

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



**COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES  
PREFABRICADAS DE CONCRETO CON  
ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO**

Tesis para obtener el grado académico de Magíster en Ingeniería  
Civil que presenta:

***Jhonatan Christian Sedano Cabrera***

Asesor:

***Christian Alberto Asmat Garaycochea***


Lima, 2023

## INFORME DE SIMILITUD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada **“COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTO DE ACERO”**, del autor **JHONATAN CHRISTIAN SEDANO CABRERA**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 12 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 18/01/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y confirmo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio alguno.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 02 de mayo del 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	

## **DEDICATORIA**

*“Al parecer, un nuevo camino se está abriendo para mí, y soy consciente que sin tu apoyo ni el de papá eso no hubiera pasado. Ahora, además de deberte la vida, te debo mucho más: la realización de mis objetivos y anhelos”*

Carta a Elizabeth Cabrera Paucar, noviembre de 2015.

A tu memoria, Eli.

## **AGRADECIMIENTOS**

A papá, por enseñarme el camino y observarme recorriéndolo.  
A Manolas, por el ánimo y las conversaciones fraternales.  
A mi asesor, por la guía impartida para el desarrollo de esta tesis.  
A la PUCP, por las enseñanzas otorgadas



## RESUMEN

En el Perú, el déficit de viviendas es considerable (11.2%); asimismo, la respuesta estatal ante emergencias ha sido lenta e ineficiente, muestra de lo descrito fue la lenta reconstrucción de viviendas afectadas en el sismo de Ica de 2007 (90% de avance en 10 años), o la reconstrucción de viviendas e infraestructura general producto del Fenómeno del Niño del 2017, aún en ciernes.

Así, lo descrito abre el abanico en cuanto a la exploración de alternativas constructivas que demuestren eficiencia estructural y económica para contribuir a la brecha inmobiliaria existente, y mejorar la respuesta estatal ante emergencias.

Los prefabricados, por sus características inherentes, proveen eficiencia, rapidez y economía a la construcción; asimismo, en experiencias pasadas, se observó un comportamiento favorable ante sollicitaciones sísmicas. No obstante, fueron recopilados puntos a mejorar como la formación de diafragma, la distribución de las líneas resistentes ante cargas laterales, entre otros.

El presente trabajo de investigación pretende aportar a la promoción de la estructuración con elementos prefabricados, para contribuir de algún modo a cubrir el vacío que la normativa peruana tiene con la estructuración de estos elementos; al considerarlos solo como sistemas no convencionales. Para ello, se propuso la estructuración de un edificio de departamentos unifamiliares con dos alternativas: la primera, con elementos de concreto armado, y la segunda, con prefabricados de concreto con arriostramientos de acero ASTM A500 como parte del sistema resistente ante fuerzas laterales; y se realizó un comparativo de su desempeño estructural utilizando análisis estático y dinámico no lineal.

Los resultados obtenidos muestran que la estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero exhibe un buen desempeño ante sismos raros ( $T_r = 475$  años); y que, además, ostenta un mecanismo de falla dúctil, en una variante del mecanismo viga débil-columna fuerte.

## TABLA DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES.....</b>	<b>9</b>
1.1. Introducción.....	14
1.2. Objetivos .....	14
1.2.1. Objetivo General.....	14
1.2.2. Objetivos específicos.....	14
1.3. Justificación.....	15
1.4. Alcance.....	15
1.5. Hipótesis.....	16
1.6. Metodología.....	16
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>17</b>
2.1. CONCEPTOS BÁSICOS .....	17
2.1.1. Estructuras prefabricados de concreto.....	17
2.1.2. Principales modos de prefabricación .....	22
2.1.3. Características de los materiales .....	26
<b>CAPÍTULO III: ESTRUCTURACIÓN CON ELEMENTOS PREFABRICADOS.....</b>	<b>34</b>
3.1. Principales criterios.....	34
3.1.1. Simplicidad y simetría.....	34
3.1.2. Resistencia y ductilidad: Adecuado camino de cargas.....	34
3.1.3. Uniformidad y continuidad de la estructura .....	35
3.1.4. Rigidez lateral: Adecuado sistema resistente ante fuerzas laterales.....	35
3.1.5. Consideración del diafragma .....	36
3.1.6. Conexiones entre elementos .....	37
<b>CAPÍTULO IV: BASES NORMATIVAS.....</b>	<b>40</b>
4.1. ASCE SEI 7/16.....	40
4.2. ACI 318.19 .....	41
4.3. NORMA TECNICA E.060 .....	42
<b>CAPÍTULO V: BASES DE DISEÑO CON ELEMENTOS PREFABRICADOS.....</b>	<b>44</b>
5.1. VIGAS .....	44
5.1.1. Diseño a flexión .....	44
5.1.2. Resistencia de diseño.....	45
5.1.3. Diseño a cortante .....	53
5.2. COLUMNAS .....	55
5.2.1. Introducción y construcción del diagrama de interacción .....	55
5.2.2. Columnas esbeltas .....	56
<b>CAPÍTULO VI: DISEÑO POR CAPACIDAD .....</b>	<b>60</b>
6.1. ALCANCES GENERALES .....	60
6.2. RÓTULAS PLÁSTICAS.....	61

6.3. ANÁLISIS PUSHOVER .....	65
6.4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO .....	66
<b>CAPÍTULO VII: ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL.....</b>	<b>71</b>
7.1. EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO .....	71
7.1.1. ARQUITECTURA DE LA PLANTA PROPUESTA.....	71
7.1.2. ESTRUCTURACIÓN .....	72
7.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	73
7.1.4. CARGAS CONSIDERADAS .....	75
7.1.5. MODELADO ANTE CARGAS DE GRAVEDAD .....	76
7.1.6. ANÁLISIS SÍSMICO .....	76
7.2. EDIFICIO CON PREFABRICADOS DE CONCRETO Y ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO.....	82
7.2.1. ESTRUCTURACIÓN .....	82
7.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	83
7.2.3. CARGAS CONSIDERADAS .....	85
7.2.4. MODELADO ANTE CARGAS DE GRAVEDAD .....	85
7.2.5. ANÁLISIS SÍSMICO .....	86
<b>CAPÍTULO VIII: ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL .....</b>	<b>91</b>
8.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL EN LA ESTRUCTURACIÓN CON CONCRETO ARMADO.....	91
8.1.1. CURVAS CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES .....	91
8.1.2. DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA .....	92
8.1.3. PATRÓN DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL .....	96
8.1.4. CURVA DE CAPACIDAD .....	96
8.1.5. SECUENCIA DE ROTULACIÓN.....	97
8.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL EN LA ESTRUCTURACIÓN CON PREFABRICADOS DE CONCRETO Y ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO .....	99
8.2.1. CURVAS CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES .....	99
8.2.2. DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA .....	103
8.2.3. PATRÓN DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL .....	104
8.2.4. CURVA DE CAPACIDAD .....	104
8.2.5. SECUENCIA DE ROTULACIÓN.....	105
8.3. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN LA ESTRUCTURACIÓN CON CONCRETO ARMADO .....	107
8.3.1. SELECCIÓN Y ESCALADO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS .....	107
8.3.2. CURVAS DE CAPACIDAD Y MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS POR EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA .....	108
8.3.3. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO.....	109
8.3.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	112
8.4. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN LA ESTRUCTURACIÓN CON PREFABRICADOS DE CONCRETO Y ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO .....	112

8.4.1. CURVAS DE CAPACIDAD Y MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS POR EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA .....	113
8.4.2. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO .....	113
8.4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	116
8.5. PUNTOS DE DESEMPEÑO OBTENIDOS Y COMPARATIVA ENTRE AMBAS ALTERNATIVAS .....	116
<b>CAPÍTULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>118</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>120</b>
<b>PLANOS.....</b>	<b>123</b>

## Índice de figuras

### CAPÍTULO II

<b>Figura 2.1.</b> Edificio con elementos de losa apoyados en paneles largos .....	18
<b>Figura 2.2.</b> Elemento alveolar siendo izado, dentro de una estructura de pórticos, con columnas y vigas de concreto prefabricado.....	18
<b>Figura 2.3.</b> Secciones típicas de losas con elementos de concreto prefabricado: sólidas, con alveolos, doble T y T.....	20
<b>Figura 2.4.</b> Losas alveolares en una estructura de pórticos con elementos prefabricados .....	20
<b>Figura 2.5.</b> Secciones doble T en losas, en la construcción del MegaPlaza de Cañete .....	20
<b>Figura 2.6.</b> Secciones típicas de vigas prefabricadas.....	21
<b>Figura 2.7.</b> Vigas tipo delta en la construcción del almacén .....	21
<b>Figura 2.8.</b> Muro alveolar de concreto prefabricado, en encaje con columnas .....	22
<b>Figura 2.9.</b> Viga simplemente apoyada con presfuerzo.....	23
<b>Figura 2.10.</b> Viga simplemente apoyada con presfuerzo y sometida a fuerzas transversales.....	23
<b>Figura 2.11.</b> Viga simplemente apoyada con presfuerzo aplicado excéntricamente ...	24
<b>Figura 2.12.</b> Esquema típico de presfuerzo de un tendón dentro de una viga .....	24
<b>Figura 2.13.</b> Sección en proceso de presfuerzo con desvío de torones.....	25
<b>Figura 2.14.</b> Secciones de viga presforzadas en serie .....	25
<b>Figura 2.15.</b> Curvas esfuerzo deformación para elementos de concreto cargados en compresión uniaxial.....	27
<b>Figura 2.16.</b> Esfuerzo axial versus deformación unitaria axial y lateral, para concretos de baja y alta resistencia .....	28
<b>Figura 2.17.</b> Curva analítica esfuerzo-deformación para elementos a compresión uniaxial propuesta por Hognestad.....	28
<b>Figura 2.18.</b> Curva analítica propuesta por Mander et al.....	29
<b>Figura 2.19.</b> Curva esfuerzo-deformación de acero cargado monotónicamente.....	30
<b>Figura 2.20.</b> Curva esfuerzo-deformación idealizada con dos tramos .....	30
<b>Figura 2.21.</b> Ejemplo de aplicación de los modelos esfuerzo-deformación de Mander et al. y Dodd y Restrepo.....	31
<b>Figura 2.22.</b> Curvas esfuerzo-deformación de diferentes tipos de acero de presfuerzo .....	32

### CAPÍTULO III

<b>Figura 3.1.</b> Colapso de un edificio de estacionamientos en la Universidad de California .....	35
<b>Figura 3.2.</b> Ejemplo de conexiones que emulan el comportamiento del concreto vaciado en sitio .....	38

### CAPÍTULO V

<b>Figura 5.1.</b> Equilibrio dentro de una sección rectangular presforzada .....	45
<b>Figura 5.2.</b> Diagrama de esfuerzos típico para la etapa inicial de carga y para la etapa de cargas de servicio .....	48
<b>Figura 5.3.</b> Delimitación del núcleo central de una sección .....	52

<b>Figura 5.4.</b> Envolvente de excentricidades para la colocación de tendones de presfuerzo .....	53
<b>Figura 5.5.</b> Sección de columna con acero presforzado .....	55
<b>Figura 5.6.</b> Diagrama de deformaciones de una columna con 3 capas de acero presforzado .....	55

## CAPÍTULO VI

<b>Figura 6.1.</b> Analogía de la cadena con el enfoque del diseño por capacidad .....	60
<b>Figura 6.2.</b> Gráfica $M/M_p$ vs. $\rho_{el}/\rho$ , para una sección rectangular y una circular.....	62
<b>Figura 6.3.</b> Identificación de las zonas donde pueden llegar a formarse rótulas plásticas .....	63
<b>Figura 6.4.</b> Mecanismo de viga, con formación de rótulas plásticas .....	63
<b>Figura 6.5.</b> Mecanismo de piso blando, con formación de rótulas plásticas en los extremos de columnas .....	64
<b>Figura 6.6.</b> Mecanismos combinados, con formación de rótulas plásticas en vigas y columnas.....	64
<b>Figura 6.7.</b> Pórtico de 4 niveles, con las zonas resaltadas donde potencialmente se pueden formar rótulas plásticas.....	65
<b>Figura 6.8.</b> Curva de capacidad o <i>pushover</i> .....	66
<b>Figura 6.9.</b> Niveles de desempeño dentro de una curva Pushover.....	67
<b>Figura 6.10.</b> Procedimiento de linealización equivalente modificado, propuesto por el comité FEMA-440.....	69

## CAPÍTULO VII

<b>Figura 7.1.</b> Planta propuesta del nivel 1 .....	71
<b>Figura 7.2.</b> Planta típica de los niveles 2, 3 y 4, destinados a departamentos .....	72
<b>Figura 7.4.</b> Planta típica del edificio estructurado con elementos prefabricados.....	82
<b>Figura 7.5.</b> Elevación del Eje A-A observándose la disposición de los arriostramientos de acero .....	83
<b>Figura 7.6.</b> Sección JI4060 a utilizar para vigas pretensadas.....	84
<b>Figura 7.7.</b> Conexión articulada entre viga y columna .....	84
<b>Figura 7.8</b> Geometría y dimensiones de la viga pretensada JI4060 .....	86
<b>Figura 7.9.</b> Espectro de pseudo-aceleraciones utilizado para el análisis sísmico dinámico.....	88

## CAPÍTULO VIII

<b>Figura 8.1.</b> Curva esfuerzo-deformación de Hognestad .....	91
<b>Figura 8.2.</b> Curva elastoplástica perfecta del acero de refuerzo .....	92
<b>Figura 8.3.</b> Columna de 0.50 x 0.50 m, y su diagrama momento curvatura.....	93
<b>Figura 8.4.</b> Columna de 0.40 m. x 0.70 m. y sus respectivos diagramas momento curvatura.....	94
<b>Figura 8.5.</b> Definición de fuerzas axiales en ETABS, para la determinación de su correspondiente diagrama momento-curvatura, para una columna de 0.50 x 0.50 m .....	94
<b>Figura 8.6.</b> Elevación del eje A-A, con los muros modelados con elementos tipo <i>frame</i> y <i>rigid links</i> .....	95

<b>Figura 8.7.</b> Definición del diagrama momento-curvatura para la rótula de una columna de 0.50 m x 0.50 m.....	95
<b>Figura 8.8.</b> Definición del diagrama momento-curvatura para la rótula de una viga de 0.25 m x 0.60 m .....	96
<b>Figura 8.9.</b> Curva de capacidad de la estructura de la alternativa de concreto armado, para ambas direcciones .....	97
<b>Figura 8.10.</b> Curva de capacidad correspondiente a la estructuración con concreto armado en X-X .....	97
<b>Figura 8.11.</b> Curva de capacidad correspondiente a la estructuración con concreto armado en Y-Y .....	98
<b>Figura 8.12.</b> Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales de elementos de acero estructural .....	100
<b>Figura 8.13.</b> Curva esfuerzo-deformación utilizada para los arriostramientos ASTM A500 0.30 m x 0.30 m .....	102
<b>Figura 8.14.</b> Modelado de una rótula para una columna prefabricada .....	103
<b>Figura 8.15.</b> Curva de capacidad de la estructura de la alternativa de prefabricados de concreto con arriostramiento de acero .....	104
<b>Figura 8.16.</b> Curva de capacidad correspondiente a la estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero en X-X .....	105
<b>Figura 8.17.</b> Curva de capacidad correspondiente a la estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero en Y-Y .....	106
<b>Figura 8.18.</b> Espectro con 0.55g para un Periodo de Retorno de 970 años .....	108
<b>Figura 8.19.</b> Curva de capacidad, espectro de demanda y desplazamientos máximos obtenidos por el análisis Tiempo-Historia (TR= 75, 475, 970 años). Estructuración con concreto armado, dirección de análisis X-X.....	110
<b>Figura 8.20.</b> Curva de capacidad y desplazamientos máximos obtenidos por el análisis Tiempo-Historia (TR= 75, 475, 970 años). Estructuración con concreto armado, dirección de análisis Y-Y .....	111
<b>Figura 8.21.</b> Curva de capacidad y desplazamientos máximos obtenidos por el análisis Tiempo-Historia (TR= 75, 475, 970 años). Estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero, dirección de análisis X-X.....	114
<b>Figura 8.22.</b> Curva de capacidad y desplazamientos máximos obtenidos por el análisis Tiempo-Historia (TR= 75, 475, 970 años). Estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero, dirección de análisis Y-Y .....	115

### Índice de tablas

#### CAPÍTULO V

<b>Tabla 5.1.</b> Tabla para la determinación de $\gamma_p$ .....	46
<b>Tabla 5.2.</b> Esfuerzos admisibles en miembros presforzados a flexión .....	47
<b>Tabla 5.3.</b> Esfuerzos admisibles a flexión.....	49
<b>Tabla 5.4.</b> Valor de $K_{RE}$ .....	51
<b>Tabla 5.5.</b> Valores para C.....	51
<b>Tabla 5.6.</b> Refuerzo mínimo a cortante.....	54
<b>Tabla 5.7.</b> Casos para obviar efectos de esbeltez .....	57
<b>Tabla 5.8.</b> Valores para $C_m$ .....	58
<b>Tabla 5.9.</b> Valores para el factor modificador .....	59

## CAPÍTULO VI

<b>Tabla 6.1.</b> Niveles de desempeño según el tipo de edificación, ante la ocurrencia de sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros .....	67
--	----

## CAPÍTULO VII

<b>Tabla 7.1.</b> Parámetros para dimensionamiento de cisterna .....	74
<b>Tabla 7.2.</b> Parámetros para dimensionamiento de ascensor .....	75
<b>Tabla 7.3.</b> Propiedades del concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , ingresadas en ETABS 17.0.1 ...	76
<b>Tabla 7.4.</b> Peso de la edificación por niveles .....	78
<b>Tabla 7.5.</b> Desplazamientos y derivas en la dirección X. Edificio de concreto armado	79
<b>Tabla 7.6.</b> Desplazamientos y derivas en la dirección Y. Edificio de concreto armado	80
<b>Tabla 7.7.</b> Desplazamientos y derivas máximas en la dirección X. Edificio de concreto armado .....	80
<b>Tabla 7.8.</b> Desplazamientos y derivas máximas en la dirección Y. Edificio de concreto armado .....	80
<b>Tabla 7.9.</b> Cortantes basales obtenidas a través del análisis dinámico .....	81
<b>Tabla 7.10.</b> Rigideces de entrepiso en la dirección X-X y chequeo por irregularidades en altura .....	81
<b>Tabla 7.11.</b> Rigideces de entrepiso en la dirección Y-Y y chequeo por irregularidades en altura .....	81
<b>Tabla 7.12.</b> Propiedades del concreto $f'c=350\text{ kg/cm}^2$ , ingresadas en ETABS 18.0. ...	85
<b>Tabla 7.13.</b> Geometría y dimensiones de la viga pretensada JI4060 .....	86
<b>Tabla 7.14.</b> Propiedades del acero, con características listadas en la ASTM A500, ingresadas en ETABS .....	86
<b>Tabla 7.15.</b> Peso de la edificación por niveles del edificio con prefabricados y arriostramientos de acero .....	87
<b>Tabla 7.16.</b> Desplazamientos y derivas en la dirección X. Edificio de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero .....	88
<b>Tabla 7.17.</b> Desplazamientos y derivas en la dirección Y. Edificio de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero .....	89
<b>Tabla 7.18.</b> Desplazamientos y derivas máximas en la dirección X. Edificio de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero .....	89
<b>Tabla 7.19.</b> Desplazamientos y derivas máximas en la dirección Y. Edificio de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero .....	89
<b>Tabla 7.20.</b> Comparativo entre las cortantes basales del análisis dinámico y del análisis estático .....	90

## CAPÍTULO VIII

<b>Tabla 8.1.</b> Consideraciones tomadas para la resistencia residual .....	92
<b>Tabla 8.2.</b> Criterios de aceptación para columnas y muros .....	95
<b>Tabla 8.3.</b> Criterios de aceptación para vigas .....	96
<b>Tabla 8.4.</b> Parámetros para modelado de un perfil ASTM A500 .....	99
<b>Tabla 8.5.</b> Parámetros geométricos del arriostramiento ASTM A500 0.30 m x 0.30 m	99
<b>Tabla 8.6.</b> Tabla 4.4. del Manual del AISC utilizada para hallar la resistencia máxima a compresión del perfil HSS 0.30 m x 0.30 m x 0.0159 m .....	101



<b>Tabla 8.7.</b> Valores tomados del ASCE/SEI 41-17 para el modelado no lineal del arriostramiento ASTM A500 a compresión y tensión .....	101
<b>Tabla 8.8.</b> Valores calculados para la confección de la curva esfuerzo-deformación del arriostramiento ASTM A500 .....	102
<b>Tabla 8.9.</b> Criterios de aceptación, tanto para compresión como para tensión, para análisis no lineales de elementos de acero estructural según el ASCE/SEI 41-17	103
<b>Tabla 8.10.</b> PGA de los registros sísmicos considerados, y los factores de escala a considerar para el análisis tiempo historia.....	108
<b>Tabla 8.11.</b> Niveles de desempeño considerados para la evaluación del desempeño .....	109
<b>Tabla 8.12.</b> Valores de amortiguamiento efectivo $\beta_{eff}$ y factores de reducción espectral utilizados para la construcción de espectros de demanda-Estructuración con concreto armado.....	109
<b>Tabla 8.13.</b> Resumen de resultados del análisis modal espectral, <i>push-over</i> y tiempo-historia para la alternativa de concreto armado .....	112
<b>Tabla 8.14.</b> Valores de amortiguamiento efectivo $\beta_{eff}$ y factores de reducción espectral utilizados para la construcción de espectros de demanda-Estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero.....	113
<b>Tabla 8.15.</b> Resumen de resultados del análisis modal espectral, <i>push-over</i> y tiempo-historia para la alternativa de prefabricados de concreto con arriostramiento de acero.....	116
<b>Tabla 8.16.</b> Puntos y niveles de desempeño para ambas alternativas, por dirección de análisis y periodo de retorno .....	117

# **CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES**

## **1.1. Introducción**

En el Perú, el sector construcción representa alrededor del 5.80% del PBI, siendo la quinta actividad económica en aportar más al mismo. (INEI, 2017) Sin embargo, su importancia no se ve reflejada en el considerable déficit de viviendas existente y en la escasa proyección de viviendas de corte social.

Por otra parte, la respuesta estatal ante emergencias ha sido lenta e ineficiente, habiéndose reconstruido después de 10 años sólo 68,000 viviendas de las más de 75,000 afectadas en el sismo de Ica del 2007. (Gestión, 2017)

En ese sentido, es necesaria la exploración de alternativas que demuestren eficiencia, seguridad estructural, economía y rapidez; para poder contribuir a cerrar la brecha inmobiliaria existente y mejorar la capacidad de respuesta del Estado ante emergencias

Los elementos prefabricados pueden proveer eficiencia, rapidez y economía a la construcción. Hablando específicamente de los elementos de concreto presforzado, se puede afirmar que estos surgieron al principio del siglo pasado, cuando H.P Jackson y Doehring, por separado, presentaron patentes para la fabricación de este tipo de material (Naaman, 2004). Sin embargo, fue Freyssinet quien sentó las bases para la construcción con elementos postensados y pretensados, proponiendo el uso de concreto, acero y cables de alta resistencia para contrarrestar las pérdidas de presfuerzo observadas anteriormente, debido al creep y a la contracción por secado del concreto. (Xercavins, Demarthe y Shushkewich; 2010)

En cuanto al desempeño de las estructuras con elementos prefabricados de concreto ante la ocurrencia de sismos pasados, se observó mayoritariamente un comportamiento favorable (Rodríguez, 2001). Sin embargo, también se documentaron potenciales debilidades en la estructuración con este tipo de elementos, tales como la correcta formación de un diafragma, la idoneidad de las conexiones entre miembros, la distribución dentro de la estructura de los elementos resistentes a cargas laterales, entre otros. (Camba, 1986) (Fleischman et. al, 1996) (Ghosh y Cleland, 2012)

En resumen, la investigación en nuevas alternativas de estructuración con elementos prefabricados, como la inclusión de arriostres para mejorar la estabilidad lateral y orientar correctamente las fuerzas hacia los elementos con responsabilidad sísmica; nos otorgarán herramientas para aprovechar efectivamente todas las potenciales ventajas del material, logrando un diseño adecuado y sismo resistente.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo General**

El objetivo principal reside en promover la estructuración con elementos prefabricados como una opción rápida, eficiente y económica para proyectos inmobiliarios de vivienda, de corte social o de respuesta a mediano plazo ante emergencias.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

De igual modo, los objetivos específicos son los siguientes:

- Proponer y definir la estructuración de un edificio de viviendas con elementos prefabricados con arriostramiento, y con concreto armado convencional.

- Realizar el diseño estructural de dichas alternativas, considerando las incursiones en el rango inelástico.
- Analizar comparativamente, con los resultados obtenidos del diseño estructural, las características principales de dichas opciones.
- Proponer lineamientos principales de la estructuración de edificios con elementos prefabricados arriostrados.

### **1.3. Justificación**

El déficit de viviendas en el Perú es considerable (11.7% actualmente) y la respuesta del Estado ante emergencias, como la sufrida ante el terremoto del 2007 en Ica o las más recientes inundaciones por el fenómeno del Niño, ha sido lenta e ineficiente. En ese sentido, es necesario el desarrollo de alternativas técnicas que puedan ayudar al cierre de la brecha inmobiliaria y que fortalezcan la respuesta estatal ante emergencias.

Los elementos prefabricados de concreto, específicamente los presforzados, proveen de eficiencia, rapidez y economía a la construcción. Las condiciones estandarizadas y controladas de su fabricación hacen que estos elementos tengan mayor calidad que los que son vaciados en sitio.

Ante sismos pasados, la mayoría de sistemas con elementos de concreto prefabricado se comportaron satisfactoriamente; sin embargo, se revelaron potenciales debilidades en la estructuración con este tipo de materiales, tales como la correcta formación de un diafragma, la idoneidad de las conexiones entre miembros, la distribución dentro de la estructura de los elementos resistentes a cargas laterales, entre otros.

Así, se puede observar que existen condiciones para el desarrollo de nuevas investigaciones en concreto prefabricado. En este caso, la inclusión de arriostamiento vertical en edificios con elementos de concreto prefabricado ayudará a la estabilidad lateral de la estructura y guiará las cargas sísmicas hacia los miembros diseñados para resistir las cargas laterales. De ese modo, podremos aprovechar las principales y útiles características de los elementos prefabricados, logrando un diseño adecuado y sismoresistente.

### **1.4. Alcance**

La propuesta de investigación iniciará con una recopilación bibliográfica de los conceptos principales del concreto presforzado, los mecanismos con los que se rige su comportamiento, consignando los principales parámetros para el diseño; teniendo en cuenta variables importantes como el tipo de conexiones, la idealización de los apoyos, la posible consideración de diafragma rígido, entre otros.

De similar modo se describirán los parámetros de diseño de los arriostres, incidiendo en las ventajas de utilizarlos para la estructuración (aporte de estabilidad y rigidez a la estructura, disminución del desplazamiento lateral ante fuerzas laterales, entre otros). Se pondrá especial atención a la descripción y definición de los parámetros de diseño de las conexiones entre los arriostres y los elementos presforzados, para así determinar la conexión más idónea.

Una vez definido el marco teórico, se procederá a diseñar la edificación de acuerdo a la arquitectura planteada; para dos casos: estructuración con presforzados y arriostres; y concreto armado convencional.

Seguidamente, serán definidos los parámetros para realizar el análisis sísmico convencional de las dos alternativas; asimismo, se evaluará el comportamiento inelástico de la estructura mediante un análisis Pushover y un análisis tempo-historia.

## **1.5. Hipótesis**

El arriostramiento vertical dentro de la estructuración de la planta propuesta proveerá de estabilidad lateral al edificio, así como orientará correctamente las fuerzas laterales hacia los elementos con responsabilidad sísmica. Se logrará una estructura con comportamiento sísmico adecuado, con mayor eficiencia económica y mayor rapidez en la construcción en comparación a sus similares de concreto reforzado vaciado en sitio

## **1.6. Metodología**

Se propone realizar el presente estudio mediante revisión bibliográfica y la investigación aplicada, conceptualizada en el diseño de la estructura de elementos de concreto presforzado con arriostres de acero, y la estructurada con concreto armado convencional. Así, el plan de trabajo comprende los siguientes aspectos:

a) Revisión bibliográfica

Se realizará una revisión bibliográfica sobre las características principales de los elementos prefabricados, incidiendo en las ventajas en su aplicación como alternativa para cerrar la brecha de viviendas existente en el país, y como una alternativa de respuesta a mediano plazo ante emergencias. Asimismo, se describirán las características del acero estructural, y su comportamiento como arriostramiento.

Se describirán los principales aspectos a tener en cuenta para la estructuración de viviendas con elementos presforzados.

b) Definición de parámetros de diseño

Se definirá el marco teórico aplicable para el diseño de los elementos de concreto presforzado, y para los arriostres de acero estructural. Se describirán los parámetros de diseño de las conexiones.

Se expondrán los parámetros principales del análisis sísmico convencional; así como del análisis pushover y tiempo-historia, en el rango inelástico.

c) Selección del edificio a analizar y estructuración.

Se seleccionará un proyecto de vivienda, y se estructurará la misma de acuerdo a los aspectos recopilados en la revisión bibliográfica. Se realizará el diseño de los elementos presforzados, del arriostramiento de acero y de las conexiones seleccionadas. De igual manera se procederá con la alternativa de concreto armado convencional.

d) Análisis sísmico

Después de realizada la estructuración, se analizará el comportamiento de la estructura mediante un análisis sísmico convencional, y su comportamiento inelástico mediante análisis pushover y tiempo-historia.

e) Análisis de resultados

Una vez realizados los análisis de comportamiento sísmico convencional y en el rango no lineal se realizará un análisis comparativo en base al comportamiento estructural de ambas; emitiéndose conclusiones.

## **CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO**

En el presente capítulo, se desarrollarán las principales bases teóricas acerca del origen, uso y ventajas de los prefabricados en general, con énfasis en los confeccionados a base de concreto.

### **2.1. CONCEPTOS BÁSICOS**

#### **2.1.1. Estructuras prefabricados de concreto**

Como su mismo nombre lo indica, las estructuras prefabricadas de concreto son aquellas en las cuales la mayoría de sus elementos han sido encofrados, vaciados y curados en plantas de producción ajenas al sitio de construcción, en condiciones estandarizadas e industrializadas (Elliot, 2002).

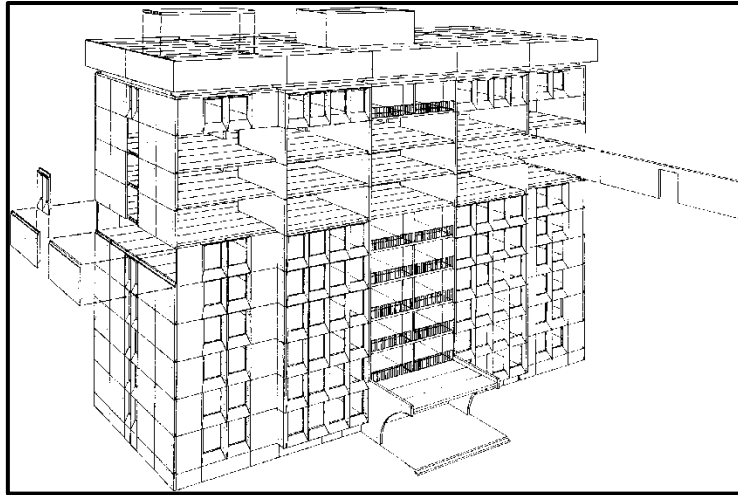
Debido a este proceso de producción, se presentan algunas ventajas con respecto al concreto vaciado en sitio, entre las cuales podemos nombrar:

- Eficiencia en el uso de encofrados.
- Reducción de pérdidas en el uso de cemento y agregados.
- Mayor eficiencia en la gestión de la mano de obra y recursos humanos.
- Reducción de la sensibilidad del vaciado del concreto hacia las condiciones climáticas.
- Producción de concreto de mayor calidad y altas resistencias.
- Disminución de juntas en la construcción

Sin embargo, también se presentan algunas desventajas, como la dificultad de realizar las uniones entre los elementos, colocación y transporte costosos, limitación de las luces o pesos de los elementos prefabricados por su dificultad de transporte o elevación (Jacobson, 1982).

Entre los principales sistemas estructurales con elementos prefabricados podemos citar a:

- Sistema de paneles  
Este sistema hace uso de paneles prefabricados, formando una estructura compuesta de muros y paneles de losa conectados, creándose múltiples niveles de acuerdo a la distribución espacial requerida. Los muros son usualmente de una altura equivalente a un nivel y las losas pueden ser de una o dos direcciones. La calidad de las conexiones y juntas puede determinar que en este sistema se produzca el diafragma rígido, para así transferir las cargas laterales de los elementos horizontales (paneles de losa) a los muros. (Brzev y Guevara Pérez, 2011).

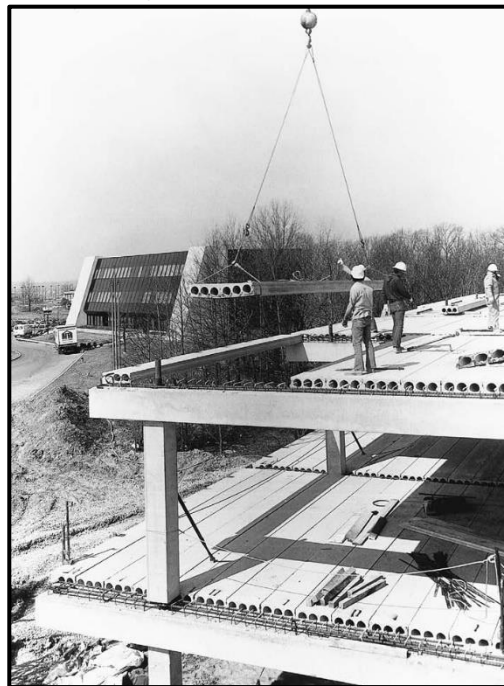


**Figura 2.1.** Edificio con elementos de losa apoyados en paneles largos (Allen e Iano, 2009).

- Sistema de marcos o pórticos

A través de elementos como vigas y columnas prefabricadas, se da forma a pórticos que componen a su vez la estructura. Estos pórticos son construidos a través de elementos lineales o elementos espaciales, consistentes en ensamblajes variables de viga-columna. La ventaja de estos últimos radica en que las conexiones pueden ser ubicadas lejos de las regiones críticas de los pórticos. Sin embargo, su producción, manipuleo y colocación pueden resultar complicados, por lo que los elementos lineales son los más usados.

Los elementos lineales se conectan en las uniones viga-columna, ya sea a través de ménsulas en las cuales se apoyan las vigas, o de conexiones más rígidas, cuando es necesaria asegurar el comportamiento continuo del nudo (Brzev y Guevara Pérez, 2011).



**Figura 2.2.** Elemento alveolar siendo izado, dentro de una estructura de pórticos, con columnas y vigas de concreto prefabricado (Allen e Iano, 2009).

- Sistemas columna-losa

La estructura resistente a cargas de este sistema se encuentra a cargas de columnas y elementos de losa prefabricados y reforzados. Estos últimos son usualmente fabricados a pie de obra y luego son izados hasta su posición final. La conexión entre estos elementos es lograda mediante la soldadura de los dowels que sobresalen de sus bordes, así como la colocación de refuerzo transversal en sitio, después de lo cual es colocado el concreto.

La trayectoria de cargas en este tipo de sistemas estará asegurada solos si la conexión losa-columna es capaz de transferir momentos flectores.

Con la introducción de tendones presforzados en dos direcciones ortogonales, se puede lograr una variante de este sistema. Estos tendones son introducidos en ductos en las columnas, colocados a nivel de la losa, y se empalman en ésta en las aberturas de los elementos que se encuentran a la altura de los ductos. Después de presforzado el tendón, las aberturas son cubiertas con concreto (Brzev y Guevara Pérez, 2011).

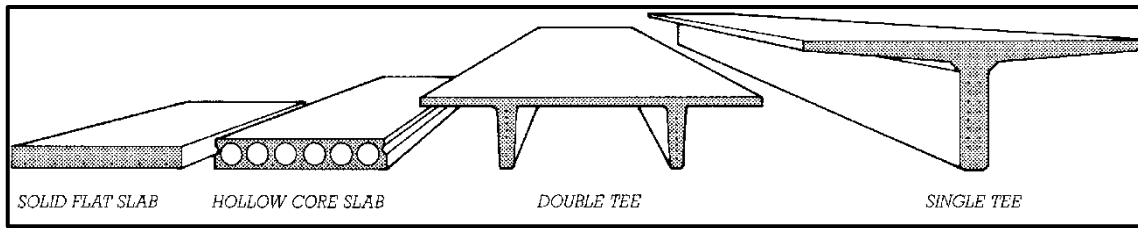
Adicionalmente a lo mencionado, es posible adicionar dentro de la estructuración muros de corte, ya sea prefabricados o vaciados *in situ*; con la finalidad que estos muros rigidicen el sistema existente o incluso constituyan el sistema resistente ante cargas laterales.

Asimismo, y similarmente a la condición de vaciado *in situ*, podemos encontrar elementos prefabricados tales como losas, vigas, columnas y muros con características particulares:

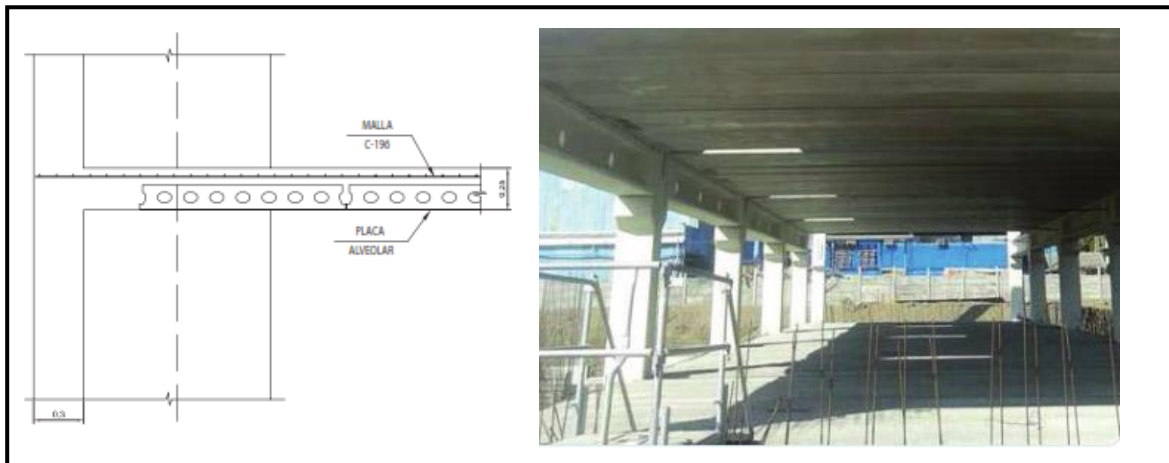
### **Losas prefabricadas**

Son muy posiblemente los elementos prefabricados de concreto más utilizados en el Perú (Blanco, 2016). Similarmente a los sistemas vaciados en sitio, generalmente se apoyan por las vigas o muros.

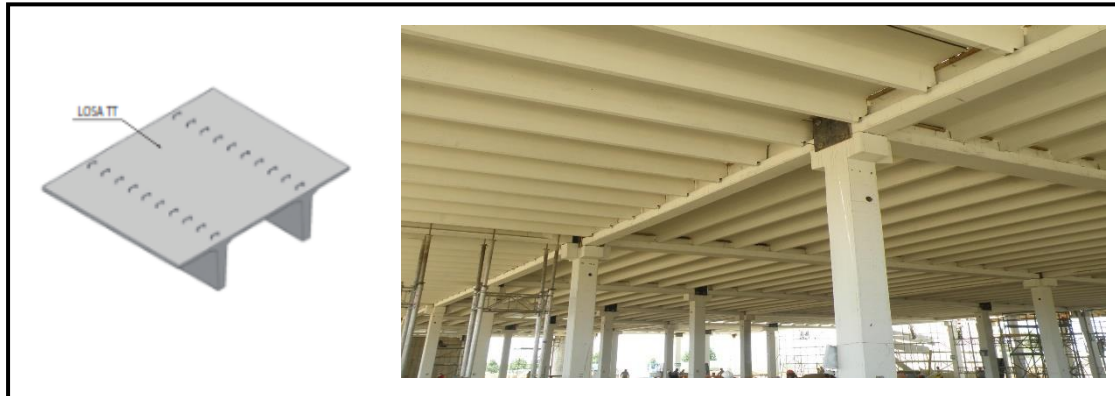
Existen diferentes secciones de losas prefabricadas en el mercado, las cuales se guían principalmente por la longitud de luz a cubrir. Si se trata de luces pequeñas, las secciones más apropiadas serán las sólidas, y de un peralte mínimo. A medida que aumentan las luces a cubrir, se hace necesario considerar secciones de losa con mayor peralte, por lo que las secciones sólidas se vuelven ineficientes por la existencia de una cantidad de concreto que no trabaja. Así, se puede contar con secciones con alveolos; y si la longitud de las luces es aún mayor, se puede optar por secciones en T o en doble T, las cuales incluso pueden contar con tendones presforzados ante la posible ocurrencia de problemas de transferencia de esfuerzos (Allen e Iano, 2009).



**Figura 2.3.** Secciones típicas de losas con elementos de concreto prefabricado: sólidas, con alveolos, doble T y T (Allen e Iano, 2009).



**Figura 2.4.** Losas alveolares en una estructura de pórticos con elementos prefabricados (extraído del catálogo de Preansa)



**Figura 2.5.** Secciones doble T en losas, en la construcción del MegaPlaza de Cañete (extraído del catálogo de Preansa)

### Vigas y columnas prefabricadas

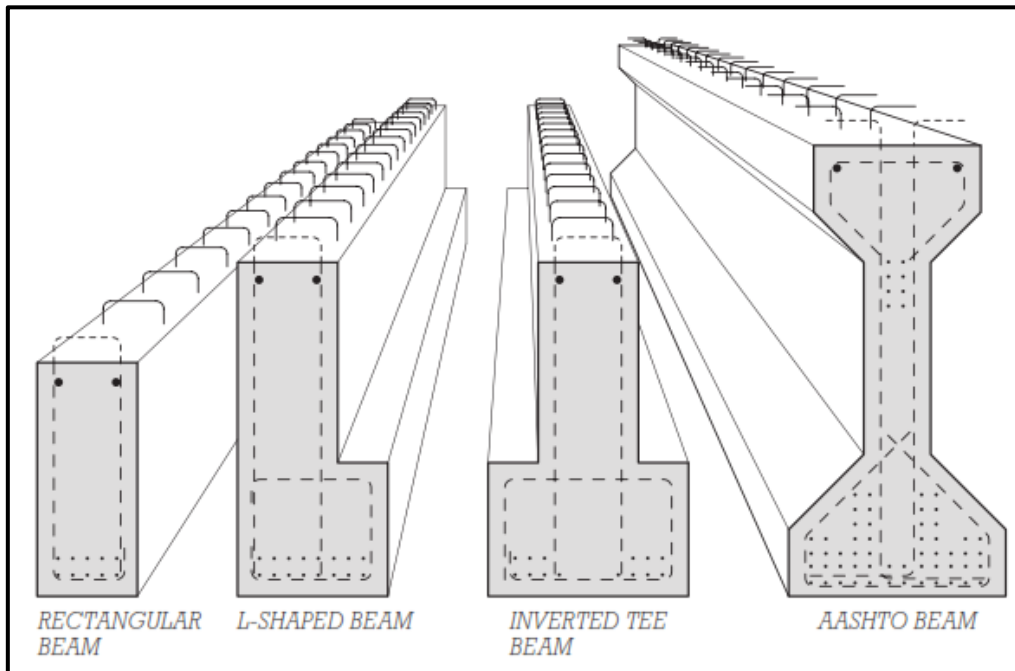
Tanto columnas y vigas tienen mayor libertad de asumir secciones, comparadas con las empleadas en losas.

Para el caso de las vigas, son usuales las secciones rectangulares, en forma de L y en forma de T invertida; siendo más ventajoso el uso de estas dos últimas, puesto que proveen la oportunidad de que los elementos de losa se puedan apoyar directamente en sus aleros para así ahorrar espacio (Allen e Iano, 2009). Se pueden aprovechar otras formas en vigas para casos especiales, como las vigas delta, que permiten cubrir grandes luces y sirven como soporte para los elementos de cubierta en naves industriales.



Asimismo, se puede clasificar a las vigas dentro de dos categorías: Internas y externas. Las vigas internas suelen estar simétricamente cargadas, debido a la presencia de elementos de losa a ambos lados de la misma; mientras que las vigas externas, ubicadas al borde de la estructura, están cargadas por un solo lado (asimétricamente).

Para el caso de las columnas, generalmente se prefieren secciones cuadradas o rectangulares, aunque con fines arquitectónicos, es posible observar columnas con otras secciones (Elliot, 2002).



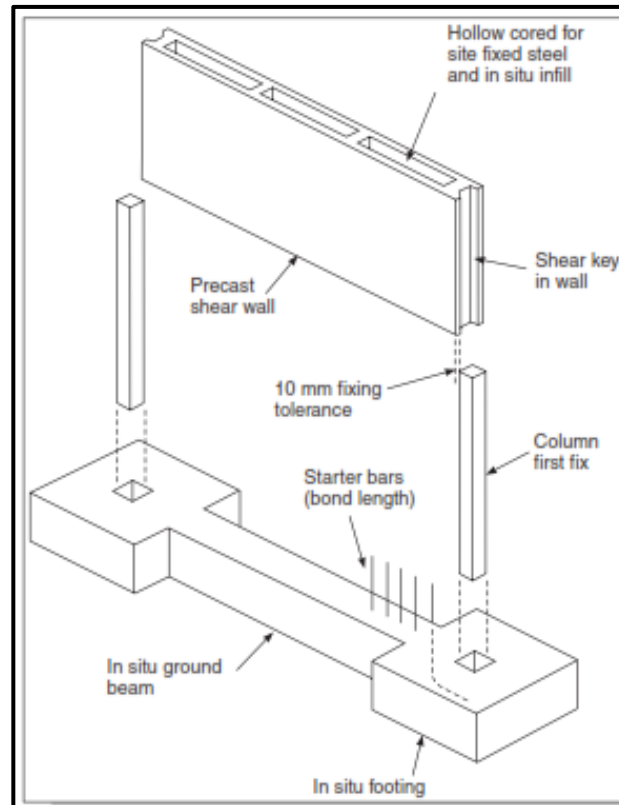
**Figura 2.6.** Secciones típicas de vigas prefabricadas: rectangular, L, T invertida y la recomendada por la AASHTO, que suele usarse en puentes (Allen e Iano, 2009).



**Figura 2.7.** Vigas tipo delta en la construcción del almacén de Cerámicas San Lorenzo (extraído del catálogo de Preansa)

## Muros prefabricados

Generalmente, y dependiendo del sistema estructural escogido, estos elementos soportan las cargas laterales a las que se someterá la estructura. Pueden ser de sección sólida, alveolares e incluso los llamados muros sándwich (dos capas de concreto con una capa intermedia de material aislante sintético). Pueden cubrir de uno hasta cuatro pisos de altura.



**Figura 2.8.** Muro alveolar de concreto prefabricado, en encaje con columnas (Elliot, 2002).

### 2.1.2. Principales modos de prefabricación

#### 2.1.2.1. Elementos prefabricados de concreto armado.

Estos elementos tienen como refuerzo al acero convencional en barras, sin ningún tipo de esfuerzo previo. Son comúnmente usados en cercos de cerramiento, viviendas unifamiliares de pocos pisos, entre otros.

#### 2.1.2.2. Concreto presforzado

##### 2.1.2.2.1. Principios básicos

Siguiendo las pautas de Nawy (2002), consideremos una viga de sección cuadrada simplemente apoyada, que se somete a una fuerza de presfuerzo  $P$ , actuando en el eje de la misma.



**Figura 2.9.** Viga simplemente apoyada con presfuerzo (Adaptado de Nawy, 2002)

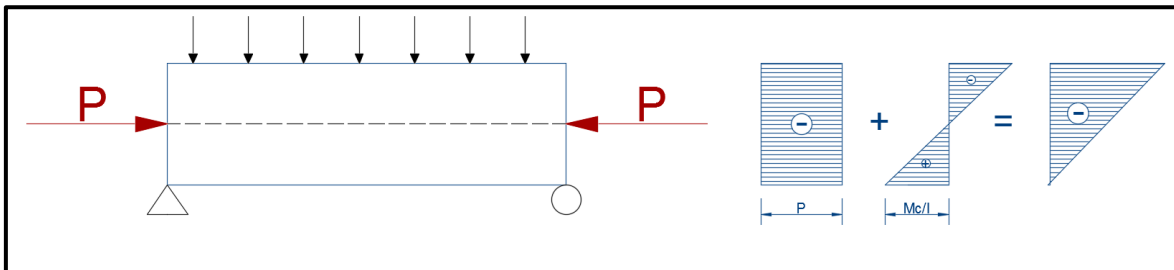
Entonces, el esfuerzo ocasionado por dicha fuerza será igual a:

$$f = -\frac{P}{A}$$

Ahora, si consideramos que la sección está sometida a una fuerza distribuida transversal a la misma, se generará un momento flector máximo ( $M$ ) a la mitad de la longitud del elemento. Entonces, los esfuerzos en la fibra superior e inferior de la sección estarán dados por:

$$f_t = -\frac{P}{A} - \frac{Mc}{I_g}$$

$$f_b = -\frac{P}{A} + \frac{Mc}{I_g}$$



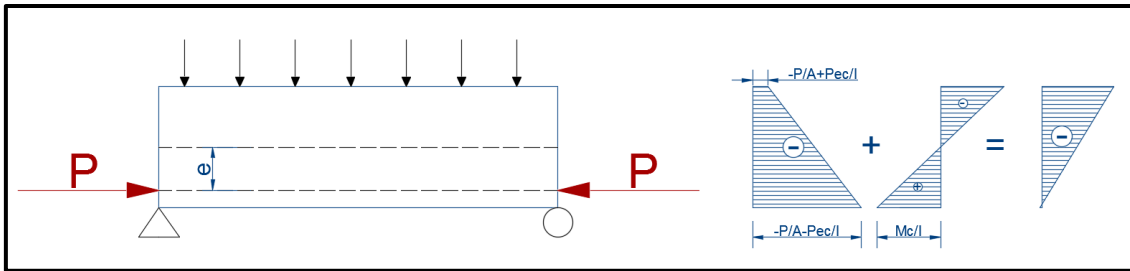
**Figura 2.10.** Viga simplemente apoyada con presfuerzo y sometida a fuerzas transversales. Perfil de esfuerzos (Adaptado de Nawy, 2002).

La aplicación del presfuerzo mejora la respuesta del concreto ante fuerzas externas, debido a que se reduce el esfuerzo de tracción en la sección hasta una cantidad que puede ser soportada por el concreto, o incluso hasta desaparecerlo. Sin embargo, al contar con una compresión previa en la sección, se disminuye la capacidad de la misma de soportar esfuerzos de este tipo, alcanzando anticipadamente su deformación máxima en compresión.

Para evitar esta reducción de capacidad, se puede optar por colocar el tendón de presfuerzo con una excentricidad debajo del eje neutro para inducir esfuerzos de tensión en las fibras superiores. Debido a la excentricidad, se creará un momento  $P.e$ , y los esfuerzos en la sección media de la longitud de la viga estarán dados por:

$$f_t = -\frac{P}{A} + \frac{(P.e)c}{I_g} - \frac{M.c}{I_g}$$

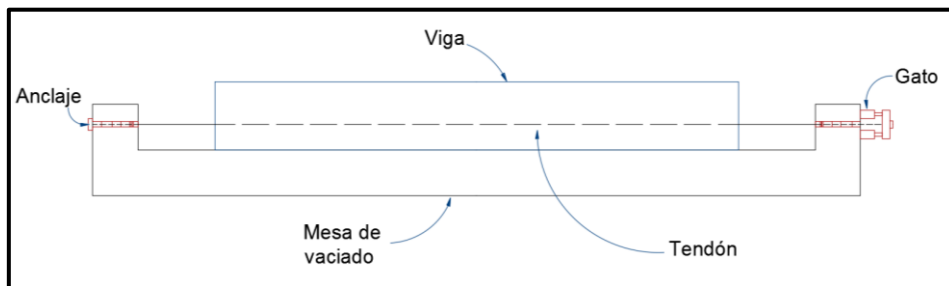
$$f_b = -\frac{P}{A} - \frac{(P.e)c}{I_g} + \frac{M.c}{I_g}$$



**Figura 2.11.** Viga simplemente apoyada con presfuerzo aplicado excéntricamente y sometida a fuerzas transversales. Perfil de esfuerzos (Adaptado de Nawy, 2002).

#### 2.1.2.2.2. Concreto Pretensado

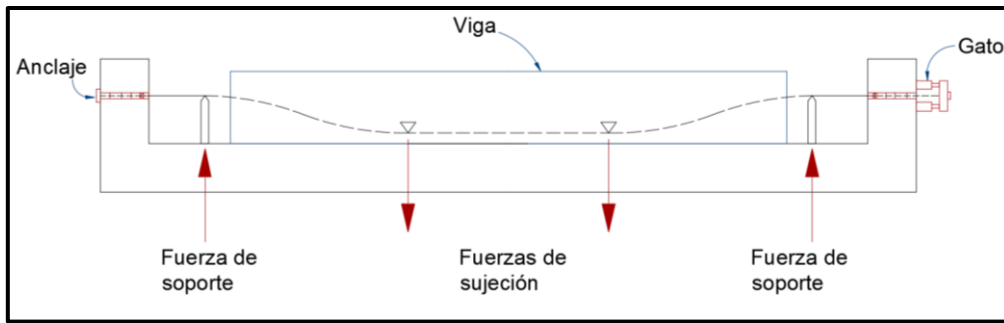
El pretensado es una técnica que consiste en tensar los tendones de acero de alta resistencia (en forma de barras, torones o cables) y anclarlos a los contrafuertes de las *camas* de pretensado, que sirven también para encofrar, vaciar y curar el elemento (Collins y Mitchell, 1997). El tensado es realizado generalmente por gatos hidráulicos, hasta alcanzar una elongación predeterminada dentro del diseño. Una vez alcanzada la misma, los tendones se aseguran en los topes del encofrado mediante anclajes (ver Figura 2.12)



**Figura 2.12.** Esquema típico de presfuerzo de un tendón dentro de una viga (Adaptado de Reinoso, Rodríguez y Betancourt, 2000).

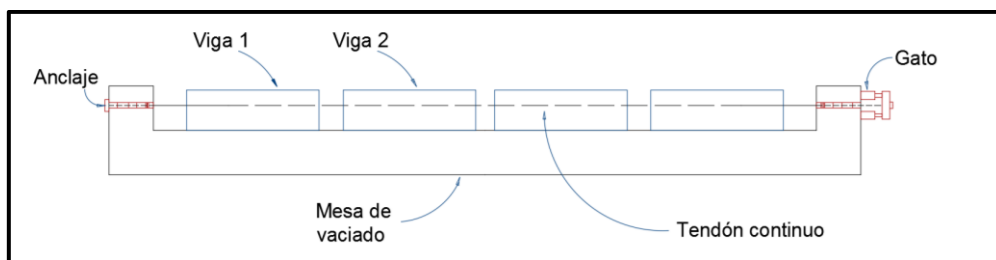
Después de esto, el concreto es vaciado, curado, y una vez endurecido, se liberan los tendones de la tensión aplicada. La trabazón entre el concreto y el tendón resiste el acortamiento de éstos últimos, por lo que se transfiere el presfuerzo al concreto, comprimiéndolo.

