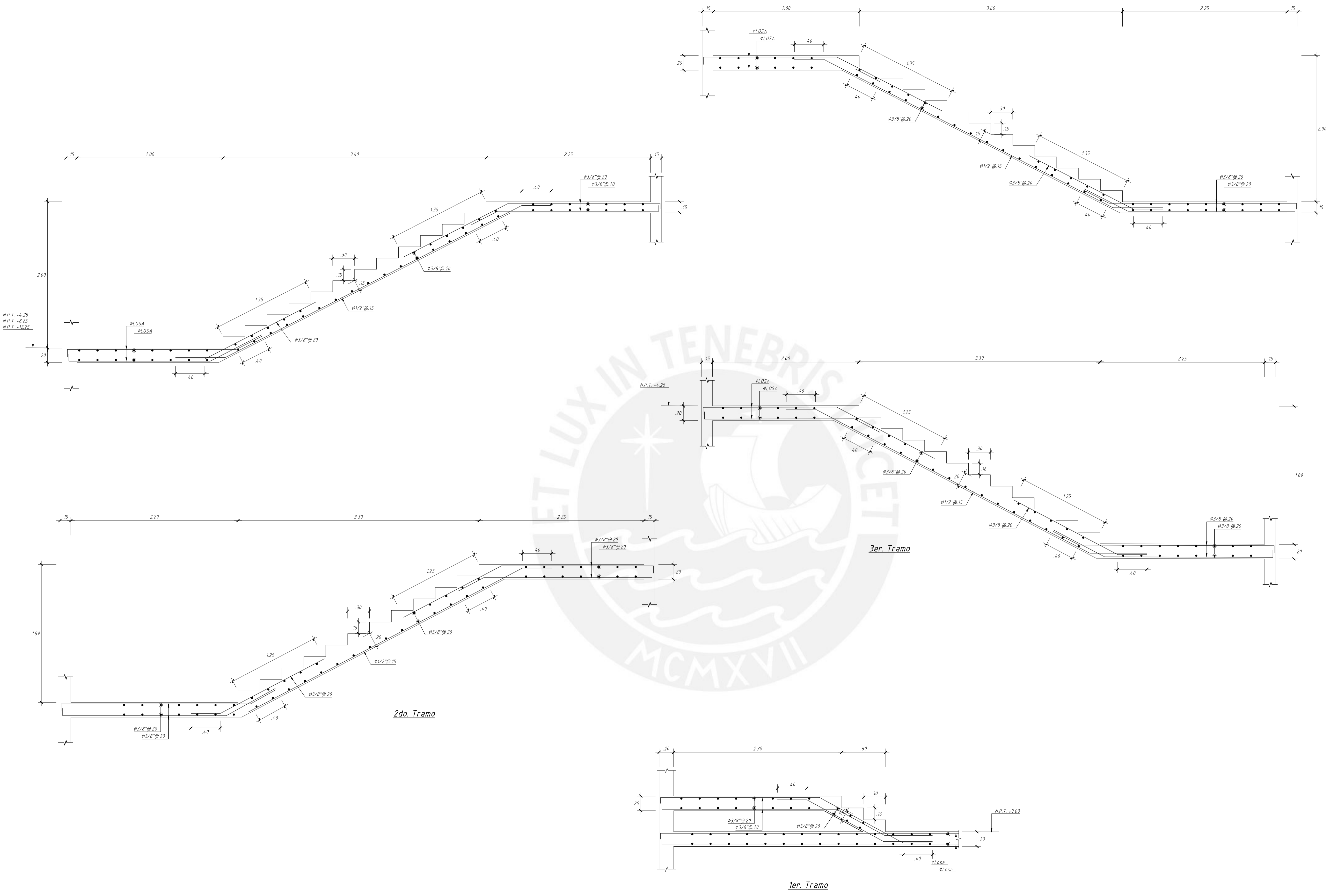
VA3-3060 (0.30x0.60)



VA4-3060 (0.30x0.60)







DETALLES TIPICOS DE VIGAS

Ø	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR
3/8"	0.45	0.35
1/2"	0.60	0.45
5/8"	0.75	0.60
3/4"	0.90	0.70
1"	1.15	1.00
1-3/8"	2.00	1.55

NOTA.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION

EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS

SN ESCALA

DETALLES VARIOS

Ø	r(cm.)	a(cm.)
1/4"-6mm	1.3	6.5
3/8"-8mm	2.0	10.0
1/2"-12mm	2.5	12.5

DETALLE PARA EL DOBLADO DE ESTRIBOS EN PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS

SN ESCALA

Øb	L(m)
3/8"-8mm	.15
1/2"-12mm	.20
5/8"	.25
3/4"	.30
1"	.35
1-3/8"	.40

DETALLE PARA LOS GANCHOS ESTÁNDAR EN PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS

SN ESCALA

Ø	Le (m)	Li (m)
REFUERZO SUPERIOR		REFUERZO INFERIOR
3/8"	0.45	0.35
1/2"	0.60	0.45
5/8"	0.75	0.60
3/4"	0.90	0.70
1"	1.15	1.00

ANCLAJE HORIZONTAL DE REFUERZO DE CORTES DE TECHO

SN ESCALA

DETALLES DE LOSAS

REFUERZO	L (m)
3/8"-8mm	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70

MAX. DIMENSION	REFUERZO
0.30 @ 0.45	1 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.45 @ 0.75	2 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.75 @ MAS	3 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO

NOTAS:
1- TODOS LOS DUCTOS MAYORES DE 0.30m SE REFORZARAN CON EL PRESENTE DETALLE
2- ESTAS BARRAS SON ADICIONALES A LAS PRESENTADAS EN PLANTA

REFUERZO ADICIONAL EN VOLADOS Y DUCTOS

SN ESCALA

VALORES MÍNIMOS DE Le - Acero Corrugado		
Ø=6mm-1/4"	Ø=8mm-3/8"	Ø=12mm-1/2"
35 cm	45 cm	60 cm

VALORES MÍNIMOS DE Le - Malla Electrosoldada			
Fc	Øc=7mm	Øc=8.0mm	Øc=9.0mm
175	26cm	30cm	35cm
210	23cm	27.5cm	32cm

(*) Se recomienda traslapar 30cm y mínimo 27.5cm @ 25cm

EMPALME DEL REFUERZO CORRIDO EN LAS LOSAS

SN ESCALA