De acuerdo a los requerimientos, el perfil de los tendones puede ser recto a lo largo de toda la longitud del elemento, o se puede acondicionar para tener dos o tres puntos de quiebre (Naaman, 2004). Si se opta por lo último, generalmente se reduce la excentricidad de los tendones de presfuerzo en las regiones cercanas a los apoyos de los elementos, con el objetivo de prevenir pequeñas fisuras en sus superficies. (Collins y Mitchell, 1997).



**Figura 2.13.** Sección en proceso de presfuerzo con desvío de torones (Adaptado de Reinoso, Rodríguez y Betancourt, 2000).

Es muy común que los elementos pretensados se fabriquen en serie, logrando una mayor productividad de los moldes, y que además se logre presforzar varios elementos en una sola operación (Reinoso, Rodríguez y Betancourt; 2000).



**Figura 2.14.** Secciones de viga presforzadas en serie (Adaptado de Reinoso, Rodríguez y Betancourt, 2000).

### 2.1.2.2.3. Concreto Postensado

En el postensado, los tendones o torones que conforman el refuerzo de la sección de concreto son tensados y anclados después que el concreto haya sido vaciado y haya ganado suficiente resistencia a la compresión.

Para ello, se dejan ductos a lo largo de la sección de concreto a postensar, para colocar los tendones o torones antes o después del vaciado. Luego de alcanzada la resistencia a la compresión adecuada en el concreto, se procede a tensar los torones, y se aseguran a los extremos de la sección mediante anclajes.

Por último, existen dos métodos principales para transferir el presfuerzo a la sección de concreto. En el primero se sellan los espacios entre los tendones y el ducto con *grout* de alta resistencia, con el objeto de evitar la corrosión en los tendones, asegurar el enlace entre estos y el concreto; y mejorar la resistencia de la sección ante el fisuramiento. Así, decimos que los tendones se encuentran adheridos.

En el segundo, el ducto es relleno con grasa o algún material bituminoso, no existiendo adherencia alguna a lo largo del tendón, aplicándose el presfuerzo en el elemento solo en sus anclajes. En este caso, se dice que los tendones son no adheridos (Naaman, 2004)

Generalmente, los tendones pueden ser barras de acero, cables o torones (conjunto de alambres de acero enrollados alrededor de un eje).

El postensado puede ser realizado tanto en operaciones de prefabricado de elementos de concreto como en vaciado en sitio; logrando en éste último caso elementos de dimensiones más grandes que las que se pueden transportar a obra (Naaman, 2004).

Sin embargo, la fabricación a pie de obra tiene la desventaja de desaprovechar las condiciones controladas de calidad que se pueden obtener en una planta de prefabricado.

### **2.1.3. Características de los materiales**

#### **2.1.3.1. Concreto**

##### **2.1.3.1.1. Características**

Para la utilización del concreto en la fabricación de elementos prefabricados, son necesarias las siguientes características:

- **Alta resistencia a la compresión a edades tempranas**

En la fabricación de elementos prefabricados, es común observar la alta resistencia a la compresión del concreto que los conforma, con valores promedio desde los 300 a 500 kg/cm<sup>2</sup>).

El requerimiento de estas grandes resistencias iniciales corresponde a la posibilidad de reducción de las secciones de los miembros lo que conlleva a un ahorro en la economía del proyecto. (Reinoso, Rodríguez y Betancourt; 2000).

- **Baja contracción por secado**

La contracción por secado puede ser definida como la disminución de volumen de un elemento de concreto debido a la pérdida de humedad por evaporación (Nawy, 2002).

Esta pérdida está relacionada con el agua en exceso no necesaria para la hidratación de las partículas del cemento. Esta evaporación lleva a una gradual contracción del elemento en análisis, y al acortarse, se pierde parte del presfuerzo (Naaman, 2004)

Los siguientes factores contribuyen a contrarrestar la contracción por secado:

- Relación agua/cemento controlada, no excesiva.
- Alta humedad relativa del ambiente.
- Agregados con módulo de elasticidad alto, o superficie fracturada (como piedra triturada o “chancada”)
- Refuerzo en el concreto

- **Mínimo creep**

El creep o flujo plástico puede ser definido como el incremento de la deformación en el tiempo debido a una carga sostenida. En un inicio ocasiona una deformación elástica, mientras que la deformación adicional se denomina deformación por creep

El creep puede inducir a una pérdida significativa del presfuerzo, debido a las deflexiones que ocasiona en los elementos de concreto. Asimismo, la excentricidad inicial considerada en el diseño de los elementos presforzados puede ser incrementada por efecto del creep, causando que el acero de la sección trabaje en compresión y no el concreto como se planeó originalmente (Nawy, 2002)

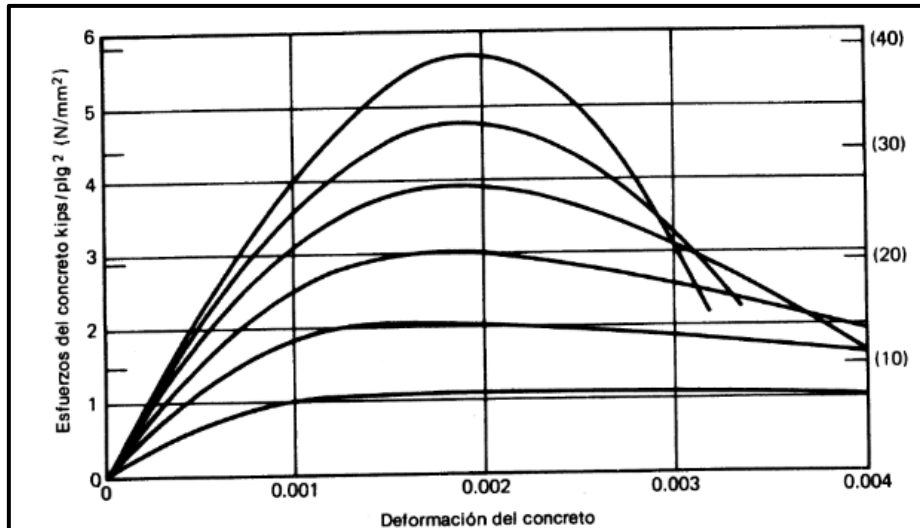
En cuanto a factores para contrarrestarlo, el creep está cercanamente ligado a la contracción por secado, entonces se pueden seguir las recomendaciones dadas líneas arriba; sin embargo, el creep depende principalmente en la carga aplicada y su sostenimiento en el tiempo.

### 2.1.3.1.2. Curvas constitutivas

A continuación, se tratará de abordar de manera sucinta las principales curvas constitutivas esfuerzo-deformación del concreto ante compresión bajo comportamiento uniaxial.

#### 2.1.3.1.2.1. Ante compresión bajo comportamiento uniaxial

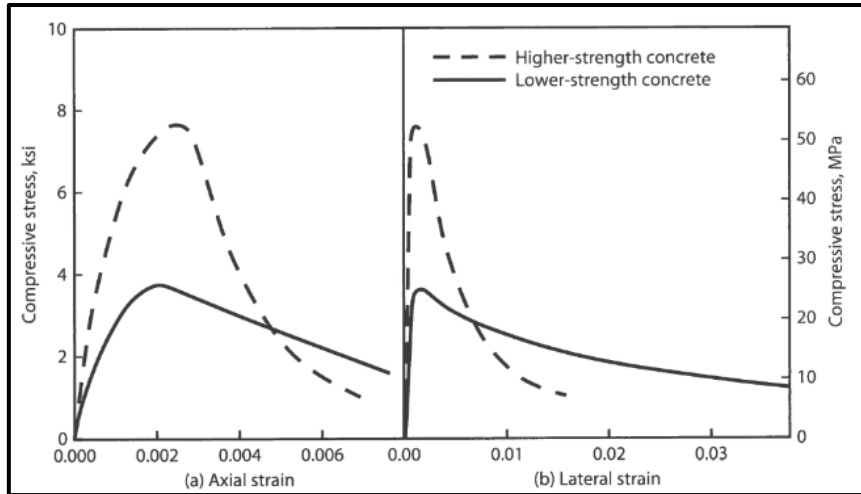
Bajo ensayos de cilindros de concreto con diferentes resistencias a la compresión, a una tasa lenta de deformación, es posible obtener las curvas típicas esfuerzo deformación del concreto, como el de la siguiente figura:



**Figura 2.15.** Curvas esfuerzo deformación para elementos de concreto cargados en compresión uniaxial (R.Park y T. Paulay, 1983)

De este gráfico se puede advertir lo siguiente:

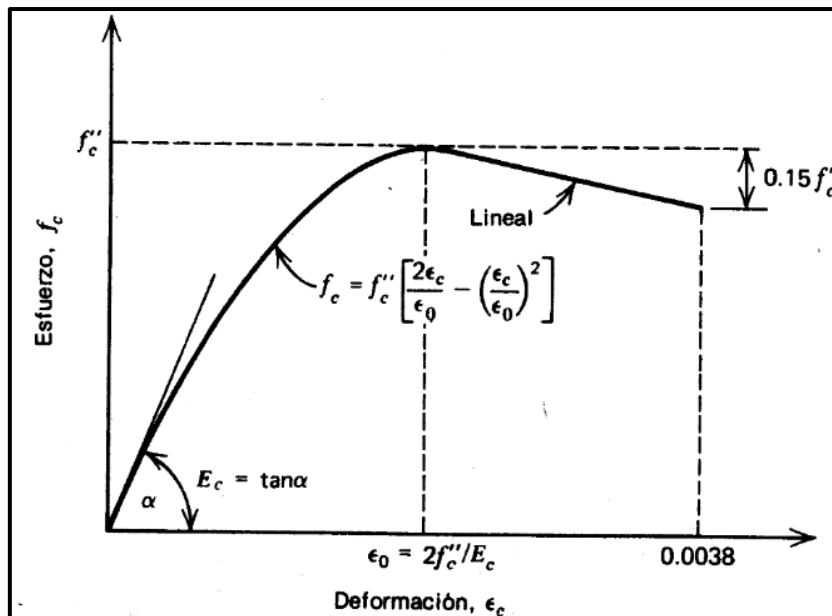
- Las diferentes curvas conservan su linealidad hasta un valor cercano a la mitad de la resistencia a la compresión. Moehle manifiesta que las microfisuras en el concreto afectan la linealidad de las curvas esfuerzo-deformación. Así, concretos de alta resistencia a la compresión ( $f_c$ ) suponen la menor formación de microfisuras, por lo que sus relaciones esfuerzo-deformación son más lineales que las desarrolladas por concretos de baja resistencia. En esta misma línea, las fallas en los concretos de alta resistencia describen una trayectoria bien definida, no formando una red de microfisuras a lo largo de todo el núcleo del elemento; por esta razón su deformación lateral es mucho menor que la desarrollada por concretos de baja resistencia, como se observa de lo realizado por Ahmad y Shah



**Figura 2.16.** Esfuerzo axial versus deformación unitaria axial y lateral, para concretos de baja y alta resistencia. (J. Moehle, 2015)

- La deformación en el esfuerzo máximo es 0.002.
- La curva de alta resistencia desarrolla un pico agudo, mientras que la de baja resistencia a la compresión desarrolla un pico más plano.

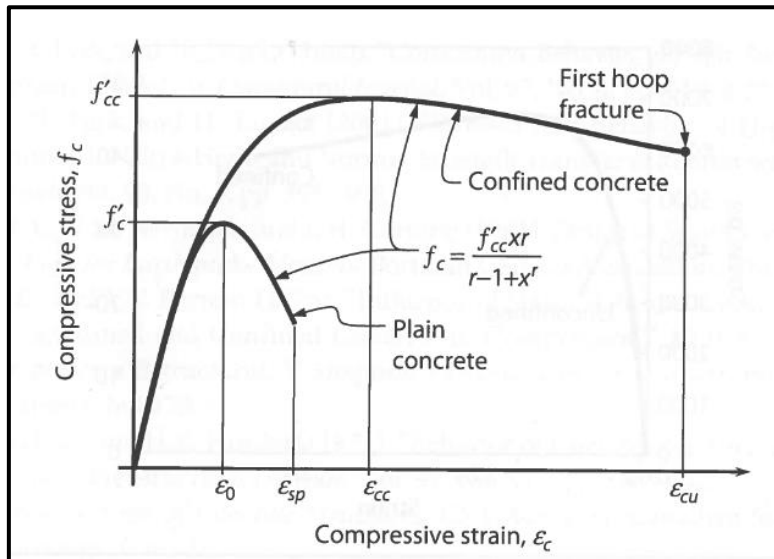
Además de las curvas experimentales, existen curvas analíticas que describen el comportamiento del concreto ante compresión uniaxial como la de Hognestad, la cual consiste en una curva parabólica en base a la resistencia máxima alcanzada en el concreto ( $f'_c$ ), como se muestra enseguida:



**Figura 2.17.** Curva analítica esfuerzo-deformación para elementos a compresión uniaxial propuesta por Hognestad (Hognestad, 1951)

Otra curva constitutiva es la propuesta por Mander et al.; tanto para concreto confinado como no confinado:





**Figura 2.18.** Curva analítica propuesta por Mander et al (J. Moehle, 2015)

En el cual:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}}$$

Donde,  $E_c$  es el módulo de elasticidad.

### 2.1.3.2. Acero de refuerzo

Al igual que en estructuras de concreto armado convencional, el refuerzo con acero de resistencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  es común en los elementos prefabricados de concreto, como un componente suplementario en zonas de esfuerzos y deformaciones altos. (Naaman, 2004)

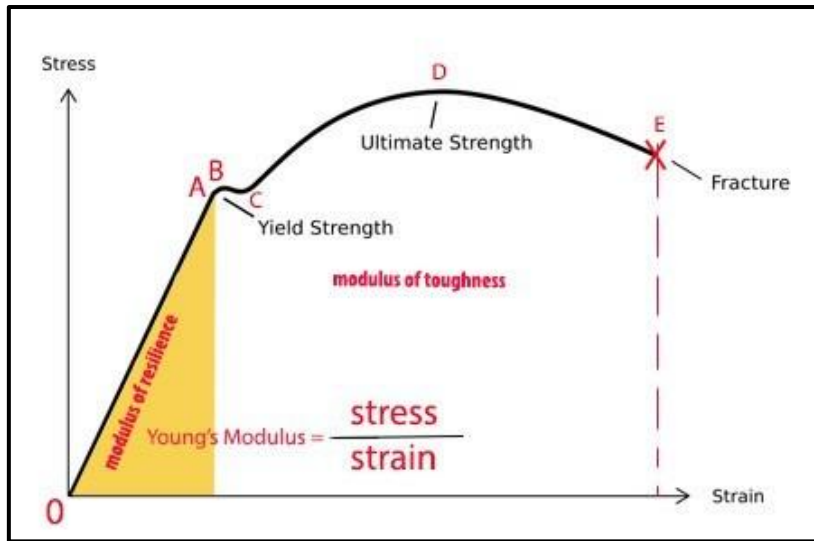
El refuerzo no presforzado en los elementos prefabricados de concreto colabora otorgando mayor ductilidad a la sección, confinando el concreto, resistiendo esfuerzos de tensión, controlando agrietamientos, entre otros (Reinoso, Rodríguez y Betancourt; 2000).

El acero de refuerzo puede ser añadido a los elementos pretensados en diferentes casos, como por ejemplo en vigas en voladizo, en las cuales se suele colocar barras en la parte superior de la sección en las zonas en voladizo. (Allen e Iano, 2009)

Las relaciones esfuerzo-deformación de las varillas de acero cargadas monotónicamente presentan cuatro zonas bien marcadas:

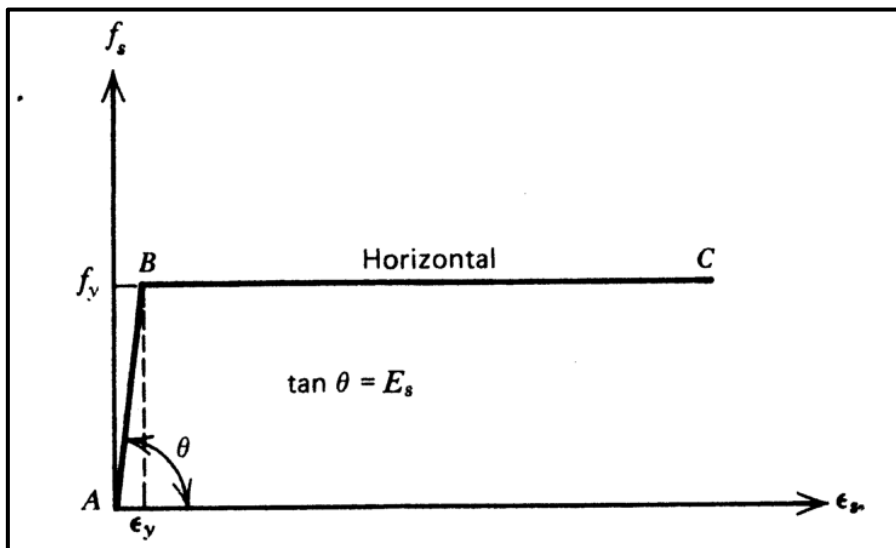
- Primero, una porción elástica lineal
- Segundo, una plataforma de cedencia, en la cual la deformación aumenta con un escaso aumento del esfuerzo.
- Tercero, una región de endurecimiento por deformación.

- Por último, una región en la que el esfuerzo decae hasta la fractura.

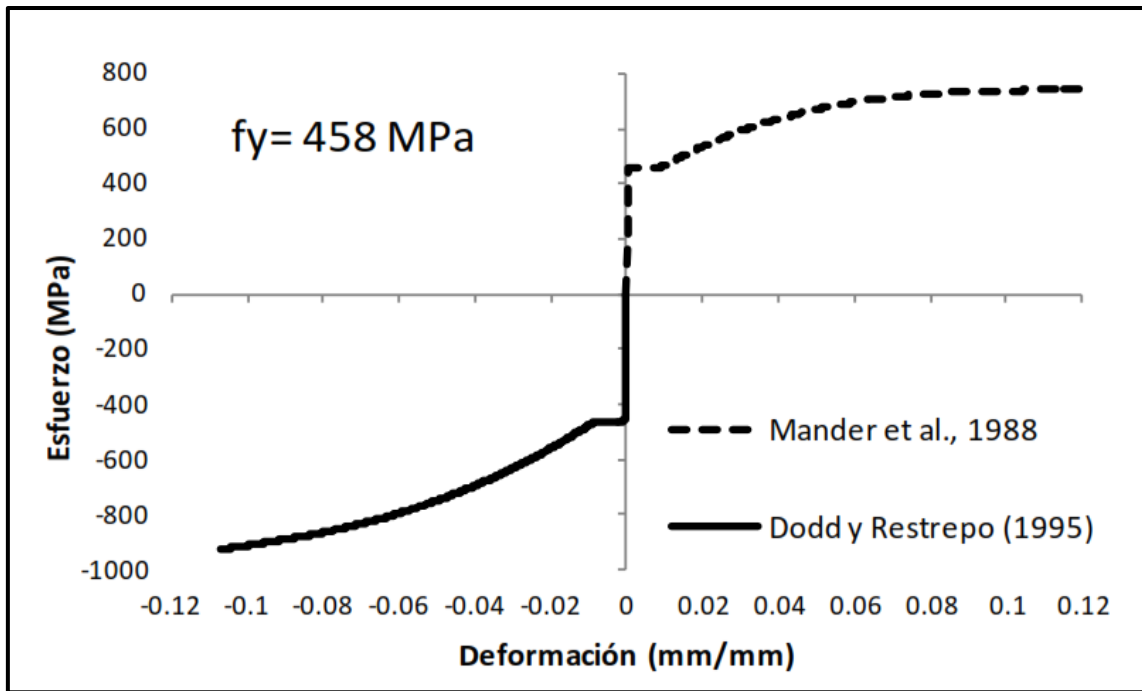


**Figura 2.19.** Curva esfuerzo-deformación de acero cargado monóticamente

En cuanto a la idealización de dichas curvas esfuerzo-deformación existen modelos simples en los cuales se proyecta una relación lineal de ambos parámetros hasta el esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ), a partir del cual se desarrolla una platea de cedencia hasta la ruptura. Entre otros modelos más fieles a la curva monótonica, se pueden nombrar a los propuestos por Mander et al. (1988) y Dodd-Restrepo (1995)



**Figura 2.20.** Curva esfuerzo-deformación idealizada con dos tramos: inicialmente una relación lineal entre ambos parámetros, seguido de una platea de cedencia (tomado de Park y Paulay, 1983)



**Figura 2.21.** Ejemplo de aplicación de los modelos esfuerzo-deformación de Mander et al. y Dodd y Restrepo (tomado de Ortiz, 2014)

### 2.1.3.3. Cable de presfuerzo

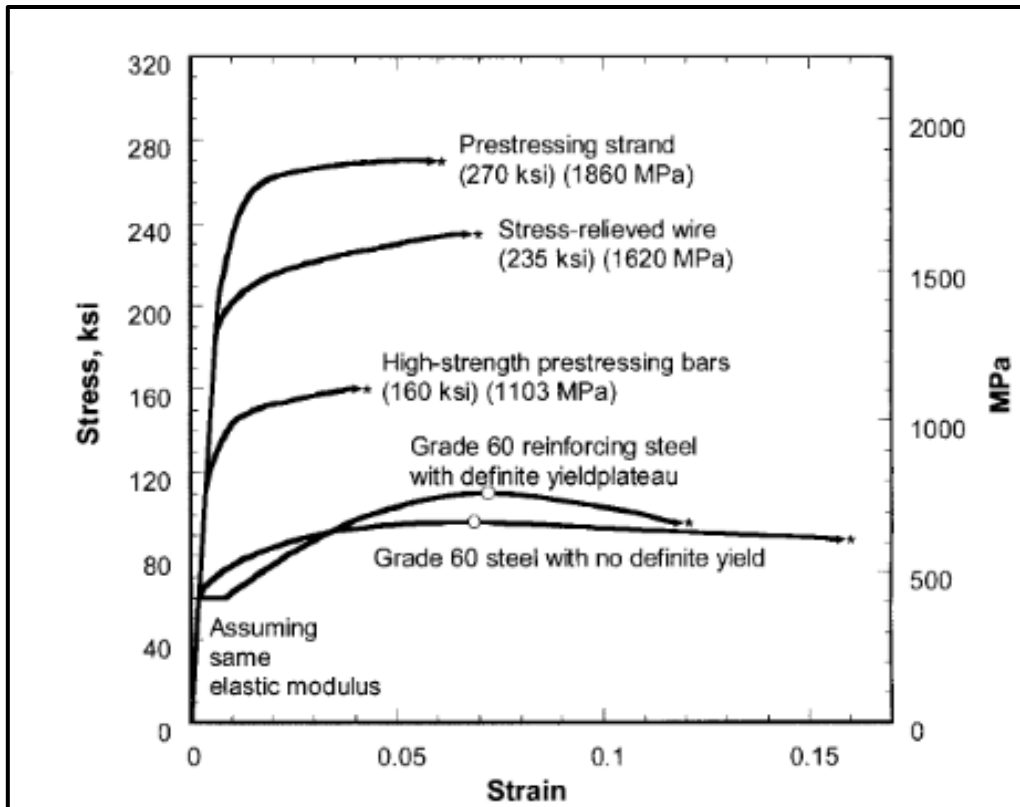
Material que genera momentos y esfuerzos que contrarrestan aquellos originados por las cargas. Para lo mencionado, es necesario utilizar aceros de gran resistencia, debido a las pérdidas de presfuerzo que pueden igualar al esfuerzo de fluencia de los aceros comunes.

Además de la gran resistencia, el acero para presfuerzo debe contar con las siguientes características:

- Permanecer en el rango elástico ante la aplicación de grandes esfuerzos.
- Mostrar gran ductilidad.
- Tener buena adherencia, baja relajación, resistencia a la fatiga y a la corrosión
- Ser económico y fácil de manipular

(Naaman, 2004)

En la figura, se pueden observar curvas esfuerzo-deformación de distintos tipos de acero de presfuerzo y su comparativa con la respectiva curva del acero de refuerzo.



**Figura 2.22.** Curvas esfuerzo-deformación de diferentes tipos de acero de presfuerzo, y su comparación con la curva del acero de refuerzo. (Tomado de Naaman, 2004)

De lo observado, se puede resaltar lo siguiente:

- Los aceros de presfuerzo ofrecen mayor resistencia a la tracción que los aceros de refuerzo.
- En contraste con los aceros de refuerzo, los aceros de presfuerzo no tienen un esfuerzo de fluencia bien definido, calculándose el mismo en base a criterios que lo correlacionan con el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.007 hasta 0.01 %, dependiendo del tipo de acero de presfuerzo.
- Existen pequeñas diferencias en cuanto al módulo de elasticidad entre los aceros de presfuerzo, exhibiendo mayores valores los cables de presfuerzo, seguido por los torones y los aceros de aleación.

(Naaman, 2004)

Generalmente, el acero de presfuerzo es usado en los siguientes tipos:

- Alambre: Alambres individuales fabricados a partir de lingotes de acero, cuyo proceso de estirado se ejecuta en frío, lo que incrementa su resistencia. Usualmente llegan a tener acabados lisos, dentados o tridentados. Pueden llegar a obtener resistencias del rango de 16000 hasta 19000 kg/cm<sup>2</sup>.  
(Reinoso, Rodríguez y Betancourt; 2000).
- Varillas de acero de aleación: Con la adición de algunos minerales durante su manufactura y el estirado en frío, se logra aumentar la resistencia de estas varillas. Usualmente se producen en diámetros de 1/2" hasta 1 3/8".  
(Reinoso, Rodríguez y Betancourt; 2000).
- Torón: Utilizado preferentemente en elementos largos o que requieren un mayor nivel de presfuerzo. El más usado consta de 7 alambres, 6 de los cuales

se encuentran torcidos y enrevesados como una hélice alrededor de un alambre central, lo que mejora notablemente su adherencia y la transferencia de esfuerzos hacia el concreto (Elliot, 2002)

Para el diseño, es necesario asimismo tener en cuenta la “relajación” del acero de presfuerzo, la cual consiste en una pérdida de tensión en el tendón a largo plazo, debido a la adaptación del material a la situación de servicio. Las pérdidas del presfuerzo por relajación son determinadas usualmente a las 1000 horas, y multiplicadas (comúnmente por un factor de 3), para estimar las mismas al final de la vida útil de la estructura.

Asimismo, se debe diferenciar entre aceros de presfuerzo con relajación normal y aquellos con baja relajación, los cuales tienen pérdidas de presfuerzo del orden de la cuarta parte de aquellas pérdidas experimentadas en aceros de presfuerzo con relajación normal. (Naaman, 2004)

## **CAPÍTULO III: ESTRUCTURACIÓN CON ELEMENTOS PREFABRICADOS**

Al momento de proponer una alternativa de estructuración con prefabricados, se debe tomar en cuenta tanto las ventajas inherentes a su construcción, como algunos detalles adicionales sobre su puesta en construcción, además de los criterios similares a su par de concreto armado. En este capítulo se proponen los principales criterios a seguir.

### **3.1. Principales criterios**

#### **3.1.1. Simplicidad y simetría**

En lo posible, se debe procurar una distribución en planta que permita la utilización mínima de elementos con dimensiones estándar dentro de la estructura. En ese sentido, se debe tener en cuenta las dimensiones comerciales de los elementos disponibles por los proveedores, además de las limitaciones para el transporte y el izaje de los mismos.

Al igual que en las estructuras de concreto armado, la simetría es un atributo deseable para sus similares de concreto prefabricado, a fin de evitar solicitaciones torsionales. Asimismo, en caso de tener que cubrir luces amplias, se debe evitar las distribuciones alargadas de los diafragmas en planta, puesto que ante la ocurrencia de un sismo pueden presentarse grandes deformaciones por flexión, como lo observado en Northridge en 1994.

Asimismo, para pre-dimensionar los elementos, similarmente como con los elementos de concreto armado, se puede tener en cuenta algunas recomendaciones de relaciones luz/peralte. El PCI recomienda las siguientes:

- Losas con elementos alveolares: De 30 a 40
- Losas con elementos en tee o doble tee: De 25 a 35
- Vigas: de 10 a 20

#### **3.1.2. Resistencia y ductilidad: Adecuado camino de cargas**

El ACI 318.14 reconoce como parte del sistema estructural, los miembros estructurales (losas, vigas y viguetas, columnas, muros, diafragmas, cimentaciones), nudos, conexiones y anclajes; siendo estos 3 últimos elementos de vital importancia para el diseño con elementos prefabricados (Artículo 4.4.1. del ACI 318.14). Este sistema estructural debe incluir además, una trayectoria de cargas continua *“desde el punto de aplicación u origen de la carga hasta el punto final de resistencia”* Es decir, para el caso de la estructuración con elementos prefabricados, el sistema estructural debe ser capaz de transmitir las fuerzas de gravedad y laterales desde los elementos receptores primarios como los diafragmas (Artículo 4.4.7.1.) hacia vigas u otros elementos horizontales, para luego transmitir las nuevamente hacia los elementos verticales (columnas, muros); llegando finalmente a la cimentación. En toda esta trayectoria de cargas, el papel de las conexiones es preponderante, debiendo estas ser capaces de transmitir las fuerzas producto de las solicitaciones

A fin de salvaguardar la integridad estructural, la E.060 propone para construcciones de concreto prefabricado, dotar las mismas de amarres de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical en su perímetro; para así asegurar la conexión de los elementos

Asimismo, es necesario utilizar dentro del sistema estructural elementos y/o subsistemas con un grado de ductilidad equivalente. Durante el sismo de Northridge, se observaron fallas en estructuras a base de pórticos exteriores construidos in situ, que formaban parte del sistema lateral de cargas, y pórticos interiores con elementos prefabricados. Los pórticos exteriores exhibieron una gran capacidad de deformación en contraste con la frágil e inadecuada respuesta de los pórticos interiores (Iverson y Hawkins, 1994)



**Figura 3.1.** Colapso de un edificio de estacionamientos en la Universidad de California, producto del sismo de Northridge de 1994. (USGS, 1994)

### **3.1.3. Uniformidad y continuidad de la estructura**

El concreto prefabricado puede ser calificado como un material de “un solo tramo” en una estructura, sin embargo, la continuidad puede ser lograda con conexiones bien detalladas (PCI, 2004)

Asimismo, además de procurarse una distribución simétrica y regular en planta, se debe buscar una distribución uniforme en masa en toda la altura de la estructura, para así poder repartir correctamente la rigidez. Muguruma et al (1995) reconoce este atributo como uno de los responsables del buen desempeño de las estructuras con concreto prefabricado que soportaron el sismo de Kobe en 1995.

### **3.1.4. Rigidez lateral: Adecuado sistema resistente ante fuerzas laterales**

Similarmente a las estructuras de concreto armado, se debe escoger un sistema resistente ante fuerzas laterales. Algunos de los elementos que son usados frecuentemente dentro de estos sistemas son los siguientes:

- Columnas en cantiléver o paneles de muro: Útil solo para edificios de poca altura. Es necesario alcanzar una correcta fijación en la base, lo que usualmente se logra con la cimentación propia del elemento (columna o panel) y una platea de cimentación.
- Muros de corte: Pueden ser de concreto prefabricado, vaciado en sitio o albañilería; asimismo, pueden ser muros interiores como exteriores.

- Arriostramiento con acero o concreto: Se puede ver este sistema en los estacionamientos, donde las rampas funcionan como arriostramiento en la dirección del tránsito.
- Pórticos resistentes a momentos

### 3.1.5. Consideración del diafragma

Los diafragmas están relacionados directamente con la estabilidad de la estructura, siendo esta característica proveída de dos modos en especial:

- Las fuerzas horizontales son transmitidas a muros de corte o pórticos resistentes a momentos por el entrepiso, actuando como una viga horizontal muy peraltada. Este tipo de análisis resulta adecuado para entrepisos hechos a partir de elementos sólidos (planchas); e inadecuado para aquellos entrepisos formados por elementos individuales, tales como bovedilas y dobles tee.
- Las fuerzas horizontales, producidas como reacción del entrepiso a solicitaciones externas, son transmitidas a la cimentación por medio de columnas o elementos de arriostramiento. En este caso, de acuerdo a la distancia ente los elementos de arriostramiento, el entrepiso es diseñado como un diafragma, el cual pueda sostener solicitaciones de corte y flexión. Para asegurar la acción de diafragma, se estila colocar vigas o viguetas soleras alrededor de los elementos de entrepiso.

(Adaptado de Elliot, 2002)

Asimismo, de acuerdo a la naturaleza de las fuerzas que los diafragmas transmiten a los elementos laterales que los circundan, se pueden clasificar en:

- Simples: Distribuye las fuerzas que se aplican directamente a él hacia el sistema resistente a cargas laterales. Asimismo, mantiene unida a la estructura
- De transferencia: Además de funcionar como un diafragma simple, transfiere las fuerzas de corte, sísmicas o de viento entre los elementos resistentes a fuerzas laterales.

Como se puede advertir de los párrafos precedentes, una de las principales prioridades para el diseño de diafragmas con elementos prefabricados es la definición de si éste seguirá el comportamiento de un diafragma rígido o no, para lo cual es bastante útil tener en cuenta la deformación lateral del diafragma en comparación de la deriva de entrepiso, además de la rigidez de los elementos verticales que lo circundan. El ACI 318.14 manifiesta que *“se permite cualquier conjunto de suposiciones razonables y congruentes para definir la rigidez de los diafragmas”*

Así, si una losa con elementos prefabricados se encuentra apoyada en muros estructurales de concreto vaciado en sitio, es deseable que sea modelada como un diafragma flexible. De igual modo, en sistemas estructurales en los cuales los elementos verticales y el entrepiso compartan el mismo nivel de rigidez, es recurrente tomar en cuenta los efectos de la flexibilidad del diafragma, considerando las uniones y conectores, de ser el caso. Asimismo, el código de diseño del ASCE cuenta con una metodología para la determinación de la rigidez o flexibilidad del diafragma.

Adicionalmente a lo mencionado, el ACI 318.14 considera que las solicitaciones bajo las cuales se debe diseñar el diafragma, ya sea conformado por elementos prefabricados o por concreto vaciado en sitio, son las siguientes:

- Fuerzas en el plano del diafragma producto de cargas laterales actuantes sobre la edificación (principalmente fuerzas de sismo y/o de viento)
- Fuerzas de transferencia en el diafragma



- Fuerzas en las conexiones entre el diafragma y los elementos verticales estructurales y no estructurales.
- Fuerzas de arriostramiento de elementos inclinados o verticales de la edificación.
- Fuerzas fuera del plano del diafragma (cargas de gravedad, por ejemplo)

### 3.1.6. Conexiones entre elementos

Generalmente se destacan dos: las que emulan el comportamiento del concreto vaciado en sitio (*emulated systems*), y aquellas en base a conexiones propiamente dichas (*jointed systems*)

#### 3.1.6.1. *Emulated systems*

Este sistema usa conexiones que están diseñadas para tener un comportamiento equivalente (tanto en resistencia a fuerzas laterales, rigidez y disipación de energía) a aquellas estructuras vaciadas en sitio (Ericson y Warnes, 1990)

Este tipo de sistemas puede tener dos tipos de conexiones, de acuerdo a su incursión en el rango inelástico:

- **Dúctiles:** Aquellas que sobrellevan la fluencia por flexión y forman rótulas plásticas en las mismas conexiones. En el caso de pórticos con elementos prefabricados; bases de columnas y los extremos de vigas son usualmente escogidos como zonas de formación de rótulas plásticas, asegurando su ductilidad con un adecuado refuerzo de confinamiento.
- **Fuertes:** Conexiones que permanecen en el rango elástico, alejadas o adyacentes a las zonas designadas donde se ubican las rótulas plásticas producto de la fluencia, dentro de los miembros prefabricados conectados.  
(Kurama et al, 2018)

Asimismo, de acuerdo a los materiales y/o técnicas utilizadas para su confección, se pueden citar dos tipos:

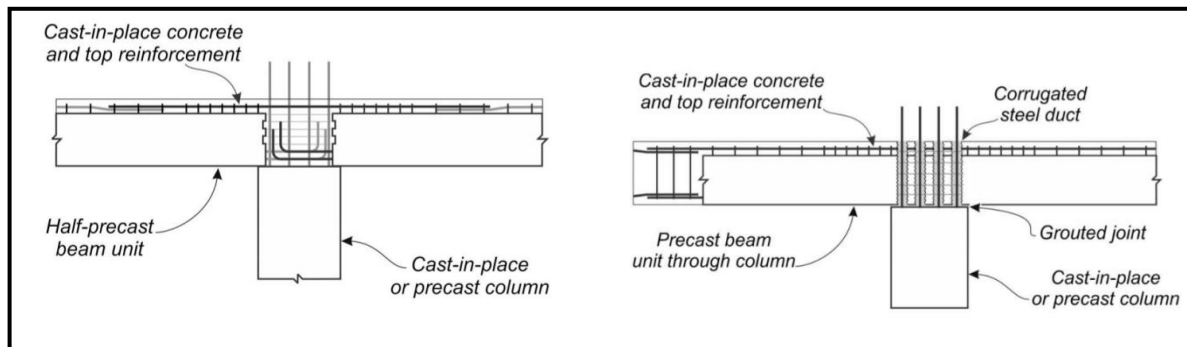
- **Conexiones húmedas:** Aquellas que son capaces de tener incursiones en el rango inelástico, sin que su resistencia sea afectada. Se utilizan traslapes o conectores mecánicos para lograrlas, además del relleno con grout o concreto vaciado en sitio para llenar los espacios existentes.
- **Conexiones secas:** La continuidad del acero en las conexiones se logra a través de la soldadura. A raíz de los efectos del sismo de Northridge, han sido altamente desaconsejadas.

(Reinoso, Rodríguez y Betancourt, 2000)

Para el detallado y diseño de sistemas con este tipo de conexiones, generalmente se siguen los siguientes pasos:

- Se debe seleccionar el/los sistema(s) resistentes a gravedad y a fuerzas laterales. Se puede optar, por ejemplo, por pórticos internos diseñados para resistir solo fuerzas de gravedad, circundados por muros de corte que conformarían el sistema resistente a fuerzas laterales; o por un sistema combinado resistente a ambas sollicitaciones conformado por pórticos resistentes a momentos.
- La estructura debe ser diseñada cumpliendo los mismos requerimientos estipulados para las construcciones de concreto armado vaciado en sitio.

- Se debe organizar la estructura en elementos prefabricados de dimensiones y formas adecuadas.



**Figura 3.2.** Ejemplo de conexiones que emulan el comportamiento del concreto vaciado en sitio. A la derecha, detalle de conexión rellena con concreto vaciado en sitio; a la izquierda, junta rellena con grout y refuerzo vertical de columnas en ductos) (Kurama et al, 2018)

### 3.1.6.2. Conexiones articuladas (*Jointed Systems*)

Conexiones que se valen de la manera más simple de realizar soportes entre elementos, y generalmente es usada cuando elementos verticales y horizontales se juntan (Elliot, 2002) Suelen ser menos rígidas que los elementos que conectan, por lo que las deformaciones suelen concentrarse en las conexiones.

Dentro de este sistema tenemos las siguientes conexiones:

- Conexiones de ductilidad limitada: Formadas comúnmente mediante soldadura y/o atornillado de barras de refuerzo, placas metálicas o elementos de acero; y sellado con grout; son diseñadas para permanecer dentro del rango elástico por la limitada ductilidad que desarrollan.
- Conexiones dúctiles: Este tipo de conexiones usualmente utiliza tendones postensados no adheridos para conectar los elementos prefabricados. Asimismo, existen sistemas mixtos o híbridos, que combinan tanto los tendones postensados y barras de refuerzo longitudinales, que han demostrado un comportamiento similar a las conexiones emulativas, alcanzando incluso valores menores de deformación residual.

Estas conexiones híbridas permiten a la estructura experimentar mayores desplazamientos laterales, reduciendo así los esfuerzos de tensión en el concreto, asimismo, las fuerzas de postensado vuelven a centrar la estructura después de la aplicación de las fuerzas laterales sísmicas. Sin embargo, estos mayores desplazamientos laterales pueden no cumplir con los requerimientos de diseño para sismos y también engloban menor disipación de energía. Así las cosas, las estructuras con este tipo de conexiones son diseñadas con componentes externos o internos de disipación de energía.

- Conexiones deformables: Experimentan deformaciones de acuerdo al desplazamiento de la estructura, como por ejemplo, las vigas apoyadas en las ménsulas de las columnas.

(fib,2003) (ACI 550.2R) (Kurama et al, 2018)

Al igual que las conexiones que emulan el comportamiento de las estructuras vaciadas en sitio, las conexiones articuladas pueden ser secas (*dry connections*) como húmedas (*wet connections*). Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la soldadura altera las propiedades físicas del acero y causa debilitamiento. Muchas estructuras en base a pórticos con conexiones soldadas fallaron durante el sismo de Northridge, debido a que se creía en ese entonces que las soldaduras bien diseñadas y ejecutadas podían soportar la fluencia del acero en forma cíclica. Debe evitarse la ejecución de soldaduras en zonas potenciales de fluencia o en zonas de doblado de barras de refuerzo. (ACI 550.2R)

Adicionalmente a lo mencionado, debe tenerse en cuenta que las conexiones articuladas no deben ser tan rígidas como para restringir la rotación y/o deformaciones por cambios de volumen (debido a creep, contracción por secado o por cambios volumétricos por temperatura) en los miembros que conectan. Asimismo, es de vital importancia la determinación de la ubicación de las zonas donde se espera el comportamiento inelástico de la estructura y la fluencia del acero de refuerzo, es decir las rótulas plásticas. En un sistema en base a pórticos, es usual que estas rótulas estén ubicadas en zonas muy cercanas a las juntas donde se realizarán las conexiones entre los miembros. (Elliot, 2002) (Kurama et al, 2018) (ACI 550.2R)

Por último, tanto el ACI como el FEMA otorgan las siguientes recomendaciones para el diseño de estas conexiones:

- El diseño de las conexiones debe ser consistente con el comportamiento de todo el sistema estructural.
- Dimensionar el sistema a fin de generar un camino de fuerzas continuo, regular y redundante; con el objetivo que la estructura se comporte integralmente.
- Evitar excentricidades en el camino de fuerzas, debido a que puede ocasionar pandeo en las conexiones (cuando se transmiten fuerzas de tensión por el camino de fuerzas) o en los miembros que se conectan (cuando se transmiten fuerzas de compresión).
- Proveer de ductilidad a la conexión, para así poder llegar al límite de fluencia sin dañar las superficies de concreto adyacentes. Esta ductilidad se logra asegurando que los elementos de la conexión embebidos en el concreto transfieran fuerzas y estén correctamente anclados, y que las placas o las barras de acero que los conectan entren en fluencia.
- Los detalles a proveer deben ser tales que las conexiones sean estandarizables, con elementos que aseguren la factibilidad y trabajabilidad en la construcción de las mismas.
- Se recomienda seguir los preceptos del diseño por capacidad, sugeridos por Park y Paulay, mediante el cual para asegurar que la fluencia ocurra en el elemento requerido en el camino de fuerzas, se debe asegurar que el mismo sea el menos rígido de todo el sistema.
- Se debe seleccionar los sistemas resistentes a fuerzas de gravedad y a cargas sísmicas consecuentemente con el sismo de diseño.

(ACI 550.2R) (FEMA P-750)

## **CAPÍTULO IV: BASES NORMATIVAS**

En este capítulo, se exploran las principales consideraciones que los códigos o estándares normativos tienen sobre la estructuración con elementos prefabricados.

### **4.1. ASCE SEI 7/16**

El estándar de la *American Society of Civil Engineers* tiene como alcance el diseño y construcción de toda estructura (salvo contadas excepciones, como almacenes agrícolas, algunas construcciones en base a pórticos de madera, entre otros), incluso sus componentes no estructurales, bajo la premisa de que resistan solicitaciones sísmicas.

El ASCE propone sistemas estructurales con base en dos tipos de clasificación de edificaciones. El primero, toma en cuenta el riesgo que representa el colapso de una estructura ante una eventual solicitud (sismo, cargas de viento, nieve, entre otros), clasificando las estructuras del siguiente modo:

- Categoría I: Estructuras cuyo colapso representa un bajo riesgo para la vida humana.
- Categoría II: Estructuras no consideradas en las categorías I, III y IV.
- Categoría III: Estructuras cuyo colapso representaría un riesgo sustancial a la vida humana.
- Categoría IV: Estructuras y edificios esenciales.

A partir de la clasificación anterior, el ASCE propone las categorías para el diseño sísmico (A, B, C, D, E y F), las cuales se basan en las categorías antes descritas y las aceleraciones espectrales de diseño, que a su vez son determinadas mediante la asignación de dos parámetros para movimiento del suelo para una respuesta de aceleración espectral de 0.2 segundos ( $S_s$ ) y 1 segundo ( $S_1$ ) ante al máximo sismo de diseño. Dichos parámetros se encuentran determinados solo para el territorio de los Estados Unidos de América, por lo que no tiene objeto profundizar en esta clasificación.

Así, el ASCE considera los siguientes grupos de sistemas estructurales:

- Muros portantes
- Pórticos o marcos
- Pórticos o marcos resistentes a momentos
- Sistemas duales con pórticos resistentes a momentos capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas
- Sistemas duales con pórticos intermedios resistentes a momentos capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas
- Sistema interactivo de muros de corte con pórticos de concreto armado resistentes a momentos y muro de corte de concreto armado.
- Sistema de columnas en cantiléver
- Sistemas de acero no específicamente sismorresistentes.

Dentro de los sistemas mencionados, se incluyen aquellos con muros de concreto prefabricado de corte intermedios y muros simples de corte de concreto prefabricado, específicamente dentro de los sistemas a base de muros portantes y a base de pórticos; sin embargo, en el caso de las construcciones con muros simples de corte de

concreto prefabricado, el ASCE no recomienda su aplicación en construcciones de categoría C, D y E.

Por último, el ASCE recomienda para los sistemas estructurales lo siguiente:

- Se debe dotar a la estructura de la adecuada resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía a través de sistemas resistentes a fuerzas laterales y verticales, para así poder sobrellevar las sollicitaciones producto del sismo de diseño con las deformaciones y resistencias permitidas.
- Se debe proveer a la estructura de un adecuado camino de cargas, desde el punto de aplicación de las mismas hasta el punto final de resistencia. Asimismo, las conexiones deben ser capaces de transmitir la fuerza sísmica inducida por las partes conectadas.

#### 4.2. ACI 318.19

El ACI 318.19 adopta la filosofía del diseño por resistencia, debido al cual la resistencia de diseño (resistencia nominal) de un miembro, sus nudos y conexiones, debe ser superior a la resistencia requerida calculada para las cargas mayoradas. La resistencia nominal es reducida por un factor  $\phi$ , el cual toma en cuenta entre otros, el grado de ductilidad del miembro bajo análisis. Este enfoque difiere del diseño por capacidad recomendado por algunos autores como se refirió en páginas anteriores, mediante el cual se aseguraba la ductilidad mediante la elección deliberada de eslabones débiles o zonas de incursión en el rango inelástico (rótulas plásticas).

El enfoque de diseño sísmico para estructuras prefabricadas considerado en este Reglamento tiene como objetivo *“resistir los movimientos sísmicos a través de una respuesta dúctil e inelástica de miembros seleccionados”*. Es decir, se pretende una respuesta que *emule* al comportamiento de las estructuras vaciadas en sitio, las cuales responden con una disminución de rigidez y aumento de la capacidad de disipación de energía ante un movimiento sísmico.

Para ello, establece en su capítulo 4 los requisitos necesarios para sistemas que hagan uso de concreto estructural, siendo los más relevantes para el presente estudio:

- **Cargas de diseño:** Al igual que el diseño por resistencia en concreto armado, las cargas deben ser mayoradas para el análisis.
- **Trayectoria de cargas:** Se propende a generar una trayectoria desde el elemento primigenio que recibe las cargas; esto se logra a través de elementos como diafragmas, columnas, vigas, cimentaciones y nudos/conexiones. El ACI propone excepciones a sistemas estructurales que no cumplan con esta característica; siempre y cuando su idoneidad sea demostrada ante Autoridad Competente.
- **Sistema resistente ante fuerzas laterales:** El ACI utiliza una clasificación, denominadas Categorías de diseño sísmico, de las edificaciones de acuerdo a lo normado por el ASCE/SEI 7 y basada en las aceleraciones espectrales de diseño, con parámetros determinados solo para los Estados Unidos de América. Sin embargo, lo interesante es que el ASCE recomienda ciertos sistemas estructurales para edificaciones de cada categoría sísmica. Se tratará este punto en el acápite correspondiente al estándar ASCE/SEI. En cuanto al ACI, establece que las edificaciones de Categorías de Diseño Sísmico B, C, D, E o F deben cumplir con sus requisitos para estructuras sismoresistentes; debido a la amenaza sísmica más alta que conllevan.
- **Diafragmas:** El ACI establece que, para una correcta transferencia de cargas, los diafragmas deben ser diseñados tanto para fuerzas dentro y fuera de su

plano (cargas gravitacionales y fuerzas laterales, respectivamente); así como sus conexiones con los elementos estructurales.

- **Integridad estructural:** Tanto las conexiones como el refuerzo a utilizar deben amarrarse efectivamente, para asegurar la ductilidad y redundancia en la estructura; así, de darse una falla localizada, la estructura pueda mantener su estabilidad global. El ACI establece requisitos específicos de integridad para nudos y conexiones prefabricadas.

Así, como el estándar ACI 318 propone emular el comportamiento de estructuras vaciadas en sitio, se pueden tomar los requisitos descritos líneas arriba como principios para el sistema estructural propuesto en esta Tesis. Sin perjuicio de lo mencionado, el ACI 318.19 tiene un acápite especial para sistemas de concreto prefabricado y presforzado; haciendo énfasis en la inclusión de las condiciones de carga, transporte y montaje, y en las conexiones, indicando que las fuerzas y deformaciones que se produzcan en ellas o junto a ellas deben ser incluidas en el diseño.

### 4.3. NORMA TECNICA E.060

Esta normativa, promulgada en el 2009, *“fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad, y la supervisión de estructuras de concreto armado, presforzado y simple”*

La E.060 contiene disposiciones específicas para concreto prefabricado, haciendo la salvedad que las mismas no son aplicables en caso se opte con la inclusión de este tipo de elementos para la conformación del sistema resistente ante cargas laterales; es decir, al contrario que el ACI 318.19, los requerimientos listados en la normativa peruana sólo son aplicables para elementos prefabricados que no tengan responsabilidad sismorresistente.

En cuanto a las disposiciones estructurales para el diseño sísmico, son aplicables, según la E.060, para los sistemas resistentes a fuerzas laterales de acuerdo a la definición de la normativa peruana. Como se describió líneas arriba, la E.060 contempla la posibilidad de considerar un sistema sismorresistente con elementos prefabricados solo como un “sistema no convencional” para cuya validación se requiere su demostración por medio de ensayos o análisis. Es en este vacío en el que se enmarca uno de los objetivos específicos de esta Tesis: el proponer un sistema estructural alternativo. La E.060 contempla en la actualidad, solo 4 tipos de sistemas estructurales: pórticos, duales (pórticos y muros estructurales), muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Algunas disposiciones otorgadas por la E.060 para los elementos prefabricados son las siguientes:

- Se debe tener especial cuidado en el diseño de conexiones, a fin de transmitir las fuerzas asociadas al creep, contracción por secado, deformaciones, sismo, entre otros.
- El camino de cargas debe estar bien establecido, desde las conexiones hasta los elementos. Para las fuerzas de tracción, se debe proveer de una trayectoria continua de refuerzos de acero.
- Los elementos prefabricados deben estar amarrados transversal y longitudinalmente, conectados a un sistema resistente ante cargas laterales.
- Es permitida la formación de un diafragma compuesto por elementos prefabricados.

### 4.4. Apreciaciones y comparativa

Como se puede dilucidar de lo descrito en párrafos anteriores, existe un vacío en la normativa peruana al no considerar en sus alcances sistemas estructurales con prefabricados de concreto, aspecto que será desarrollado como una oportunidad y objetivo con el desarrollo de ésta Tesis.

En cuanto a las consideraciones vertidas en los estándares ACI 318 y ASCE/SEI 7, se realizan consideraciones para sistemas alternativos con prefabricados de concreto propendiendo a emular el comportamiento de estructuras de concreto armado vaciadas en sitio. Lamentablemente, la clasificación por categoría de diseño sísmico propuesta por el ASCE/SEI, y sus subsiguientes recomendaciones de sistemas estructurales, no puede ser aplicada en esta Tesis, dado que los valores de aceleraciones espectrales en los que se basa dicha clasificación solo están disponibles para el territorio de los Estados Unidos de América. Sin perjuicio de lo mencionado, se seguirán las recomendaciones y preceptos del ACI 318-19 en cuanto a diseño sismorresistente; además de consideraciones especiales para elementos prefabricados de concreto y acero que estén establecidas por el *Precast Concrete Institute* (PCI) y el *American Institute of Steel Construction* (AISC)

## **CAPÍTULO V: BASES DE DISEÑO CON ELEMENTOS PREFABRICADOS**

En este capítulo se explorarán los lineamientos básicos de diseño con elementos prefabricados; partiendo de fuentes de información primarias, como la bibliografía existente sobre el tema, y complementando con las disposiciones normativas del ACI 318-19 y aspectos específicos tratados por el *Precast/Prestressed Concrete Institute* (PCI)

### **5.1. VIGAS**

#### **5.1.1. Diseño a flexión**

Para el diseño de las vigas prefabricadas, se parte de una pre-selección de la sección a usar, para lo cual se pueden seguir las recomendaciones de Edward Nawy (Nawy, 2002) y Antoine Naaman (Naaman, 2004).

Lo mencionado en el párrafo anterior es utilizado para hallar la resistencia nominal de la sección pre-seleccionada, cuyas expresiones son concordantes con lo expresado en el ACI 318-19 y el *PCI Design Handbook*

Por último, ya para el dimensionamiento de la cuantía necesaria de presfuerzo, se describen los límites en su consideración (íntimamente ligado a la carga de fisuración) y sus pérdidas en magnitud debido a su propia instalación o fenómenos propios de la naturaleza del concreto (creep, relajación). Así, con los componentes de la sección ya determinados, se procede al chequeo por esfuerzos admisibles de la misma.

##### **5.1.1.1. Selección de módulo de sección mínimo**

Dados los siguientes límites:

$f_{ci}$ = Máximo esfuerzo admisible en compresión en el concreto, inmediatamente después de la transferencia y antes de la pérdida de presfuerzo ( $0.60 f'_c$ )

$f_{ti}$ = Máximo esfuerzo admisible en tensión en el concreto, inmediatamente después de la transferencia y antes de la pérdida de presfuerzo (de  $0.25 \sqrt{f'_{ci}}$ )

$f_c$ = Máximo esfuerzo admisible en compresión en el concreto después de la pérdida de presfuerzo, ante cargas de servicio ( $0.45 f'_c$ )

$f_t$ = Máximo esfuerzo admisible en tensión en el concreto después de la pérdida de presfuerzo, ante cargas de servicio (Definido para presforzado Clase U, Clase T y Clase C)

Se tiene que cuidar que los esfuerzos actuantes en la sección no sobrepasen lo mencionado, por lo que las dimensiones mínimas del módulo de sección estarán dadas por:

$$S^t \geq \frac{(1 - \gamma)M_D + M_{SD} + M_L}{\gamma f_{ti} - f_c}$$
$$S^b \geq \frac{(1 - \gamma)M_D + M_{SD} + M_L}{f_t - \gamma f_{ci}}$$

(Nawy, 2002)



Donde:

$\gamma$ : Ratio de presfuerzo residual, después de las pérdidas

$M_D$ ;  $M_{SD}$ ;  $M_L$  : Momentos debido a las cargas muertas, sobrecargas y cargas vivas respectivamente.

$S^t$ ;  $S_b$ : Módulo de sección de la parte superior e inferior de la sección.

$f'_{ci}$ : Resistencia a la compresión del concreto al momento del presforzado inicial

### 5.1.2. Resistencia de diseño

De acuerdo a las suposiciones de diseño que admite el ACI 318-19, aplicado al caso de elementos prefabricados y/o presforzados, la resistencia de diseño a flexión para secciones rectangulares está dominada por la siguiente expresión:

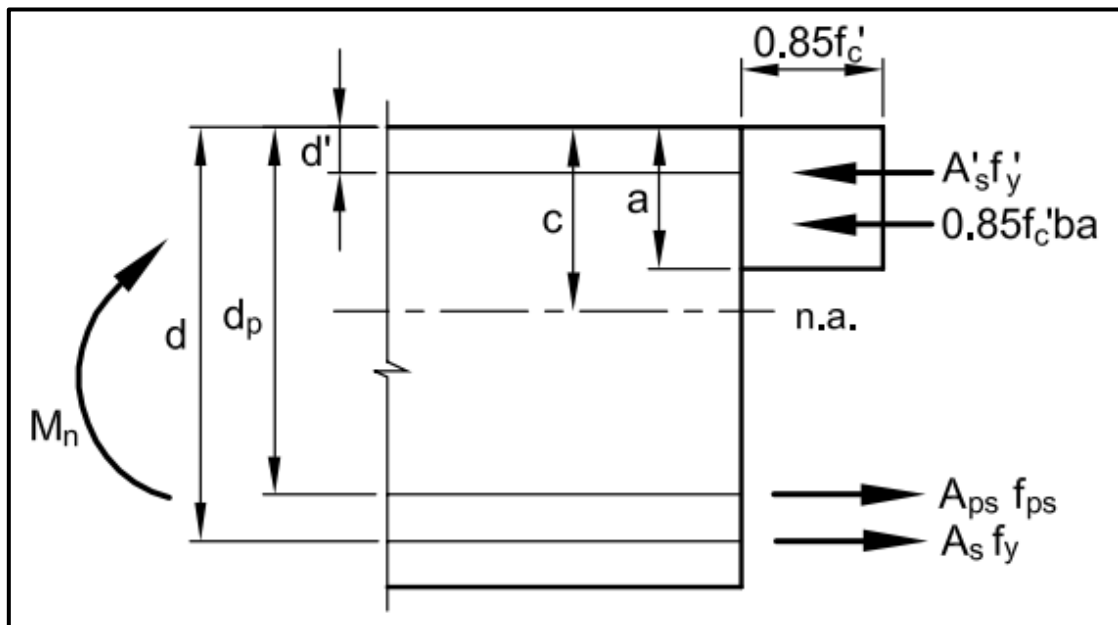
$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$

(PCI, 2004)

Donde:

$A_{ps}$  = área del tendón de presfuerzo

$f_{ps}$  = Esfuerzo actuante en el tendón presforzado cuando el miembro alcanza su resistencia nominal



**Figura 5.1.** Equilibrio dentro de una sección rectangular presforzada a fin de determinar la resistencia de diseño (PCI, 2004)

$f_{ps}$  puede ser calculado de acuerdo a las siguientes condiciones:

#### Para elementos con acero de presfuerzo adherido

Solo aplica cuando todo el cable de presfuerzo se encuentra en zona de tracción y  $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right] \right\}$$

(PCI, 2004) (ACI 318-19)

Donde:

$f_{pu}$ =Resistencia especificada a la tracción del cable de presfuerzo

$f_{py}$ =Esfuerzo de fluencia en el cable de presfuerzo

$f_{se}$ =Esfuerzo efectivo en el presfuerzo después de todas las pérdidas del mismo

$\gamma_p$ =Factor por tipo de cable de presfuerzo

$\rho_p$ =Cuantía del presfuerzo sobre el área  $bd_p$

$\rho'$ = Cuantía del refuerzo a compresión sobre el área  $bd$

El factor  $\gamma_p$  estará determinado por la siguiente tabla, de acuerdo al ACI 318-19:

**Tabla 5.1.** Tabla para la determinación de  $\gamma_p$ . (ACI 318-19)

$f_{py} / f_{pu}$	$\gamma_p$
$\geq 0.80$	0.55
$\geq 0.85$	0.40
$\geq 0.90$	0.28

#### Para elementos con acero de presfuerzo no adherido

Para este caso, el ACI 318-19 recomienda determinar el esfuerzo efectivo del presfuerzo con las siguientes expresiones:

Para luz/altura  $\leq 35$ , el menor valor de:

- $f_{se} + 70 + f'_c / (100\rho_p)$
- $f_{se} + 420$
- $f_{py}$

Para luz/altura  $> 35$ , el menor valor de:

- $f_{se} + 70 + f'_c / (300\rho_p)$
- $f_{se} + 210$
- $f_{py}$

#### 5.1.2.1. Determinación de la cuantía de presfuerzo necesaria

Es común la ayuda de tablas para hallar la cuantía de refuerzo necesaria. Para tal caso, se introduce una variable  $K_u$ , la cual es definida como:

$$K_u = \frac{\frac{M_u}{\phi} - A'_s f'_y (d - d')}{f'_c b d^2} = \omega(1 - 0.59\omega)$$

(PCI, 2004)

Al tener todos los datos del lado izquierdo de la ecuación (se puede asumir o iterar  $A'_s$ , o de ser el caso, igualarlo a 0), es cuestión de despejar  $\omega$ . Una vez hecho esto, y teniendo en cuenta que  $\omega = 0.85a/d$ ; por equilibrio se tiene:

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y = \omega b d f'_c$$

De dicha expresión se puede obtener las cuantías de  $A_{ps}$  y  $A_s$ .

### 5.1.2.2. Límites en el reforzamiento

El ACI 318-19 establece que las cuantías de  $A_s$  y  $A_{ps}$  deben ser las adecuadas como para resistir como mínimo 1.2 veces la carga de fisuración; es decir  $M_{cr}$ , que está definida por:

$$M_{cr} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{S_b} + f_r$$

(PCI, 2004) (ACI 318-19)

Donde:

P: Fuerza de presfuerzo

A: área de la sección de concreto

e: Excentricidad del tendón de presfuerzo

$S_b$ : Módulo de sección con respecto a la fibra de inferior

$f_r$ : Módulo de fisura del concreto

### 5.1.2.3. Esfuerzos admisibles en miembros presforzados a flexión

Ya sea para el análisis en transferencia de presfuerzo o bajo cargas de servicio, es necesario clasificar los miembros presforzados a flexión, según lo establecido por el ACI 318-19, de acuerdo a su esfuerzo en la fibra extrema por tracción  $f_t$ :

**Tabla 5.2.** Esfuerzos admisibles en miembros presforzados a flexión (Elaboración propia, a partir del ACI 318-19)

Comportamiento supuesto	Clase	Límites de $f_t$
No fisurado	U	$f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	T	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$
Fisurado	C	$f_t > \sqrt{f'_c}$

Así, para el caso de los elementos presforzados con clasificación U y T, se determinarán los esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio con la sección bruta; mientras que para los elementos con clasificación C, dicha verificación deberá realizarse con la sección transformada agrietada.

Se destacan dos etapas en el diseño de elementos presforzados: la etapa inicial y la final. La etapa inicial es aquella donde el presfuerzo es transferido al concreto y no existen otras cargas presentes, excepto la del peso propio. No se toman en cuenta las pérdidas del presfuerzo en esta etapa.

La etapa final toma en cuenta las pérdidas en el presfuerzo y las combinaciones de cargas externas (peso propio, carga viva, sobrecarga muerta, entre otros).

En estas dos etapas, se debe verificar que la sección cumpla con los esfuerzos admisibles, los cuales son:

$\bar{\sigma}_{ti}$ : Esfuerzo admisible a tracción en el concreto en la etapa inicial

$\bar{\sigma}_{ci}$ : Esfuerzo admisible a compresión en el concreto en la etapa inicial

$\bar{\sigma}_{ts}$ : Esfuerzo admisible a tracción en el concreto ante cargas de servicio

$\bar{\sigma}_{cs}$ : Esfuerzo admisible a compresión en el concreto ante cargas de servicio

Para la definición de estos esfuerzos, supongamos una sección con área  $A_c$ , en la cual se aplica un presfuerzo  $F$  (o  $F_i$ , dependiendo del momento del análisis) con una excentricidad  $e_o$ . Ahora bien, considerando que en la etapa inicial solo actuará como carga externa el peso propio del elemento, se denominará como  $M_{min}$  al momento flector que produce. Asimismo, ante la actuación de las cargas de servicios (la cual incluye el peso propio del elemento), se producirá un momento  $M_{max}$ . Así, considerando los esfuerzos de compresión como positivos, y los de tracción como negativos; se pueden generar las siguientes 4 desigualdades:

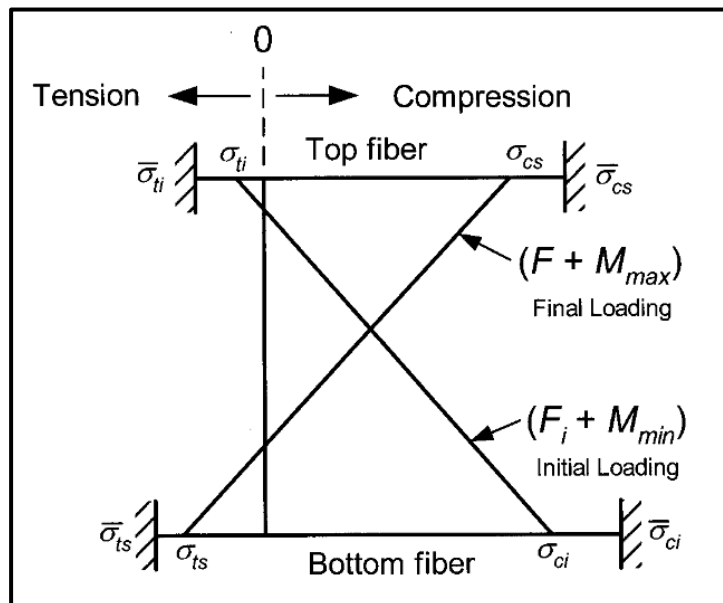
$$\frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i \times e_o}{S_t} + \frac{M_{min}}{S_t} \geq \bar{\sigma}_{ti}$$

$$\frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \times e_o}{S_b} - \frac{M_{min}}{S_b} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

$$\frac{F}{A_c} - \frac{F \times e_o}{S_t} + \frac{M_{max}}{S_t} \leq \bar{\sigma}_{cs}$$

$$\frac{F}{A_c} + \frac{F \times e_o}{S_b} - \frac{M_{max}}{S_b} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

Es necesario indicar que lo indicado es sólo válido cuando los momentos ocasionados por el peso propio y por las cargas de servicio son todos positivos (es el caso de elementos simplemente apoyados, por ejemplo). Si fuera el caso de ocasionarse tanto momentos positivos como negativos, se tendría que evaluar 4 desigualdades adicionales.



**Figura 5.2.** Diagrama de esfuerzos típico para la etapa inicial de carga y para la etapa de cargas de servicio (Naaman, 2004)

El ACI 318-19 propone los siguientes valores para los esfuerzos admisibles:

**Tabla 5.3.** Esfuerzos admisibles a flexión (Elaboración propia, a partir del ACI 318-19)

<b>Esfuerzo admisible</b>	<b>Condición</b>	<b>Valor</b>
$\bar{\sigma}_{ci}$	En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.70 f'_{ci}$
	En otras ubicaciones	$0.60 f'_{ci}$
$\bar{\sigma}_{ti}$	En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.50 \sqrt{f'_{ci}}$
	En otras ubicaciones	$0.25 \sqrt{f'_{ci}}$
$\bar{\sigma}_{cs}^*$	Presfuerzo más cargas permanentes en el tiempo	$0.45 f'_c$
	Presfuerzo más todas las cargas	$0.60 f'_c$

\*Válido solamente para miembros presforzados Clases U y T

#### 5.1.2.4. Pérdidas de preesfuerzo

Para el cálculo del esfuerzo efectivo después de las pérdidas de presfuerzo ( $f_{se}$ ), se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Asentamiento en los anclajes del acero de presfuerzo durante la transferencia
- Acortamiento elástico del concreto
- Creep
- Retracción del concreto
- Relajación del acero de presfuerzo
- Pérdidas por fricción debido a la curvatura de los tendones

Así, la pérdida total de presfuerzo se puede expresar del siguiente modo:

$$TL=ES+CR+SH+RE$$

Donde:

ES: Pérdida por acortamiento elástico del concreto  
 CR: Pérdida por creep en el concreto  
 SH: Pérdida por contracción por secado del concreto  
 RE: Pérdida por relajación de tendones

##### 5.1.2.4.1. Pérdidas por acortamiento elástico del concreto (ES)

Son definidas por:

$$ES = K_{es} E_{ps} f_{cir} / E_{ci}$$

(PCI, 2004)

Donde:

$K_{es}$ : 1 para miembros pretensados  
 $E_{ps}$ : Módulo de elasticidad de los tendones presforzados (normalmente entre 197000 y 200 000 MPa)  
 $E_{ci}$ : Módulo de elasticidad del concreto al momento que el presfuerzo es aplicado

$$f_{cir} = K_{cir} \left( \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e^2}{I_g} \right) - \frac{M_g e}{I_g}$$

(PCI, 2004)

$K_{cir}$ : 0.9 para miembros pretensados

$P_i$ : Fuerza inicial de presfuerzo

$e$ : Excentricidad de los tendones

$A_g$ : Área bruta de la sección considerada

$M_g$ : Momento flector debido a la carga muerta y otras cargas permanentes.

$I_g$ : Momento de inercia de la sección bruta

#### 5.1.2.4.2. Pérdidas por creep en el concreto (CR)

Se encuentra definida por los siguientes parámetros:

$$CR = K_{cr} \left( \frac{E_{ps}}{E_c} \right) (f_{cir} - f_{cds})$$

(PCI, 2004)

$K_{cr}$ : 2 para concreto con peso normal, 1.6 para concretos livianos

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto a los 28 días

$f_{cds}$ : esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo, debido a la sobrecarga muerta aplicada al elemento después de que ha sido presforzado

$$f_{cds} = \frac{M_{sd}(e)}{I_g}$$

(PCI, 2004)

$M_{sd}$ : Momento debido a la sobrecarga muerta y cargas permanentes aplicadas después del presfuerzo.

#### 5.1.2.4.3. Pérdidas por contracción por secado en el concreto (SH)

Definida del siguiente modo:

$$SH = (8.2 \times 10^{-6}) K_{sh} E_{ps} \left( 1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (100 - R.H.)$$

(PCI, 2004)

$K_{sh}$ : 1 para elementos pretensados

$V/S$ : Relación volumen/superficie del elemento

R.H.: Humedad relativa promedio del ambiente

#### 5.1.2.4.4. Pérdidas por relajación en los tendones (RE)

$$RE = [K_{re} - J](SH + CR + ES)C$$

(PCI, 2004)

Para  $K_{re}$  y  $J$ , se sugieren los siguientes valores:

**Tabla 5.4.** Valor de  $K_{RE}$  (Adaptado de PCI,2004)

Tipo de tendón	$K_{re}$	J
Tendones o alambres de Grado 270 relevados de esfuerzos	20000	0.15
Tendones o alambres de Grado 250 relevados de esfuerzos	18500	0.14
Tendones o alambres de Grado 240 o 235 relevados de esfuerzos	17600	0.13
Tendones de Grado 270 de baja relajación	5000	0.040
Alambres de Grado 250 de baja relajación	4630	0.037
Alambres de Grado 240 o 235 de baja relajación	4400	0.035
Barras de Grado 145 o 160 relevadas de esfuerzos	6000	0.05

Del mismo modo, se sugieren los siguientes valores para C:

**Tabla 5.5.** Valores para C (Adaptado de PCI,2004)

$f_{pi}/f_{pu}$	Tendones o alambres relevados de esfuerzos	Barras relevadas de esfuerzos; tendones o alambres de baja relajación
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

### 5.1.2.5. Envoltente de excentricidades

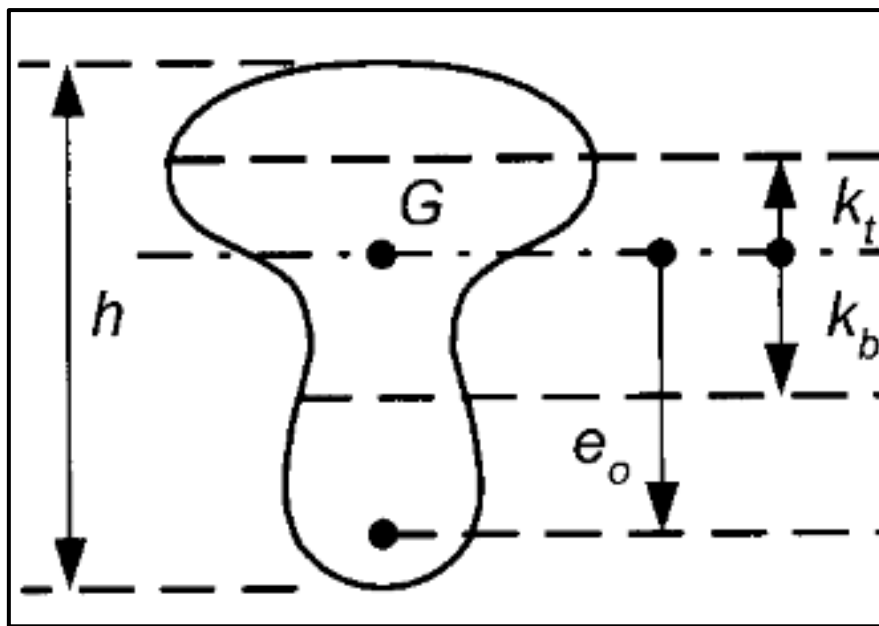
El núcleo central de una sección es aquella zona donde una fuerza axial de compresión no producirá ningún esfuerzo de tensión en dicha sección. Este núcleo solo depende de la geometría de la sección. (Naaman, 2004)

Los límites del núcleo central están definidos por  $k_t$  y  $k_b$ , que son iguales a:

$$k_t = -\frac{S_b}{A}$$

$$k_b = -\frac{S_t}{A}$$

Los cuales son medidos desde el centroide de la sección, como se muestra en la figura:



**Figura 5.3.** Delimitación del núcleo central de una sección (Naaman, 2004)

Ahora bien, el núcleo límite es aquella región en la sección en la cual una fuerza axial de compresión de una magnitud dada produce esfuerzos que no son mayores a ninguno de los admisibles. El núcleo límite no solo depende de la geometría de la sección, sino también de la fuerza de compresión aplicada y de los esfuerzos admisibles. Los límites de este núcleo están dados por  $k'_t$  y  $k'_b$ :

$$k'_t, \text{ el mayor de } \left\{ \begin{array}{l} k_b \left( 1 - \frac{\bar{\sigma}_{cs}}{\sigma_g} \right) \\ k_t \left( 1 - \frac{\bar{\sigma}_{ts}}{\sigma_g} \right) \end{array} \right\}$$

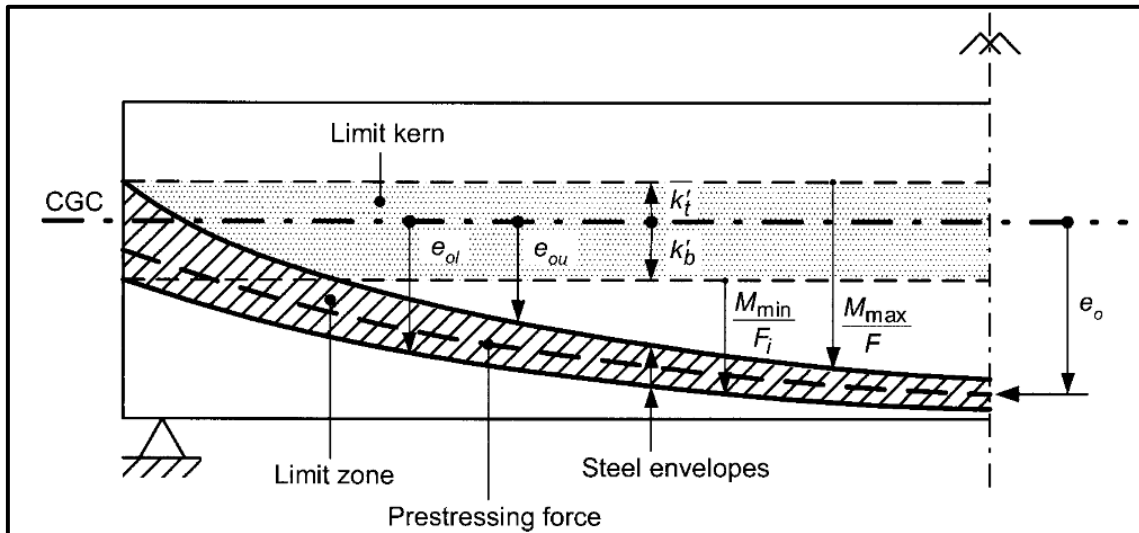
$$k'_b, \text{ el mayor de } \left\{ \begin{array}{l} k_b \left( 1 - \frac{\bar{\sigma}_{ti}}{\sigma_g} \right) \\ k_t \left( 1 - \frac{\bar{\sigma}_{ci}}{\sigma_g} \right) \end{array} \right\}$$



Con este concepto, y las desigualdades presentadas líneas arriba, es posible determinar la envolvente de excentricidades para cualquier punto a lo largo de la longitud del elemento, mediante las siguientes expresiones:

$$e_{ou} = k'_t + \frac{M_{max}}{F}$$

$$e_{oL} = k'_b + \frac{M_{min}}{F_i}$$



**Figura 5.4.** Envolvente de excentricidades para la colocación de tendones de presfuerzo (Naaman, 2004)

### 5.1.3. Diseño a cortante

En el diseño a cortante, el concreto presfuerzo cuenta con dos ventajas sobre el concreto armado:

- El cortante ocasionado por las fuerzas verticales, se ve disminuido en su magnitud debido a la presencia del cable de presfuerzo y su ángulo de inclinación. Así, el cortante proveniente del análisis estructural estará cuantificado por:

$$V(x) = V - F(\text{sen}\alpha)$$

Siendo  $\alpha$  el ángulo entre el plano horizontal y el alineamiento del tendón de presfuerzo en la sección analizada.

- La tensión diagonal en los elementos de concreto presfuerzo es menor que en sus similares de concreto reforzado, debido a la compresión inducida por el cable de presfuerzo.

El ACI 318-2019 establece que la resistencia nominal al cortante está dada por:

$$V_n = V_c + V_s$$

Siendo  $V_c$  y  $V_s$  la resistencia al cortante proporcionada por el concreto y por el refuerzo transversal respectivamente.

### 5.1.3.1. Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

Para miembros presforzados, cuya fuerza de presfuerzo efectiva sea al menos el 40% de la fuerza de presfuerzo inicial ( $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$ ), el ACI 318-19 establece que  $V_c$  debe tomar los siguientes valores:

$$\text{El menor de } \begin{aligned} & \left( 0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \\ & \left( 0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \right) b_w d \\ & 0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \end{aligned}$$

Adaptado del ACI 318-19

Donde:

$\lambda$ : factor de reducción entre propiedades de concreto liviano y concreto de peso normal  
 $d_p$ : distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del presfuerzo.

### 5.1.3.2. Refuerzo para cortante en una dirección

En cada sección en la que  $V_u > \phi V_c$ , se debe cumplir:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (\text{ACI 318-19})$$

La resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo transversal, se define clásicamente por:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{ACI 318-19})$$

### 5.1.3.3. Refuerzo mínimo a cortante

El ACI 318-19 estipula que en aquellas secciones donde  $V_u > 0.5\phi V_c$ , es necesario colocar un refuerzo mínimo a cortante ( $A_{v,min}$ ); con las siguientes condicionantes:

**Tabla 5.6.** Refuerzo mínimo a cortante (Adaptado del ACI 318-19)

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$	
Presforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$ ,	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}$
		$0.35 \frac{b_w}{f_y}$
Presforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$ ,	El menor de:	El mayor de:
		$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}$
	$0.35 \frac{b_w}{f_y}$	
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$

## 5.2. COLUMNAS

En este acápite se explora la construcción de diagramas de interacción para columnas con elementos presforzados, basándonos principalmente en lo estudiado y recomendado por Antoine Naaman (Naaman, 2004). Asimismo, se observan los efectos de esbeltez en estos elementos, útil para este tesis en cuanto se puede dar una aplicación excéntrica de fuerzas de compresión, producto de las conexiones con las vigas prefabricadas. Dichos lineamientos fueron obtenidos de lo reglamentado por el ACI 318-19

### 5.2.1. Introducción y construcción del diagrama de interacción

Las columnas son elementos sometidos a flexo-compresión principalmente. El uso de tendones presforzados en estos elementos lleva a una pequeña reducción en su resistencia a compresión pura; sin embargo, aumenta su resistencia a la fisuración, mejorando su performance en servicio (Naaman, 2004).

Al igual que con las columnas de concreto reforzado, para determinar la resistencia nominal a flexo-compresión, es necesaria la construcción de un diagrama de interacción, manteniendo las mismas hipótesis que gobiernan el diseño elástico a flexión.

Supongamos que tenemos una columna con la siguiente sección:

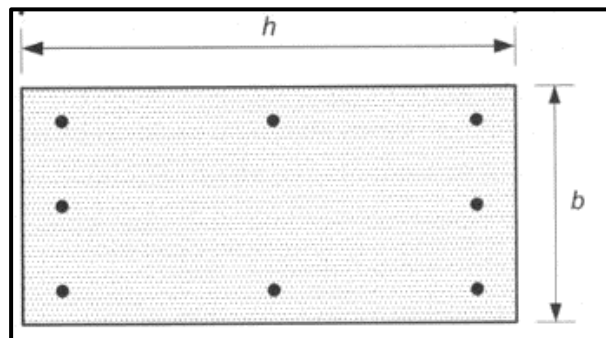


Figura 5.5. Sección de columna con acero presforzado (Naaman, 2004)

Asimismo, tenemos el respectivo diagrama de deformaciones:

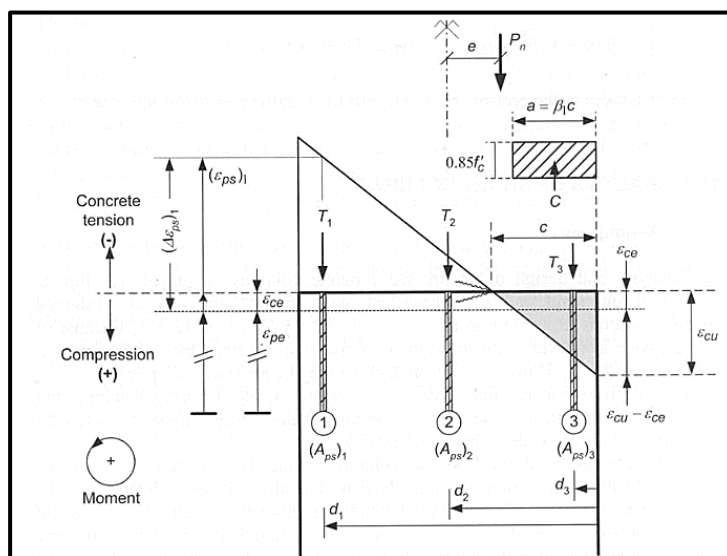


Figura 5.6. Diagrama de deformaciones de una columna con 3 capas de acero presforzado (Naaman, 2004)

En donde:

$\varepsilon_{pe}$ : Deformación unitaria del acero de presfuerzo debido al presfuerzo efectivo  $f_{pe}$  (después de las pérdidas de presfuerzo)

$\varepsilon_{ce}$ : Deformación unitaria del concreto en el centroide del acero de presfuerzo debido al presfuerzo efectivo

$\varepsilon_{ps}$ : Deformación unitaria del acero de presfuerzo debido al estado de cargas considerado

La deformación unitaria  $\varepsilon_{ce}$  puede ser definida como  $\frac{f_{pe}A_{ps}}{E_c(A_g - A_{ps})}$  (Naaman, 2004)

La variación de la deformación en cualquier capa estará dada por:

$$(\Delta\varepsilon_{ps})_i = \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_i - c}{c} \right) \quad (\text{Naaman, 2004})$$

Entonces, la deformación para cualquiera de las capas de presfuerzo  $(\varepsilon_{ps})_i$  está definido por:

$$(\varepsilon_{ps})_i = (\Delta\varepsilon_{ps})_i + \varepsilon_{pe} \quad (\text{Naaman, 2004})$$

Similarmente al análisis de vigas, cuando la deformación unitaria  $(\varepsilon_{ps})_i$  sea menor a la deformación límite  $\varepsilon_{pp}$ , el esfuerzo  $f_{ps}$  sigue la ley de Hooke. En caso no se cumpla la primera premisa,  $f_{ps}$  debe determinarse de acuerdo a la relación esfuerzo-deformación del material.

Entonces, las fuerzas de tensión de cada una de las capas de presfuerzo estará definida por:

$$T_i = (f_{ps})_i (A_{ps})_i$$

Así, la resistencia nominal de la sección estará dada por:

$$P_n = C - \sum T_i$$

$$M_n = C \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum T_i \left( d_i - \frac{h}{2} \right)$$

Lo mencionado comprende las ecuaciones para la determinación de los puntos de la curva de interacción para una sección rectangular; para su determinación completa se deberá ir variando la profundidad del eje neutro ("c"). En el caso de secciones no rectangulares, y/o con un solo eje de simetría, se deberá construir una curva por cada sentido del momento aplicado

## 5.2.2. Columnas esbeltas

### 5.2.2.1. Carga crítica ante pandeo en columnas esbeltas

En las columnas esbeltas, el pandeo y/o inestabilidad lateral son significativos debido a la configuración geométrica; además de la aplicación excéntrica de las cargas axiales muy usuales en columnas con cartelas o ménsulas donde se apoyan las vigas en estructuras prefabricadas.

La ecuación de Euler para la carga crítica por pandeo  $P_{cr}$  está definida por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_u^2}$$

En donde E es el módulo elástico del material de la columna, I el momento de inercia de la sección y  $l_u$  la longitud no arriostrada de la columna (o entre rótulas plásticas). Con el objeto de caracterizar las condiciones de borde (o el grado de fijaciones de las conexiones en los extremos de las columnas), se añade el factor de longitud efectiva  $k$  y el radio de giro  $r$  (igual a  $\sqrt{\frac{A}{I}}$ ) quedando definida la ecuación anterior como:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(kl_u)^2 \left(\frac{A}{I}\right)} = \frac{\pi^2 EA}{[k(l_u/r)]^2}$$

De lo mostrado se puede notar que la carga crítica es inversamente proporcional a la relación efectiva de esbeltez  $k(l_u/r)$ ; por lo que el arriostramiento de las columnas reduciría en gran medida la relación efectiva de esbeltez.

### 5.2.2.2. Consideraciones de diseño según el Código ACI 318-19

El ACI permite obviar los efectos de esbeltez en los siguientes casos:

**Tabla 5.7.** Casos para obviar efectos de esbeltez (Adaptado del ACI 318-19)

Caso	Condición
Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales	$\frac{kl_u}{r} \leq 22$
Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales	$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ y $\frac{kl_u}{r} \leq 40$

Donde  $M_1$  y  $M_2$  son el menor y el mayor momento mayorado, respectivamente, en los extremos de la columna. Si se considera que ésta presenta curvatura simple,  $M_1/M_2$  será positivo, y si presenta curvatura doble, dicho cociente será negativo.

De considerarse necesaria la inclusión de la esbeltez, el ACI permite la utilización de 3 métodos: método de magnificación de momentos, análisis elástico e inelástico de segundo orden.

#### 5.2.2.2.1. Método de magnificación de momentos

##### Rigidez efectiva modificada

Para tratar de tomar en cuenta el efecto de la no linealidad de los materiales y el análisis con sección fisurada, el ACI propone que la rigidez efectiva pueda ser calculada con:

$$(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (\text{ACI 318-19})$$

El momento de inercia  $I$ , para el caso de columnas, debe tomar el valor de  $0.70 I_g$  (momento de inercia de la sección bruta. Asimismo,  $\beta_{dns}$  es definida como la relación entre la carga axial mayorada permanente en el tiempo (carga muerta) y la carga axial total de la combinación.

### Consideración de arriostramiento

El ACI define el índice de estabilidad para un piso Q del siguiente modo:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \quad (\text{ACI 318-19})$$

Donde:

$\sum P_u$  = Carga axial vertical total mayorada

$V_{us}$  = Cortante total mayorado

$l_c$  = Longitud de la columna del entrepiso de análisis

$\Delta_0$  = Deriva de entrepiso producto de  $V_{us}$ , sin considerar los efectos del análisis de segundo orden (P- $\Delta$ )

Si Q es menor a 0.05, la columna puede analizarse como arriostrada

### Estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas)

Estas estructuras deben ser diseñadas para el momento mayorado  $M_c$ , el cual será igual al momento  $M_2$  multiplicado por un factor de efecto de curvatura  $\delta$  definido como:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_{cr}}} \geq 1 \quad (\text{ACI 318-19})$$

Donde:

**Tabla 5.8.** Valores para  $C_m$

Caso	Valor de $C_m$
Para columnas sin cargas transversales entre los apoyos	$0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$
Para columnas con cargas transversales entre los apoyos	1

En caso  $M_2$  sea un momento pequeño o nulo, el ACI propone la aplicación de una excentricidad mínima con el parámetro  $M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h)$ .  $M_2$  debe ser por lo menos igual a  $M_{2,min}$ .

### Estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas)

Para este caso, los momentos  $M_1$  y  $M_2$  en los extremos deben ser calculados así:

$$\begin{aligned} M_1 &= M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \\ M_2 &= M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \end{aligned} \quad (\text{ACI 318-19})$$

Donde  $M_{1s}$  y  $M_{1ns}$  son los momentos mayorados donde actúa  $M_1$ , considerando uno de los extremos libres (no arriostrado) o con una restricción al desplazamiento lateral (arriostrado). De modo similar se debe hallar  $M_{2s}$  y  $M_{2ns}$ .

El factor modificador de momento es calculado así:

**Tabla 5.9.** Valores para el factor modificador (Adaptado del ACI 318-19)

Condición	Modo
Sólo si $\delta_s \leq 1.5$	$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1$
Si $\delta_s$ excede 1.5	$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_{cr}}} \geq 1$
Si $\delta_s$ excede 1.5	Análisis elástico de segundo orden

Donde  $\Sigma P_u$  es la sumatoria de cargas axiales mayoradas en un piso y  $\Sigma P_{cr}$  es la sumatoria de las cargas críticas al pandeo de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso.

## CAPÍTULO VI: DISEÑO POR CAPACIDAD

En este capítulo se desarrollan los principales conceptos del diseño por capacidad, desarrollado por primera vez por Priestley y Park.

### 6.1. ALCANCES GENERALES

La normativa peruana E.060 "Concreto Armado" hace uso del denominado "Diseño por resistencia", mediante el cual se trata de dotar a los miembros de resistencias de diseño adecuadas, utilizando ciertos factores de reducción ( $\phi$ ) (conocidas como las resistencias nominales  $R_n$ ); con la finalidad que superen las solicitaciones últimas de diseño calculadas con cargas amplificadas (la *resistencia última* o  $R_u$ ). En síntesis, para satisfacer la siguiente desigualdad:

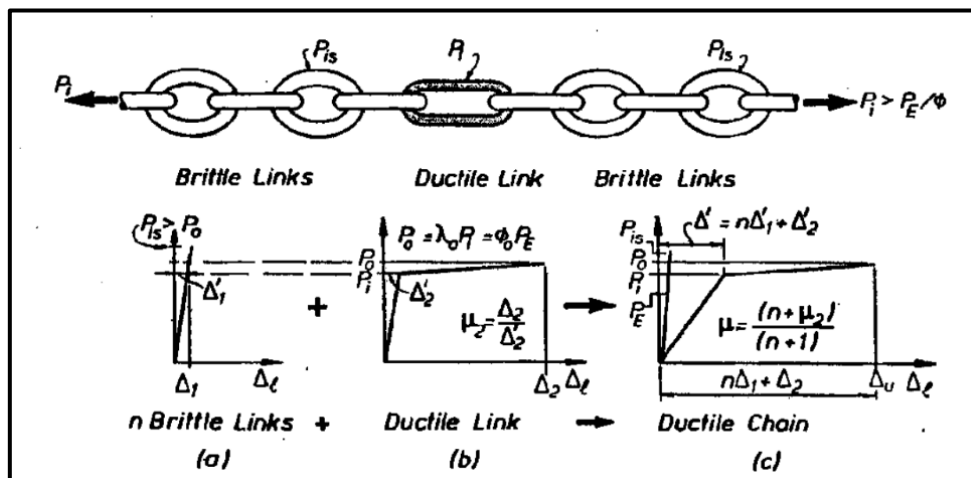
$$\phi R_n \geq R_u$$

Sin embargo, este enfoque de diseño tiende a obviar algunos aspectos, como la naturaleza de las fallas frágiles por tracción a las que el concreto puede llegar mucho antes que una falla dúctil en flexión, por ejemplo.

En ese sentido, es introducido el concepto del diseño por capacidad, del cual se pueden enumerar sus siguientes alcances:

- Se introduce el concepto de "rótulas plásticas", zonas potenciales de falla dentro de los elementos, con la finalidad de "guiar" a la estructura hacia un tipo de falla dúctil (con incursiones en el comportamiento inelástico para poder disipar energía), evitando los mecanismos de falla frágil.
- La asignación de rótulas plásticas debe ser tal, que se asegure el comportamiento dúctil de la estructura en su totalidad, por lo cual se introducen los denominados *mecanismos relacionados*.
- Los elementos que pueden presentar comportamiento frágil, o que no estén aptos para incursionar en el rango inelástico, son identificados a fin de asegurar con el diseño que permanezcan elásticos ante las solicitaciones demandadas.

Lo antes enunciado fue explicado mejor con una analogía hecha por Priestley y Park en 1992. Supongamos que la estructura bajo análisis se asemeja a una cadena de eslabones, de los cuales uno tiene comportamiento dúctil, y el resto son frágiles, como se puede observar en la siguiente figura:



**Figura 6.1.** Analogía de la cadena con el enfoque del diseño por capacidad (Park y Priestley, 1992)

De las definiciones previas del diseño por resistencia, tenemos:



$\varphi$  = Factor de reducción de resistencia  
 $\lambda_o$  = Factor de sobrerresistencia de los materiales  
 $\varphi_o$  = Factor de sobrerresistencia a flexión.

Toda la cadena está sometida a una fuerza lateral (símil de la fuerza sísmica)  $P_E$ , por lo que la resistencia ideal del eslabón dúctil  $P_I$  queda definida como:

$$P \geq P_E / \varphi$$

Asimismo, la sobre resistencia  $P_O$  está relacionada con  $P_I$  por el factor de sobre resistencia del material  $\lambda_o$ ; entonces:

$$P_O = \lambda_o P_I$$

Del mismo modo, se relaciona con la fuerza lateral con el factor de sobre resistencia a flexión, obteniéndose:

$$P_O = \varphi_o P_E$$

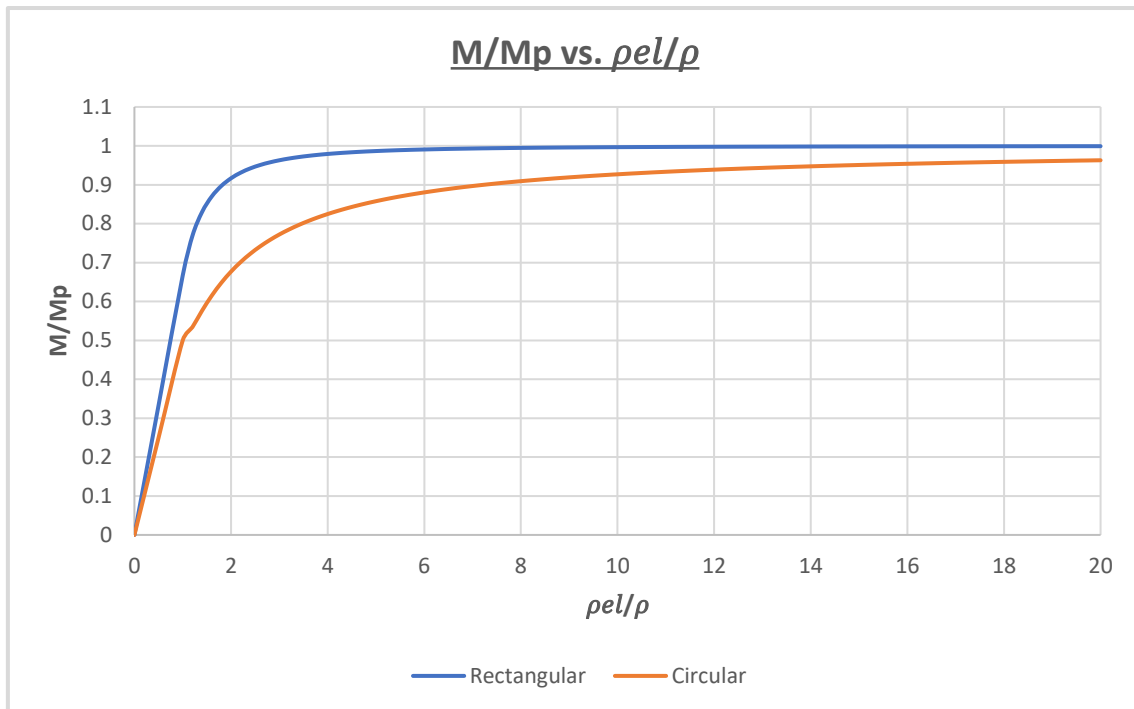
Esta será la fuerza de diseño del sistema, la cual se denominará  $P_{us}$ , entonces, la resistencia nominal del eslabón fuerte  $P_{is}$  debe por lo menos igualar la sobre resistencia del eslabón débil para evitar una falla frágil. Entonces:

$$P_{is} = P_{us} / \varphi_S = \varphi_o P_E / \varphi_S$$

Con esta simple analogía, Park y Priestley pudieron explicar bien la filosofía del diseño por capacidad, entendiéndose que si a los eslabones “frágiles” se les otorga una resistencia nominal mucho mayor a la sollicitación que hace que fallen con esa naturaleza (por ejemplo, corte) y se escoge y diseña al eslabón dúctil para que desarrolle dicho comportamiento (es decir, que falle por flexión); se otorga un comportamiento dúctil a la totalidad de la estructura.

## 6.2. RÓTULAS PLÁSTICAS

En total correlación con lo mencionado, dentro del análisis plástico de secciones se encuentra la determinación de los momentos de fluencia  $M_y$  y los momentos plásticos  $M_p$ .  $M_y$  es obtenido cuando en las fibras más extremas de la sección se alcanza el esfuerzo de fluencia  $\sigma_f$ ; a partir de ese momento, el núcleo elástico de la sección va disminuyendo hasta desaparecer completamente, plastificándose la sección y obteniéndose el  $M_p$ . Cuando esto ocurre, la curvatura tiende al infinito y por ende, aparece una rótula plástica, sin restricción a giros.



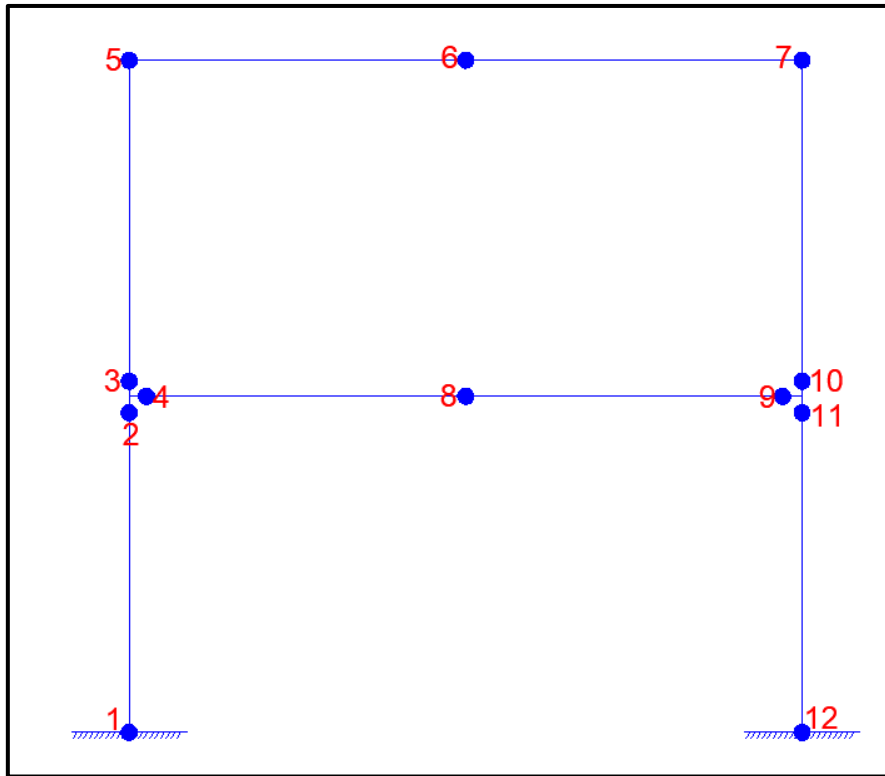
**Figura 6.2.** Gráfica  $M/M_p$  vs.  $\rho_{el}/\rho$ , para una sección rectangular y una circular. Elaboración propia.

En la figura se puede observar un gráfico momento-curvatura de dos secciones, una rectangular y otra circular, con una peculiaridad: el momento  $M$  viene representado por su relación con el momento plástico  $M_p$  y la curvatura  $\rho$  es representada por su relación con la curvatura elástica  $\rho_{el}$ . Se puede observar que hasta que  $\rho_{el}/\rho \approx 1$ , la curva es lineal, puesto que la sección permanece en la sección elástica. A partir de este punto, las secciones empiezan a plastificarse; tendiendo a alcanzar el valor del Momento Plástico (véase la asíntota en 1), después de lo cual la sección ya no podrá tomar mayores momentos. Al mismo tiempo, la curvatura tiende al infinito, con lo cual una rótula plástica se ha originado.

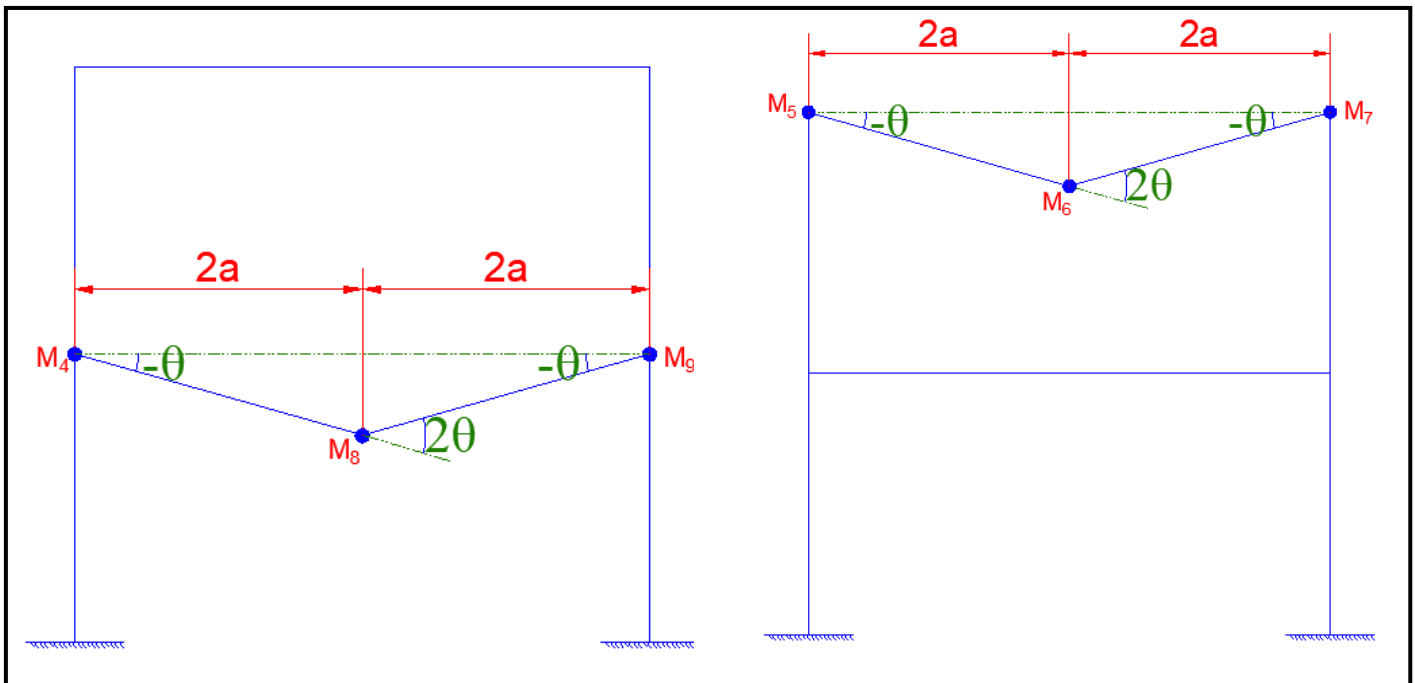
Así, las rótulas suelen aparecer en las zonas con mayor sollicitación flexural, como los extremos de columnas, y la sección extrema y medular en vigas.

Cuando una estructura estáticamente indeterminada es sometida a cargas incrementales, se puede llegar a formar una primera rótula plástica, sin que esto signifique el colapso de la estructura. Con un mayor aumento en la carga, pueden llegar a formarse rótulas plásticas adicionales, las cuales en conjunto pueden permitir un mecanismo de colapso. (Neal, 1977).

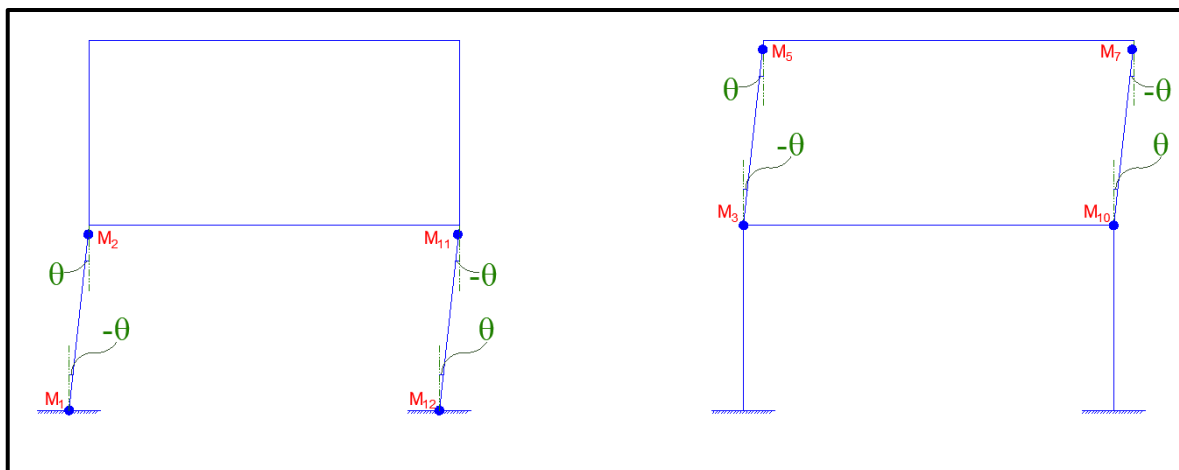
Los mecanismos de colapso parten desde los más simples, como los mecanismos en extremos de vigas y columnas, hasta combinarse y lograr mecanismos conjuntos como los que se pueden ver en las siguientes figuras, del análisis de un pórtico de 2 niveles.



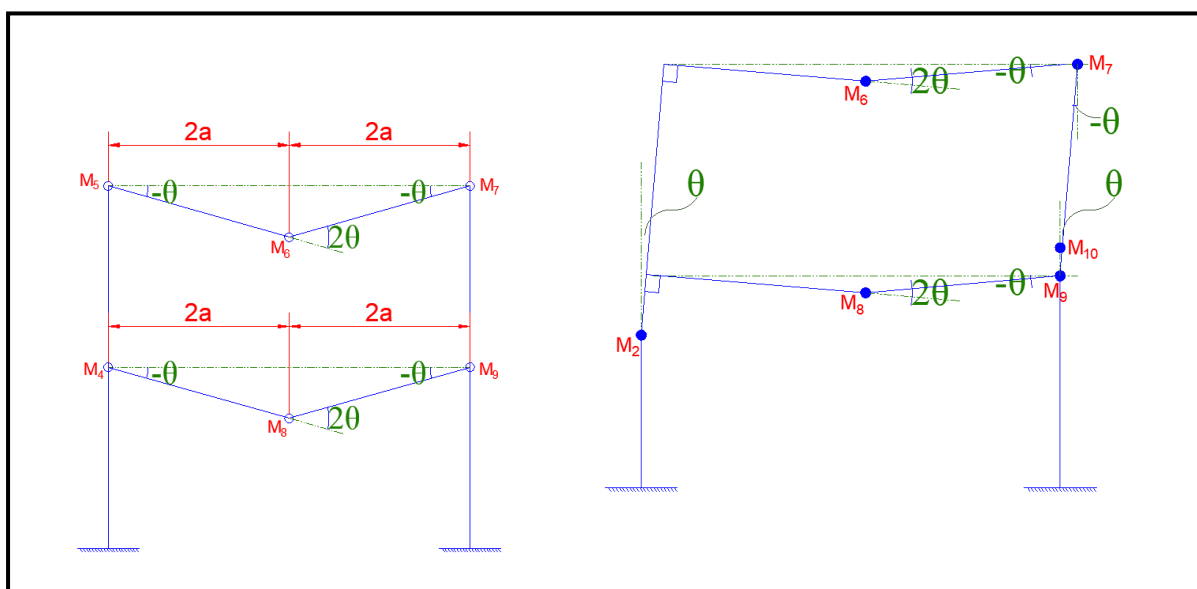
**Figura 6.3.** Identificación de las zonas donde pueden llegar a formarse rótulas plásticas, en un pórtico de 2 niveles.



**Figura 6.4.** Mecanismo de viga, con formación de rótulas plásticas en las mismas.



**Figura 6.5.** Mecanismo de piso blando, con formación de rótulas plásticas en los extremos de columnas.

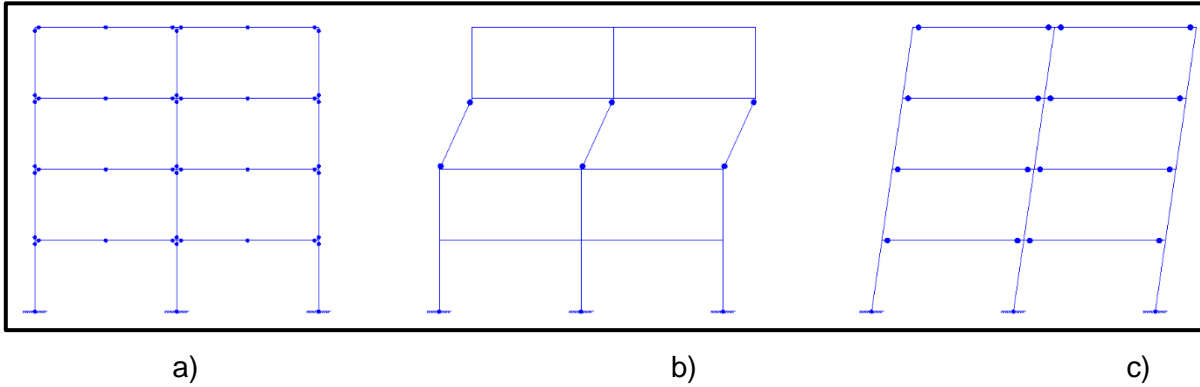


**Figura 6.6.** Mecanismos combinados, con formación de rótulas plásticas en vigas y columnas. Se debe tener cuidado en explorar mecanismos que sean estática y cinemáticamente admisibles.

Entonces, a modo de resumen, para lograr ductilidad en una estructura, se deben seguir a modo general los siguientes pasos:

- Elección de un posible mecanismo de falla cinemáticamente admisible.
- Este mecanismo debe ser tal que la ductilidad necesaria debe ser desarrollada con las mínimas rotaciones inelásticas de las rótulas plásticas.
- Una vez elegido el mecanismo de falla que mejor se acomode, las rótulas plásticas son identificadas.
- Ante las máximas sollicitaciones desarrolladas por la sobre resistencia de las rótulas plásticas, se debe asegurar que los miembros identificados y diseñados para permanecer en el rango elástico no se salgan del mismo.

En cuanto a los mecanismos de falla, siempre es deseable estructurar de modo tal que las vigas fluyan en flexión antes que las columnas, lo que se denomina como viga débil-columna fuerte, debido a que la falla de las columnas supondría la falla de toda la estructura, o también puede concentrarse en ciertos entrepisos, generando el efecto conocido como piso blando.

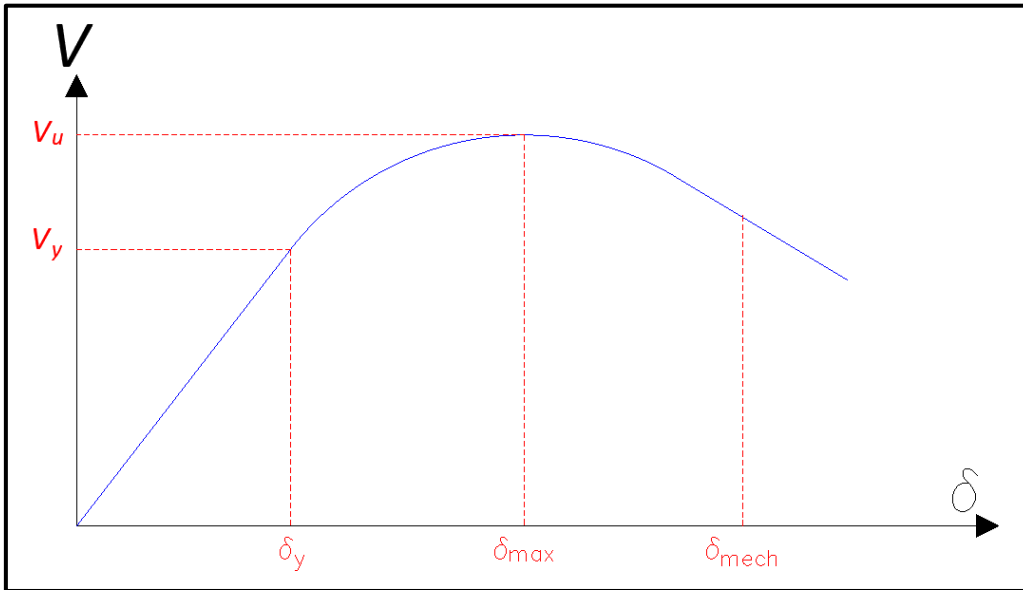


**Figura 6.7.** a) Pórtico de 4 niveles, con las zonas resaltadas donde potencialmente se pueden formar rótulas plásticas; b) mecanismo de colapso viga fuerte-columna débil formándose rótulas plásticas en los extremos de las columnas del tercer entrepiso y propiciando una falla frágil de la estructura; c) mecanismo de falla viga débil-columna fuerte, en el cual se llegan a rotular los extremos de vigas, propiciando el comportamiento dúctil de la estructura. Se debe tener especial cuidado en la base de las columnas, puesto que también se rotulan (Adaptado de Wakabayashi, 1988)

Ahora bien, para poder analizar y determinar la ductilidad de la estructura dentro de un análisis inelástico, se pueden mencionar los análisis estáticos no lineales o *pushover* y los análisis dinámicos no lineales tiempo historia. Si bien los dos parten de diferentes hipótesis de análisis, pueden llegar a complementarse.

### 6.3. ANÁLISIS PUSHOVER

En el análisis pushover, la estructura es sometida a un patrón de cargas laterales incrementales, simulando aquellas a las cuales estará sujeta ante las ocurrencias sísmicas. El patrón de cargas aumenta monótonicamente, computando tanto el incremento en las cargas como el desplazamiento de la estructura ( $\delta$ ) en su parte más alta. Así, se obtiene una curva de capacidad  $V$  vs.  $\delta$ , como se muestra a continuación:



**Figura 6.8.** Curva de capacidad o *pushover*. (Adaptado de Gioncu, 2000)

De esta curva, se pueden obtener cuatro ramas principales:

- La primera parte, la cual se mantiene lineal, lo que quiere decir que la estructura permanece en su rango elástico, hasta alcanzar el desplazamiento de fluencia  $\delta_y$ .
- La segunda parte, la cual comienza justo después de haber alcanzado el valor de  $\delta_y$ . La estructura comienza a incursionar en el rango inelástico, y las primeras rótulas plásticas se forman. Se llega a alcanzar la carga lateral máxima  $V_u$  y el desplazamiento  $\delta_{max}$ .
- La tercera rama es aquella decreciente después de haber alcanzado  $V_u$ , y se caracteriza porque la estructura aun es estáticamente indeterminada, continua la formación de rótulas plásticas hasta la formación de un mecanismo cinemático, con lo que se alcanza el desplazamiento  $\delta_{mech}$ .
- La última parte corresponde al colapso de la estructura.

(Gioncu, 2000)

## 6.4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO

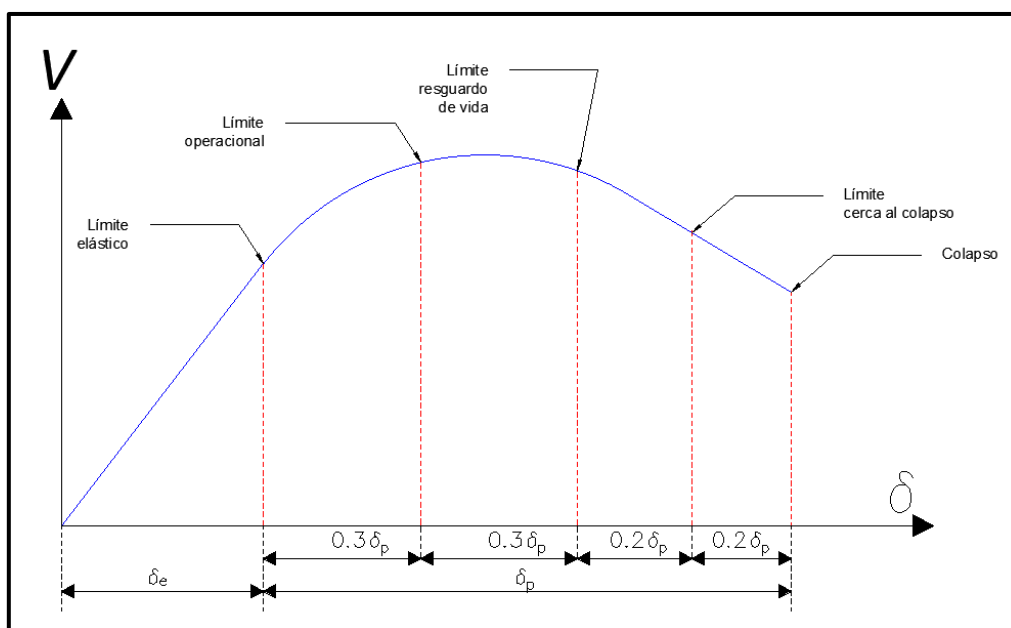
### 6.4.1. NIVELES DE DESEMPEÑO

Al ya contar con la curva de capacidad o *pushover* de la estructura analizada, se puede proseguir con el objetivo del diseño por capacidad: evaluar el comportamiento estructural ante fuerzas sísmicas con el establecimiento de un parámetro. Dicho parámetro (deriva, deflexiones, cortantes basales, entre otros) puede ser relacionado con niveles de desempeño ante la ocurrencia de sismos de determinadas características. Tanto el ATC como FEMA establecen niveles de desempeño basados en lo desarrollado por la Structural Engineers Association of California (SEAOC), y de acuerdo al tipo de edificación y periodo de retorno del sismo en análisis, como se aprecia en la siguiente tabla:

**Tabla 6.1.** Niveles de desempeño según el tipo de edificación, ante la ocurrencia de sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros (Adaptado de SEAOC, 1995)

Sismo		Niveles de desempeño			
Categoría	Periodo de Retorno	Completamente Operativo	Operativo	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Frecuente	45	Edificación común			
Ocasional	75	Edificación esencial	Edificación común		
Raro	475	Edificación crítica	Edificación esencial	Edificación común	
Muy raro	970	Edificación crítica	Edificación crítica	Edificación esencial	Edificación común

Esto, aplicado a la curva de capacidad, queda del siguiente modo según los preceptos del comité Vision2000:



**Figura 6.9.** Niveles de desempeño dentro de una curva Pushover. (Adaptado de Asmat, 2016)

#### 6.4.2. CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA

La curva pushover da cuenta de la capacidad de la estructura analizada de incursionar más allá de su rango elástico hasta un punto de colapso, dado un patrón de cargas incrementales que hacen las veces de fuerzas sísmicas. Así pues, esta capacidad puede ser evaluada contrastándola con lo demandado por un sismo de determinadas características, por lo que es necesaria la construcción del espectro de demanda.

El espectro de demanda es aquel espectro de diseño que capta las características de sitio, de importancia, de uso, entre otros; para establecer el nivel de resistencia necesario que la estructura debe contar para sobrellevarlo.

Para su construcción se debe partir del espectro de demanda elástico sin ninguna reducción, y considerando solo el amortiguamiento inherente a la estructura. Dado que este primer espectro de demanda elástico no *capta* la no linealidad de la estructura analizada ni la disipación de energía por los modelos de histéresis que sus elementos desarrollan, se debe proceder a su reducción. Para tal fin, existen diferentes métodos, destacándose el propuesto por la *Federal Emergency Agency* (FEMA), el cual realiza dicha reducción por medio del amortiguamiento  $\beta_{eff}$  y el periodo efectivo  $T_{eff}$ , en un procedimiento denominado linealización equivalente, el cual es un proceso iterativo en el cual se parte de seleccionar un desplazamiento inicial ( $d_{pi}$ ) de la curva de capacidad, idealizada como bilineal, con su respectiva ordenada ( $a_{pi}$ ); y por medio de relaciones, acercarlo al valor de desplazamiento  $d_i$  hasta una tolerancia aceptable. Entonces, el valor de  $d_i$  y su ordenada podrá ser considerado como el punto de desempeño. Tanto  $\beta_{eff}$  y  $T_{eff}$  toman diversas expresiones de acuerdo a la ductilidad  $\mu$  observada definida como:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

Siendo  $d_y$  el pseudo-desplazamiento espectral correspondiente a la fluencia de la estructura en análisis.

Entonces, el reporte FEMA-440 propone relaciones para  $\beta_{eff}$  y  $T_{eff}$  teniendo en cuenta el modelo de histéresis a considerar (bilineal, degradación de la rigidez, degradación del esfuerzo). Sin embargo, al tener en cuenta que una estructura es una amalgama de elementos, cada uno con un diferente modelo de histéresis, el comité FEMA-440 propone las siguientes ecuaciones optimizadas en rangos dependientes de  $\mu$ , las cuales pueden ser aplicables para toda curva de capacidad, independientemente del modelo de histéresis:

Para  $1 < \mu < 4$ :

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0$$

Para  $4 \leq \mu < 6.5$ :

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

Para  $\mu > 6.5$ :

$$\beta_{eff} = 19 \left\{ \frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right\} \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$



Donde  $\beta_0$  es el valor del amortiguamiento asociado a la respuesta elástica (usualmente 5%) y  $T_0$  es el periodo inicial de la estructura, asociado al desplazamiento y aceleración de fluencia  $d_y$  y  $a_y$

A partir de estos parámetros, se puede hallar el factor de modificación  $M$  propuesto por el FEMA-440 en su espectro modificado de respuesta de aceleración/desplazamiento (o *MADRS* por sus siglas en inglés):

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left[\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right]^2$$

Siendo  $\alpha$  la rigidez post-elástica de la estructura en análisis, definida como:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}$$

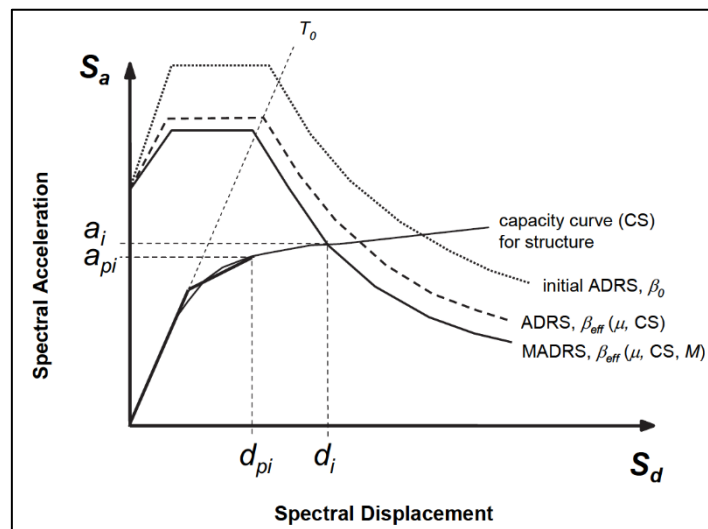
Asimismo, se procede a hallar el factor de reducción espectral para el amortiguamiento efectivo, definido como:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln\beta_{eff}}$$

Así, las ordenadas (valores de pseudo-aceleración  $(S_a)_0$ ) del espectro de demanda se escalan con B, obteniéndose:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

Por último, se multiplican los valores de  $(S_a)_\beta$  con el factor de modificación M, consiguiendo así la primera iteración de la reducción del espectro de demanda. Así, al contrastar con la curva de capacidad, se obtiene el punto de intersección  $a_i, d_i$  el cual es comparado con el punto inicial asumido  $a_{pi}, d_{pi}$ . Si se llega a una tolerancia aceptable ( $0.95d_i < d_{pi} < 0.95d_i$ , por ejemplo); entonces  $a_{pi}, d_{pi}$  será el punto de desempeño



**Figura 6.10.** Procedimiento de linealización equivalente modificado, propuesto por el comité FEMA-440. Se observa el espectro de demanda sin modificar (*initial ADRS*), el

espectro modificado solo con el factor B y el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  (*ADRS*,  $\beta_{eff}$ ); y el espectro reducido con el factor de modificación M (*MADRS*,  $\beta_{eff}$ ) (FEMA-440, 2005)

Para el procedimiento señalado, el FEMA 440 propone relaciones en términos de pseudo-desplazamiento ( $S_d$ ) y pseudo-aceleración ( $S_a$ ) espectrales. Para términos de esta Tesis, se reemplazarán dichas expresiones para considerarlas en términos de cortante (V) y desplazamiento (D), utilizando las siguientes equivalencias a partir de los factores de contribución modal:

$$D = S_d * \frac{L}{M} ; V = S_a * \frac{L^2}{M} ; S_d = S_a * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad L = \sum \phi_i * m_i \quad M = \sum \phi_i^2 * m_i$$

Donde:

$\phi_i$ = desplazamiento modal en el piso i

$m_i$ = masa en el piso i

$S_a$ = pseudo-aceleración para cada valor del periodo (T)

### 6.4.3. PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño es, gráficamente, la intersección entre la curva pushover y el espectro de demanda. Se utiliza para ver en qué parte la demanda coincide con la capacidad; y representa el máximo desplazamiento que sufrirá la estructura ante la aplicación de un sismo de las características otorgadas, por lo cual también se puede inferir y clasificar su nivel de ocupación

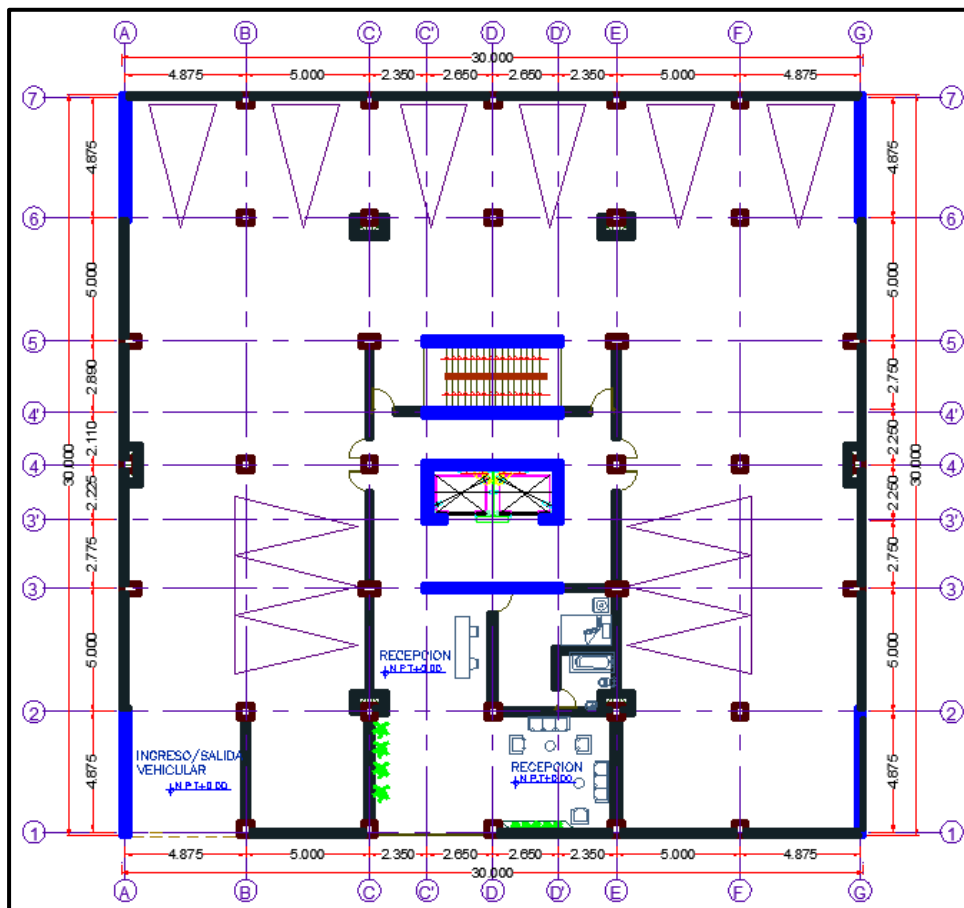
# CAPÍTULO VII: ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL

## 7.1. EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO

### 7.1.1. ARQUITECTURA DE LA PLANTA PROPUESTA

El edificio a analizar cuenta con 5 niveles, y está destinado a su uso como vivienda multifamiliar, en la ciudad de Lima. El primer nivel está destinado a estacionamientos, cuyo número es igual al número de departamentos proyectados (12), superando lo establecido por la normativa A.020 Vivienda<sup>1</sup>, del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se dispuso los mismos en filas de 3, e individualmente. Para el primer caso, se consideró un ancho<sup>2</sup> de 2.40 m. para cada estacionamiento; mientras que para el segundo se optó por 2.70 m. Todos los estacionamientos se proyectaron con un largo de 5 m.

Adicionalmente a la cochera, este primer nivel cuenta con un área proyectada para recepción y guardianía.



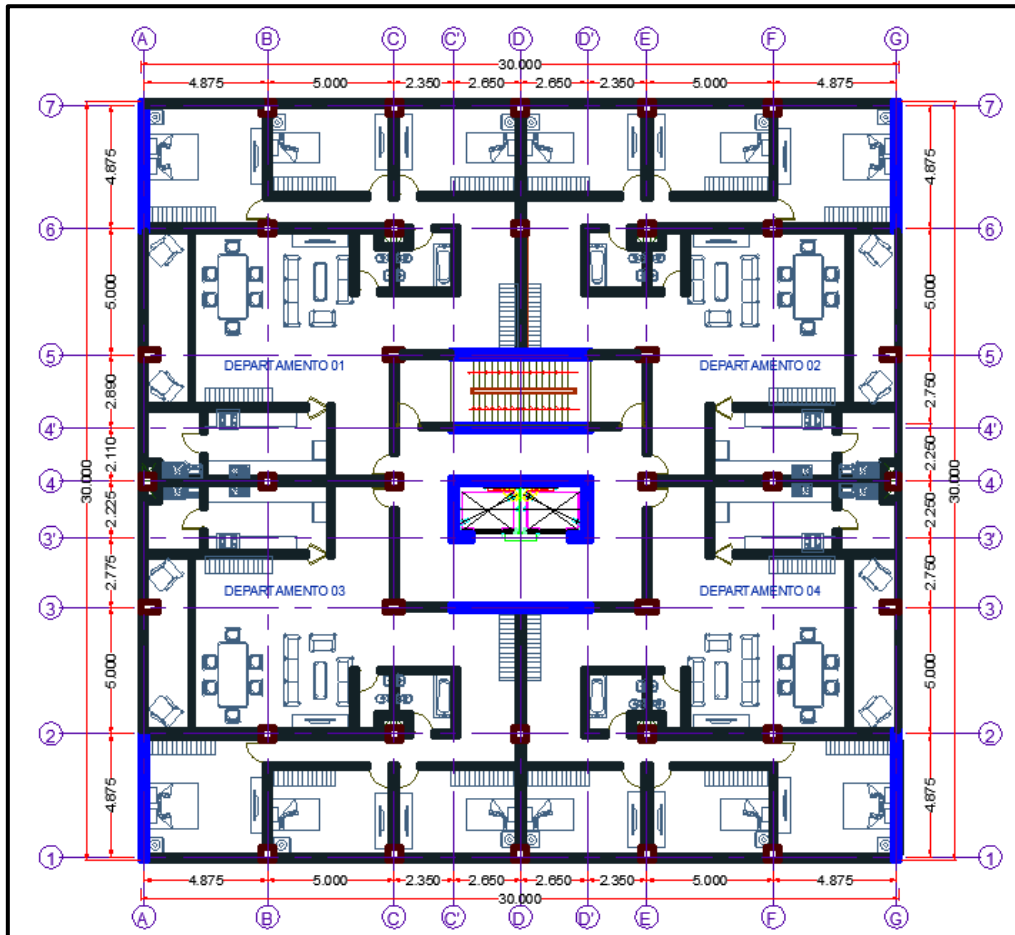
**Figura 7.1.** Planta propuesta del nivel 1, destinado a estacionamientos y recepción/guardianía.

El segundo, tercer y cuarto nivel albergan los departamentos, cada uno con un área de 200 m<sup>2</sup>. Cada departamento cuenta con lavandería, cocina, sala-comedor, balcón, 3 dormitorios y 2 baños. Asimismo, para los baños y lavandería se proyectaron ductos con un área aproximada de 0.20 m<sup>2</sup>. La altura de entrepiso terminado es de 2.88 m

<sup>1</sup> Artículo 15 de la norma A.020 Vivienda

<sup>2</sup> Literal a) del Artículo 65 de la norma A.010 Arquitectura

El acceso a los departamentos puede lograrse a través de una batería de escaleras y ascensores. En el caso de las escaleras, se proyectaron 2, sin tramos intermedios y con direcciones opuestas para cada nivel, teniendo una disposición en “X” para su desarrollo en altura. Se consideró un paso de 0.25 m y un contrapaso de 0.16 m. Asimismo, para cada escalera se consideró un descanso al principio y al final del tramo de 0.90 m, contando además, con un vestíbulo previo no ventilado de 2.64 m por 2.15 m.



**Figura 7.2.** Planta típica de los niveles 2, 3 y 4, destinados a departamentos.

El quinto nivel, destinado a la azotea, acoge el techo de la caja de escaleras en el N.P.T. +14.02; el mismo que sirve como fondo del tanque elevado de agua para consumo humano.

## 7.1.2. ESTRUCTURACIÓN

### Sistema Estructural

La estructuración con concreto armado se realizó combinando elementos aporticados (columnas y vigas) y muros de corte, denominados placas en nuestro medio. Los muros de corte están dispuestos de un modo similar en las direcciones X-X e Y-Y, por lo que el sistema resistente ante fuerzas laterales para ambas direcciones es el denominado “muros estructurales” según la normativa peruana. Los pórticos existentes son destinados principalmente a solicitaciones de gravedad.

### Muros

La distribución de los muros fue realizada buscando simetría y continuidad en altura. Así, los mismos fueron colocados en la periferia del edificio para la dirección Y-Y, y se

aprovecharon las áreas comunes para la proyección de los muros en la dirección X-X, principalmente en la caja de escaleras y la poza de ascensores. Todos los muros tienen continuidad vertical hasta el cuarto nivel, salvo los muros correspondientes a la caja de escaleras y ascensores, los cuales se proyectan algunos metros más.

El espesor adoptado para todos los muros es de 0.25 m. tomando como una medida adecuada la relación longitud/espesor aproximadamente igual a 20.

### Losas

Se proyectaron 2 tipos de losas: aligeradas en una dirección y losas macizas. Los aligerados en una sola dirección fueron colocados en los paños periféricos, y armados paralelamente a la dirección más corta, en el caso de los paños rectangulares; y en la dirección X-X para los paños cuadrados. Las losas macizas fueron colocadas en los paños de la parte medular del edificio. Todas las losas cuentan con un espesor de 0.20 m y fueron modeladas como un diafragma rígido en su plano.

### Columnas

Todas las columnas son de 0.50 m x 0.50 m, a excepción de las columnas de los ejes 3-3 y 5-5, las cuales tienen dimensiones de 0.40 m x 0.70 m. Se orientó el lado más largo paralelo a la dirección de ambos ejes, puesto que en ellos está la luz más larga entre columna y columna

### Vigas

Las vigas, en ambas direcciones (X e Y), cubren luces entre 4.25 m. a 4.675 m, por lo que son de dimensiones de 0.25 x 0.60 m; a excepción de aquellas ubicadas en los ejes 3-3 y 5-5 (tramos A-C y E-G), debido a que la luz a cubrir es mayor (8.95 m). En estos últimos ejes, se consideraron vigas de 0.40 x 0.60 m; considerando un criterio de peralte igual a  $L/15$ , para la uniformidad.

### Escaleras

Se proyectaron escaleras para el acceso del edificio, desde el primer nivel (N.P.T. +0.00) hasta la azotea (N.P.T +11.52). Existen dos escaleras, con sentidos opuestos una de otra y formando una "X" por su disposición en altura. Cada escalera es de 1.20 m. de ancho, con pasos de 0.25 m. y contrapasos de 0.18 m. Las escaleras comparten un descanso en cada nivel, de 0.90 m por 2.64 m.

## **7.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO**

### Losas

Como se mencionó líneas arriba, se tienen 2 tipos de losas:

- Losas aligeradas en 1 sentido:

De acuerdo con la normativa peruana E.060, para no tener que verificar deflexiones admisibles y de acuerdo con la condición de apoyo de la losa (simplemente apoyada, con un extremo continuo, ambos extremos continuos, etc.), el espesor de la losa debe ser  $l_n/21$ . Los aligerados en un solo sentido se proyectaron en la periferia de la estructura, donde las viguetas tendrán que cubrir una luz de 4.675 m, por lo que aproximadamente el espesor debe ser 0.22 m. Se optó por un espesor de 0.20 m, por ser la edificación de un uso común y no proyectándose una sobrecarga significativa.

- Losas macizas:

Se dispuso de losas macizas en los paños aledaños a la caja de escaleras y a la poza de ascensores. La luz más larga a cubrir es de 2.525 m, por lo que se optó por un espesor de 0.20 m.

### Vigas

Se predimensionaron las vigas siguiendo el criterio que establece que el peralte debe ser un valor entre  $l_n/10$  y  $l_n/15$ . Tenemos dos grupos de vigas:

- El primero, exceptuando las vigas de los ejes 3-3 y 5-5 (en los tramos A-C y E-G), cuenta con luces libres entre 4.25 hasta 5 m. Entonces, por uniformidad, a todas estas vigas se le asignó un peralte de 0.60 m. Ahora bien, el ancho mínimo para vigas establecido por la E.060 es de 0.25m, por lo que optamos por tal ancho.
- El segundo grupo, conformado por las vigas de los ejes 3-3 y 5-5 (en los tramos A-C y E-G), cuentan con luces hasta de 8.95 m. Entonces, por el límite máximo para predimensionar ( $l_n/15$ ), se optó por un peralte de 0.60 m. y un ancho de 0.40 m, para aumentar su módulo de inercia y contrarrestar deflexiones

### Columnas:

Se siguieron dos criterios de predimensionamiento para columnas. Para columnas interiores, el área mínima se asumió como:

$$\text{Área de columna} = \frac{P (\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Mientras que, para columnas extremas y esquineras, el área será igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{P (\text{servicio})}{0.35 f'c}$$

Así, se consideraron columnas de 0.50 m. x 0.50 m (2500 cm<sup>2</sup>)., a excepción de aquellas en los ejes 3-3 y 5-5, las cuales tienen dimensiones de 0.40 m x 0.70 m, con la longitud mayor orientada hacia la dirección de las vigas que cubren una luz de 8.95 m.

### Placas

El espesor de las placas fue pre-dimensionado de acuerdo al criterio de que debe ser, como mínimo, la veinteva parte de su dimensión total. Todas las placas tienen una longitud aproximada de 5 m, por lo que el espesor considerado fue de 0.25 m.

### Cisterna y tanque elevado

El tanque elevado fue dimensionado siguiendo lo indicado por la normativa IS.010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones, obteniéndose las siguientes dotaciones:

**Tabla 7.1.** Parámetros para dimensionamiento de cisterna

N° de departamentos	12
Dotación diaria mínima Agua Fría (1200 L/d por c/. dpto)	14400

Dotación diaria mínima Agua Caliente (390 L/d por c/. dpto.)	4680
Dotación de agua contra incendios (25 m <sup>3</sup> ) (L/d)	25000
Dotación de agua para áreas comunes (L/d)	500
<b>Total dotación edificio (L/d)</b>	<b>44580</b>

Se opta por una solución combinada de cisterna más tanque elevado, por lo que la capacidad de este último debe ser igual a la tercera parte de la dotación total del edificio; es decir 14.86 m<sup>3</sup>. Se acondicionará el tanque elevado arriba del techo de la escalera (dimensiones: 2.64 m x 4 m), por lo que la altura efectiva del tanque elevado será de 2 m. (incluyendo la altura del espejo de agua más el rebose)

### Ascensores

Los ascensores se dimensionaron siguiendo lo establecido en la A.020 y la EM.070 considerando velocidad de 1m/s y tiempos de espera de acuerdo al número de paradas.

**Tabla 7.2.** Parámetros para dimensionamiento de ascensor

Número de personas a utilizar el ascensor (N° de pisos x N° de departamentos x N° de habitantes) (4 x 4 x 5 <sup>3</sup> )	80
Superficie por nivel (m <sup>2</sup> )	900
Altura total a cubrir con los ascensores (h) (metros)	13.52
Velocidad nominal de los ascensores (V) (m/s)	1
Capacidad de tráfico (a)	10%
Tiempo de espera (Te)	60 seg.
Tiempo de recorrido (t1) (2h/V)	26 seg.
Tiempo de maniobra (t2) (2 seg. X N° paradas)	12 seg.
Tiempo de puerta abierta en cada parada (t3) (5 seg. X N° paradas)	30 seg.
Tiempo de apertura y cierre de puerta en cada parada (t4) (5 seg. X N° paradas)	30 seg.
Tiempo total (TT) (t1+t2+t3+t4)	98 seg.
<b>Número de ascensores (TT/Te)</b>	<b>1.63≈2</b>
<b>Número de pasajeros por ascensor (N°P° x TT)/(n x 300 seg.)</b>	<b>13 pasajeros</b>

Entonces, la poza para el desplazamiento de la cabina tendrá dimensiones de 5.05 m x 1.97 m, considerándose 2 unidades, con dimensiones internas de 2 m. x 1.40 m. cada una, que son concordantes con los modelos ofertados en el mercado nacional.

#### **7.1.4. CARGAS CONSIDERADAS**

Se asumieron las siguientes cargas por peso propio:

<sup>3</sup> De acuerdo a la normativa A.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones, para el cálculo de la densidad poblacional en edificios multifamiliares, se asume la misma con 5 personas por departamento, para aquellos con 3 dormitorios.

- Concreto armado: 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Muros de albañilería: 1800 kg/m<sup>3</sup>
- Acabados piso: 100 kg/m<sup>2</sup>
- Aligerado unidireccional (e=0.20 m): 300 kg/m<sup>2</sup>
- Aligerado bidireccional (e=0.20 m): 400 kg/m<sup>2</sup>
- Losas macizas (e=0.20 m): 480 kg/m<sup>2</sup>
- Barandas: 15 kg/ml.

Asimismo, en cuanto a las sobrecargas o cargas vivas, de acuerdo a la normativa E.020 se asumieron las siguientes:

- Carga viva en el 2°, 3° y 4° nivel: 200 kg/m<sup>2</sup>
- Carga viva en azotea: 100 kg/m<sup>2</sup>

Para el caso de las escaleras, se tuvo en cuenta además de su peso propio, el peso de acabados (100 kg/m<sup>2</sup>) y la sobrecarga (200 kg/m<sup>2</sup>).

### 7.1.5. MODELADO ANTE CARGAS DE GRAVEDAD

Con las consideraciones expuestas, se modeló el edificio en el software ETABS 17.0.1. En este primer modelado, solo se considerarán las cargas por peso propio y las sobrecargas. Las propiedades de los materiales fueron las siguientes:

**Tabla 7.3.** Propiedades del concreto  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ , ingresadas en ETABS 17.0.1.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad E	2174568.04 ton/m <sup>2</sup>
Ratio de Poisson	0.2
Peso específico	2.4 ton/ m <sup>2</sup>

Las secciones de las columnas (0.50 x 0.50; 0.40 x 0.70) y vigas (0.25 x 0.60; 0.40 x 0.60) fueron definidas como elementos *frame* dentro de ETABS. El refuerzo colocado fue referencial y con una cuantía mínima, porque el diseño propiamente dicho se realizará más adelante, con los resultados del análisis sísmico de primer orden.

La sección de las placas de 0.25 m. de espesor fue modelada como un elemento *membrane* en ETABS, debido a que las cargas que soporta este elemento están aplicadas en su plano.

Asimismo, las losas fueron modeladas como elementos *membrane*, con la particularidad que se modelaron las mismas con un material con un peso propio deleznable; el cual será ingresado manualmente cuando se asignen las cargas.

Adicionalmente a lo mencionado, cada entrepiso fue asumido bajo la hipótesis del diafragma rígido, modelándose así en ETABS (*Joint Diaphragm*). Las escaleras no fueron parte del modelado realizado en ETABS.

Bajo estas características, se obtuvieron las solicitaciones de la estructura bajo cargas muertas y cargas vivas.

### 7.1.6. ANÁLISIS SÍSMICO

La Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente establece 3 procedimientos para el análisis sísmico de edificaciones en el territorio nacional:



- Análisis Estático o de Fuerzas Equivalentes: Para estructuras regulares de no más de 30 m. de altura, para todas aquellas estructuras en la zona sísmica 1 y para estructuras de muros portantes de no más de 15 m. de altura.
- Análisis Modal Espectral: Para todas las estructuras.
- Análisis Dinámico Tiempo-Historia: No exigible como reemplazo de los dos anteriores.

#### **7.1.6.1. ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS EQUIVALENTES**

Mediante este análisis se representan las fuerzas laterales actuando en el centro de masas de cada entrepiso. El cortante total en la estructura está expresado por:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

El cual contiene los parámetros descritos a continuación.

##### **7.1.6.1.1. FACTOR DE ZONA (Z)**

La estructura analizada se encuentra ubicada en la ciudad de Lima, perteneciente a la zona sísmica 4, por lo que el factor de zona (Z) será igual a 0.45

##### **7.1.6.1.2. FACTOR DE USO (U)**

La estructura analizada es una multifamiliar, con departamentos destinados a vivienda. De acuerdo a lo especificado en la E.030, estará categorizada como una edificación común. Entonces, el factor U será igual a 1.

##### **7.1.6.1.3. FACTOR DE SUELO (S)**

Se asumen las condiciones de un suelo intermedio (S<sub>2</sub>), y de acuerdo a la zona sísmica, el factor de suelo será 1.05.

##### **7.1.6.1.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)**

Antes de definir este factor, se tienen que hallar los periodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>, de acuerdo al factor de suelo S. Para nuestro caso, T<sub>P</sub> es igual a 0.6 y T<sub>L</sub> es igual a 2.

Asimismo, el periodo fundamental de vibración puede ser estimado por:

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

Donde  $h_n$  es la altura total de la estructura (16.02 m) y  $C_T$  es igual a 60, porque el edificio es de muros estructurales de concreto armado. Entonces, T es igual a 0.267 seg y el factor C es igual a 2.5.

##### **7.1.6.1.5. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R)**

El coeficiente R está definido por:

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

El coeficiente básico de reducción  $R_0$  depende del sistema estructural que se esté utilizando. Para este caso, la edificación se encuentra estructurada en base a muros estructurales de concreto armado, por lo que  $R_0$  es igual a 6.

La norma E.030, en su actualización del 2018, incluye los factores de irregularidad en altura ( $I_a$ ) y en planta ( $I_p$ ). La edificación analizada en este caso no presenta irregularidad alguna en planta, por lo que  $I_p$  es igual a 1. En cuanto a la irregularidad en altura, es altamente probable que  $I_a$  sea igual a 1, puesto que no se aprecian cambios de rigidez aparentes en los entresijos, situación que será evaluada propiamente cuando se obtengan los desplazamientos relativos de entresijo.

Así,  $R$  será igual a 6.

#### 7.1.6.1.6. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN (P)

El edificio en análisis es de Categoría C, por lo que para el cálculo de su peso se debe adicionar el 25% de la carga viva. En ETABS definimos la fuente de masa con esta consideración:

Tipo de carga	Factor multiplicador de masa
Carga Muerta	1
Carga Viva	0.25

Así, obtenemos los siguientes resultados:

**Tabla 7.4.** Peso de la edificación por niveles

Nivel	Masa (Tonf-s2/m)	Peso (Tonf)
Story6	2.0	19.5
Story5	50.9	498.7
Story4	58.7	575.7
Story3	87.0	853.1
Story2	87.0	853.1
Story1	87.0	853.1
	<b>Total</b>	<b>3653.1</b>

Entonces, el cortante basal  $V$  de acuerdo con el análisis sísmico estático, para ambas direcciones (X e Y), será igual a:

$$V = \frac{zucs}{R} P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{6} \times 3653.1 = 719.2 \text{ Tonf}$$

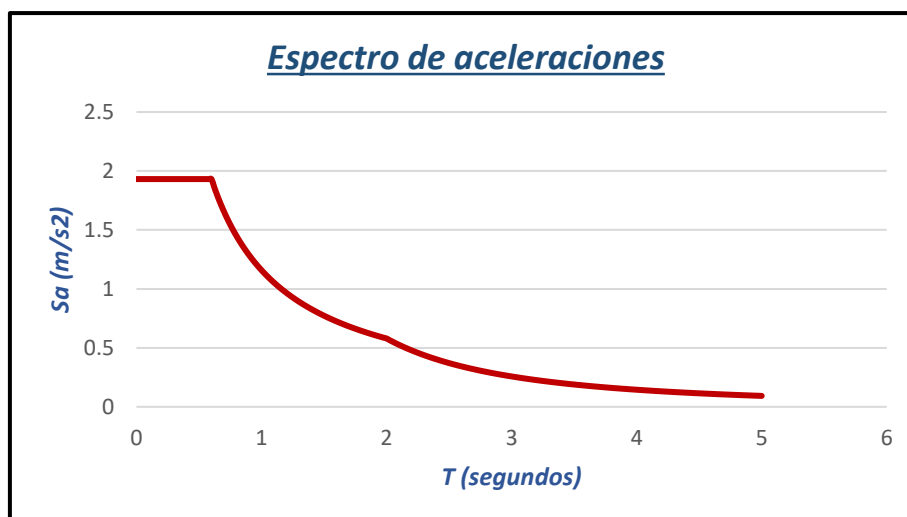
#### 7.1.6.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO (MODAL ESPECTRAL)

##### 7.1.6.2.1. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Para la definición del espectro de pseudo-aceleraciones, se utiliza:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Los parámetros son los mismos que se definieron para el análisis estático, siendo  $g$  la aceleración de la gravedad. A continuación, el mencionado espectro:



**Figura 7.3.** Espectro de pseudo-aceleraciones utilizado para el análisis sísmico dinámico

### 7.1.6.2.2. DETERMINACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN

Se definieron 3 modos por cada nivel (2 traslacionales y ortogonales entre si, y uno rotacional). El edificio cuenta con 6 diafragmas, por lo que se asignaron 18 modos.

### 7.1.6.2.3. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Los periodos obtenidos por el análisis sísmico dinámico son los siguientes:

$$T_x = 0.218 \text{ seg.}$$

$$T_y = 0.26 \text{ seg.}$$

Los desplazamientos de los centros de masa son los siguientes:

**Tabla 7.5.** Desplazamientos y derivas en la dirección X. Edificio de concreto armado

PISO	Diafragma	Desplazamiento en X (mm)	D*0.75R (mm)	Altura h (m)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva (‰)
6°	D6	4.5	20.4	2	2.8	1.4
5°	D5	3.9	17.6	2.5	3.4	1.4
4°	D4	3.1	14.2	2.88	4.1	1.4
3°	D3	2.2	10.1	2.88	4.2	1.5
2°	D2	1.3	5.8	2.88	3.8	1.3
1°	D1	0.5	2.1	2.88	2.1	0.7

**Tabla 7.6.** Desplazamientos y derivas en la dirección Y. Edificio de concreto armado

PISO	Diafragma	Desplazamiento en Y (mm)	D*0.75R (mm)	Altura h (m)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva (‰)
6°	D6	6.4	28.9	2	2.8	1.4
5°	D5	5.8	26.1	2.5	5.8	2.3
4°	D4	4.5	20.3	2.88	6.4	2.2
3°	D3	3.1	14.0	2.88	6.2	2.2
2°	D2	1.7	7.7	2.88	5.2	1.8
1°	D1	0.6	2.6	2.88	2.6	0.9

No se realiza el chequeo por irregularidad torsional, debido a que en ninguna de las dos direcciones se sobrepasa el 50% de la deriva permitida por la norma (0.007).

Los desplazamientos máximos de entrepiso, en cada dirección, son los siguientes:

**Tabla 7.7.** Desplazamientos y derivas máximas en la dirección X. Edificio de concreto armado.

PISO	Diafragma	Desplazamiento máximo en X (mm)	D*0.75R (mm)	Altura h (m)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva (‰)
6°	D6	4.54	20.43	2	2.80	1.40
5°	D5	3.92	17.64	2.5	3.07	1.23
4°	D4	3.24	14.56	2.88	4.21	1.46
3°	D3	2.30	10.35	2.88	4.37	1.52
2°	D2	1.33	5.99	2.88	3.87	1.34
1°	D1	0.47	2.12	2.88	2.12	0.73

**Tabla 7.8.** Desplazamientos y derivas máximas en la dirección Y. Edificio de concreto armado.

PISO	Diafragma	Desplazamiento máximo en Y (mm)	D*0.75R (mm)	Altura h (m)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva (‰)
6°	D6	6.44	28.97	2	2.83	1.41
5°	D5	5.81	26.15	2.5	5.70	2.28
4°	D4	4.54	20.44	2.88	6.40	2.22
3°	D3	3.12	14.04	2.88	6.27	2.18
2°	D2	1.73	7.77	2.88	5.20	1.80
1°	D1	0.57	2.57	2.88	2.57	0.89

En cuanto a la fuerza cortante mínima en la base, la normativa E.030 establece que ésta no puede ser menor al 80% (para estructuras regulares) del valor calculado con el análisis sísmico estático, caso contrario todos los demás resultados y solicitaciones deberán ser escalados, excepto los desplazamientos. Tenemos:

**Tabla 7.9.** Cortantes basales obtenidas a través del análisis dinámico.

Cortante Basal	Análisis Dinámico (Tonf)	Análisis Estático (Tonf)	%	Factor de escalado
Vx	505.88	719.2	70.3	1.14
Vy	495.81	719.2	68.9	1.15

Como se observa, será necesario escalar las sollicitaciones obtenidas por un factor de 1.15.

Asimismo, se realizó el chequeo por irregularidad de rigidez y resistencia (piso blando/piso débil). La norma E.030 establece que existen irregularidades en altura de este tipo, cuando la rigidez lateral en un entrepiso es menor al 70% y al 60% (respectivamente) de la rigidez lateral del entrepiso superior. Tenemos, para las dos direcciones:

**Tabla 7.10.** Rigideces de entrepiso en la dirección X-X y chequeo por irregularidades en altura.

PISO	V acumulado (Tonf)	V de entrepiso (Tonf)	Desplazamiento relativo en X (mm)	Rigidez en X (Tonf/mm)	Relación K entrepiso/K piso inmediato superior (%)
4°	199.75	170.18	4.09	41.60	
3°	357.9	158.15	4.25	37.23	89.49
2°	457.69	99.79	3.76	26.53	71.25
1°	505.88	48.19	2.07	23.28	87.76

**Tabla 7.11.** Rigideces de entrepiso en la dirección Y-Y y chequeo por irregularidades en altura.

PISO	V acumulado (Tonf)	V de entrepiso (Tonf)	Desplazamiento relativo en Y (mm)	Rigidez en Y (Tonf/mm)	Relación K entrepiso/K piso inmediato superior (%)
4°	201.23	165.07	6.36	25.94	
3°	358.1	156.87	6.24	25.13	96.88
2°	453.87	95.77	5.17	18.54	73.76
1°	495.81	41.94	2.56	16.38	88.35

Se comprueba que no existen irregularidades de resistencia y rigidez.

En cuanto a irregularidades de masa, el edificio cuenta con plantas típicas (exceptuando fondo y tapa del tanque elevado), por lo que los pesos de entrepisos son muy similares. Asimismo, se descarta irregularidades por discontinuidad de los elementos resistentes, debido a que los muros de corte son continuos en toda la altura del edificio. La estructura es regular en altura, y se justifica el valor de  $I_a$  igual a 1.

## 7.2. EDIFICIO CON PREFABRICADOS DE CONCRETO Y ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

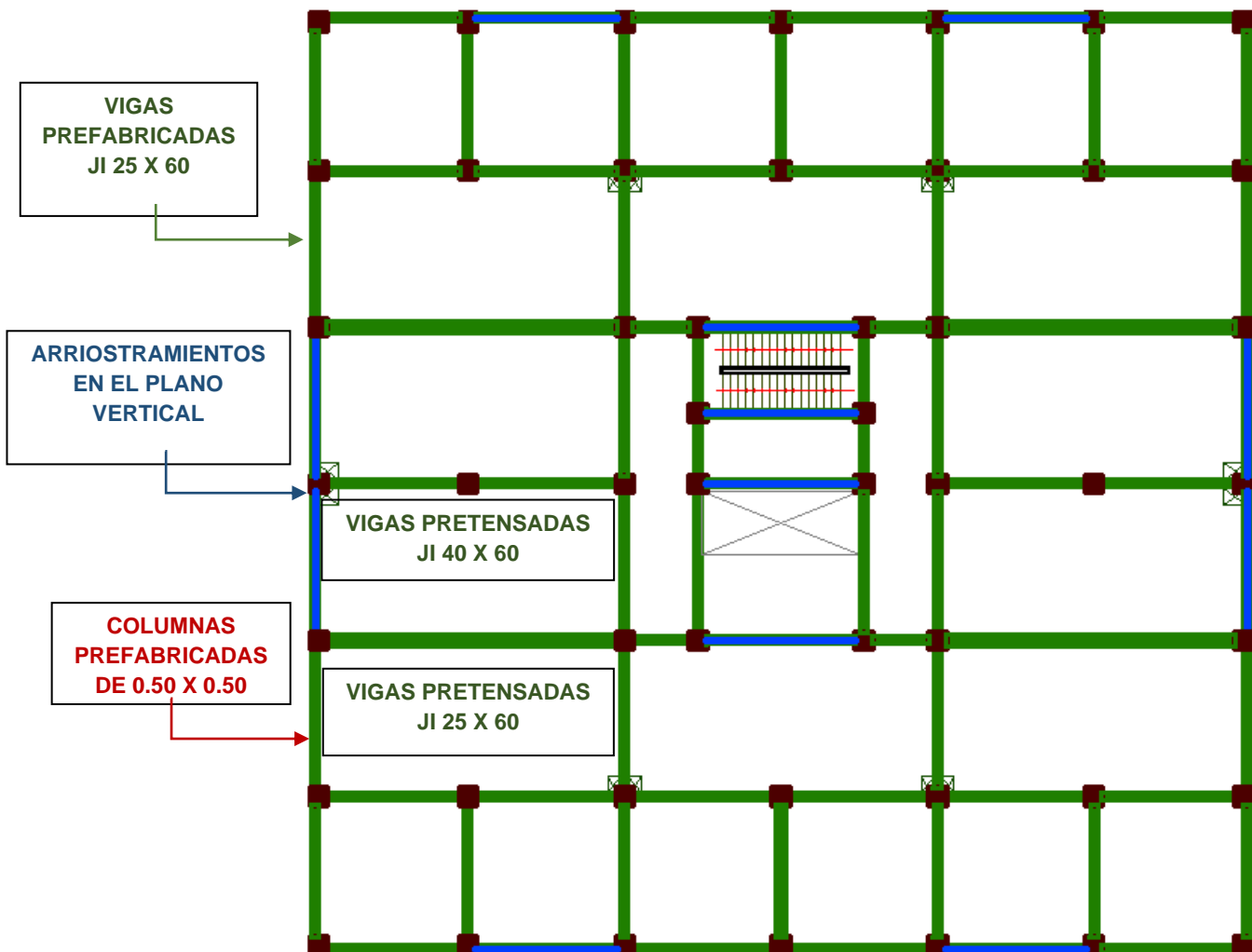
### 7.2.1. ESTRUCTURACIÓN

#### Sistema Estructural

La segunda alternativa estructural devino en la utilización de columnas prefabricadas de concreto (con refuerzo convencional), arriostramiento de acero en los vanos estratégicos y vigas (entre postensadas y prefabricadas sin presfuerzo).

El sistema resistente ante fuerzas laterales lo conforman principalmente las columnas prefabricadas y los arriostramientos de acero, estos últimos trabajando preferentemente a compresión. Al idealizarse las conexiones articuladas, no existe una transferencia real de momento desde las vigas hacia los elementos verticales, por lo que las vigas trabajarán ante las cargas de servicio.

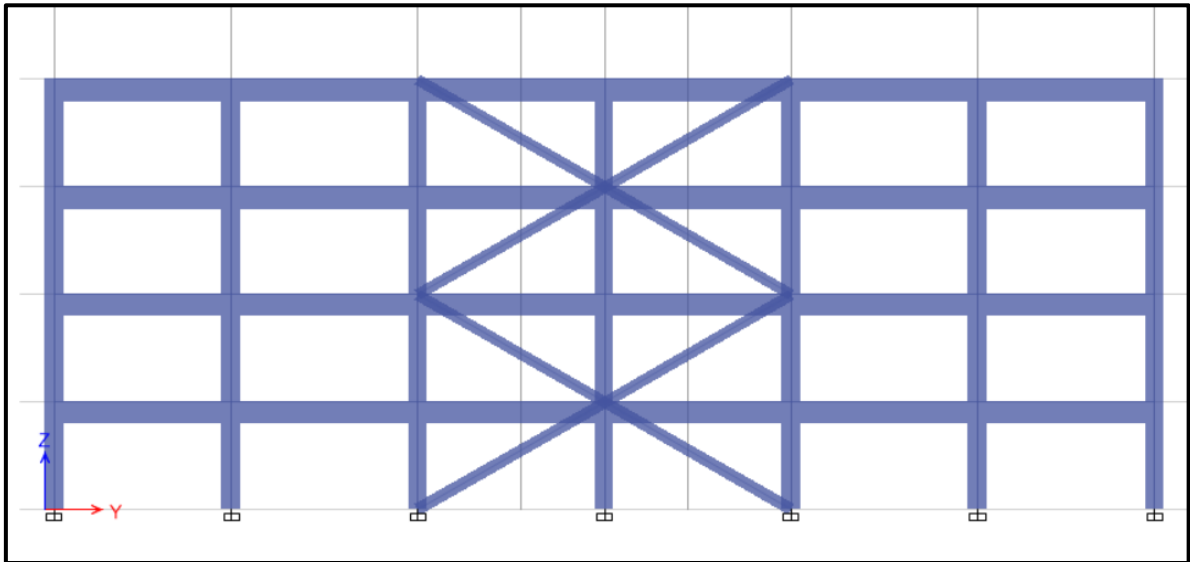
Ahora bien, se buscó una ubicación y disposición de los arriostramientos que nos asegure armonía arquitectónica, funcionalidad y sobre todo que se evite la compresión conjunta en un entrepiso determinado (efecto de piso blando).



**Figura 7.4.** Planta típica del edificio estructurado con elementos prefabricados. Elaboración propia.

Así, se optó por colocar los arriostramientos en pórticos exteriores e interiores, en vanos como los destinados a las cajas de escaleras y ascensores, para no afectar la funcionalidad del edificio.

Para evitar la compresión conjunta, en los pórticos exteriores se buscaron dos vanos adyacentes para colocar los arriostres, formando una gran X cada dos pisos. Así, los arriostres trabajan a tensión y compresión alternadamente en cada entrepiso. Se utilizó el mismo criterio en los pórticos internos, disponiendo los arriostres en diferentes ángulos (algunos a  $45^\circ$ , otros a  $-45^\circ$ ).



**Figura 7.5.** Elevación del Eje A-A observándose la disposición de los arriostramientos de acero. Elaboración propia.

## 7.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO

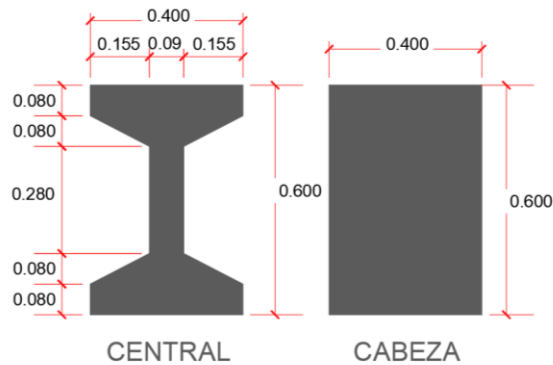
### Vigas

En cuanto a las vigas, se consideraron 6 longitudes. En cuanto a la sección, se optó por una tipo I, debido a:

- Mayor eficiencia estructural: Estas secciones pueden generar mayor resistencia nominal con menor área, respecto a sus similares rectangulares; en caso del pretensado, por ende, se necesitará menor cuantía de presforzado. Asimismo, esta sección tiende a reducir los esfuerzos en tracción, críticos para las secciones no fisuradas de concreto
- Reducción del peso de la edificación, por la menor área de concreto.
- Ligero ahorro económico, en comparación con otras secciones: Se ahorra en concreto, pero es necesario mayor refuerzo no presforzado, debido a la forma de los estribos y los aceros adicionales para montaje.

Se escogieron dos secciones para las vigas tipo I: 0.25 m x 0.60 m y 0.40 m x 0.60 m, en función a las luces a cubrir. Asimismo, se decidió pretensar las vigas con mayores luces (como las de los ejes 3-3 y 5-5) y solicitaciones por gravedad (como las de los ejes 2-2 y 6-6). Las demás vigas serán prefabricadas y no presforzadas.

## JI 4060



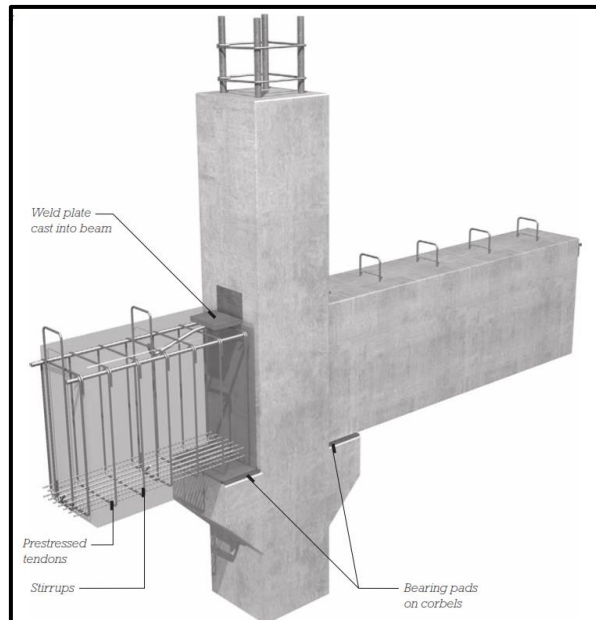
**Figura 7.6.** Sección JI4060 a utilizar para vigas pretensadas

### Columnas:

Se optó por considerar una sola sección para todas las columnas (0.50 m x 0.50m), para favorecer la producción en masa, y un detallado simple y básico.

### Conexiones:

Para una mayor eficiencia en la construcción, se considerarán conexiones articuladas entre elementos. Así, las vigas se modelarán simplemente apoyadas. La asunción de diafragma rígido será posible debido a una correcta conexión entre las losas y vigas, asumiéndose en el análisis por esfuerzos admisibles como una sección compuesta.



**Figura 7.7.** Conexión articulada entre viga y columna (Allen e Iano, 2011).

### Arriostramientos

Los arriostramientos se predimensionaron según los lineamientos contenidos en el estándar AISC 360-16 Specifications for Structural Steel Buildings. Se consideró que los arriostramientos solo trabajarían ante fuerzas axiales, para lo cual, después del



análisis estático-lineal, se debería cumplir en el arriostramiento con mayor sollicitación lo siguiente:

$$\phi P_n \geq P_u$$

La resistencia nominal  $P_n$  fue hallada como el producto del esfuerzo crítico  $F_{cr}$  y el área total  $A_g$ . Para el cálculo de  $F_{cr}$  se siguieron las pautas derivadas del problema de pandeo de Euler (teniendo en cuenta la longitud efectiva  $KL$ , el radio de giro  $r$ , entre otros)

Así, se obtuvo por predimensionamiento que la sección a considerar sería la ASTM A500 de 0.30 m x 0.30 m y de 1.59 cm de espesor, con resistencia a la fluencia de 315 MPa.

### 7.2.3. CARGAS CONSIDERADAS

Se asumieron las siguientes cargas por peso propio:

- Concreto para elementos prefabricados: 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Acabados piso: 100 kg/m<sup>2</sup>
- Losa (peso propio viguetas Firth y tabiquería móvil: 380 kg/m<sup>2</sup>
- Barandas: 15 kg/ml.
- Arriostres ASTM A500: 55.73 kg/ml

Asimismo, en cuanto a las sobrecargas o cargas vivas, de acuerdo a la normativa E.020 se asumieron las siguientes:

- Carga viva en el 2°, 3° y 4° nivel: 200 kg/m<sup>2</sup>
- Carga viva en azotea: 100 kg/m<sup>2</sup>

Para el caso de las escaleras, se tuvo en cuenta además de su peso propio, el peso de acabados (100 kg/m<sup>2</sup>) y la sobrecarga (200 kg/m<sup>2</sup>).

### 7.2.4. MODELADO ANTE CARGAS DE GRAVEDAD

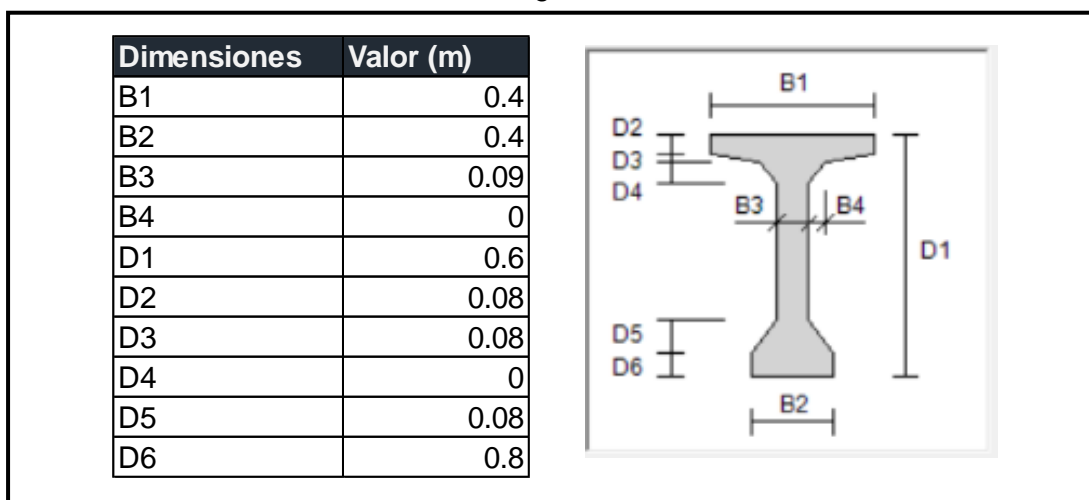
Los elementos fueron modelados en ETABS. Las columnas y vigas prefabricadas fueron modeladas con concreto con resistencia a compresión  $f'_c=350$  kg/cm<sup>2</sup>, con las siguientes propiedades:

**Tabla 7.12.** Propiedades del concreto  $f'_c=350$  kg/cm<sup>2</sup>, ingresadas en ETABS 18.0.1.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad E	2807355.27 ton/m <sup>2</sup>
Ratio de Poisson	0.2
Peso específico	2.4 ton/ m <sup>2</sup>

Las columnas prefabricadas, y las vigas, tanto pretensadas como prefabricadas, fueron modeladas como elementos frame, de acuerdo a las siguientes características:

**Figura 7.8 y Tabla 7.13.** Geometría y dimensiones de la viga pretensada JI4060, ingresada en ETABS.



Los arriostramientos fueron modelados con acero estructural con las siguientes características, concordantes con el estándar ASTM A500:

**Tabla 7.14.** Propiedades del acero, con características listadas en la ASTM A500, ingresadas en ETABS 18.0.1.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad E	20389019.16 ton/m <sup>2</sup>
Ratio de Poisson	0.3
Peso específico	7.849 ton/ m <sup>2</sup>

Asimismo, se consideró para el modelado del arriostramiento, el perfil cuadrado HSS de 0.30 m de lado y 0.0159 m de espesor (5/8" aproximadamente)

## 7.2.5. ANÁLISIS SÍSMICO

Para la alternativa de prefabricados de concreto con arriostramientos de acero, se tomaron los siguientes parámetros sísmicos de acuerdo a lo estipulado en la normativa E.030

### 7.2.5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS EQUIVALENTES

Al igual que en la alternativa anterior, el cortante basal estará dado por:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

El cual contiene los parámetros descritos a continuación.

#### 7.2.5.1.1. FACTOR DE ZONA (Z)

Ninguna variación respecto a la alternativa anterior, por lo que el factor de zona (Z) será igual a 0.45

#### 7.2.5.1.2. FACTOR DE USO (U)

Al igual que la alternativa anterior, el edificio estará categorizado como una edificación común. Entonces, el factor U será igual a 1.

### 7.2.5.1.3. FACTOR DE SUELO (S)

Mismas características que el caso anterior. Se trata de un suelo intermedio ( $S_2$ ), y de acuerdo a la zona sísmica, el factor de suelo será 1.05.

### 7.2.5.1.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

Antes de definir este factor, se tienen que hallar los periodos  $T_P$  y  $T_L$ , de acuerdo con el factor de suelo S. Para nuestro caso,  $T_P$  es igual a 0.6 y  $T_L$  es igual a 2.

De acuerdo a lo hallado en ETABS, los periodos son menores a  $T_P$ , por lo que el valor de C es igual a 2.5

### 7.2.5.1.5. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R)

El coeficiente R está definido por:

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

Para el caso de esta estructuración, el coeficiente básico de reducción  $R_0$  se escogió con base en lo recomendado por el ASCE/SEI 41-17 para la estructuración con prefabricados, por lo que  $R_0$  es igual a 4.

En cuanto a los factores de irregularidad en altura ( $I_a$ ) y en planta ( $I_p$ ), la planta arquitectónica para esta alternativa no presenta mayores variaciones respecto a la primera opción, por lo que los valores de  $I_a$  e  $I_p$  serán iguales a 1.

Así, R será igual a 4.

### 7.2.5.1.6. ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN (P)

El edificio en análisis es de Categoría C, por lo que para el cálculo de su peso se debe adicionar el 25% de la carga viva. Así, el peso de la edificación será igual a:

**Tabla 7.15.** Peso de la edificación por niveles del edificio con prefabricados y arriostramientos de acero

Nivel	Masa (Tonf-s2/m)	Peso (Tonf)
Story5	4.1	40.6
Story4	50.3	493.4
Story3	92.7	909.7
Story2	92.7	909.7
Story1	92.7	909.7
	<b>Total</b>	<b>3263.1</b>

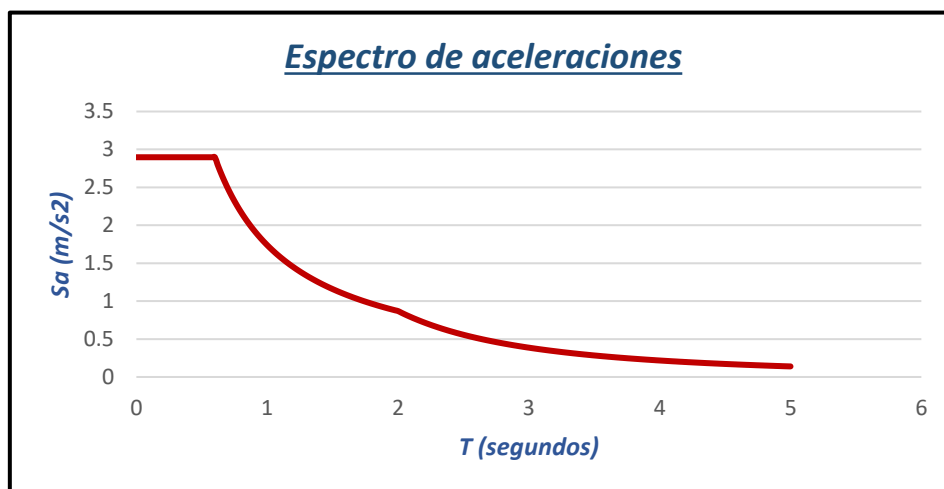
### 7.2.5.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO (MODAL ESPECTRAL)

#### 7.2.5.2.1. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Se utilizó:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Los parámetros son los explorados en la sección anterior. El espectro de aceleraciones es el siguiente:



**Figura 7.9.** Espectro de pseudo-aceleraciones utilizado para el análisis sísmico dinámico (estructuración con prefabricados de concreto y arriostres de acero)

#### 7.2.5.2.2. DETERMINACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN

Se definieron 3 modos por cada nivel (2 traslacionales y ortogonales entre si, y uno rotacional). El edificio cuenta con 6 diafragmas, por lo que se asignaron 18 modos.

#### 7.2.5.2.3. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Los periodos obtenidos por el análisis sísmico dinámico son los siguientes:

$$T_x = 0.293 \text{ seg.}$$

$$T_y = 0.369 \text{ seg.}$$

Los desplazamientos de los centros de masa son los siguientes:

**Tabla 7.16.** Desplazamientos y derivas en la dirección X. Edificio de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero

PISO	Diafragma	Desplazamiento en X (mm)	D*0.75R (mm)	Altura h (m)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva (‰)
5°	D5	9.72	29.17	2	3.38	1.35
4°	D4	8.60	25.79	2.88	5.17	1.79
3°	D3	6.87	20.62	2.88	6.90	2.39
2°	D2	4.57	13.72	2.88	7.86	2.73
1°	D1	1.95	5.86	2.88	5.86	2.03

**Tabla 7.17.** Desplazamientos y derivas en la dirección Y. Edificio de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero

PISO	Diafragma	Desplazamiento en Y (mm)	D*0.75R (mm)	Altura h (m)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva (‰)
5°	D5	20.20	60.60	2	20.65	8.26
4°	D4	13.32	39.95	2.88	7.67	2.66
3°	D3	10.76	32.28	2.88	10.51	3.65
2°	D2	7.26	21.77	2.88	12.98	4.51
1°	D1	2.93	8.79	2.88	8.79	3.05

Cabe mencionar que, como el edificio de esta alternativa está estructurado con arriostramientos de acero y prefabricados de concreto, según la normativa E.030 las derivas permitidas responderían a un valor entre 0.007 y 0.0010, por lo que se optó por un valor conservador de 0.0085.

Los desplazamientos máximos de entrepiso, en cada dirección, son los siguientes:

**Tabla 7.18.** Desplazamientos y derivas máximas en la dirección X. Edificio de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero.

PISO	Diafragma	Desplazamiento máximo en X (mm)	D*0.75R (mm)	Altura h (m)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva (‰)
5°	D5	9.74	29.21	2	3.10	1.24
4°	D4	8.70	26.11	2.88	5.20	1.81
3°	D3	6.97	20.91	2.88	6.98	2.42
2°	D2	4.64	13.93	2.88	7.98	2.77
1°	D1	1.98	5.95	2.88	5.95	3.56

**Tabla 7.19.** Desplazamientos y derivas máximas en la dirección Y. Edificio de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero

PISO	Diafragma	Desplazamiento máximo en Y (mm)	D*0.75R (mm)	Altura h (m)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Deriva (‰)
5°	D5	20.21	60.63	2	20.69	8.27
4°	D4	13.32	39.95	2.88	7.67	2.66
3°	D3	10.76	32.28	2.88	10.51	3.65
2°	D2	7.26	21.77	2.88	12.98	4.51
1°	D1	2.93	8.79	2.88	8.79	3.05

En cuanto a la fuerza cortante mínima en la base, la normativa E.030 establece que ésta no puede ser menor al 80% (para estructuras regulares) del valor calculado con el

análisis sísmico estático, caso contrario todos los demás resultados y solicitaciones deberán ser escalados, excepto los desplazamientos. Tenemos:

**Tabla 7.20.** Comparativo entre las cortantes basales del análisis dinámico y del análisis estático

<b>Cortante Basal</b>	<b>Análisis Dinámico (Tonf)</b>	<b>Análisis Estático (Tonf)</b>	<b>%</b>	<b>Factor de escalado</b>
Vx	802.16	936.63	83.24	1
Vy	789.49	936.63	81.93	1

No es necesario el escalado.

## **CAPÍTULO VIII: ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL**

Después de realizados los diseños de los elementos de ambas alternativas de acuerdo a los resultados obtenidos por los análisis lineales, es momento de explorar el desempeño de ambas estructuras mediante el desarrollo de un análisis estático no lineal, para obtener la curva de capacidad de las mismas, mediante un *pushover*.

### **8.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL EN LA ESTRUCTURACIÓN CON CONCRETO ARMADO**

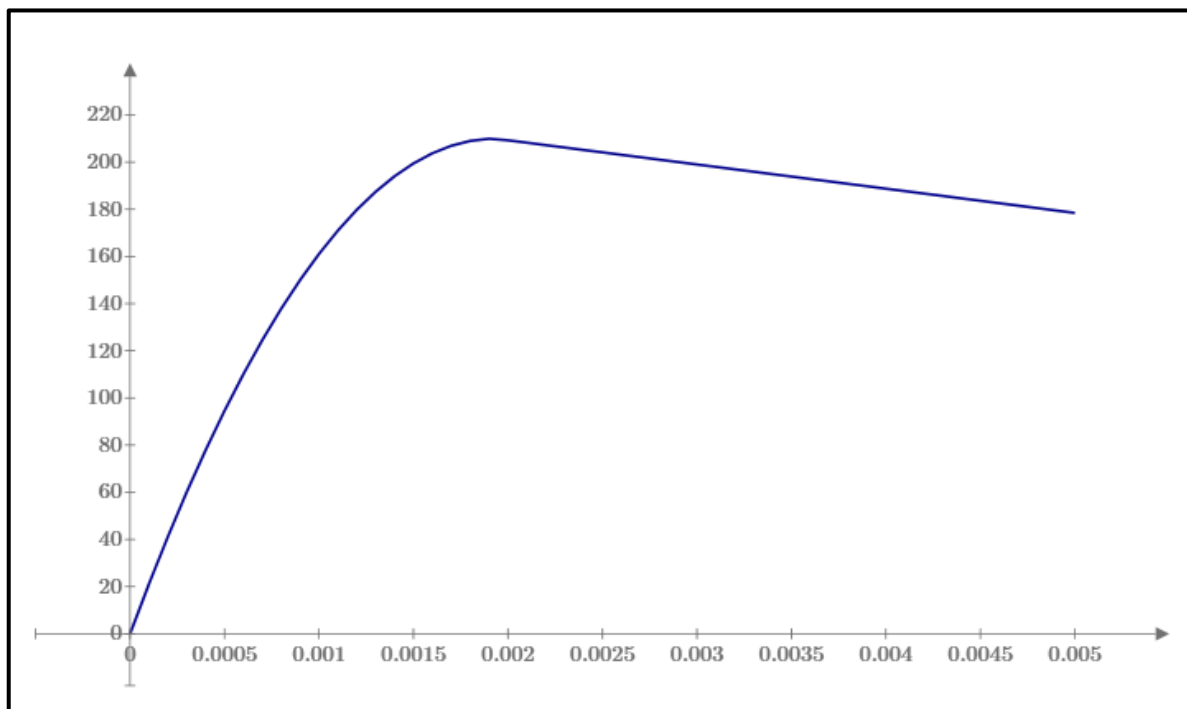
#### **8.1.1. CURVAS CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES**

Para la realización del análisis *pushover*, se utilizaron las siguientes curvas constitutivas, tanto para el concreto como para el acero de refuerzo.

##### **8.1.1.1. CONCRETO**

Para el concreto, se utilizó la curva de Hognestad, con las siguientes características:

- Resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$  (kg/cm<sup>2</sup>): 210
- Módulo de elasticidad del concreto  $E$  (kg/cm<sup>2</sup>)=  $15000\sqrt{f'_c}$ : 217370.65
- Deformación correspondiente a  $f'_c$  ( $\epsilon_o = \frac{2f'_c}{E}$ ): 0.00193
- Deformación última ( $\epsilon_{cu}$ )= 0.005, cuyo valor es el recomendado por el ASCE/SEI 14-17

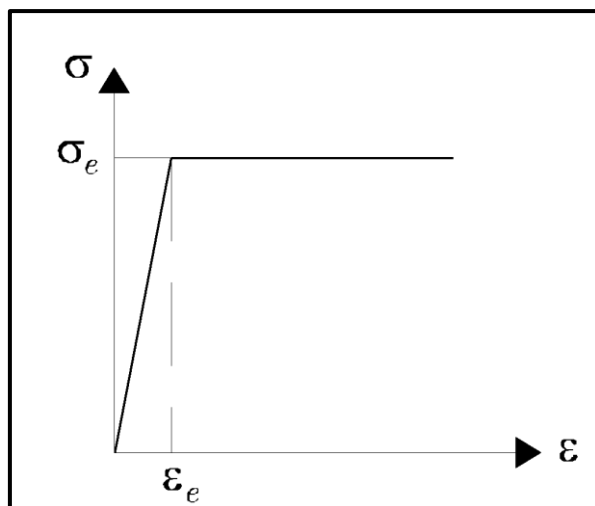


**Figura 8.1.** Curva esfuerzo-deformación de Hognestad, utilizada para caracterizar el comportamiento no lineal del concreto.

##### **8.1.1.2. ACERO DE REFUERZO**

Para la curva constitutiva del acero de refuerzo, se utilizó el modelo elastoplástico perfecto, con las siguientes características:

- Esfuerzo de fluencia  $f_y$  (kg/cm<sup>2</sup>): 4200
- Módulo de elasticidad  $E_s$  (kg/cm<sup>2</sup>): 2100000
- Deformación última  $\epsilon_u$ : 0.012



**Figura 8.2.** Curva elastoplástica perfecta del acero de refuerzo

## 8.1.2. DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA

### 8.1.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Para la obtención de los diagramas momento-curvatura de las secciones de concreto armado, se partió de los principios generales de la teoría de flexión los cuales se resumen en:

- Las secciones planas y perpendiculares al eje del elemento antes de la deformación, siguen siendo planas y perpendiculares al eje del elemento después de la deformación (hipótesis de Navier)
- Las deformaciones en el acero de refuerzo y en el concreto al mismo nivel son iguales, y varían linealmente.
- Los esfuerzos correspondientes a las deformaciones pueden ser hallados a través de las curvas constitutivas del concreto y del acero de refuerzo.

Se consideraron los siguientes puntos para el desarrollo de los diagramas momento-curvatura:

- **Origen:** Momento 0 y curvatura 0.
- **Fluencia:** Punto en el cual el acero de refuerzo más alejado del centroide de la sección alcanza la deformación de fluencia (0.002)
- **Resistencia última:** En este caso se evaluaron 2 supuestos:
  - o El concreto alcanzó su deformación última (0.005) antes que el acero de refuerzo alcance su deformación de rotura (0.012)
  - o El acero de refuerzo alcanzó su deformación de rotura (0.012) antes que el concreto alcance su deformación última (0.005)

Se consignan los valores de momento-curvatura de aquel supuesto que se cumpla en el análisis de la sección.

- **Resistencia residual:**

**Tabla N° 8.1.** Consideraciones tomadas para la resistencia residual

Punto	Momento	Curvatura
Resistencia residual 1	0.2*Resistencia última	Resistencia última
Resistencia residual 2	0.2*Resistencia última	Resistencia última*2



Para la obtención de los diagramas momento-curvatura, se realizó un proceso iterativo con los siguientes pasos:

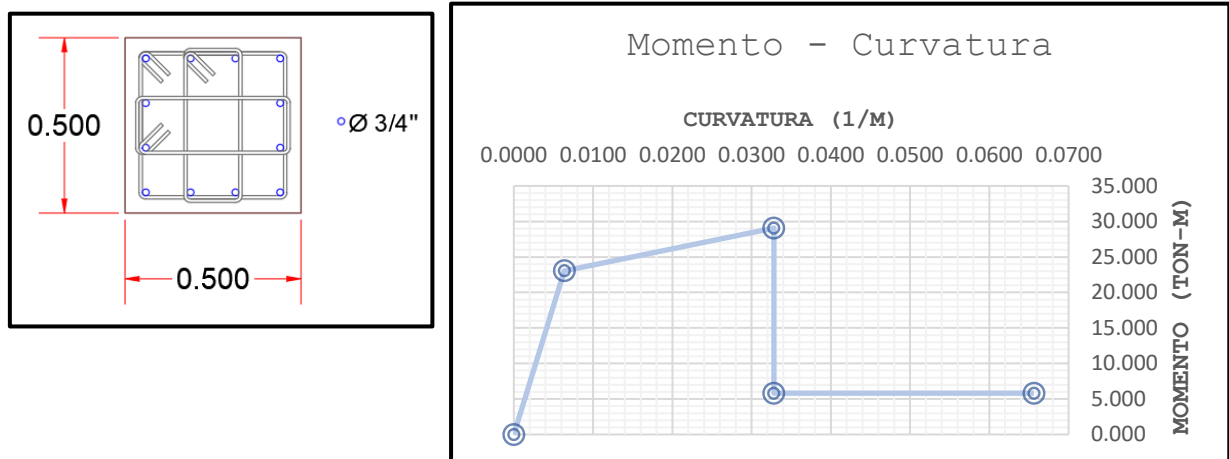
- Establecer la deformación en el extremo a tensión y/o a compresión de acuerdo al punto en análisis (por ejemplo, en el punto de fluencia, se coloca como deformación 0.002 en el extremo del acero más alejado). Se empieza el proceso iterativo con un valor bajo del eje neutro, para ir incrementándolo con el desarrollo de las iteraciones.
- Calcular las deformaciones, tanto del concreto como del acero de refuerzo, de acuerdo a una relación directa-lineal. El concreto a lo largo de la sección, se dividió en  $n$  fibras, a fin de afinar los cálculos.
- Calcular los esfuerzos correspondientes a las deformaciones, y las fuerzas internas relacionadas a las mismas. El proceso iterativo para cuando se consigue el equilibrio interno ( $\sum F=0$ ), obteniéndose así el valor del eje neutro ( $c$ ) para cada punto analizado.
- Con el valor del eje neutro determinado, se calcula el momento interno, y su correspondiente curvatura, con la expresión:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c}$$

Donde  $\epsilon_c$  es la deformación de la fibra extrema a compresión.

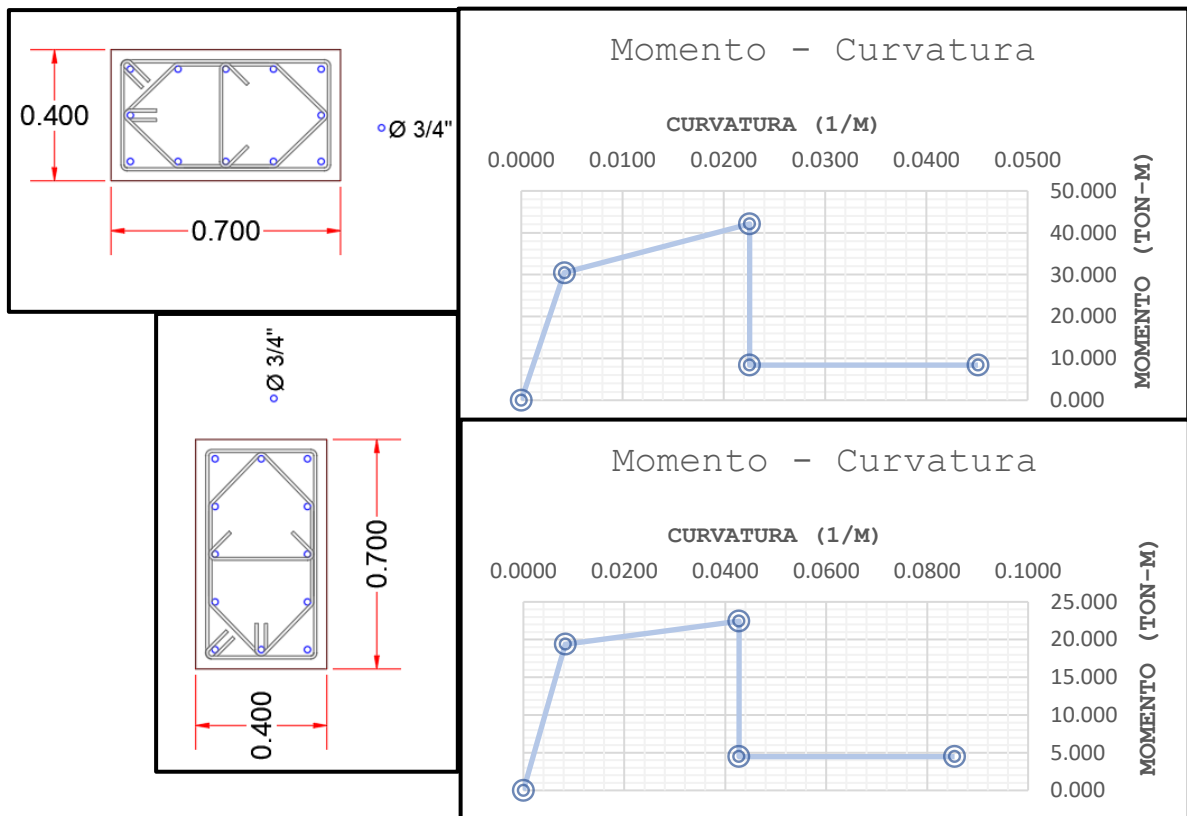
### 8.1.2.2. CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS PARA COLUMNAS Y MUROS

Para el caso de columnas, existen dos secciones principales: las cuadradas (0.50 m x 0.50 m) y las rectangulares (0.40 m. x 0.70 m.). Para el primer caso, para el desarrollo del Pushover se estableció que la dependencia momento-curvatura es circular; es decir, que para las dos direcciones principales de análisis las propiedades de rótula plástica son similares.



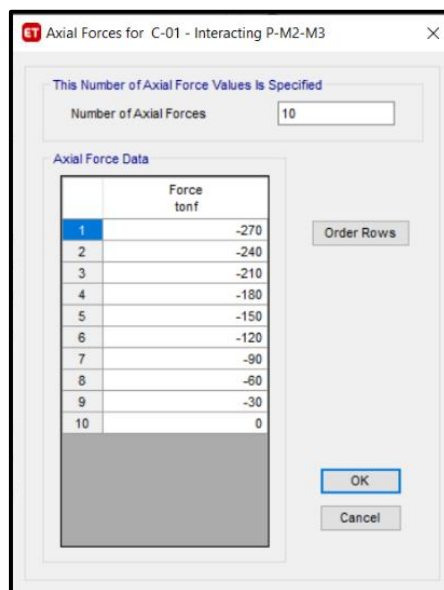
**Figura 8.3.** Columna de 0.50 x 0.50 m, y su diagrama momento curvatura (Axial 0 ton); aplicable para ambas direcciones M2 y M3

Para el caso de las columnas rectangulares y muros de concreto armado, sí se discriminó entre las propiedades de la rótula plástica para M2 y M3; haciéndose un análisis de los diagramas momento-curvatura para cada dirección.



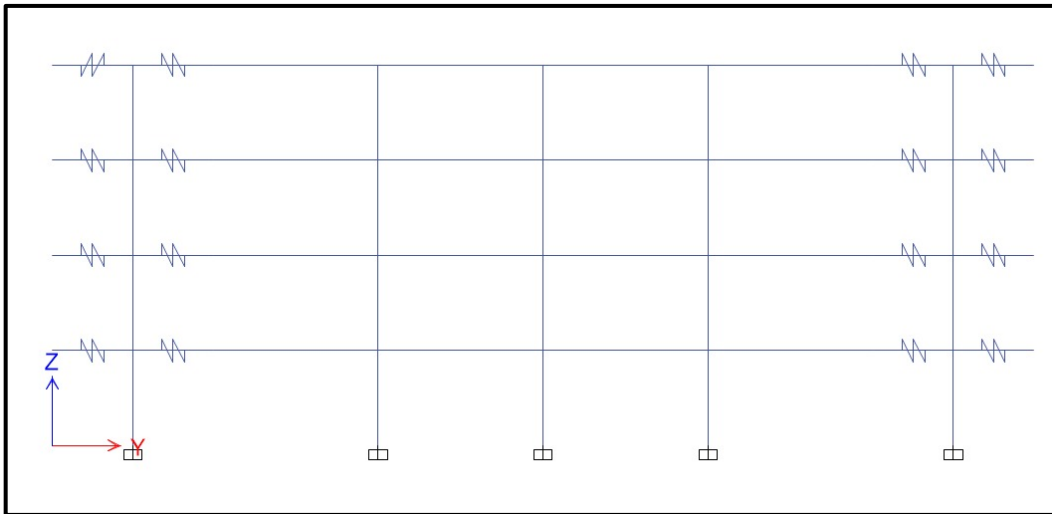
**Figura 8.4.** Columna de 0.40 m. x 0.70 m. y sus respectivos diagramas momento curvatura (Axial 0 ton); el primero para la dirección M2 (“dirección fuerte”) y el segundo para M3 (“dirección débil”).

Asimismo, se definieron los diagramas momento curvatura para 10 valores de carga axial, ingresando dichos valores en ETABS.



**Figura 8.5.** Definición de fuerzas axiales en ETABS, para la determinación de su correspondiente diagrama momento-curvatura, para una columna de 0.50 x 0.50 m

Los muros fueron modelados como elementos tipo *frame*, con brazos rígidos con los cuales se conectan a las vigas. Estos brazos rígidos fueron modelados con *rigid links*



**Figura 8.6.** Elevación del eje A-A, con los muros modelados con elementos tipo *frame* y *rigid links*.

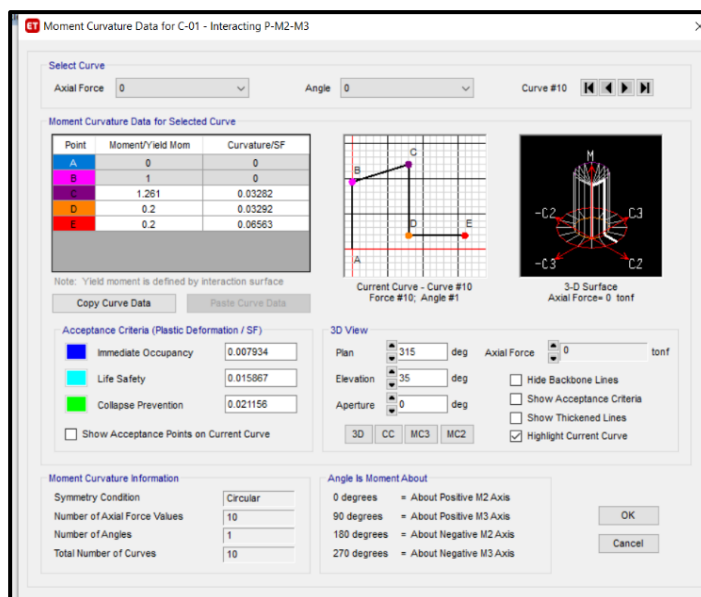
Se rotularon los extremos de las columnas en cada piso, y en el caso de los muros, solamente la base. La longitud de la rótula plástica fue considerada igual a la mitad de la altura de la sección.

Los criterios de aceptación para el caso de columnas y muros fueron los siguientes:

**Tabla 8.2.** Criterios de aceptación para columnas y muros

Criterio de aceptación	Curvatura/SF
Operacional	$0.3 (\phi_u - \phi_y)/SF$
Resguardo de vida	$0.6 (\phi_u - \phi_y)/SF$
Cerca del colapso	$0.8 (\phi_u - \phi_y)/SF$

Siendo SF el factor de escala para curvatura, un valor referencial. Se optó por 1, para trabajar con los valores obtenidos de los diagramas momento-curvatura.



**Figura 8.7.** Definición del diagrama momento-curvatura para la rótula de una columna de 0.50 m x 0.50 m

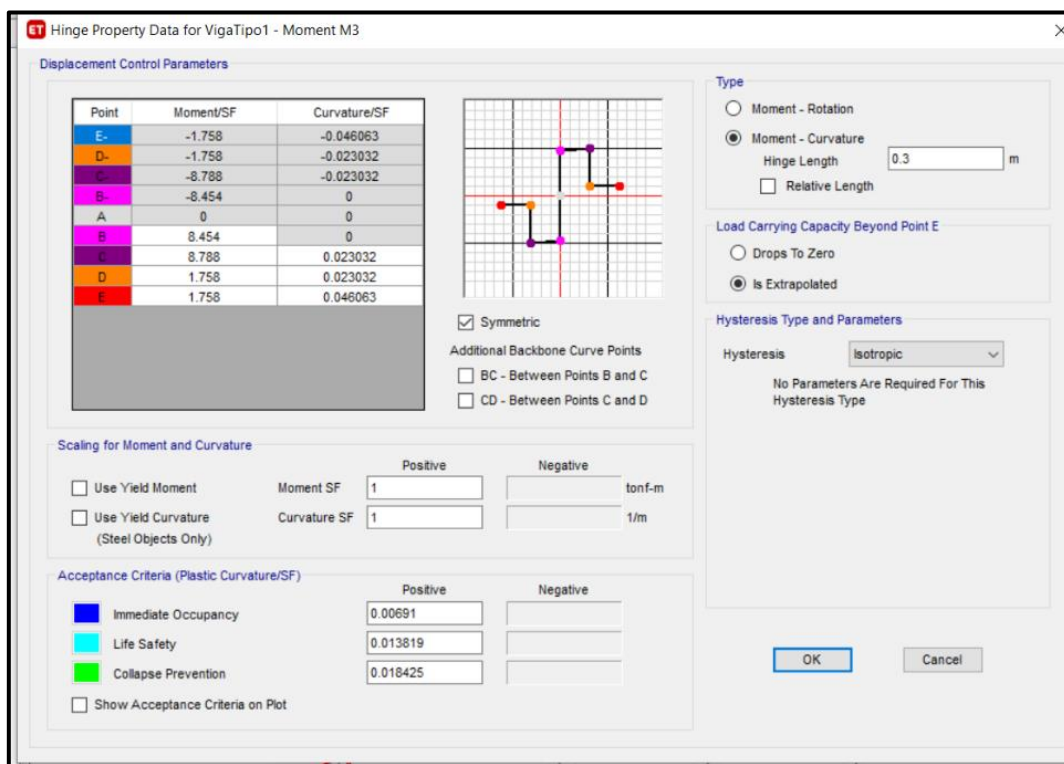
### 8.1.2.3. CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS PARA VIGAS

Se rotularon los extremos de las vigas, considerando una longitud de rótula plástica igual a la mitad del peralte de esta. Asimismo, se establecieron los siguientes criterios de aceptación:

**Tabla 8.3.** Criterios de aceptación para vigas

Criterio de aceptación	Curvatura/SF
Operacional	0.3 ( $\phi_u$ )/SF
Resguardo de vida	0.6 ( $\phi_u$ )/SF
Cerca del colapso	0.8 ( $\phi_u$ )/SF

Siendo SF el factor de escala para curvatura, un valor referencial. Se optó por 1, para trabajar con los valores obtenidos de los diagramas momento-curvatura.



**Figura 8.8.** Definición del diagrama momento-curvatura para la rótula de una viga de 0.25 m x 0.60 m.

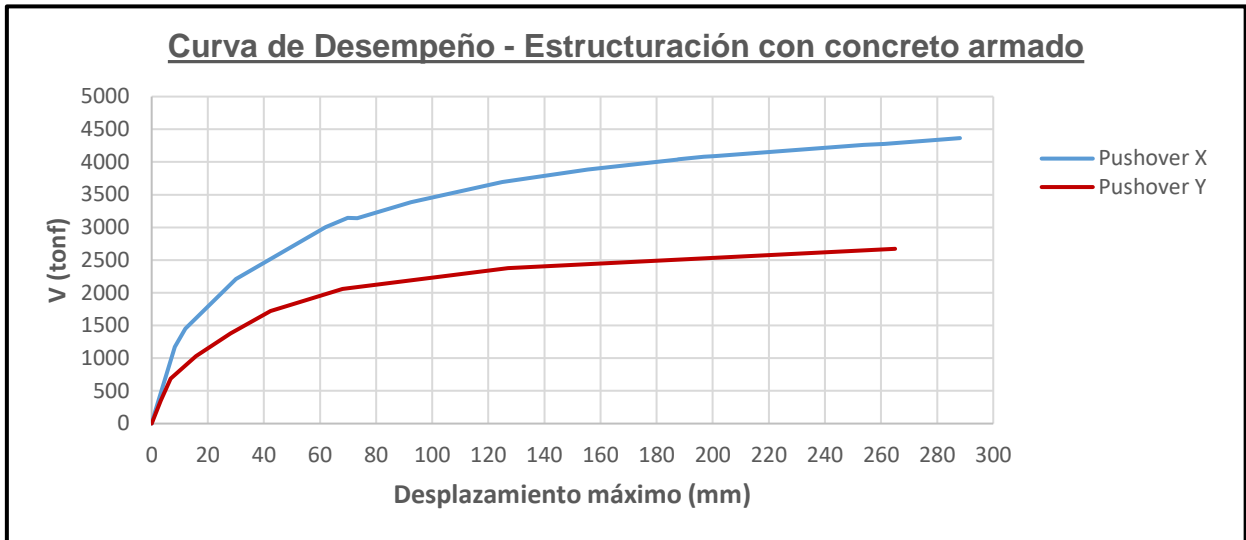
### 8.1.3. PATRÓN DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL

El patrón de carga utilizado fue una carga uniformemente distribuida, sometiendo a la estructura a una aceleración uniforme de 0.01 en ambas direcciones. Se partió del estado de carga inicial correspondiente al peso propio más el 25% de la carga viva.

Se tomó como punto de control un nodo perteneciente al sexto nivel.

### 8.1.4. CURVA DE CAPACIDAD

Con lo mencionado, la curva de capacidad de la alternativa con concreto armado es la siguiente:



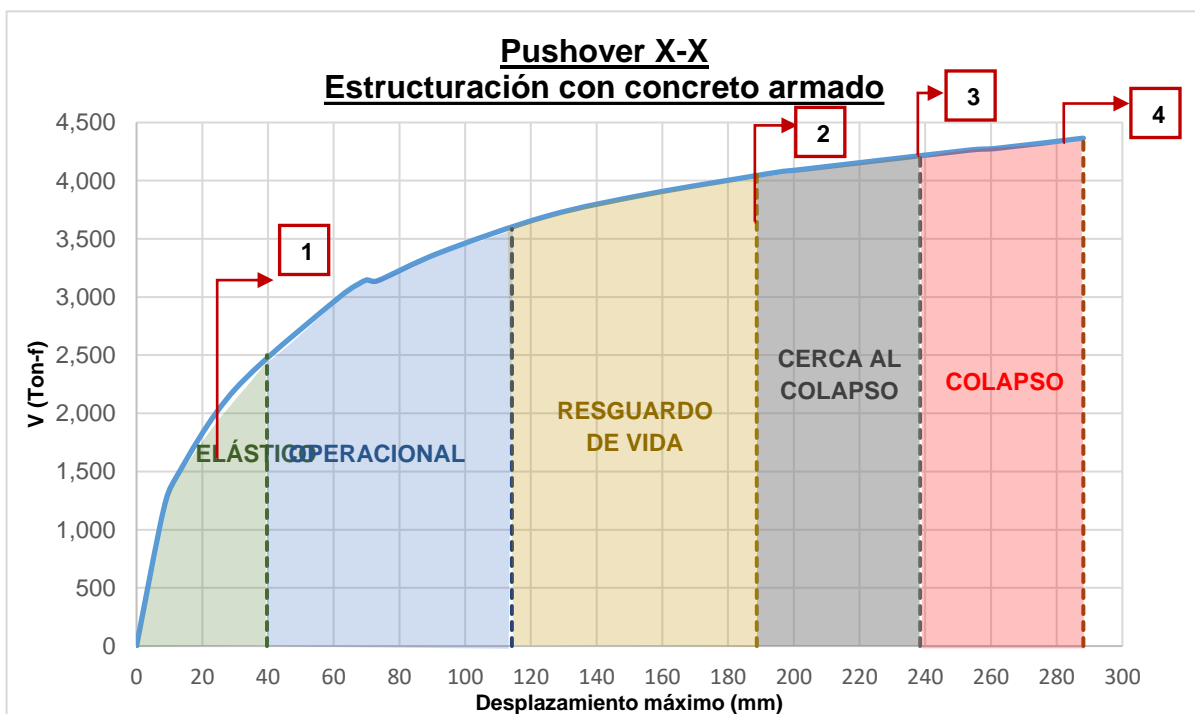
**Figura 8.9.** Curva de capacidad de la estructura de la alternativa de concreto armado, para ambas direcciones

De la gráfica se observa que la estructura muestra una resistencia mayor en la dirección X y una ductilidad relativamente mayor respecto a la curva de capacidad en la dirección Y.

**8.1.5. SECUENCIA DE ROTULACIÓN**

Ahora bien, se pasará a describir la secuencia de rotulación en la estructuración con concreto armado.

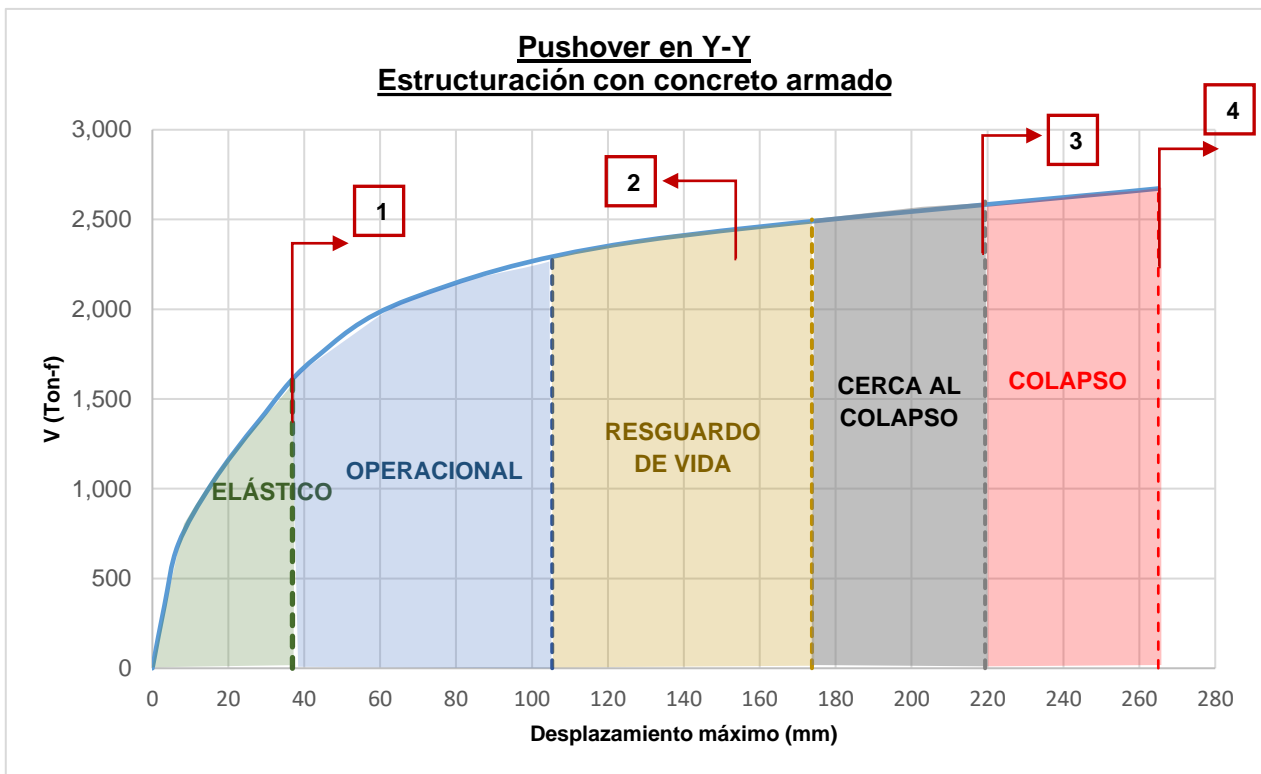
Para la dirección X-X, tenemos la curva de capacidad y los siguientes puntos que se pasarán a describir:



**Figura 8.10.** Curva de capacidad correspondiente a la estructuración con concreto armado en X-X, división del desempeño según la SEAOC y puntos notables para describir la secuencia de rotulación

- Punto 1: Con un desplazamiento de 62 mm, se forman las primeras rótulas plásticas en las vigas del 3°, 4 ° y 5° nivel del eje 3-3, que se apoyan en la placa que se encuentra en la parte medular de dicho eje.
- Punto 2: Con un desplazamiento cercano a los 180 mm, se observa que la gran mayoría de vigas en dirección X-X se han rotulado, siendo las vigas cercanas a las placas en X-X las más esforzadas (eje 3-3 y 5-5, llegando a nivel de resguardo de vida). Se observa las primeras rotulaciones en base de las columnas, aun en nivel de resguardo de vida.
- Punto 3: Con un desplazamiento de 238 mm, las vigas de los ejes 3-3 y 5-5, colindantes a las placas, son las más exigidas llegando a un nivel cercano al colapso. Las demás rótulas se mantienen en nivel operativo.
- Punto 4: Con un desplazamiento cercano a los 288 mm, la estructura colapsa por un mecanismo de rotulación de las columnas y vigas cercanas a la placa de los ejes 3-3 y 5-5.

Para la dirección Y-Y, la secuencia de rotulación es la siguiente:



**Figura 8.11.** Curva de capacidad correspondiente a la estructuración con concreto armado en Y-Y, división del desempeño según la SEAOC y puntos notables para describir la secuencia de rotulación

- Punto 1: Con un desplazamiento de 37 mm, se forman las primeras rótulas plásticas en las vigas del 2°,3°, 4 ° y 5° nivel de los ejes A-A y F-F, los cuales son contiguos a las placas de dichos ejes.
- Punto 2: Con un desplazamiento cercano a los 105 mm, las vigas de los ejes A-A y F-F son las más exigidas, llegando a un nivel de prevención de colapso. Las demás vigas también se encuentran rotuladas, pero a niveles de desempeño de operacional a resguardo de vida. Se observan las primeras rótulas en las columnas de los ejes Y-Y, en nivel operativo.

- Punto 3: Al haber alcanzado un desplazamiento de 220 mm, un gran número de vigas en dirección Y-Y se encuentran exigidas al nivel de prevención del colapso; sin embargo, las rótulas de las columnas no están del todo exigidas.
- Punto 4: La estructura colapsa a un desplazamiento cercano a los 265 mm, debido a que las columnas de los ejes A-A y F-F, ubicadas a continuación de los muros de corte, han sido rotuladas en su base al nivel de prevención del colapso.

## 8.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL EN LA ESTRUCTURACIÓN CON PREFABRICADOS DE CONCRETO Y ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

### 8.2.1. CURVAS CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES

#### 8.2.1.1. CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

Para el concreto y acero, se seguirán usando las curvas de Hognestad y el modelo elastoplástico perfecto, respectivamente.

#### 8.2.1.2. ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

Los arriostres se modelarán como columnas, con una potencial rótula plástica en la parte medular del mismo, considerando los efectos de la carga axial y flexión de segundo orden.

Para empezar con la caracterización, se obtuvieron los siguientes parámetros básicos geométricos y de resistencia:

**Tabla 8.4.** Parámetros para modelado de un perfil ASTM A500

Parámetros para ASTM A 500	Valor
Esfuerzo mínimo de fluencia ( $f_y$ )	32110.1 ton/m <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad ( $E$ )	20394324.3 ton/m <sup>2</sup>

**Tabla 8.5.** Parámetros geométricos del arriostramiento ASTM A500 0.30 m x 0.30 m

Parámetros geométricos	Valor
Ancho (cm)	30
Altura (cm)	30
Espesor (mm)	15.875
Radio de giro (mm)	116.2
Área (cm <sup>2</sup> )	180.42
Longitud (m)	6.03
Factor de longitud efectiva	0.65
Longitud efectiva (m)	3.92

Se clasifica a la sección como no esbelta, utilizando el parámetro  $kl/r$  (longitud efectiva entre radio de giro). Para hallar los parámetros de modelado para este tipo de elemento, se utilizó lo indicado en el ASCE/SEI 41-17:

Table 9-8. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions						
Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation	Residual Strength Ratio	Plastic Deformation	IO	LS	CP
<b>Braces in Compression (except EBF braces)<sup>a,b</sup></b>						
a. Slender $\frac{KL}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane <sup>c</sup> , 2C in-plane <sup>c</sup>	0.5Δ <sub>c</sub>	10Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	10Δ <sub>c</sub>
2. 2L out-of-plane <sup>c</sup> , 2C out-of-plane <sup>c</sup>	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>
4. Single angle	0.5Δ <sub>c</sub>	12Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	12Δ <sub>c</sub>
b. Stocky <sup>d</sup> $\frac{KL}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane <sup>c</sup> , 2C in-plane <sup>c</sup>	1Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>
2. 2L out-of-plane <sup>c</sup> , 2C out-of-plane <sup>c</sup>	1Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>
3. HSS, pipes, tubes	1Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
<b>Braces in Tension (except EBF braces)<sup>e-g</sup></b>						
1. W	10Δ <sub>T</sub>	13Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	10Δ <sub>T</sub>	13Δ <sub>T</sub>
2. 2L	9Δ <sub>T</sub>	12Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	12Δ <sub>T</sub>
3. HSS	9Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	8Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>
4. Pipe	8Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>
5. Single angle	10Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	8Δ <sub>T</sub>	10Δ <sub>T</sub>
Columns in tension (except EBF Columns) <sup>g</sup>	5Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	1.0	0.5Δ <sub>T</sub>	6Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>
Buckling-Restrained Braces <sup>h-j</sup>	13.3Δ <sub>y</sub>	13.3Δ <sub>y</sub>	1.0	3.0Δ <sub>y</sub>	10Δ <sub>y</sub>	13.3Δ <sub>y</sub>

**Figura 8.12.** Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales de elementos de acero estructural que trabajan a fuerzas axiales (Tabla 9.8 del ASCE/SEI 41-17)

Como  $kL/r$  es menor a  $2.1\sqrt{E/F_y}$ , se considera a la sección como no esbelta.

Calculamos la resistencia a compresión máxima de la sección, usando lo recomendado por el AISC. Con  $kL/r = 33.74$ , el arriostramiento de acero HSS de 12" x 12" x 5/8", la resistencia máxima a compresión según tabla será igual a  $630/0.9 = 700$  kips ó 318 tonf.



**Tabla 8.6.** Tabla 4.4. del Manual del AISC utilizada para hallar la resistencia máxima a compresión del perfil HSS 0.30 m x 0.30 m x 0.0159 m

Shape		HSS14×14×		HSS12×12×									
		$\frac{5}{16}^c$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{5}{16}^c$	$\frac{1}{4}^c$						
$t_{design}$ in.		0.291	0.581	0.465		0.349		0.291	0.233				
lb/ft		57.4	93.3	76.1		58.1		48.9	39.4				
Design		$P_n/\Omega_c$	$\phi_c P_n$	$P_n/\Omega_c$	$\phi_c P_n$	$P_n/\Omega_c$	$\phi_c P_n$	$P_n/\Omega_c$	$\phi_c P_n$	$P_n/\Omega_c$	$\phi_c P_n$		
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD		
Effective length, $KL$ (ft), with respect to least radius of gyration, $r_y$	0	366	551	708	1060	576	865	441	662	350	526	239	359
	6	364	547	696	1050	567	852	434	652	347	521	237	356
	7	363	546	692	1040	563	847	431	648	345	519	236	355
	8	362	545	688	1030	560	841	429	644	344	517	236	354
	9	361	543	682	1030	555	835	426	640	342	515	235	353
	10	360	541	676	1020	551	828	422	634	340	512	234	351
	11	359	539	670	1010	546	820	418	629	338	509	233	350
	12	357	537	663	997	540	812	414	622	336	505	232	348
	13	356	535	656	985	534	803	410	616	334	502	230	346
	14	354	532	648	973	528	793	405	609	331	498	229	344
	15	352	529	639	961	521	783	400	601	328	494	227	342
	16	350	526	630	947	514	773	394	593	325	489	226	339
	17	348	523	621	933	507	761	389	584	322	484	224	337
	18	346	520	611	918	499	750	383	576	319	479	222	334
	19	344	516	601	903	491	738	377	567	315	474	220	331
	20	341	513	590	887	482	725	371	557	311	468	218	328
	21	339	509	580	871	474	712	364	547	306	459	216	325
	22	336	505	568	854	465	699	357	537	300	451	214	321
	23	333	500	557	837	456	685	351	527	294	442	211	318
	24	330	496	545	819	446	671	343	516	289	434	209	314
	25	327	491	533	801	437	656	336	505	283	425	206	310
	26	323	486	521	783	427	642	329	494	276	416	203	306
	27	320	481	509	764	417	627	321	483	270	406	201	301
	28	316	476	496	745	407	612	314	472	264	397	198	297
	29	313	470	483	726	397	597	306	460	258	387	194	292
	30	309	464	471	707	387	581	298	449	251	378	191	287
	32	301	452	445	669	366	550	283	425	238	358	184	277
	34	292	439	419	630	345	519	267	402	225	338	177	266
	36	283	425	393	591	325	488	251	378	212	319	169	254
	38	273	411	368	552	304	457	236	354	199	299	161	242
	40	263	395	342	515	284	426	220	331	186	280	151	228

Así, el esfuerzo de pandeo será igual a  $P_n/A = 318 \text{ Ton}/180.42 \text{ cm}^2 = 17,598.7 \text{ ton/m}^2$ , y su deformación relacionada igual a  $P_n/EA = 0.000863$

Entonces, se usarán los siguientes parámetros de acuerdo a lo recomendado por el ASCE/ SEI 41-17.

**Tabla 8.7.** Valores tomados del ASCE/SEI 41-17 para el modelado no lineal del arriostamiento ASTM A500 a compresión y tensión.

Parámetros para compresión según Tabla 9.8. ASCE/SEI 41-17	
a	1
b	7
c	0.5
Parámetros para tensión según Tabla 9.8. ASCE/SEI 41-17	
a	9
b	11
c	0.6

Para el análisis en tensión, los parámetros están en función de la deformación en fluencia (0.002)

Así, la curva esfuerzo-deformación del arriostramiento de acero es la siguiente:



**Figura 8.13.** Curva esfuerzo-deformación utilizada para los arriostramientos ASTM A500 0.30 m x 0.30 m

**Tabla 8.8.** Valores calculados para la confección de la curva esfuerzo-deformación del arriostramiento ASTM A500

	Punto	Esfuerzo (ton/m2)	Deformación	
<b>Compresion</b>	Origen	0.000	0.000000	
	Pandeo	-17598.70	-0.000863	
	Resistencia Ultima	-17598.70	-0.001726	
	Resistencia Residual	-8799.35	-0.001726	
		-8799.351	-0.006903	
<b>Tension</b>	Origen	0.00	0.000000	
	Fluencia	32110.09	0.002000	
	Resistencia Ultima	32110.09	0.020000	
	Resistencia Residual		19266.05	0.020000
			19266.05	0.024000

Para establecer los criterios de aceptación, se usan también los valores recomendados por el ASCE/SEI 41-17. Asimismo, de acuerdo con la clasificación de esbeltez según el AISC 360-16, estos valores pueden ser afectados por un valor de 0.5 de resultar esbelta la sección según sus preceptos, como es en este caso.

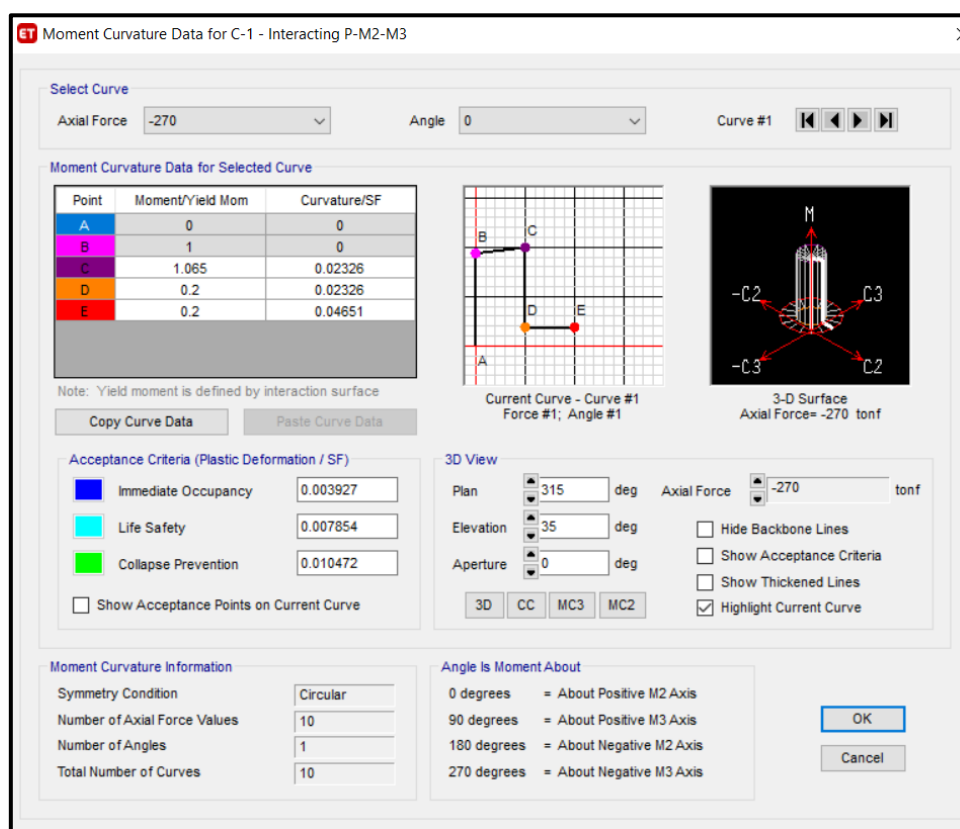
Así, los criterios de aceptación son los siguientes:

**Tabla 8.9.** Criterios de aceptación, tanto para compresión como para tensión, para análisis no lineales de elementos de acero estructural según el ASCE/SEI 41-17

	<b>Criterio</b>	<b>Curvatura</b>
<b>Compresión</b>	Operacional	-0.0011
	Resguardo de Vida	-0.0035
	Cerca del Colapso	-0.0039
<b>Tensión</b>	Operacional	0.003
	Resguardo de Vida	0.018
	Cerca del Colapso	0.024

### 8.2.2. DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA

El caso de los arriostramientos de acero fue tratado líneas arriba. Para las columnas prefabricadas, se tuvieron las mismas consideraciones con las que se realizó el análisis de diagramas momento curvatura de columnas de concreto armado.



**Figura 8.14.** Modelado de una rótula (diagrama momento curvatura, criterios de aceptación, entre otros) para una columna prefabricada sometida a un axial de 270 Ton en ETABS

El sistema resistente ante fuerzas laterales de esta alternativa está conformado por las columnas prefabricadas y los arriostramientos de acero. Las vigas no transmiten momentos a las columnas, por lo que trabajarán solamente ante cargas de servicio. Por ende, no fue necesario el análisis de momento curvatura de dichos elementos.

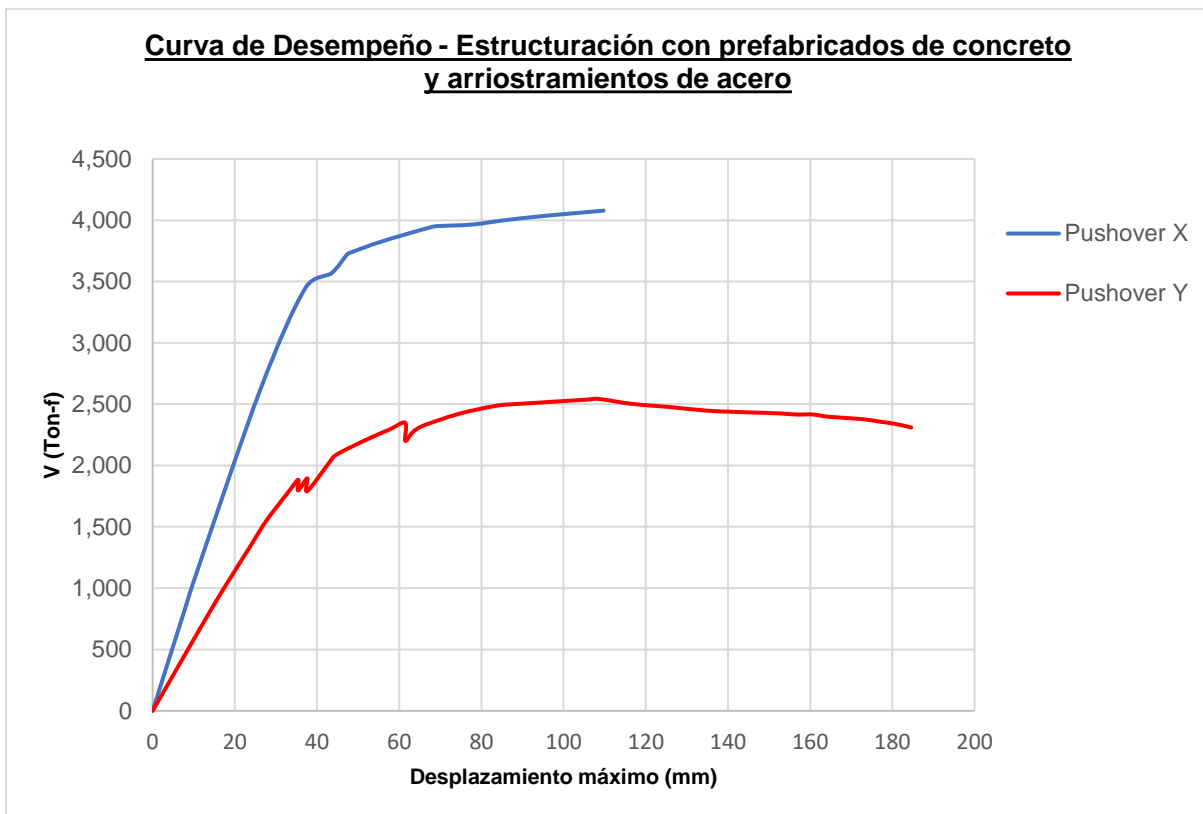
### 8.2.3. PATRÓN DE CARGA Y PUNTO DE CONTROL

El patrón de carga utilizado fue una carga uniformemente distribuida, sometiendo a la estructura a una aceleración uniforme de 0.01 en ambas direcciones. Se partió del estado de carga inicial correspondiente al peso propio más el 25% de la carga viva.

Como punto de control, se seleccionó el nodo 26 perteneciente al quinto nivel.

### 8.2.4. CURVA DE CAPACIDAD

Para la alternativa con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero, las curvas de capacidad son las siguientes:

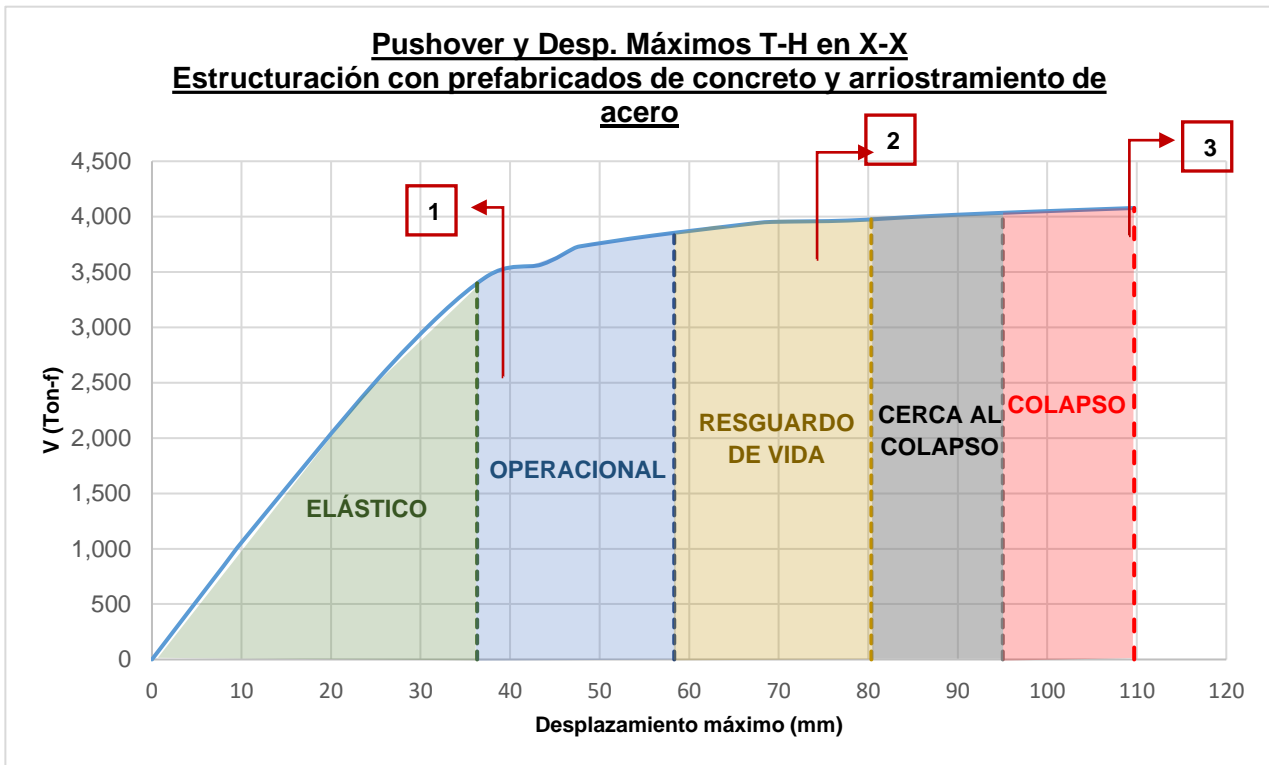


**Figura 8.15.** Curva de capacidad de la estructura de la alternativa de prefabricados de concreto con arriostramiento de acero, para ambas direcciones

De la figura, destaca la gran ductilidad mostrada en la dirección Y-Y, casi del doble de magnitud que la mostrada en su par ortogonal X-X

### 8.2.5. SECUENCIA DE ROTULACIÓN

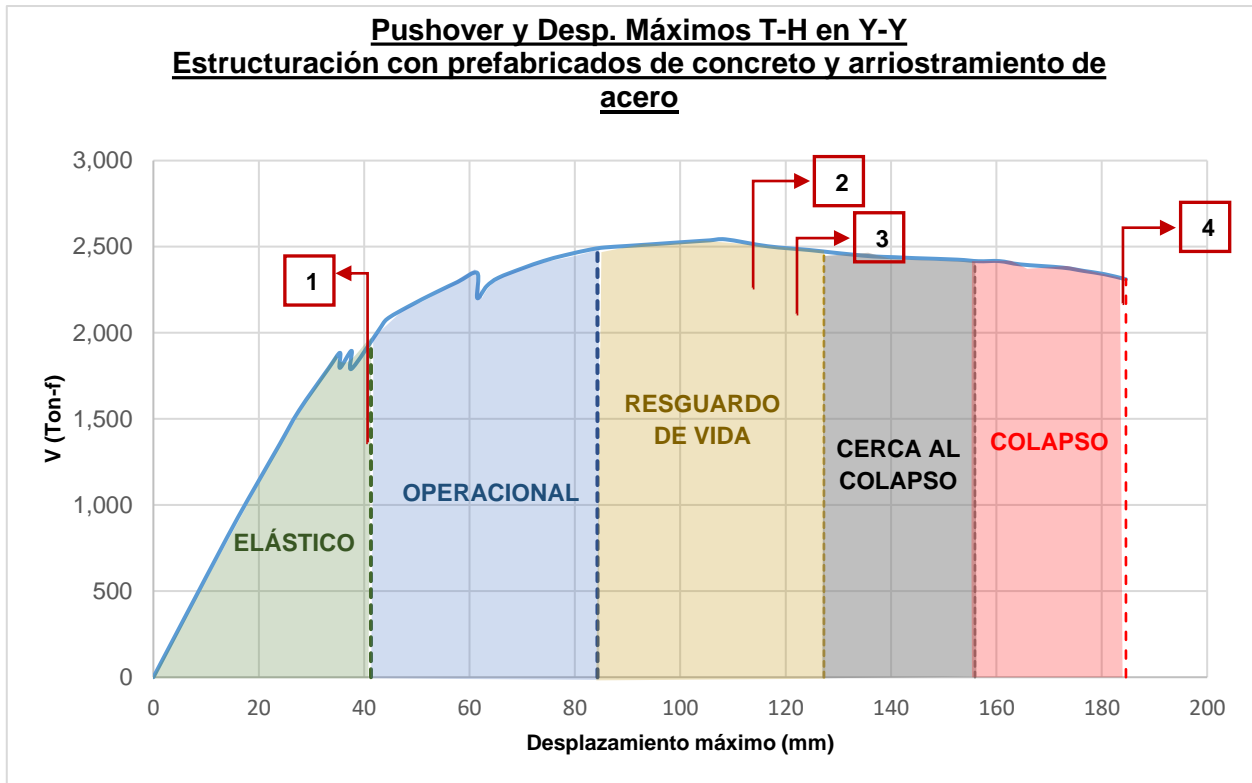
Procedemos a describir el proceso de rotulación de esta alternativa. Empezamos por la dirección X-X, en la cual podemos identificar los siguientes puntos:



**Figura 8.16.** Curva de capacidad correspondiente a la estructuración con prefabricados de concreto y arrostros de acero en X-X, división del desempeño según la SEAOC y puntos notables para describir la secuencia de rotulación.

- Punto 1: A un desplazamiento de 40 mm, se aprecia la aparición de las primeras rótulas en los arrostros de los pórticos perimatrales y de la caja de ascensores
- Punto 2: Se empiezan a rotular las columnas, en la sección de encuentro con arrostros, específicamente los del primer nivel, a un desplazamiento de 74 mm aproximadamente.
- Punto 3: La estructura colapsa, debido a la falla por compresión de los arrostros en esta dirección.

Ahora pasamos a describir la secuencia de rotulación en la dirección Y-Y:



**Figura 8.17.** Curva de capacidad correspondiente a la estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero en Y-Y, división del desempeño según la SEAOC y puntos notables para describir la secuencia de rotulación

- Punto 1: A un desplazamiento de 42 mm, aparecen las primeras rótulas en los arriostres de los ejes perimetrales A-A y G-G
- Punto 2: A los 114 mm de desplazamiento, empiezan a formarse las rótulas en la base de las columnas de los ejes perimetrales A-A y G-G
- Punto 3: Se forman rótulas en las bases de todas las columnas, pero aun en un nivel operacional. Los arriostramientos de los pórticos exteriores se encuentran en un nivel de resguardo de vida.
- Punto 4: La estructura colapsa por una pérdida de capacidad de los arriostramientos y las columnas que los circundan, en los pórticos A-A y F-F.

### 8.3. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN LA ESTRUCTURACIÓN CON CONCRETO ARMADO

#### 8.3.1. SELECCIÓN Y ESCALADO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS

El análisis tiempo historia permite someter a la estructura a un registro sísmico, real o sintético, a fin de conocer su respuesta en cada instante del tiempo. Esta herramienta de análisis es una de las más potentes en la actualidad; sin embargo, su confiabilidad residirá en la fiabilidad de los registros, el correcto modelado de la estructura y el escalado de los registros sísmicos.

Para el análisis, se utilizaron los siguientes registros sísmicos:

- Tacna 2002
- Arequipa 2001
- Chile 2010
- Japón 2011
- Lima 2001

El escalado de estos registros sísmicos fue realizado con el criterio tomado del *Eurocode 8*, específicamente del Anexo A de la parte 2. Este modo de escalado se centra en los *peak ground acceleration* (PGA), con la siguiente relación:

$$PGA_2 = PGA_1 \left( \frac{Tr_2}{Tr_1} \right)^{1/3}$$

Donde:

$Tr_2$ : Periodo de retorno deseado

$Tr_1$ : Periodo de retorno conocido

$PGA_2$ : PGA en el periodo de retorno deseado

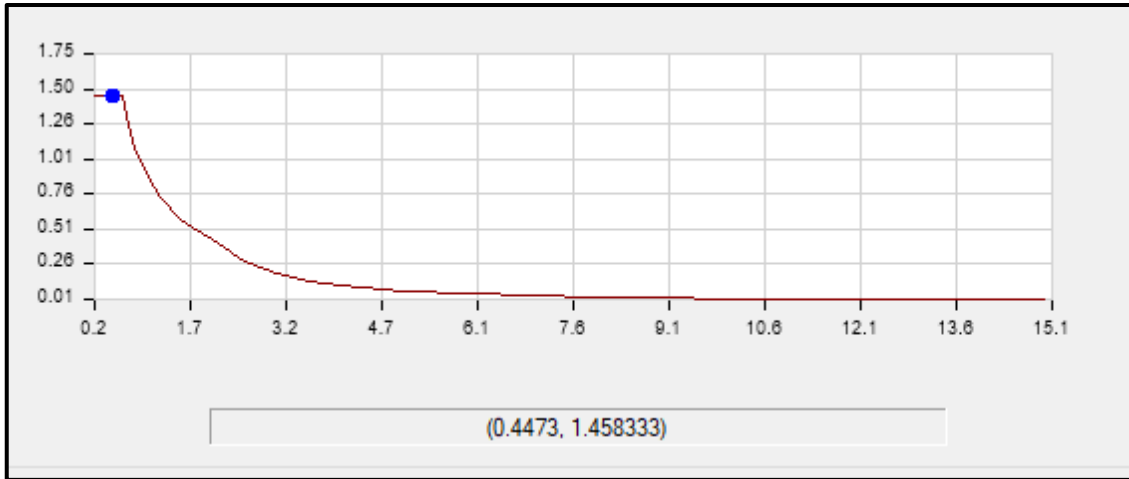
$PGA_1$ : PGA en el periodo de retorno conocido

Nos basamos en el espectro contenido en la normativa E.030, con el valor de PGA igual a 0.45 g ( $Tr=475$  años), por lo que para un periodo de retorno de 970 años obtenemos:

$$PGA_2 = 0.45 \left( \frac{970}{475} \right)^{1/3}$$

$$PGA_2 = 0.57g$$

Con lo cual, el espectro de acuerdo a la E.030 queda del siguiente modo:



**Figura 8.18.** Espectro con 0.55g para un Periodo de Retorno de 970 años

El valor de la meseta está dado por:

$$S_a = ZUCS = 0.57 \times 1 \times 2.5 \times 1.05 = 1.44375 \text{ g}$$

Entonces, tomando como ejemplo el registro sísmico de Japón, con un valor de  $PGA$  igual a 1.29948g, la relación entre los dos  $PGA$   $\left(\frac{PGA_2}{PGA_1}\right)$ , será el factor de escalamiento. Para el ejemplo, este valor será igual a  $\frac{0.57}{1.44375} = 0.44$ .

La siguiente tabla resume los factores de escalamiento utilizados:

**Tabla 8.10.**  $PGA$  de los registros sísmicos considerados, y los factores de escala a considerar para el análisis tiempo historia

Registro sísmico	PGA	Periodo de retorno		
		TR 75	Tr 475	Tr970
AQP 2001	0.127	1.92	3.54	4.50
Chile 2010	0.64	0.38	0.70	0.89
Japón 2011	1.29	0.19	0.35	0.44
Lima 2001	0.069	3.52	6.52	8.27
Tacna 2002	0.06	4.05	7.50	9.52

### 8.3.2. CURVAS DE CAPACIDAD Y MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS POR EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

Así, teniendo los registros escalados para los 3 periodos de retorno, se procedió a realizar el análisis tiempo-historia con las siguientes consideraciones:

- Cada registro sísmico escalado fue aplicado para el análisis en ambos sentidos (X e Y; U1 y U2)
- Se utilizó un análisis no lineal con un método de integración directa, para así poder “captar” la no linealidad de los *links*, del material y de las rótulas plásticas.
- El número de pasos o *steps* a analizar fue determinado igual al número de datos que se tenía en los registros sísmicos; es decir, igual a 30000 con un periodo de separación de 0.01 segundos.
- Se consideró un amortiguamiento constante de 0.05.



### 8.3.3. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO

Para evaluar el desempeño de la estructuración propuesta, se siguió el procedimiento descrito en el numeral 6.4. de la presente Tesis. Así, para la caracterización de los niveles de desempeño del Comité VISION2000, se tuvieron en cuenta los siguientes límites:

**Tabla 8.11.** Niveles de desempeño considerados para la evaluación del desempeño

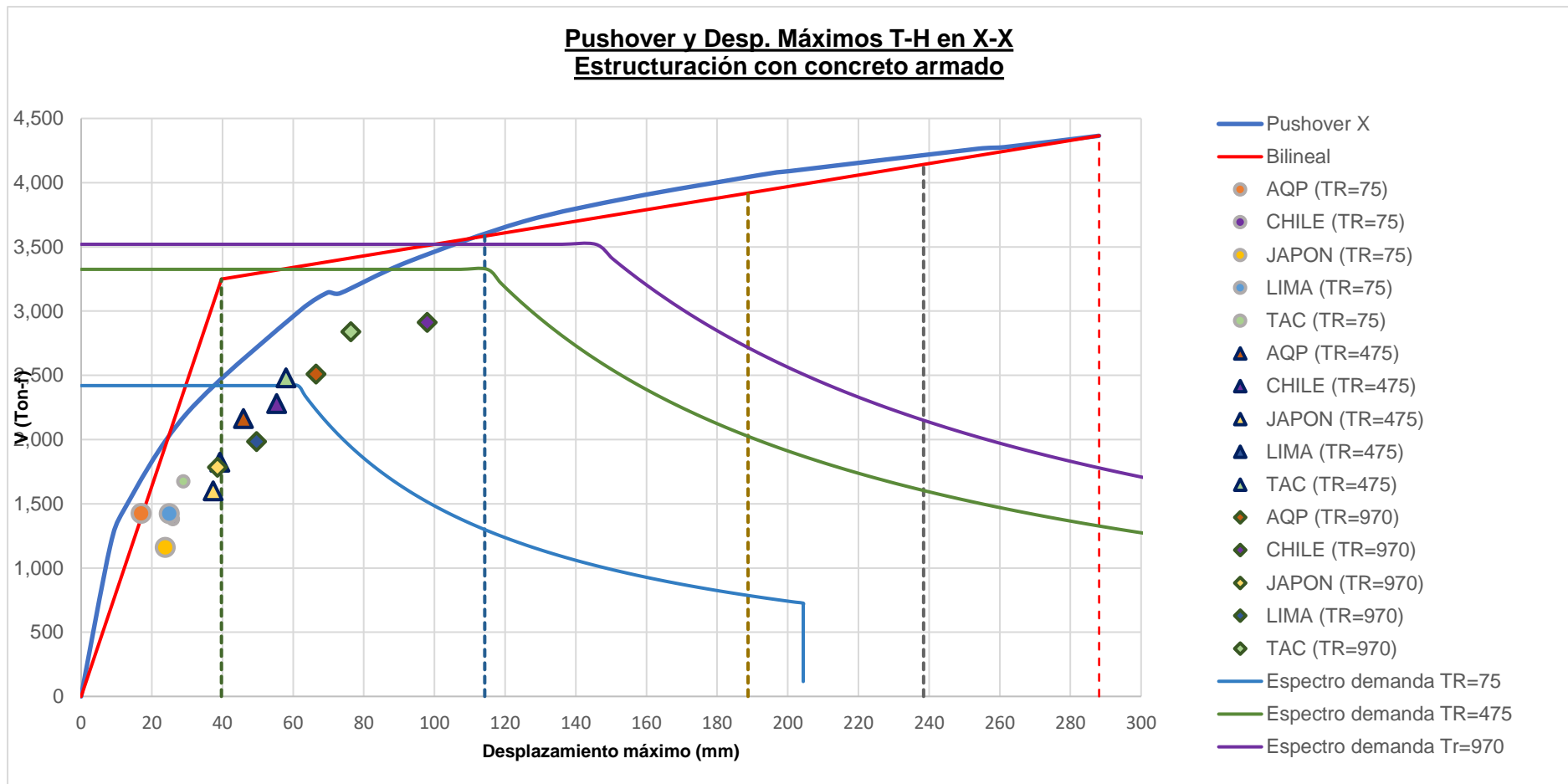
Niveles de Desempeño	$\Delta$
Completamente Operativo	$0 - \Delta_e$
Operativo	$\Delta_e - \Delta_e + 0.3\Delta_p$
Resguardo de vida	$\Delta_e + 0.3\Delta_p - \Delta_e + 0.6\Delta_p$
Cerca al colapso	$\Delta_e + 0.6\Delta_p - \Delta_e + 0.8\Delta_p$
Colapso	$\Delta_e + 0.8\Delta_p - \Delta_e + \Delta_p$

La construcción de los espectros de demanda reducidos fue realizada con base en el procedimiento denominado linealización equivalente modificada, propuesto por el comité FEMA-440 (FEMA, 2005) y descrito en el numeral 6.4.2. de la presente Tesis. Se partió de un valor de amortiguamiento clásico (5%), y se redujo hasta un valor de amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ ) hasta lograr la convergencia del método iterativo propuesto. Así, el amortiguamiento efectivo y los factores de reducción fueron los siguientes:

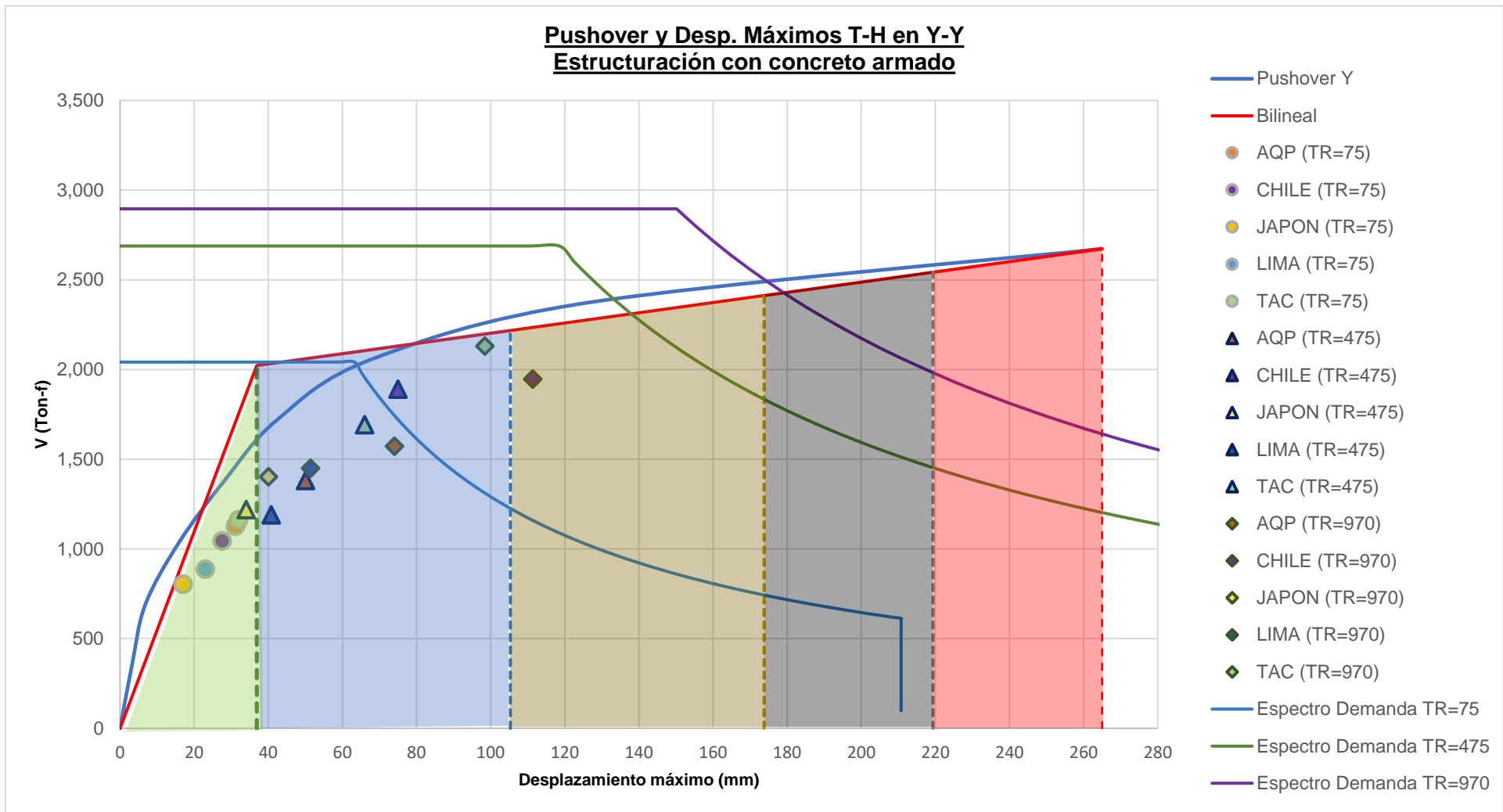
**Tabla 8.12.** Valores de amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  y factores de reducción espectral utilizados para la construcción de espectros de demanda-Estructuración con concreto armado

Periodo de retorno (TR=años)	$\beta_{eff}$ (%)		Factor de reducción (1-M/B) (revisar 6.4.2.) (%)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
75	5	5.17	-	14.9
475	5.78	19.2	26.1	40.2
970	19.49	20.2	38.2	49.15

Entonces, una vez hallados los desplazamientos máximos por el análisis tiempo-historia, y escalados los espectros de demanda; se superponen en la curva de capacidad, generando los siguientes gráficos:



**Figura 8.19.** Curva de capacidad, espectro de demanda y desplazamientos máximos obtenidos por el análisis Tiempo-Historia (TR= 75, 475, 970 años). Estructuración con concreto armado, dirección de análisis X-X



**Figura 8.20.** Curva de capacidad y desplazamientos máximos obtenidos por el análisis Tiempo-Historia (TR= 75, 475, 970 años). Estructuración con concreto armado, dirección de análisis Y-Y

### 8.3.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Sobre las curvas de capacidad y los desplazamientos máximos hallados producto del análisis tiempo historia realizado (Figuras 72 y 73) se puede comentar, teniendo en cuenta que la estructuración fue realizada para una edificación común, como lo es una vivienda multifamiliar.

- Para un sismo ocasional (TR=75 años), se obtuvo desplazamientos máximos que no sobrepasaron el rango elástico de la estructura,.
- En el caso del análisis tiempo-historia para un sismo raro (TR= 475 años) y muy raro (TR=970 años), los desplazamientos máximos obtenidos, se sitúan dentro del rango operativo de la estructura; a excepción de los correspondientes a los registros de Tacna y Chile con TR=970 Años, en la dirección Y-Y

A modo de resumen, se puede presentar la siguiente tabla con los resultados principales, incluyendo los hallados por el análisis tiempo-historia para un sismo raro (TR=475 años), al ser el periodo en el que está basado el espectro de la normativa E.030, y hacer válidas algunas comparaciones.

**Tabla 8.13.** Resumen de resultados del análisis modal espectral, *push-over* y tiempo-historia para la alternativa de concreto armado.

	<b>Dx (mm)</b>	<b>Vx Ton</b>	<b>DY (mm)</b>	<b>Vy Ton</b>
<b>Análisis Pushover</b>				
<b>Inicio</b>	-	-	-	-
<b>Fluencia</b>	39.7	3250	36.9	2022
<b>Operativo</b>	114.23	3584.6	105.33	2217.1
<b>Resguardo</b>	188.76	3919.1	173.76	2412.3
<b>Cerca al colapso</b>	238.44	4142.2	219.38	2542.4
<b>Rotura</b>	288.13	4365.2	265	2672.5
<b>Modal Espectral</b>				
	20.4	505.88	28.9	495.8
<b>Análisis Tiempo-Historia</b>				
<b>TH AQP 475</b>	46	2163.12	50	1380.6
<b>TH CHILE 475</b>	55.4	2279.75	75	1890.58
<b>TH Japon 475</b>	37.4	1601.09	34	1218.71
<b>TH LIM 475</b>	39.3	1824.32	40.8	1189.66
<b>TH TAC 475</b>	58	2480.03	66	1691.56

De lo obtenido, se puede observar que los desplazamientos hallados por el análisis elástico modal espectral son mucho menores a los máximos hallados por el desplazamiento tiempo-historia.

En cuanto a la resistencia otorgada a la estructura con el diseño, se puede observar que las cortantes de fluencia son mucho mayores que las consideradas en el análisis sísmico lineal. En el caso de la dirección X-X, la cortante de fluencia es 6.4 veces mayor que la hallada por el análisis modal espectral y en el caso de la dirección Y-Y, la cortante de fluencia del *pushover* es 4.1 veces mayor que el cortante de diseño obtenido por el análisis modal espectral. Por lo descrito, el valor de R fue bien considerado.

### 8.4. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN LA ESTRUCTURACIÓN CON PREFABRICADOS DE CONCRETO Y ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

Se utilizaron los mismos registros escalados especificados en el numeral 6.3.1.

#### 8.4.1. CURVAS DE CAPACIDAD Y MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS POR EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

Los criterios tomados para el análisis tiempo-historia fueron los mismos utilizados para su similar de concreto armado. En ese sentido, se obtuvieron las siguientes curvas de capacidad y desplazamiento máximos, para las direcciones de análisis X-X e Y-Y

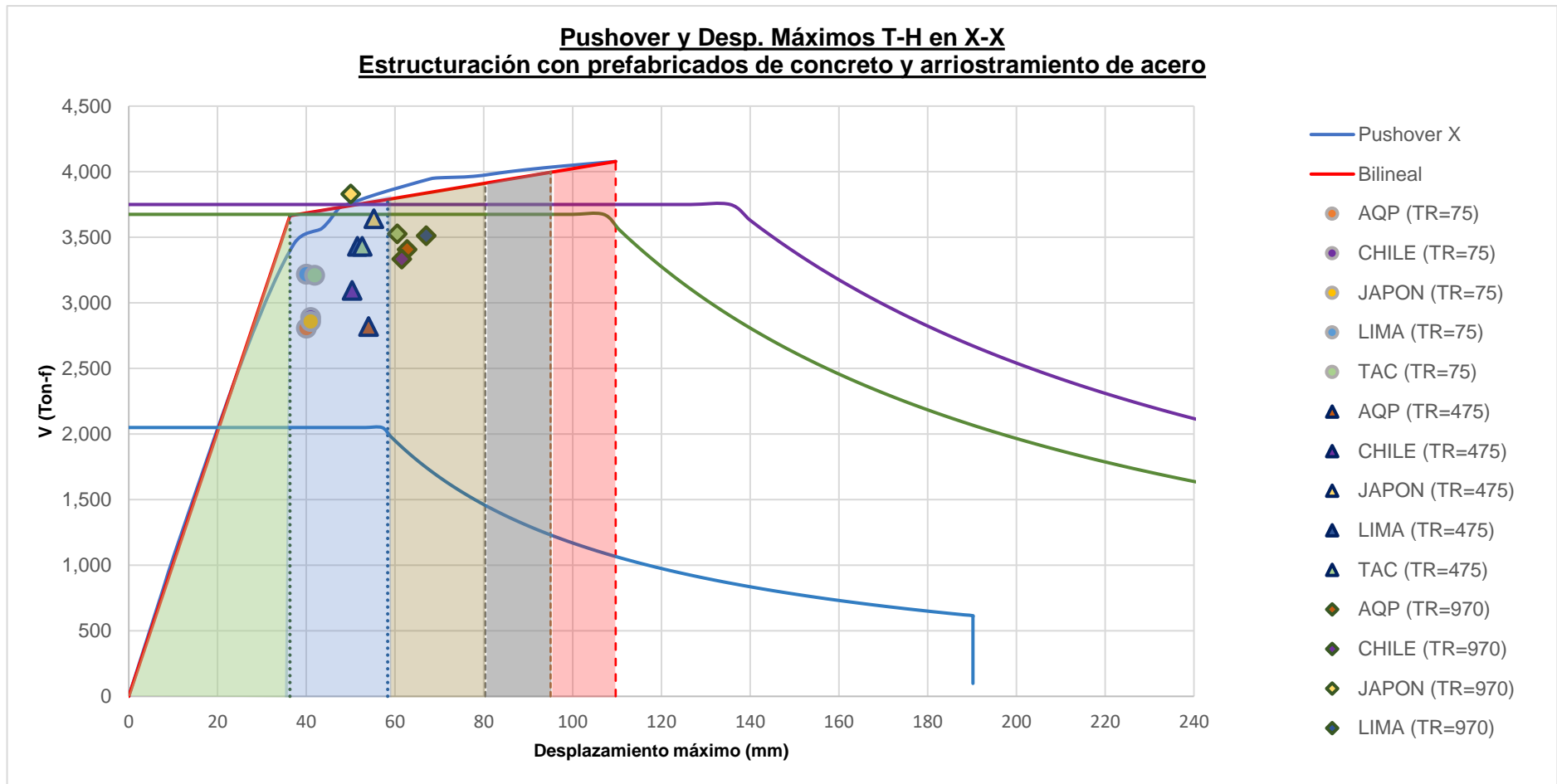
#### 8.4.2. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO

Al igual que con la estructuración concreto armado, se siguieron los mismos criterios para la evaluación del desempeño para esta alternativa, descritos en el numeral 6.4.2. y 8.3.3. de la presente Tesis. Entonces, el amortiguamiento efectivo y los factores de reducción utilizados para el escalado de espectros de demanda de esta alternativa son los siguientes:

**Tabla 8.14.** Valores de amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  y factores de reducción espectral utilizados para la construcción de espectros de demanda-Estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero

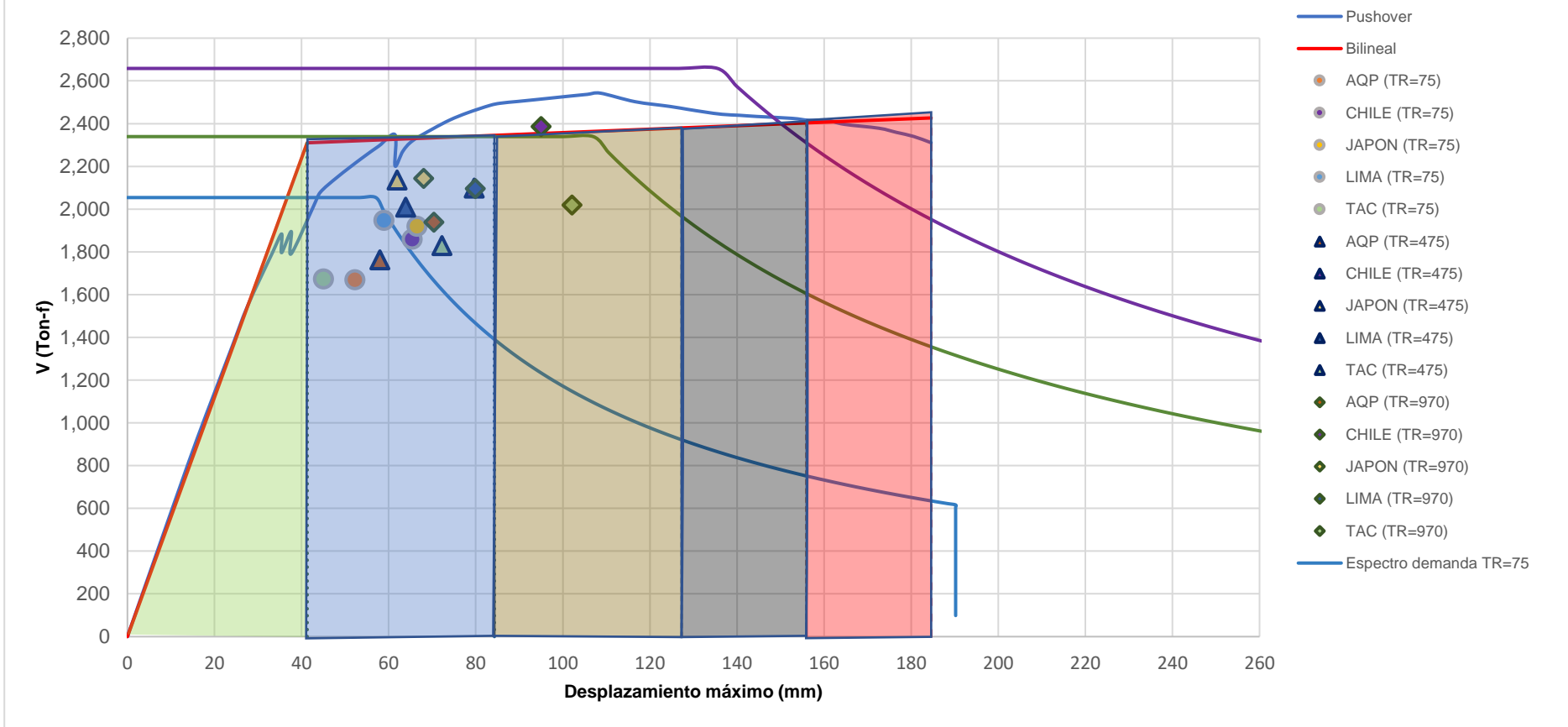
Periodo de retorno (TR=años)	$\beta_{eff}$ (%)		Factor de reducción (1-M/B) (revisar 6.4.2.) (%)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
75	5	5	-	-
475	5	7.9	-	39.3
970	5.55	18.9	23.1	45.6

Superponemos los espectros de demanda escalados, los desplazamientos obtenidos mediante Tiempo-Historia y la curva de capacidad para ambas direcciones ortogonales, obteniendo las siguientes gráficas:



**Figura 8.21.** Curva de capacidad y desplazamientos máximos obtenidos por el análisis Tiempo-Historia (TR= 75, 475, 970 años). Estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero, dirección de análisis X-X

**Pushover y Desp. Máximos T-H en Y-Y**  
**Estructuración con prefabricados de concreto y arriostramiento de acero**



**Figura 8.22.** Curva de capacidad y desplazamientos máximos obtenidos por el análisis Tiempo-Historia (TR= 75, 475, 970 años). Estructuración con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero, dirección de análisis Y-Y

### 8.4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Al igual que en el caso anterior, pasaremos a realizar algunas acotaciones importantes sobre las curvas de desempeño encontradas:

- Para un sismo ocasional (TR=75 años) y un sismo raro (TR=475 años), tanto en X-X e Y-Y, la estructura se encuentra operativa; lo cual se considera un desempeño aceptable según los preceptos del Comité VISION 2000..
- Por último, para el caso de sismo muy raro (TR=970 años), la estructura se encuentra en el nivel de resguardo de vida para todos los casos analizados

En ese sentido, preliminarmente se puede afirmar que esta alternativa exhibe niveles de desempeño similares que su par de concreto armado, en cuanto a la posible ocurrencia de sismos ocasionales, raros y muy raros.

**Tabla 8.15.** Resumen de resultados del análisis modal espectral, *push-over* y tiempo-historia para la alternativa de prefabricados de concreto con arriostramiento de acero

	Dx (mm)	Vx Ton	DY (mm)	Vy Ton
<b>Análisis Pushover</b>				
<b>Inicio</b>	-	-	-	-
<b>Fluencia</b>	36.3	3665	41.3	2310.6
<b>Operativo</b>	58.3	3788.9	84.3	2345.4
<b>Resguardo</b>	80.4	3912.7	127.3	2380.2
<b>Cerca a colapso</b>	95	3995.3	155.9	2403.5
<b>Rotura</b>	109.7	4077.9	184.6	2426.7
<b>Modal Espectral</b>				
	29.2	802.2	60.6	789.5
<b>Análisis Tiempo-Historia</b>				
<b>TH AQP 475</b>	54	2818.7	58.0	1763.2
<b>TH CHILE 475</b>	50.3	3095.4	79.6	2098.7
<b>TH Japon 475</b>	55.2	3640.1	61.9	2135.7
<b>TH LIM 475</b>	51.5	3430.2	63.9	2008.8
<b>TH TAC 475</b>	52.6	3431.4	72.2	1829.1

De los resultados obtenidos, se puede mencionar que los desplazamientos hallados por el análisis elástico modal espectral, en el caso del eje X-X, son de aproximadamente la mitad al máximo desplazamiento hallado mediante el análisis tiempo historia; mientras que en el dirección Y-Y son ligeramente menores.

En cuanto a la resistencia otorgada a la estructura con el diseño, se puede observar que en la dirección X-X las cortantes de fluencia obtenidas por el *pushover* son 4.5 veces mayores que lo obtenido con el modal espectral. Caso similar ocurre en la dirección Y-Y, donde la cortante de fluencia producto del *pushover* es 2.9 veces mayor que lo obtenido por el modal espectral. Esto nos sugiere que el valor de reducción sísmica R fue bien considerado; asimismo, las respuestas obtenidas son satisfactorias, tanto para sismos con periodos de retorno de 970, 75 y 475 años, siendo este último en el que se basa el cuerpo normativo del estándar E.030.

### 8.5. PUNTOS DE DESEMPEÑO OBTENIDOS Y COMPARATIVA ENTRE AMBAS ALTERNATIVAS

En el siguiente cuadro se resumen los puntos de desempeño obtenidos para ambas alternativas, para ambas direcciones ortogonales y para los tres periodos de retorno analizados. Asimismo, se categoriza su desempeño de acuerdo a lo recomendado por la SEAOC:



**Tabla 8.16.** Puntos y niveles de desempeño para ambas alternativas, por dirección de análisis y periodo de retorno

PERIODOS DE RETORNO	PUNTOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO (desplazamientos en mm)							
	X-X				Y-Y			
	Alt. 1	Nivel de desempeño	Alt. 2	Nivel de desempeño	Alt. 1	Nivel de desempeño	Alt. 2	Nivel de desempeño
Sismo ocasional (TR=75 años)	29.55	Elástico	20.95	Elástico	43.9	Operacional	36.37	Elástico
Sismo raro (TR =475 años)	56.3	Operacional	38.1	Operacional	137.9	Resguardo de vida	76.65	Operacional
Sismo muy raro (TR =970 años)	99.89	Operacional	48.95	Operacional	179.1	Cerca al Colapso	150.19	Cerca al Colapso

Alt. 1: Estructuración con concreto armado  
 Alt. 2: Estructuración con prefabricados de concreto y arriostres de acero

De lo observado, ambas alternativas exhiben un comportamiento adecuado y acorde con lo establecido por la SEAOC. Así, se observa con contundencia, que la estructuración con prefabricados de concreto y arriostros de acero exhibe un desempeño similar que la alternativa de concreto armado.

## **CAPÍTULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

De lo desarrollado en la presente tesis, se pueden enunciar las siguientes conclusiones:

### **- Desempeño estructural comparativo entre concreto armado y prefabricados**

Se realizó un análisis del desempeño de ambas estructuras, a partir de la confección de la curva de capacidad (*pushover*) y sometiendo a las mismas ante registros sísmicos escalados para un análisis dinámico no lineal Tiempo-historia. Los resultados obtenidos demuestran que ambas alternativas estructurales exhibían un buen desempeño para sismos con una probabilidad de excedencia mínima de 10% en un periodo de 50 años (Periodos de retorno de 475 años y menores).

Asimismo, del análisis de la secuencia de rotulación se pudo observar que la alternativa propuesta conlleva a una variante del mecanismo de falla de viga débil-columna fuerte, confiando en la ductilidad de los arriostres el comportamiento y falla adecuada de la estructura.

En ese sentido, se puede afirmar que la consideración de prefabricados de concreto y arriostramientos de acero es estructuralmente segura, para edificaciones comunes tales como viviendas unifamiliares, multifamiliares, entre otros.

### **- Ventajas comparativas en el proceso constructivo**

La estructuración propuesta con prefabricados de concreto y arriostramientos de acero presenta además, mayores ventajas que su similar de concreto armado, en cuanto a la eficiencia en su construcción, menores tiempos en la programación de obras, mejor gestión de la mano de obra, obtención de elementos con características técnicas de mayor calidad al ser confeccionado en condiciones controladas de laboratorio. Esto se traduce en un ahorro significativo de recursos económicos.

### **- Criterios tomados para la estructuración**

Para lograr un desempeño aceptable en la estructuración con prefabricados de concreto y arriostramiento de acero, se tuvieron en cuenta los siguientes criterios

- En lo posible, se dimensionó la arquitectura de forma tal de utilizar elementos estandarizables, sobre todo en la longitud, para alentar la producción en masa de elementos prefabricados de concreto de características iguales. Esto se traduce en un ahorro considerable en el tiempo de fabricación de los elementos solicitados.
- Se buscó una distribución simétrica en planta, lográndose evitar solicitaciones torsionales; evitando en lo posible distribuciones alargadas de diafragmas.
- El sistema resistente ante fuerzas laterales estuvo compuesto por las columnas prefabricadas de concreto y los arriostramientos de acero principalmente, de la periferia de la estructura y de su núcleo medio; dejando los demás “pórticos” para que puedan trabajar solo ante cargas de gravedad. Esto, además de la consideración de conexiones articuladas, permitió idealizar a las vigas prefabricadas de concreto

como simplemente apoyadas, exhibiendo la estructura una gran ductilidad, producto del papel principal que representaron los arriostramientos de acero en la responsabilidad estructural.

## BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318-19 *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Michigan: ACI.
- ACI 550.2R-13 *Design Guide for Connections in Precast Jointed System*. Michigan: ACI.
- AISC 360-16 *Specification for Structural Steel Building*. Chicago: AISC.
- ASCE/SEI 7-16: *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia:ASCE
- ALLEN, Edward e IANO, Joseph. 2009. *Fundamentals of Building Construction*. Quinta edición. New Jersey: John Wiley & Sons.
- ASCE/SEI 41-17 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: ASCE.
- ASMAT, Christian. 2016. *Disposiciones Sísmicas de Diseño y Análisis en Base a Desempeño Aplicables a Edificaciones de Concreto Armado*. Tesis de maestría en Ingeniería Civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.
- BRZEV, Svetlana y GUEVARA-PÉREZ, Teresa. 2002. *Precast Concrete Construction (World Housing Encyclopedia)*. Canadá. Consulta: 10 de diciembre de 2017.
- [https://www.world-housing.net/wp-content/uploads/2011/08/Type\\_Precast.pdf](https://www.world-housing.net/wp-content/uploads/2011/08/Type_Precast.pdf)
- CAMBA, José Luis. 1986. "Comportamiento de las estructuras de concreto presforzados en la ciudad de México durante los sismos de septiembre de 1985". *Revista IMCYC*. México D.F., 1986, volumen 24, número 186, pp. 25-32.
- COLLINS, Michael y MITCHELL, Denis. 1997. *Prestressed concrete structures*. Toronto: Response Publications.
- ELLIOT, Kim. 2002. *Precast Concrete Structures*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- EUROCODE 8 *Design of Structures for Earthquake resistance*.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib). 2003. *Seismic Design of Precast Concrete Building Structures*. Stuttgart.
- FEMA-356 *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington: FEMA.
- FEMA-456 *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington: FEMA.
- FLEISCHMAN, Robert y otros. 1998. "Seismic Behavior of Precast Parking Structure Diaphragms". *PCI Journal*. Chicago, 1998, volumen 43, número 1, pp. 38-53.
- GESTIÓN. 2016. "Más de 68,000 viviendas se han construido en Ica después del sismo del 2007". *Gestión*. Lima, 15 de agosto. Consulta: 28 de Octubre del 2017.
- <https://gestion.pe/economia/68-000-viviendas-han-construido-ica-despues-sismo-2007-112448>

GHOSH, S.K. y CLELAND, Ned. 2012. "Observations from the February 27,2010, earthquake in Chile". *PCI Journal*. Chicago, 2012, volumen 57, número 1, pp. 52-75.

GIONCU, Victor. 2000. "Framed structures. Ductility and seismic response: General Report". *Journal of Constructional Steel Research*. Países Bajos, 2000, volumen 55, edición 1-3, pp. 125-154.

IVERSON, J.K. y HAWKINS, N.M.. 1994. "Performance of Precast/Prestressed Building Structures During Northridge Earthquake". *PCI Journal*. Chicago, 1994, volumen 39, número 2, pp. 38-55.

MAMANI, Edwin. 2018. *Determinación del nivel de desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles en la ciudad de Juliaca*. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Puno: Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura.

NAVAHANDI, Hamidreza. 2015. Pushover Analysis of Retrofitted Reinforced Concrete Buildings. Civil Engineering Master's Project Report. Portland: Portland State University.

KURAMA, Yahya y otros. 2018. "Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art". *Journal of Structural Engineering*. Virginia, 2018, volumen 144, número 4, pp. 1-18.

MOEHLE, Jack. 2014. *Seismic Design Of Reinforced Concrete Buildings*. New York: McGraw-Hill.

MOSCOSO, Joel. 2019. *Evaluación del desempeño en edificaciones hospitalarias prefabricadas con aislamiento sísmico en el Perú*. Tesis de maestría en Ingeniería Civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

MUGURUMA, Hiroshi; NISHIYAMA, Minehiro y WATANABE, Fumio. 1995. "Lessons Learned from the Kobe Earthquake: A Japanese Perspective". *PCI Journal*. Chicago, 1995, volumen 40, número 4, pp. 28-42.

NAAMAN, Antoine. 2004. *Prestressed concrete analysis and design: fundamentals*. Segunda edición. Michigan: Techno Press 3000.

NAWY, Edward. 2003. *Prestressed concrete: a fundamental approach*. Cuarta edición. New Jersey: Prentice Hall.

NEAL, B.G. 1977. *The Plastic Methods of Structural Analysis*. Tercera Edición. New York: John Wiley & Sons.

NISHANT, Rana y SIDDHANT, Rana. 2015. "Non-Linear Static Analysis (Pushover Analysis) A Review". *International Journal of Engineering and Technical Research*., Volumen 3, número 7, pp. 39-41.

NTP E.030 *Diseño Sismo Resistente*. Lima: SENCICO.

NTP E.060 *Concreto Armado*. Lima: SENCICO

PARK, Robert y PAULAY, Thomas. 1983. *Estructuras de Concreto Reforzado*. Segunda reimpresión. Ciudad de México: Editorial Limusa.

PCI Design Handbook. *Precast and Prestressed Concrete*. Octava Edición. Chicago: PCI.

REINOSO, Eduardo; RODRÍGUEZ, Mario y BETANCOURT, Rafael. 2000. *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*. Ciudad de México: ANIPPAC.

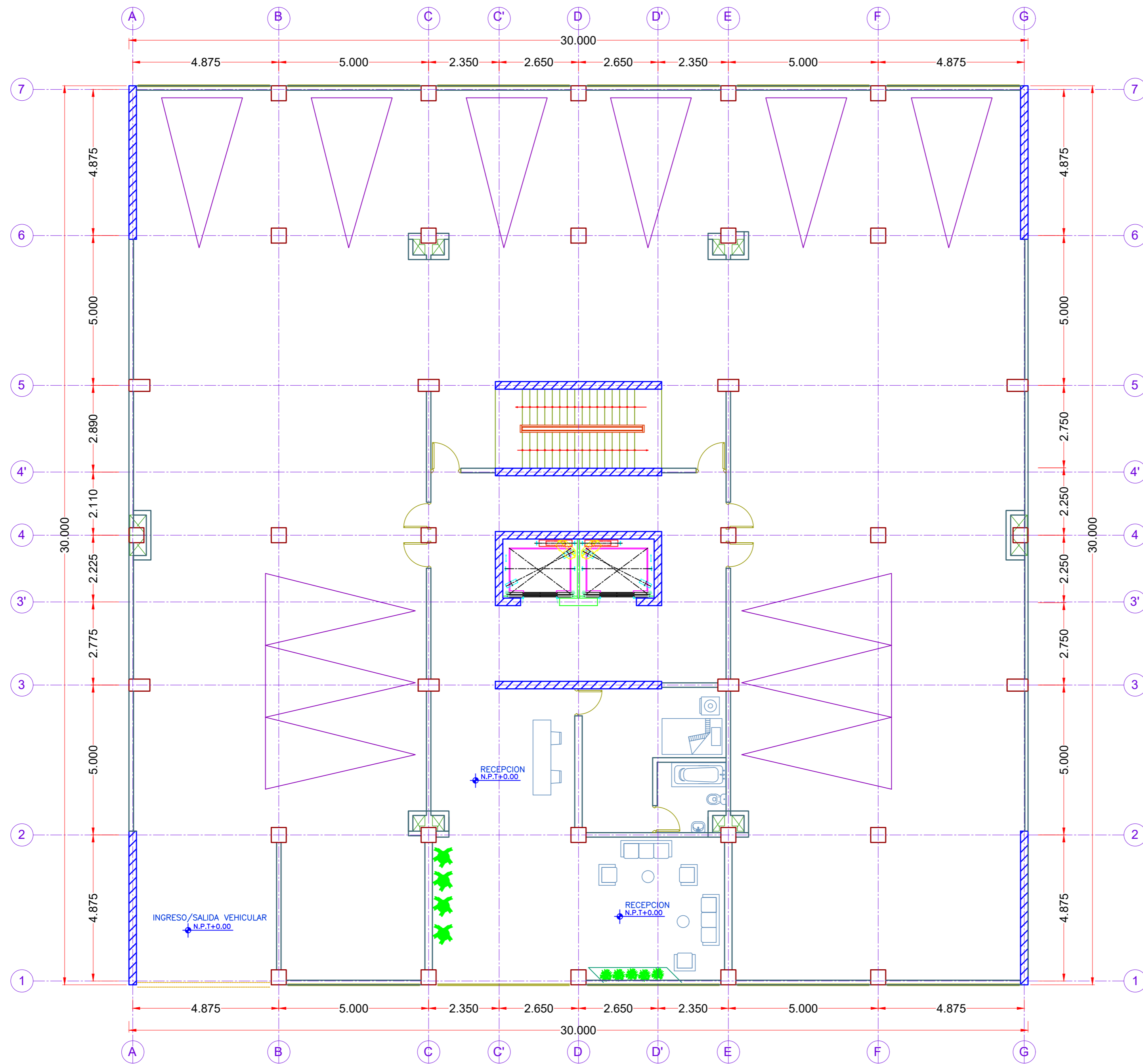
RODRÍGUEZ, Mario. 2001. "Comportamiento de estructuras prefabricadas de concreto reforzado para edificaciones en zonas sísmicas, innovaciones y tendencias en su empleo". *Revista de Ingeniería Sísmica*. México D.F., 2001, número 63, pp. 1-34.

SEAOC, 1995. *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: OES.

WAKABAYASHI, Minoru. 1988. *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*. Ciudad de México: McGraw-Hill.

XERCAVINS, Pierre; DEMARTHE, Daniel y SHUSHKEWICH, Ken. 2010. "Eugene Freyssinet-His incredible journey to invent and revolutionize prestressed concrete construction". Material del *Tercer Congreso Internacional de la fib*. Washington: International Federation for Structural Concrete (fib).

YURA, Joseph y HELWIG, Todd. 1995. *Bracing for Stability*. Austin: AISC.



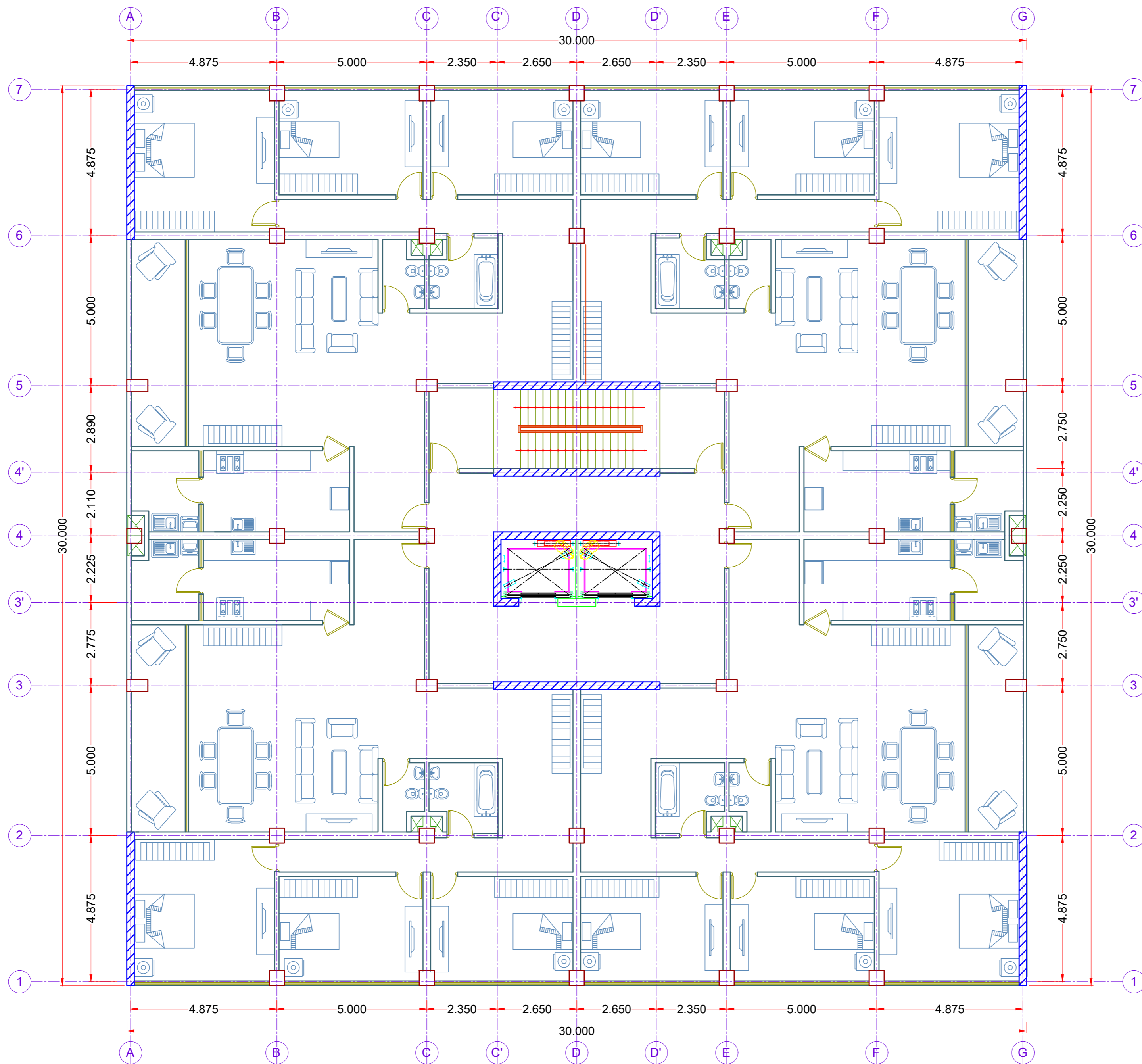
TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO  
 ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
 PLANTA TÍPICA 1° NIVEL

ESPECIALIDAD:  
 ARQUITECTURA

ESCALA: 1:100 PLANO: A-01



TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO  
 ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

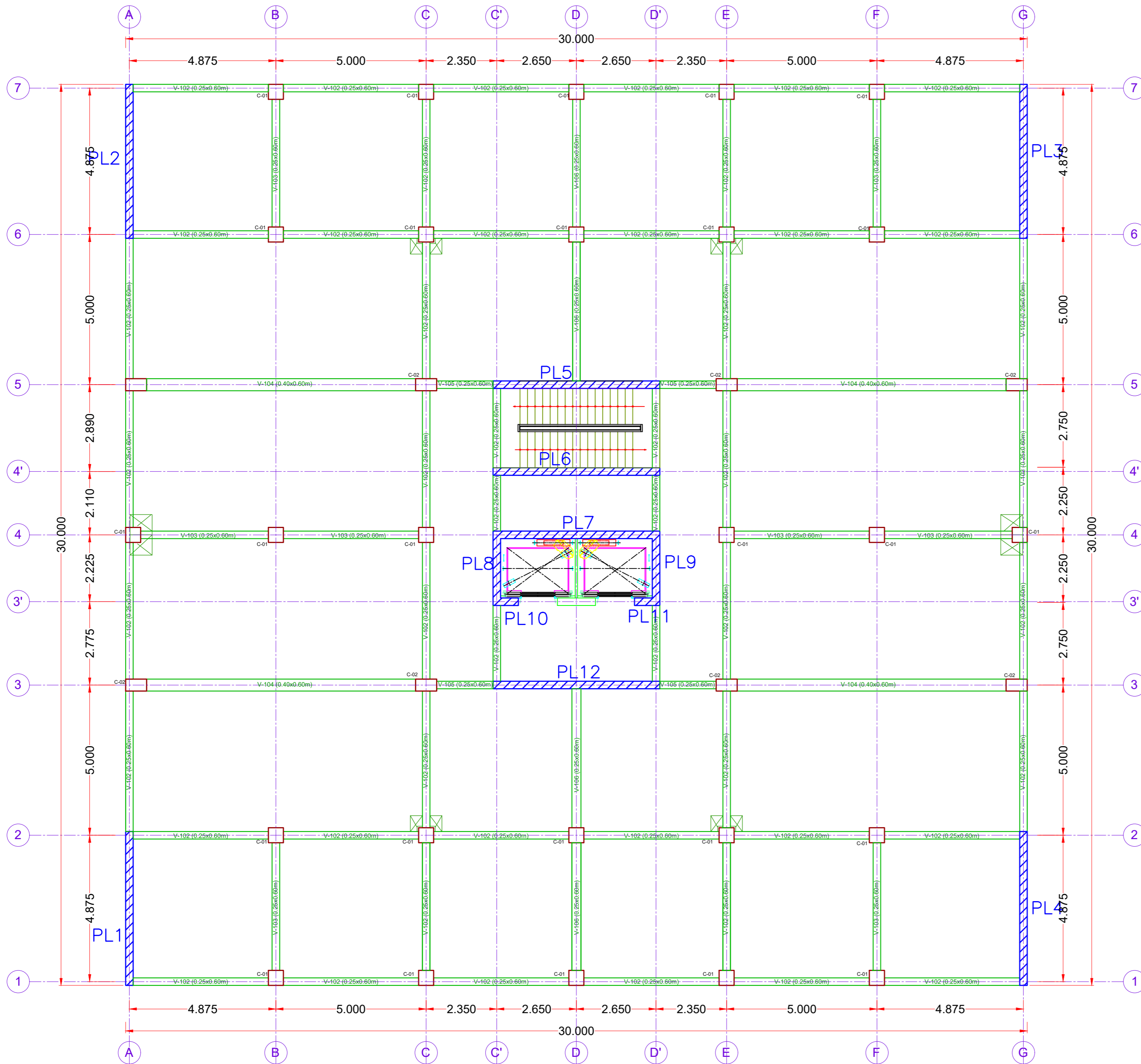
PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
 PLANTA TÍPICA 2°, 3°, 4° NIVEL

ESPECIALIDAD:  
 ARQUITECTURA

ESCALA: 1:100 PLANO: A-02





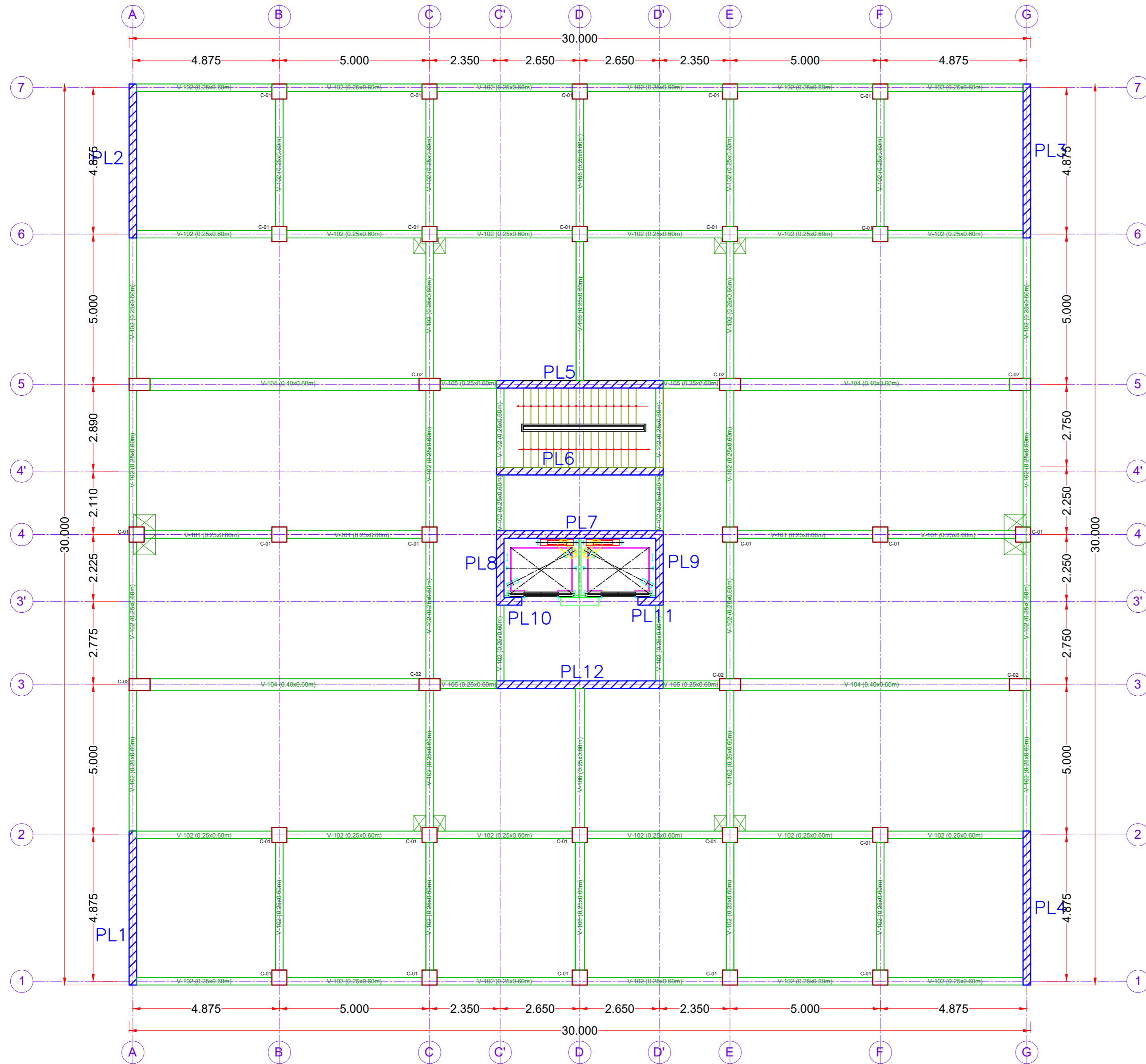
TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO  
 ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL 2°, 3° Y 4° NIVEL

ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA: 1:100 PLANO: E-01



TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

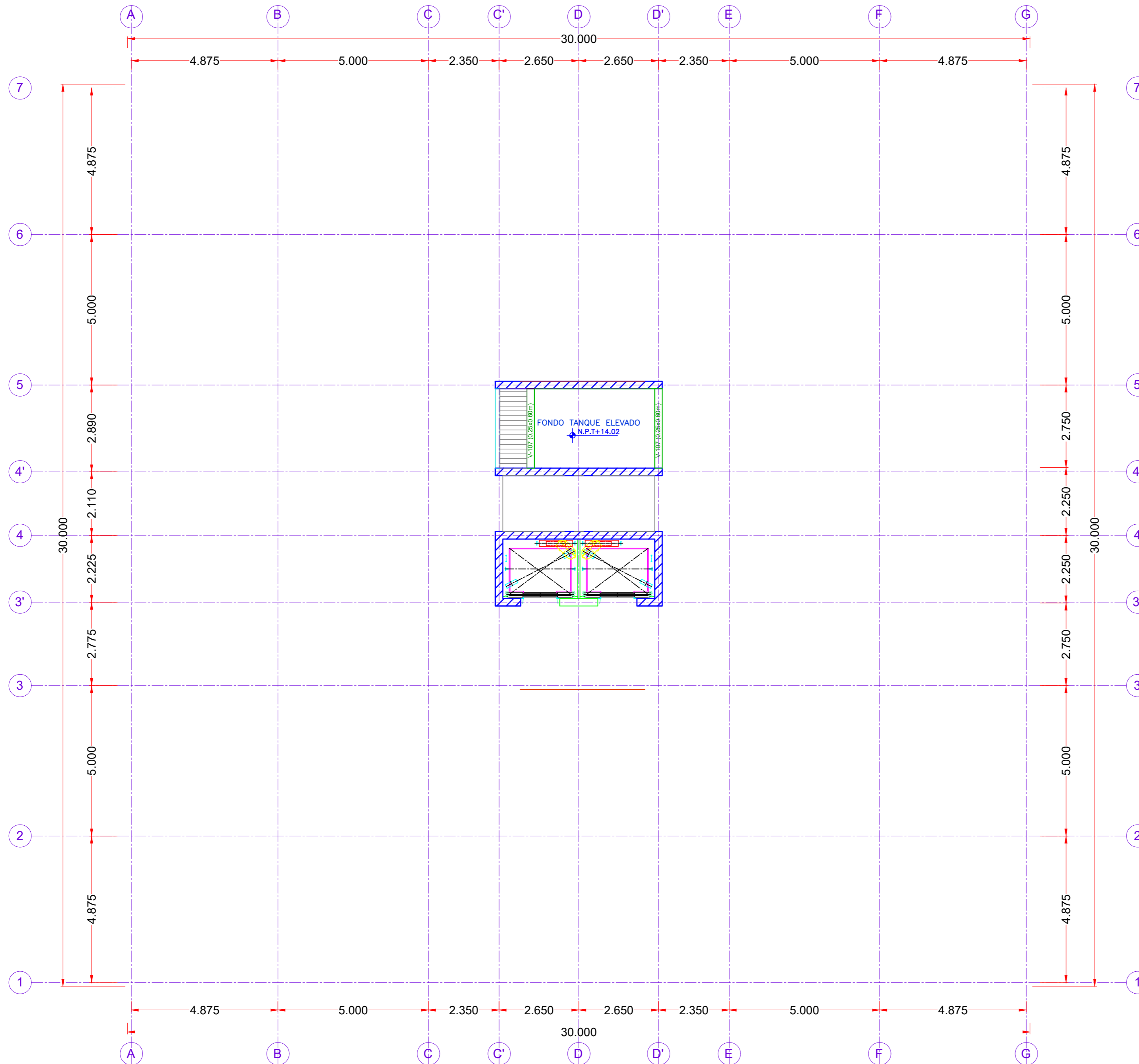
ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL 5º NIVEL

ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA: 1:100 PLANO: E-02



TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO  
 ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

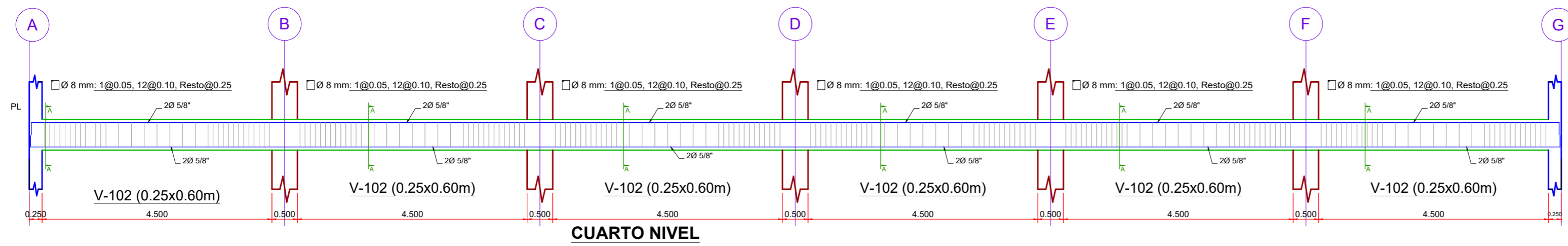
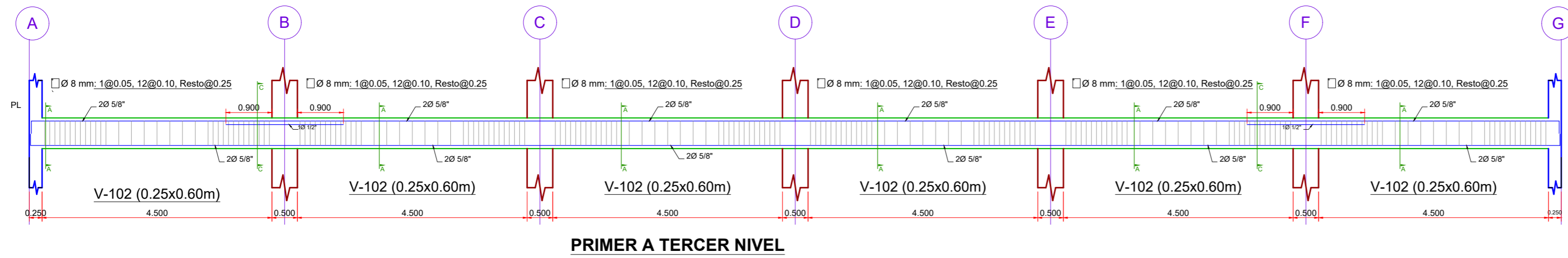
PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL TECHO DE ESCALERA Y TANQUE ELEVADO

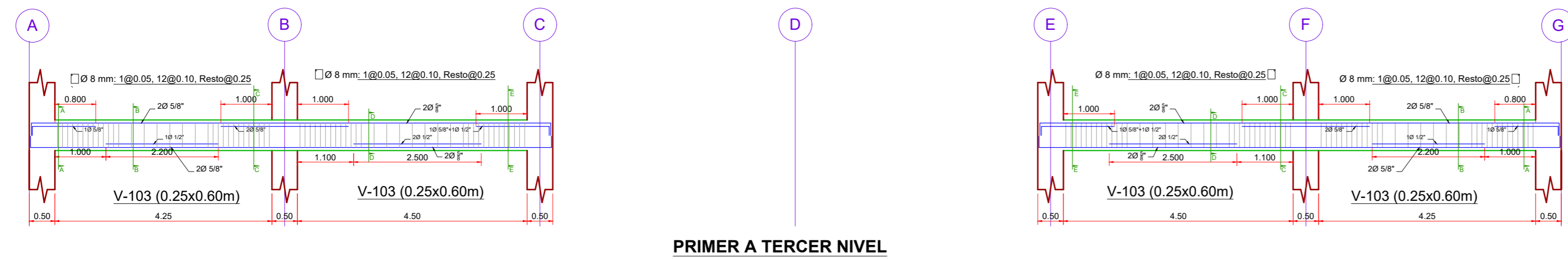
ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS


ESCALA: 1:100 PLANO: E-03

# EJE 2 Y 6



# EJE 4





**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

---

TÍTULO DE TESIS:  
ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

ELABORADO POR:  
JHONATAN SEDANO CABRERA

---

PROYECTO:  
ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

---

PLANO:  
VIGAS

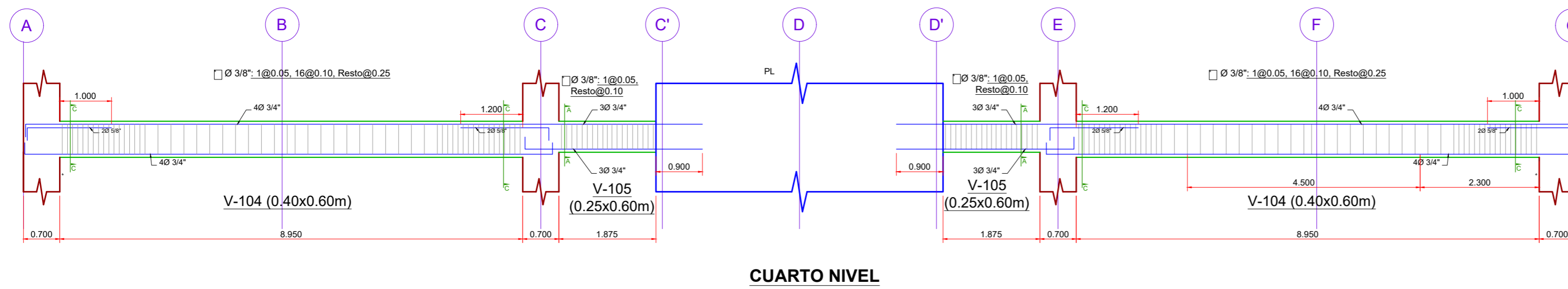
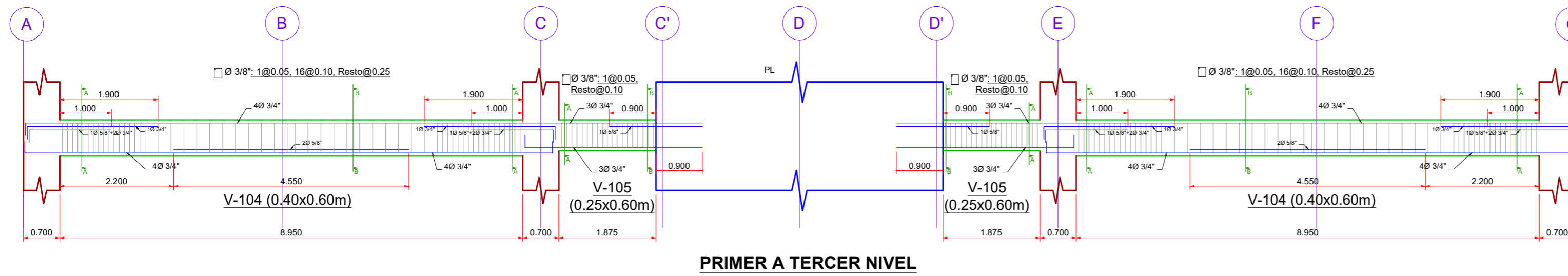
---

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

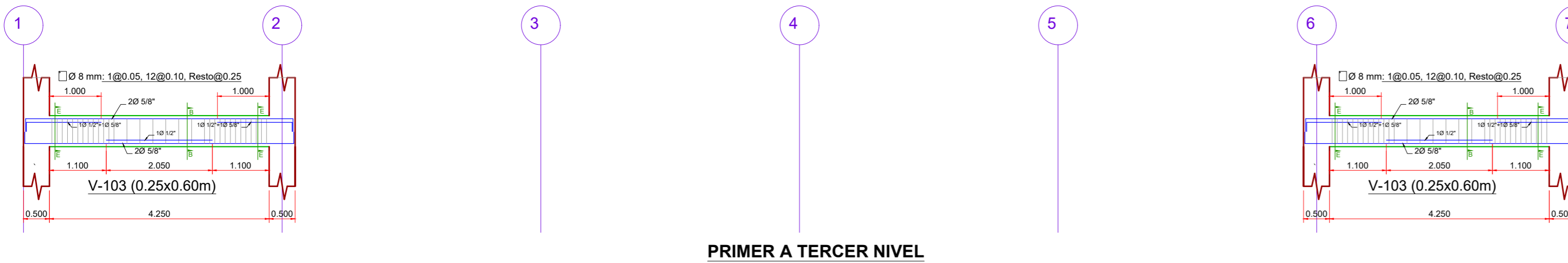
---


ESCALA: 1:75      PLANO: E-04

### EJE 3 y EJE 5



### EJE B Y F





PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

---

TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

ELABORADO POR:  
JHONATAN SEDANO CABRERA

---

PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

---

PLANO:

VIGAS

---

ESPECIALIDAD:

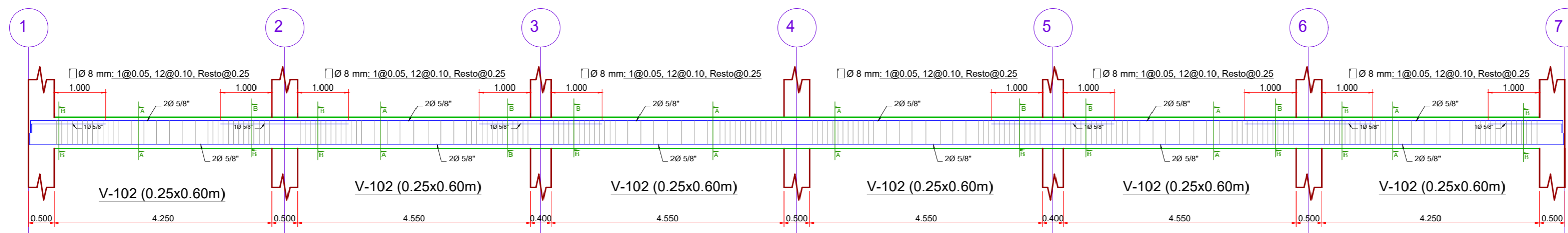
ESTRUCTURAS

---

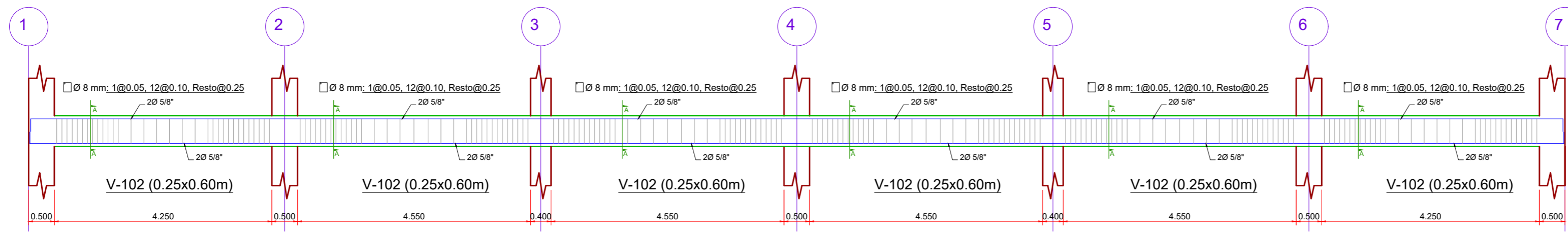
ESCALA: 1:75      PLANO: E-05



# EJE C Y E

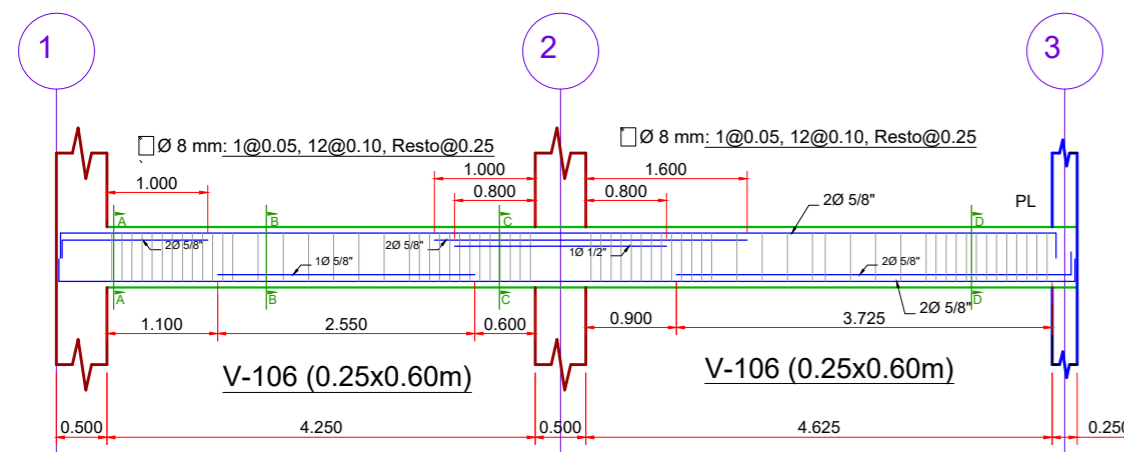


**PRIMER A TERCER NIVEL**

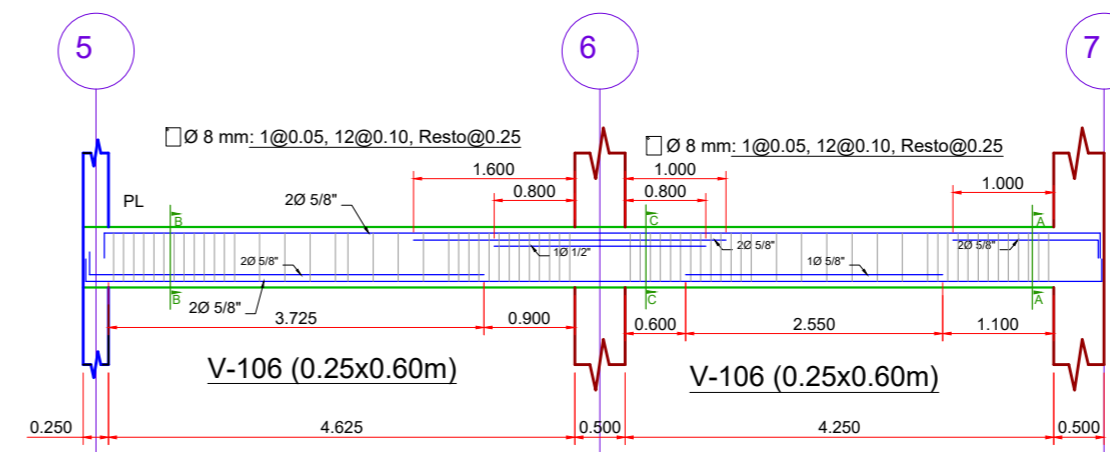


**CUARTO NIVEL**

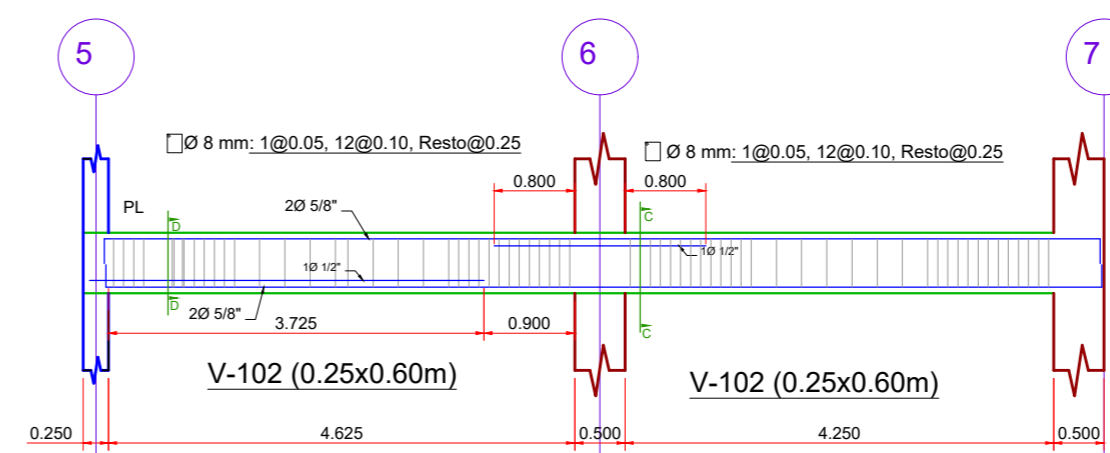
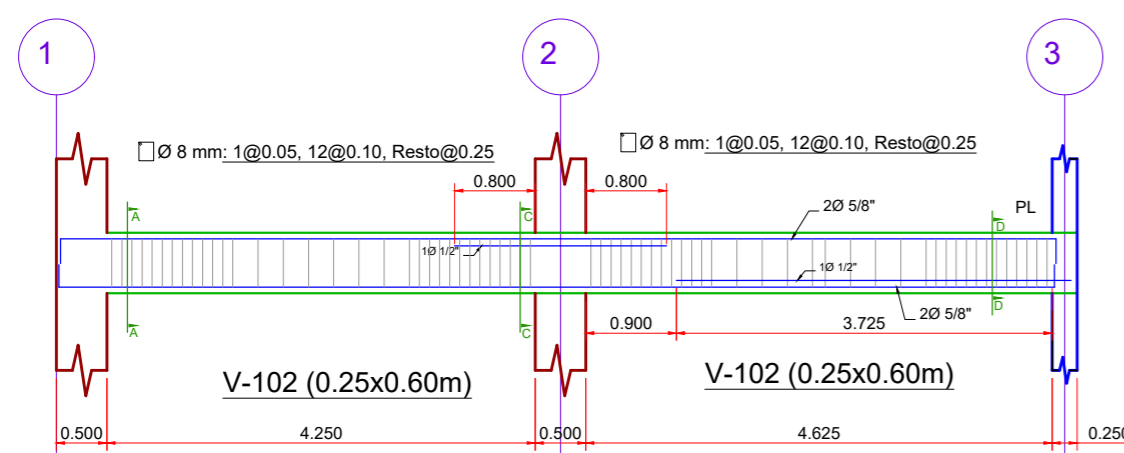
# EJE D



**PRIMER A TERCER NIVEL**



**CUARTO NIVEL**



TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO  
 ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

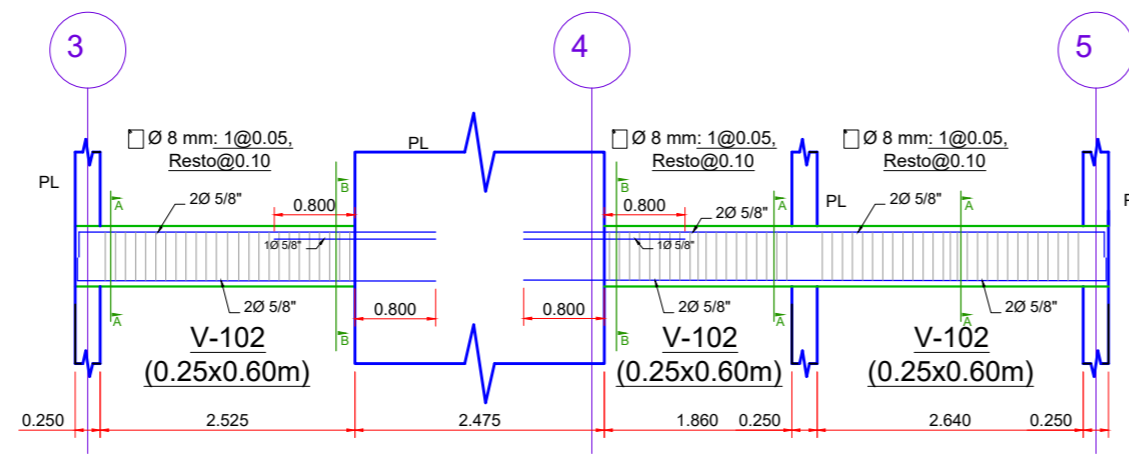
PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
 VIGAS

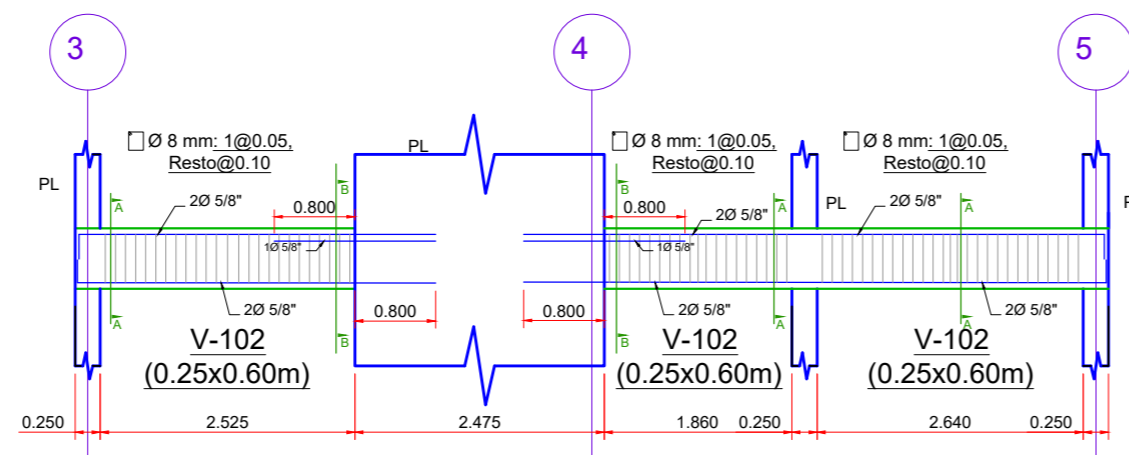
ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA: 1:75 PLANO: E-06

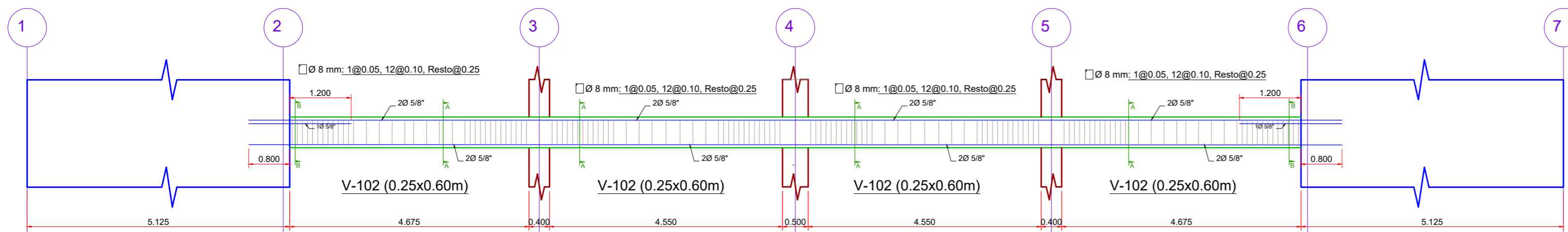
EJE C'



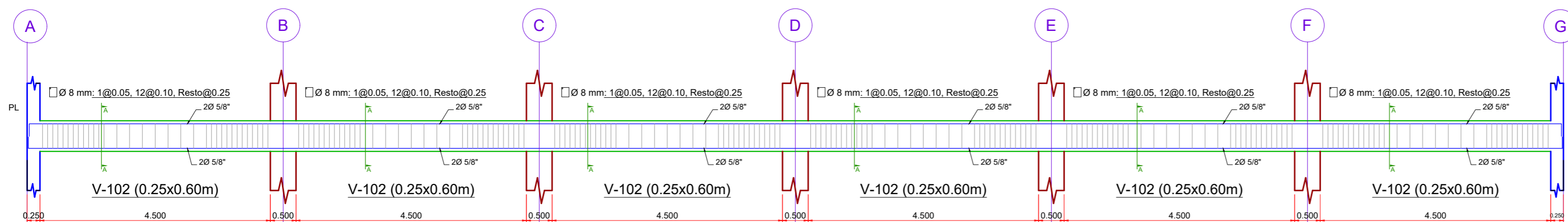
EJE D'



EJE A Y G



EJE 1 Y 7



TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO  
 ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

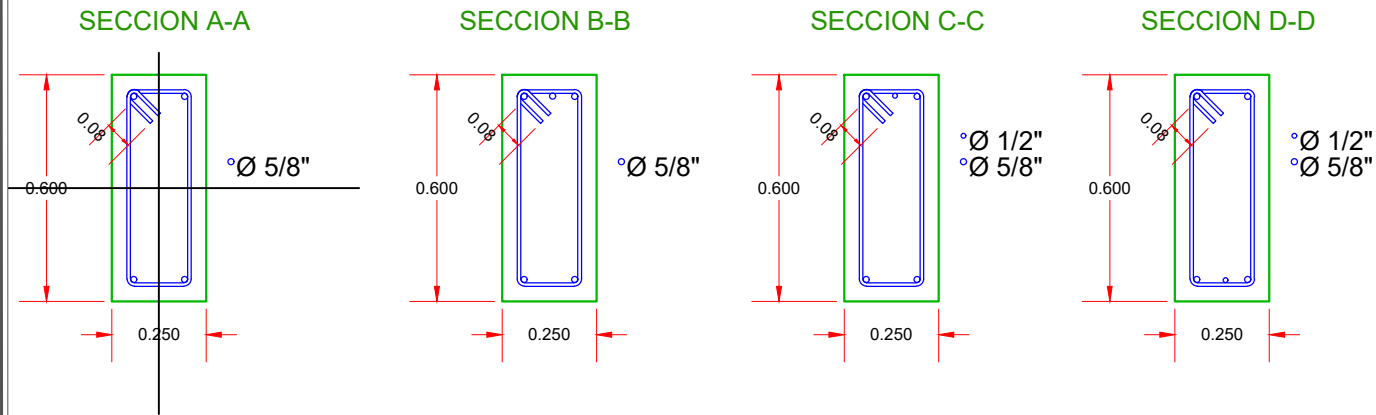
PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
 VIGAS

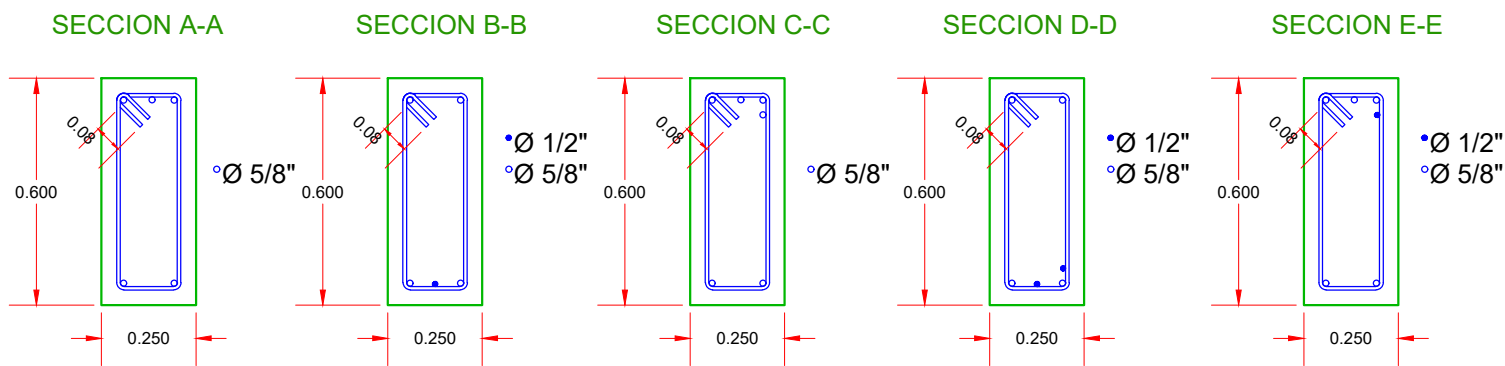
ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA: 1:75 PLANO: E-07

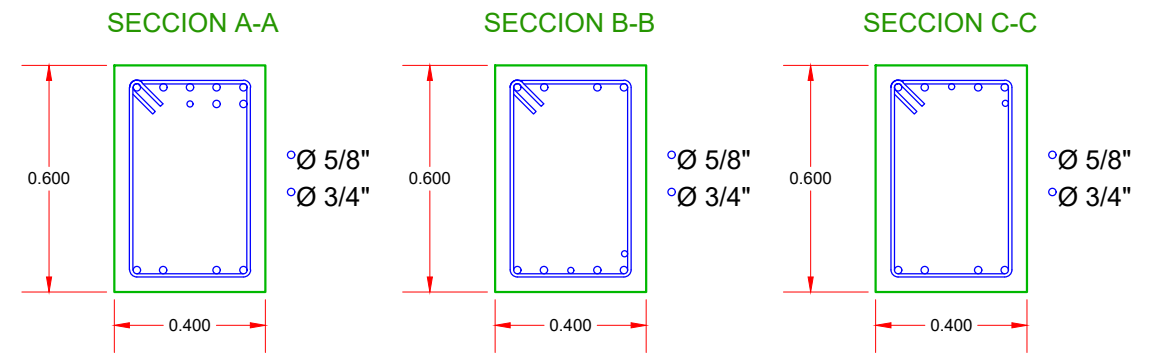
### V-102 (0.25x0.60m)



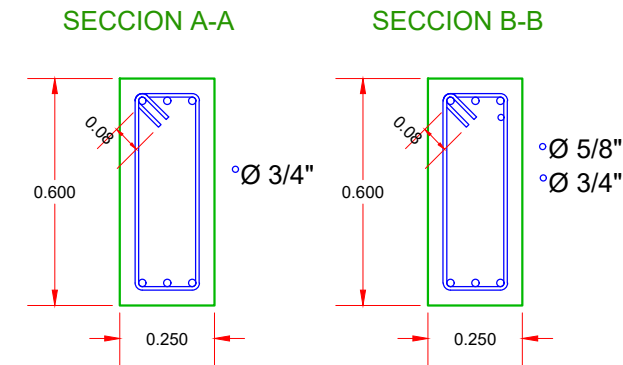
### V-103 (0.25x0.60m)



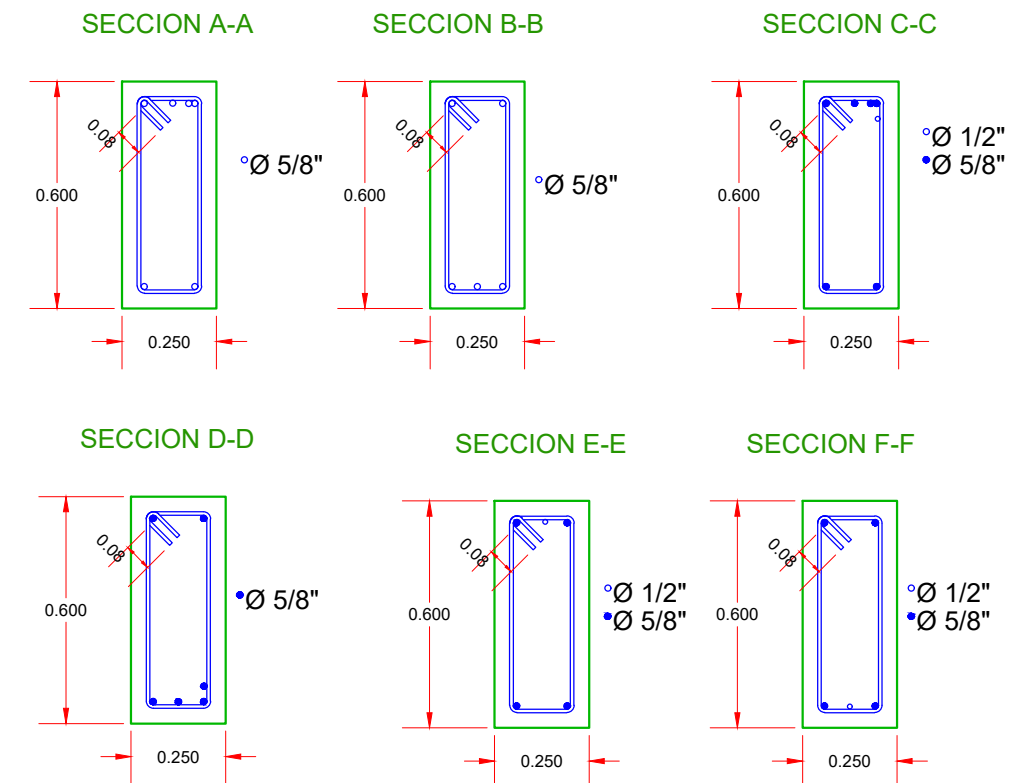
### V-104 (0.40x0.60m)



### V-105 (0.25x0.60m)



### V-106 (0.25x0.60m)



TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO  
 ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

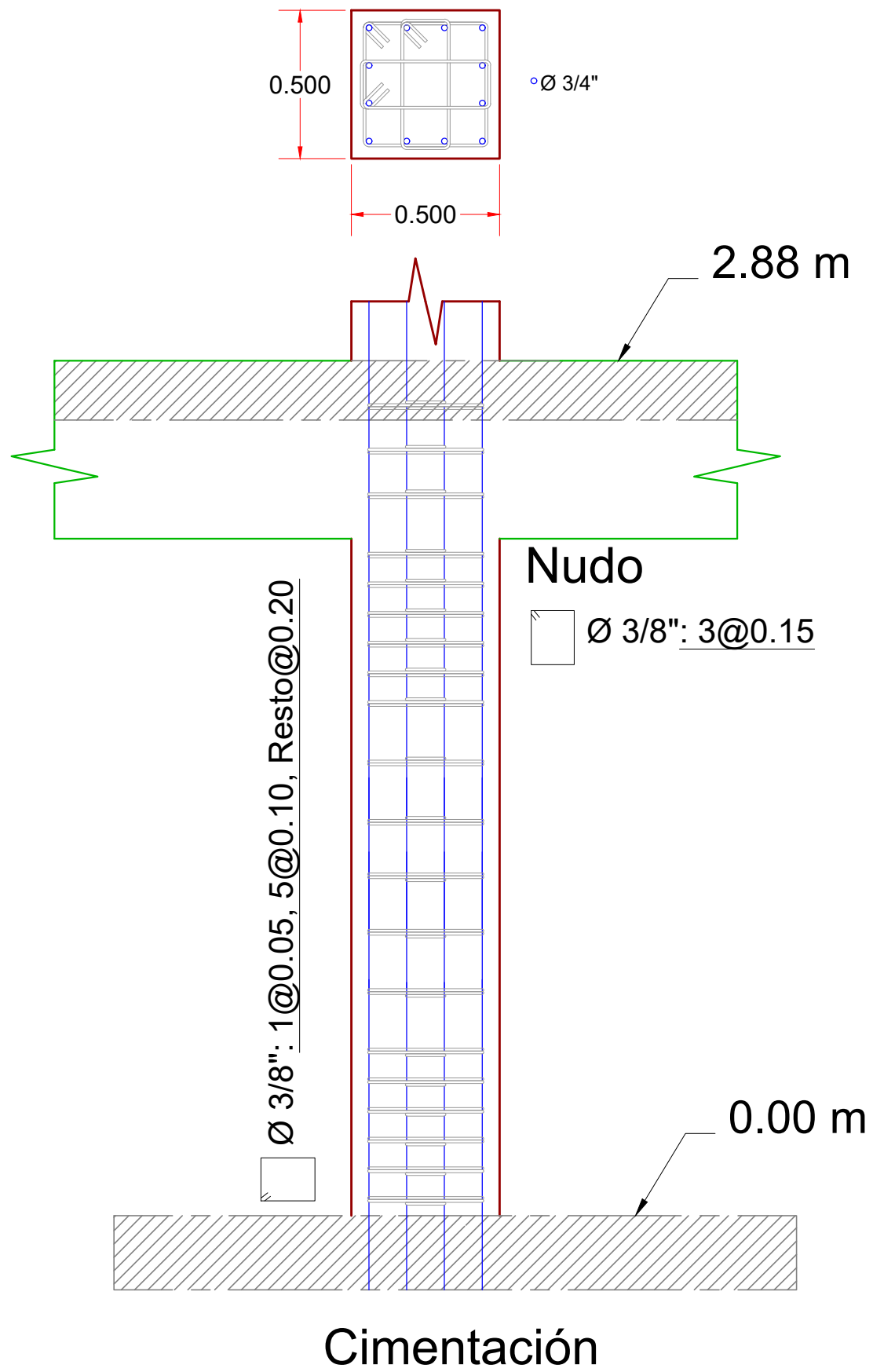
PLANO:  
 SECCIONES DE VIGAS

ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

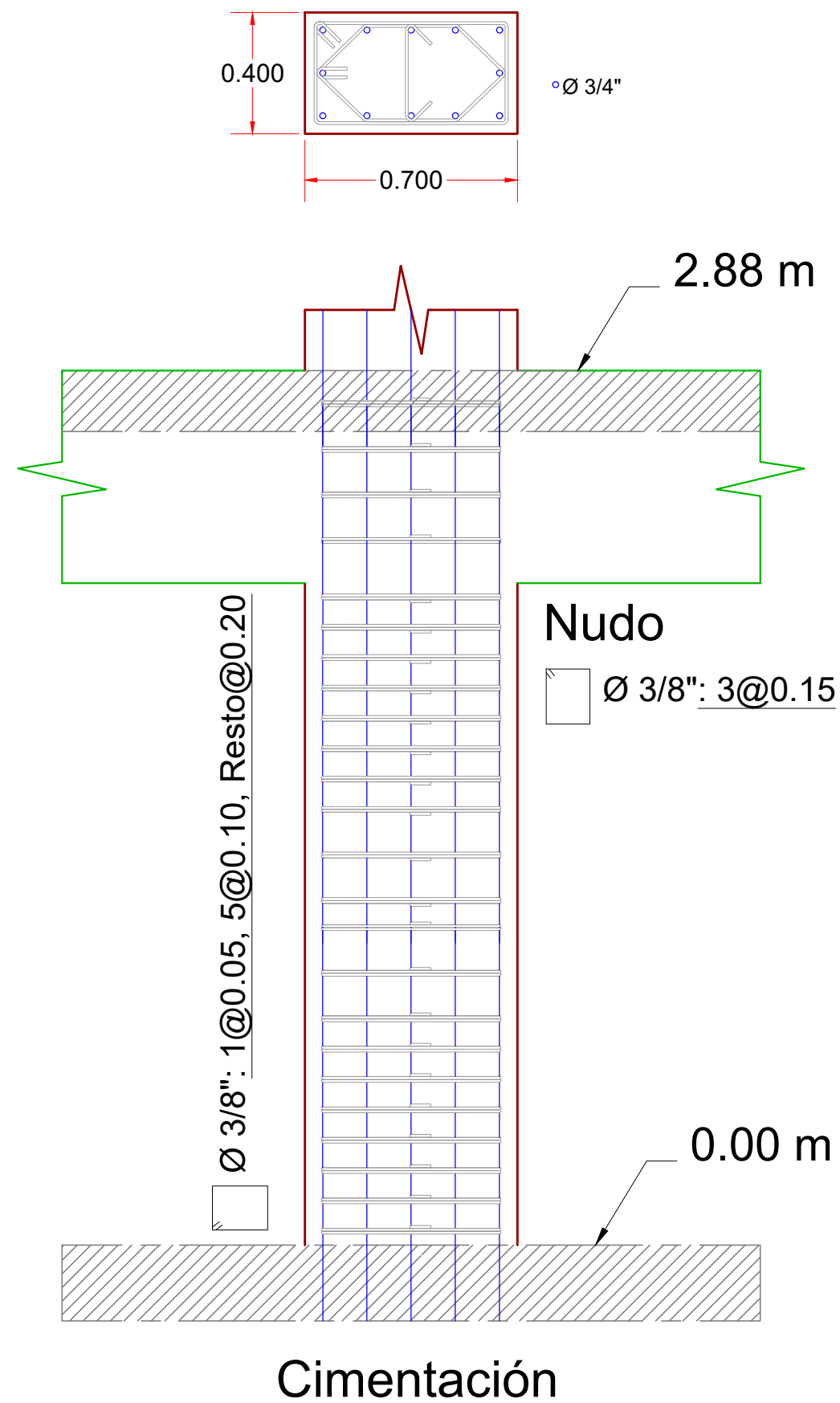
ESCALA: 1:75 PLANO: E 00



C-01 (0.50 m X 0.50m)



C-02 (0.40 m X 0.70m)



TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE  
 EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE  
 CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE  
 ACERO  
 ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

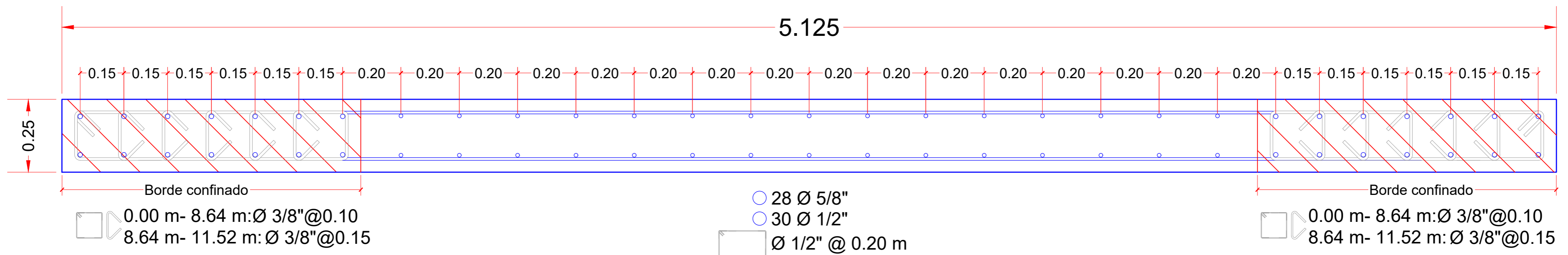
PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN  
 DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
 COLUMNAS

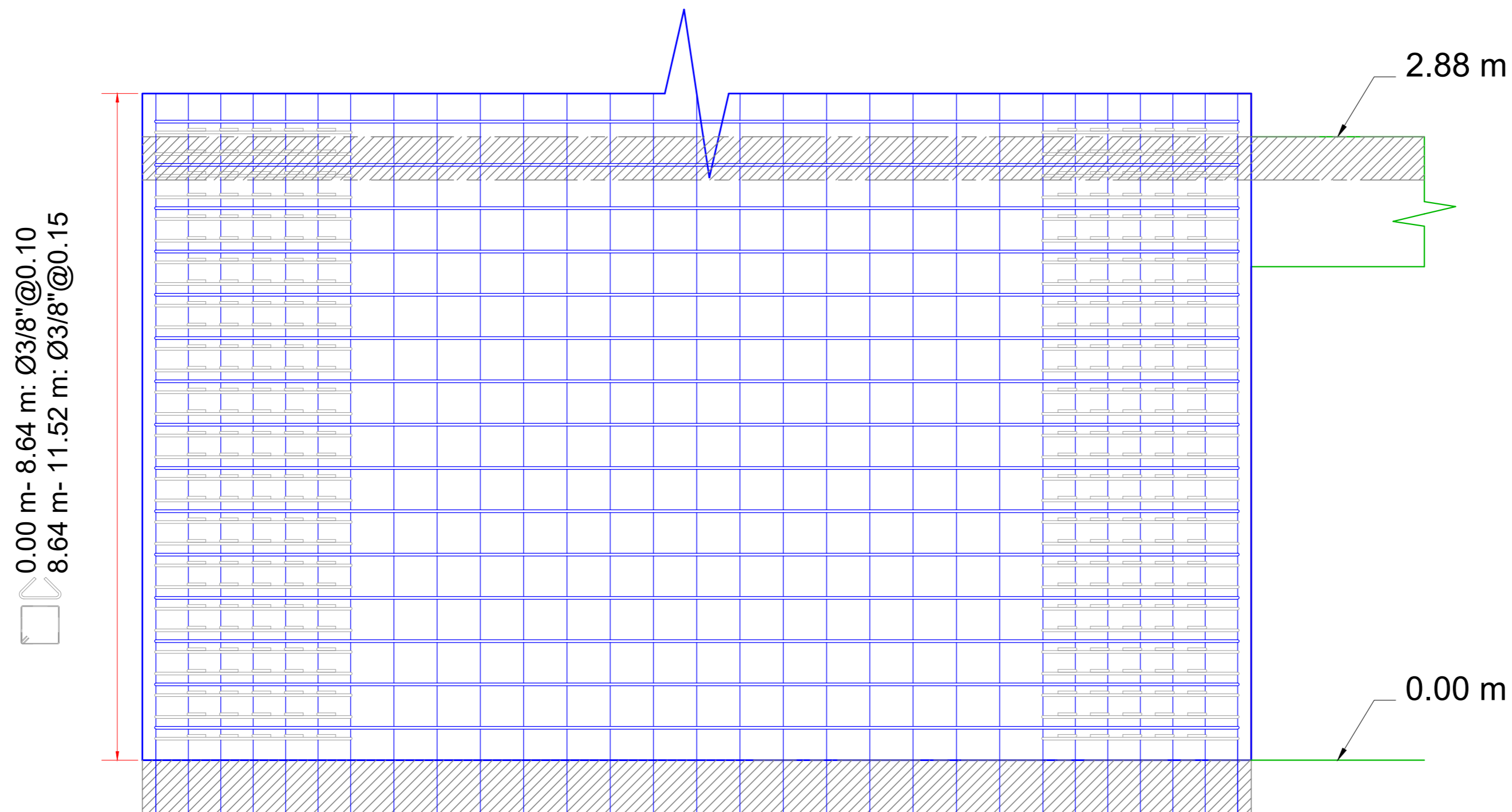
ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA: 1:20 PLANO: E 00

# PL-01, PL-02, PL-03 y PL-04 (0.25 m x 5.125m)



ESCALA: 1:10



ESCALA: 1:20



TÍTULO DE TESIS:  
ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO  
ELABORADO POR:  
JHONATAN SEDANO CABRERA

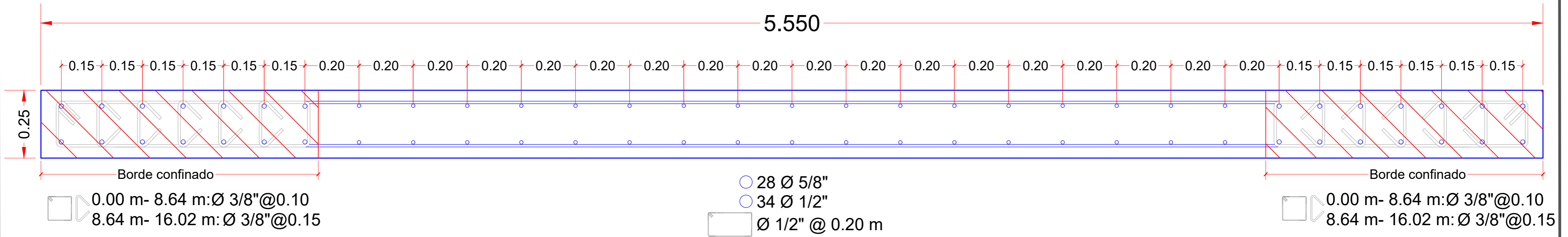
PROYECTO:  
ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:  
MUROS DE CORTE PL-01, PL-02, PL-03 Y PL-04

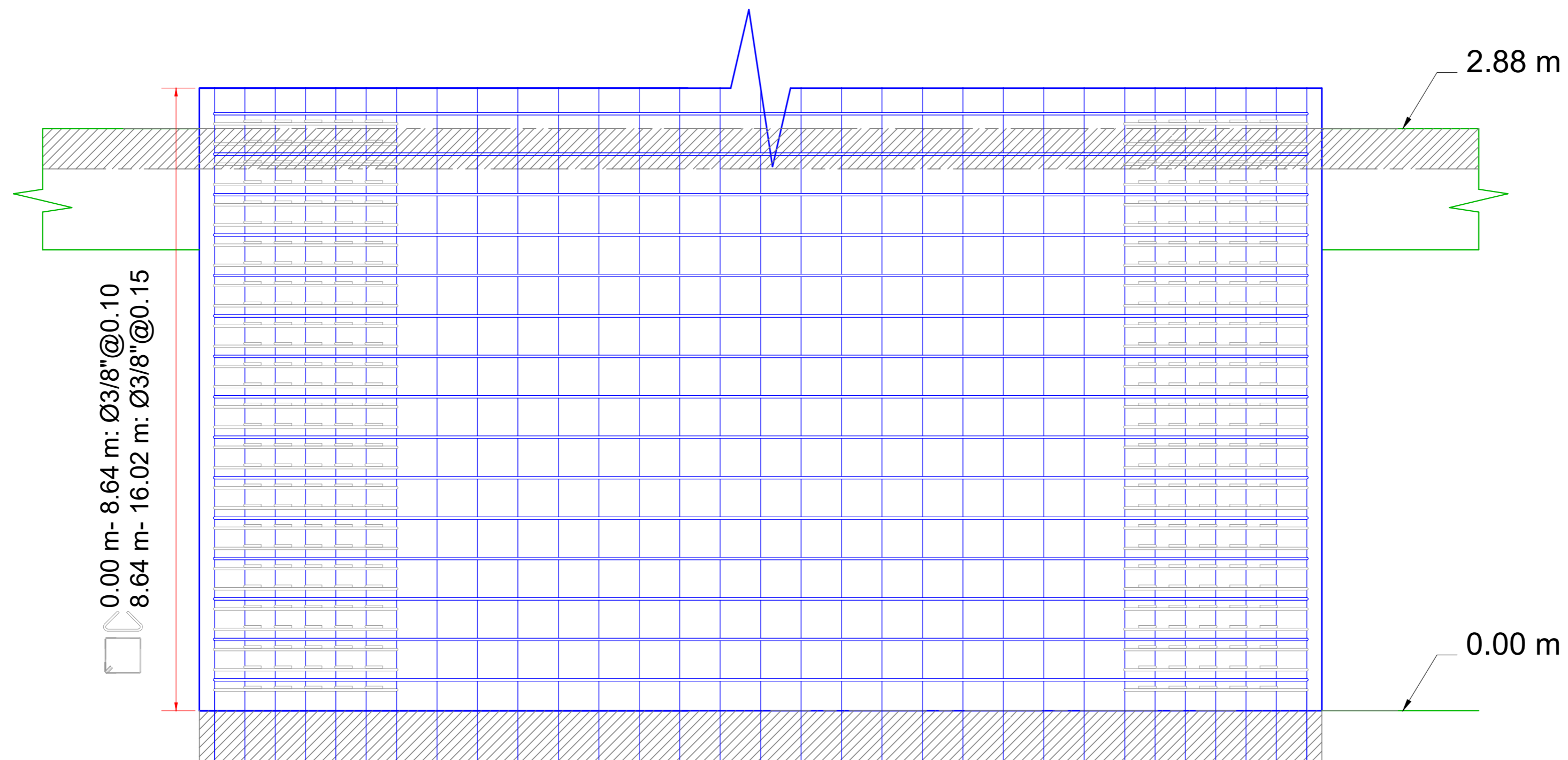
ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

ESCALA: INDICADA PLANO: E-10

# PL-05; PL-06 (0.25 m x 5.55m)



ESCALA: 1:10



ESCALA: 1:20



TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE  
EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE  
CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE  
ACERO

ELABORADO POR:

JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE  
CONCRETO ARMADO

PLANO:

MUROS DE CORTE PL-05, PL-06

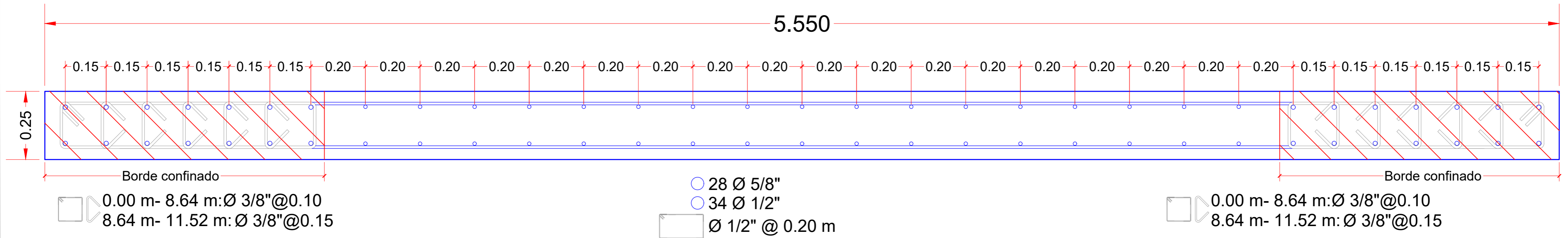
ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

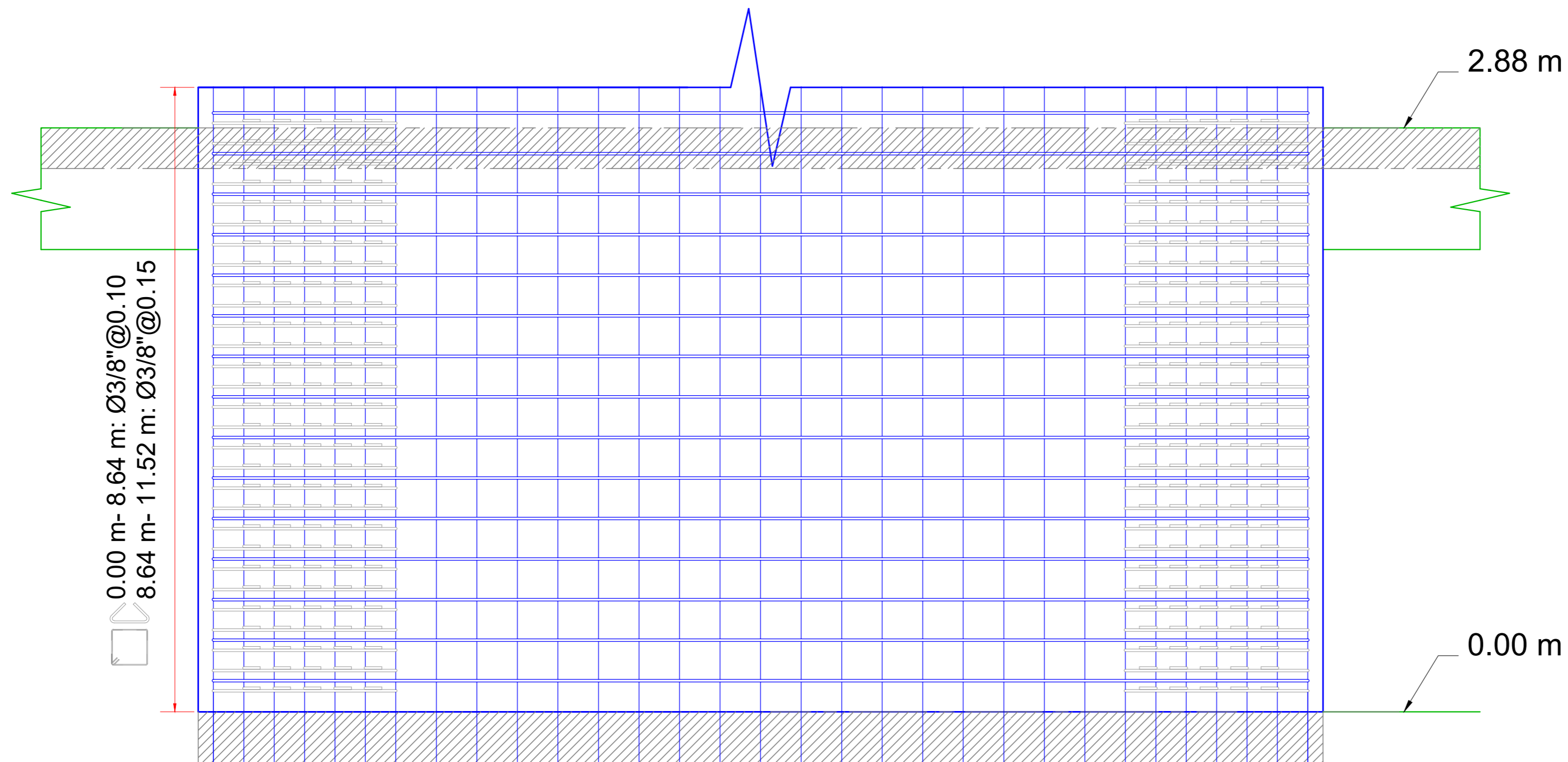
ESCALA: INDICADA

PLANO: E-11

# PL-12 (0.25 m x 5.55m)



ESCALA: 1:10



ESCALA: 1:20



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE  
EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE  
CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE  
ACERO

ELABORADO POR:

JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE  
CONCRETO ARMADO

PLANO:

MUROS DE CORTE PL-12

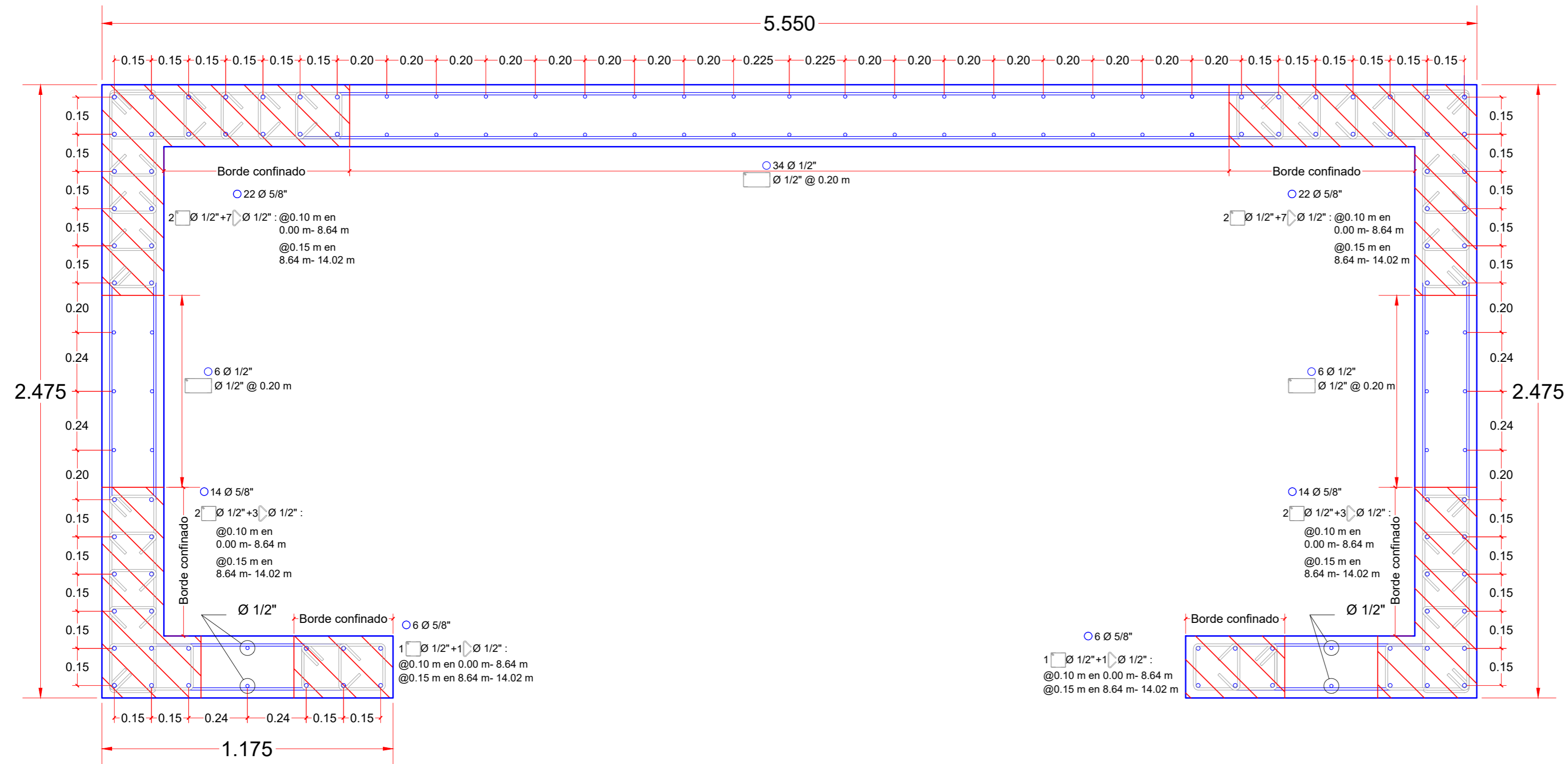
ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

ESCALA: INDICADA

PLANO: E-12

# MUROS ASCENSOR



ESCALA: 1:15



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

ELABORADO POR:

JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

PLANO:

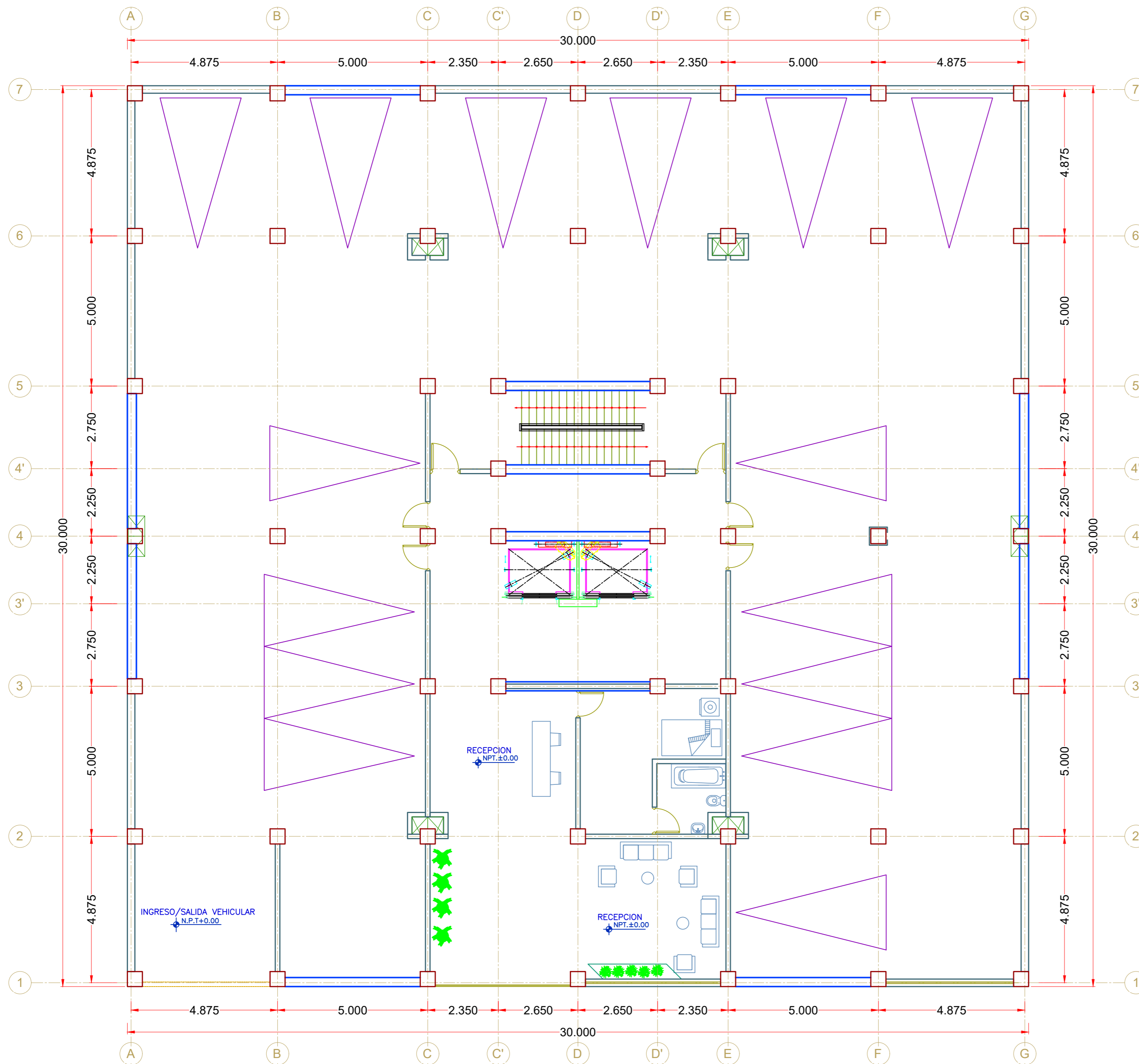
MUROS DE CORTE ASCENSOR


ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

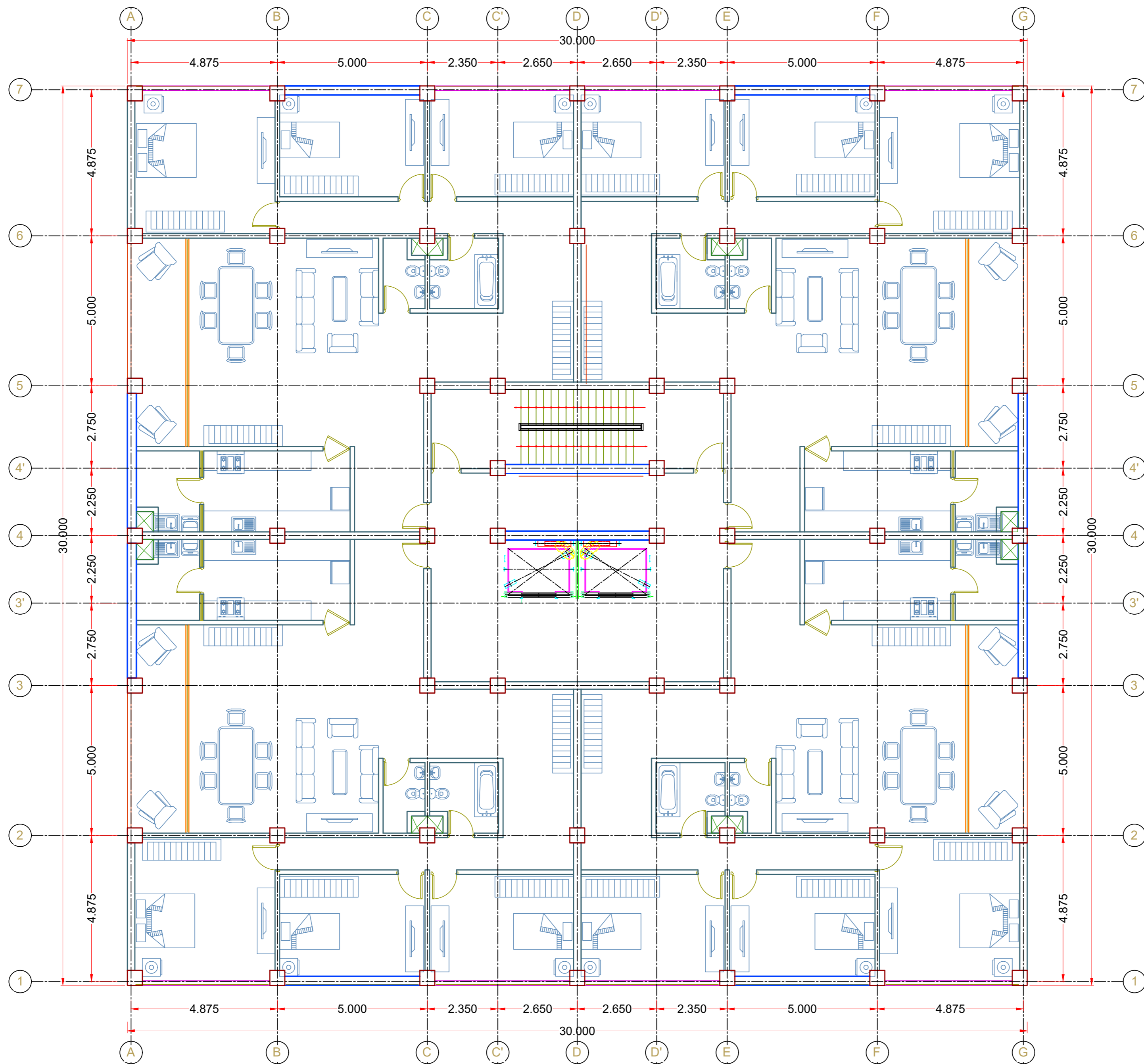
ESCALA: INDICADA

PLANO: E-13



 <b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>	
<b>TÍTULO DE TESIS:</b> ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO	
<b>ELABORADO POR:</b> JHONATAN SEDANO CABRERA	
<b>PROYECTO:</b> ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE ACERO	
<b>PLANO:</b> PLANTA TÍPICA 1º NIVEL	
<b>ESPECIALIDAD:</b> ARQUITECTURA	
<b>ESCALA:</b>	<b>PLANO:</b> A-03





PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE  
EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE  
CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE  
ACERO

ELABORADO POR:

JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON  
CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE  
ACERO

PLANO:

PLANTA TÍPICA 2°, 3° Y 4° NIVEL

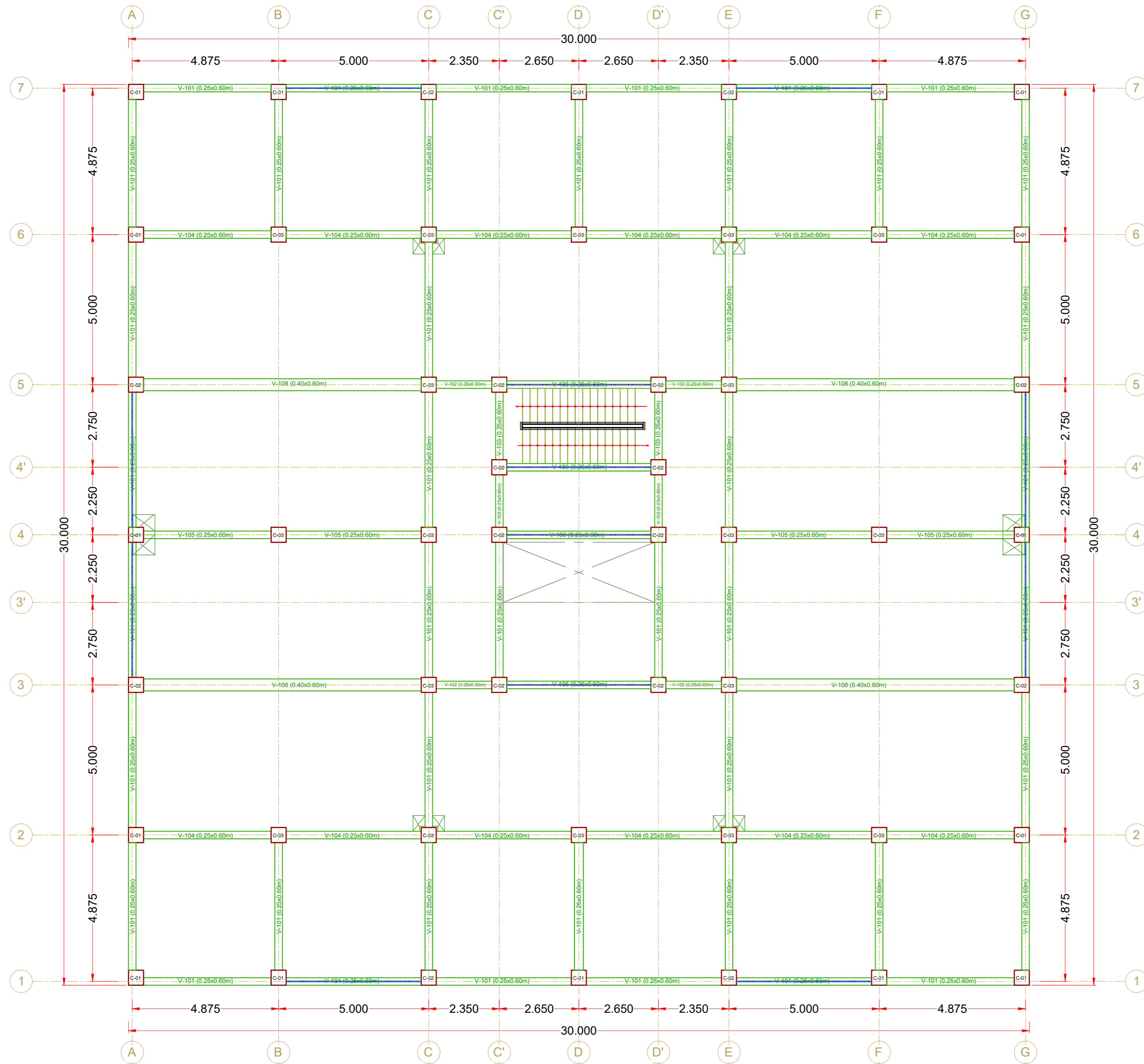
ESPECIALIDAD:

ARQUITECTURA

ESCALA:

PLANO:

A-04



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE  
EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE  
CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE  
ACERO

ELABORADO POR:

JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON  
CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE  
ACERO

PLANO:

PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL 2°, 3° Y 4° NIVEL

ESPECIALIDAD:

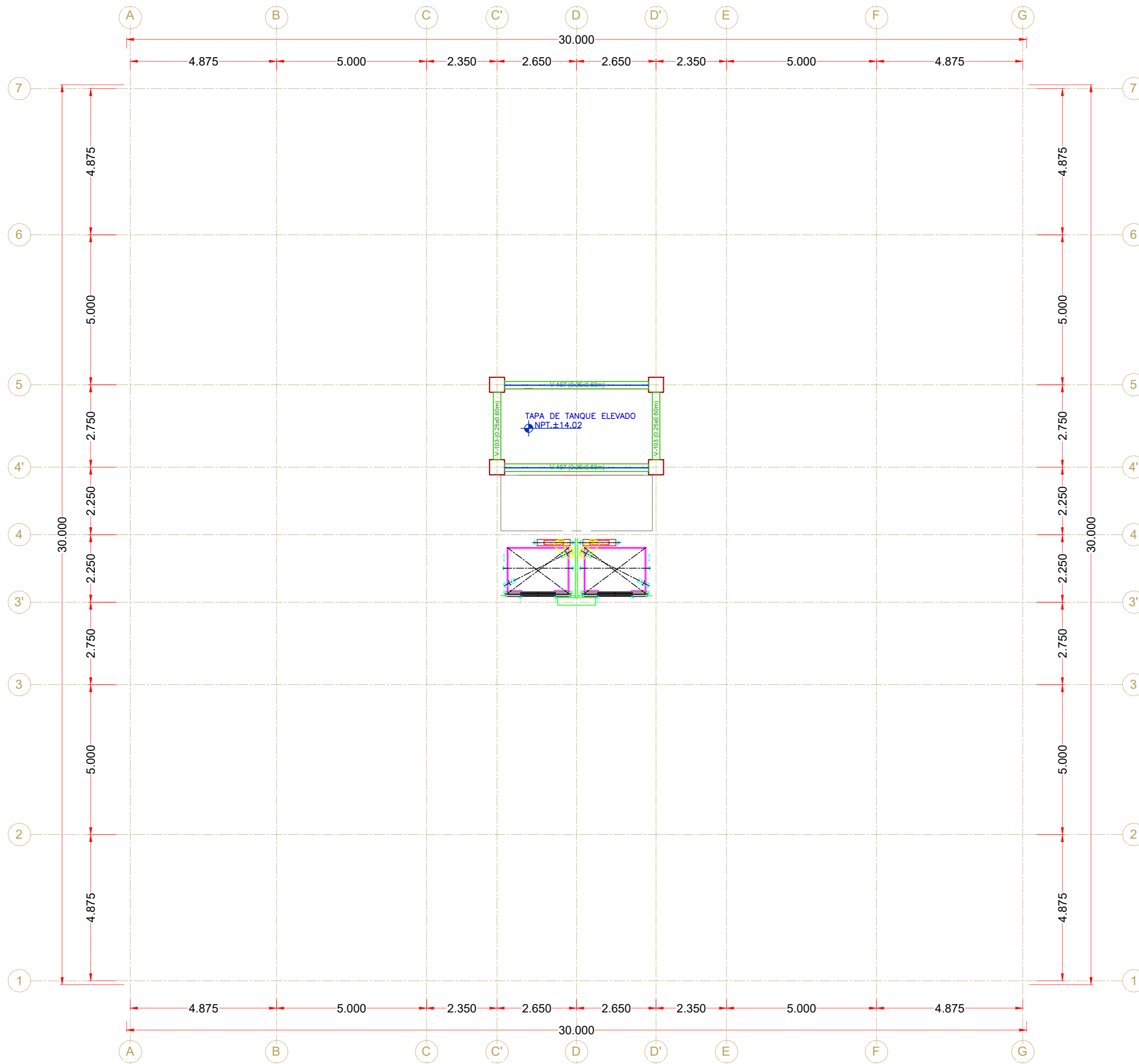
ESTRUCTURAS


ESCALA:

PLANO:

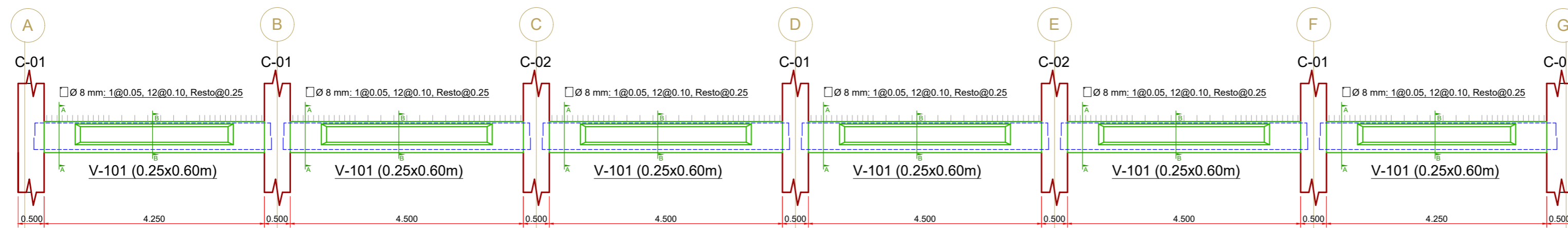
E-14



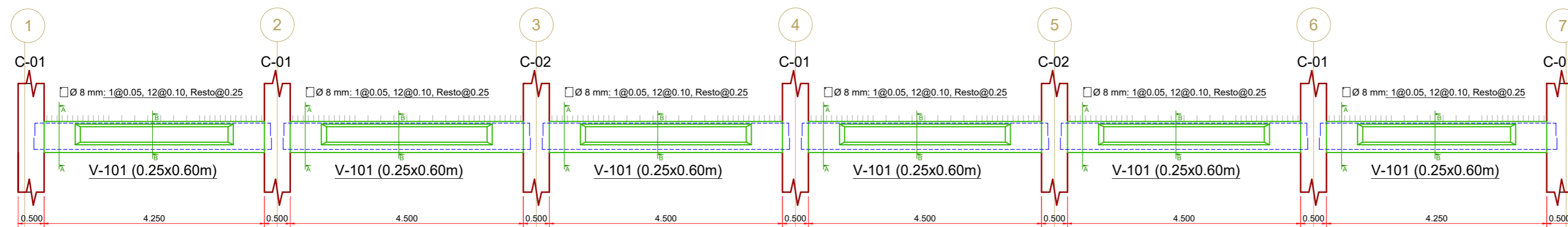


 <b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>	
<b>TÍTULO DE TESIS:</b> ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO	
<b>ELABORADO POR:</b> JHONATAN SEDANO CABRERA	
<b>PROYECTO:</b> ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE ACERO	
<b>PLANO:</b> PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL 5° NIVEL	
<b>ESPECIALIDAD:</b> ESTRUCTURAS	
<b>ESCALA:</b>	<b>PLANO:</b> E-15

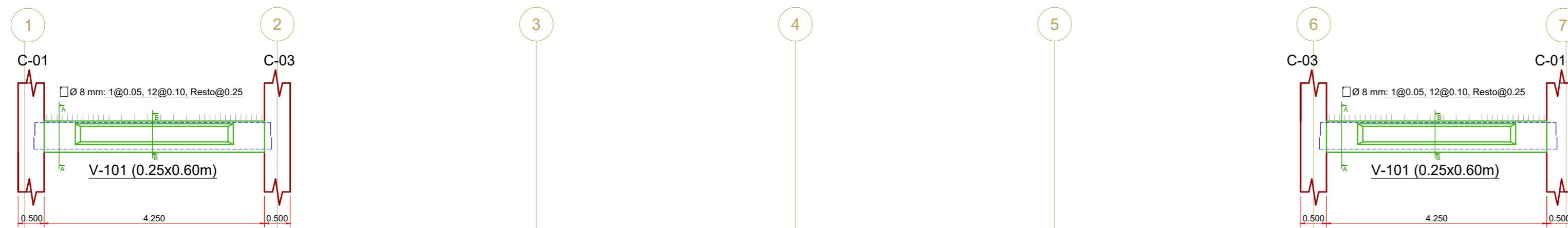
### EJE 1 Y 7



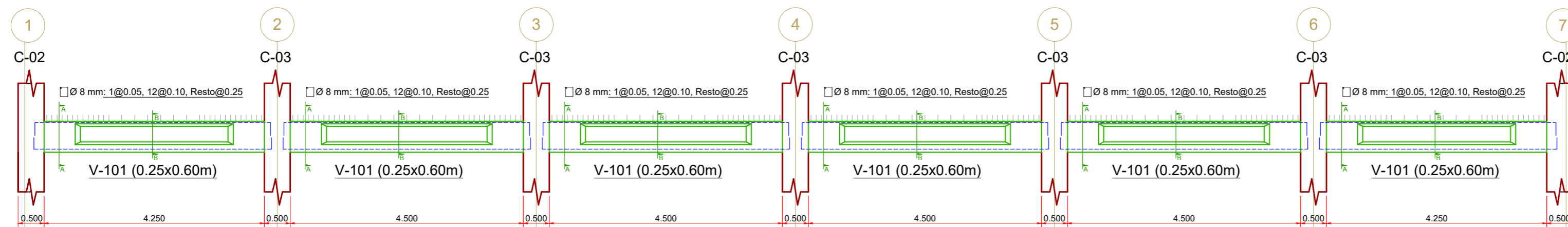
### EJE A Y G



### EJE B Y F



### EJE C Y E



**TÍTULO DE TESIS:**

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

**ELABORADO POR:**

JHONATAN SEDANO CABRERA

**PROYECTO:**

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE ACERO

**PLANO:**

VIGAS

**ESPECIALIDAD:**

ESTRUCTURAS

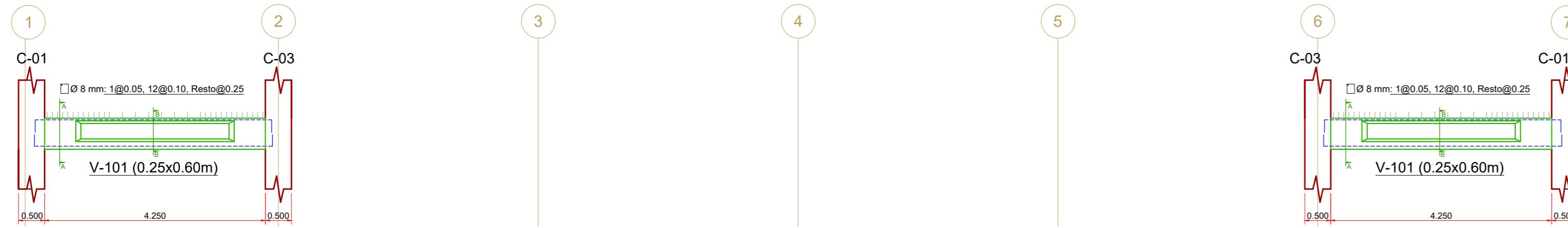
**ESCALA:**

1/75

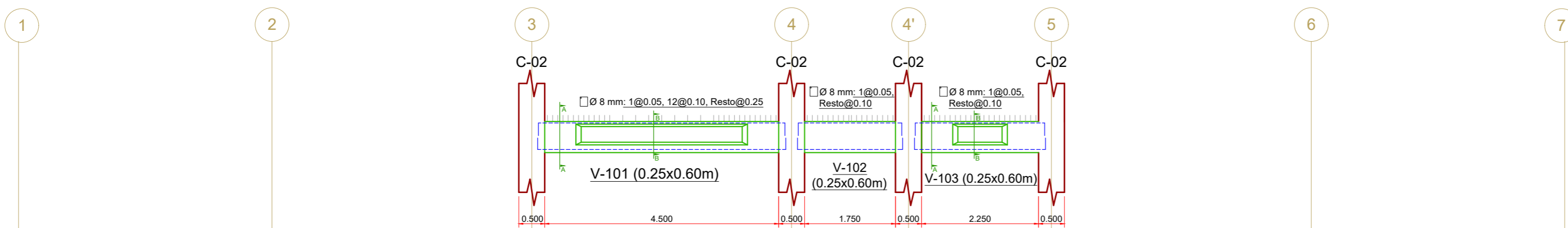
**PLANO:**

E-16

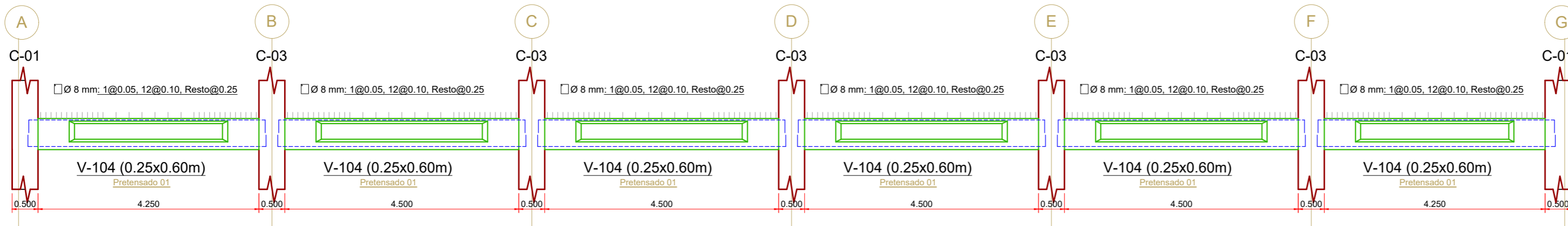
### EJE D



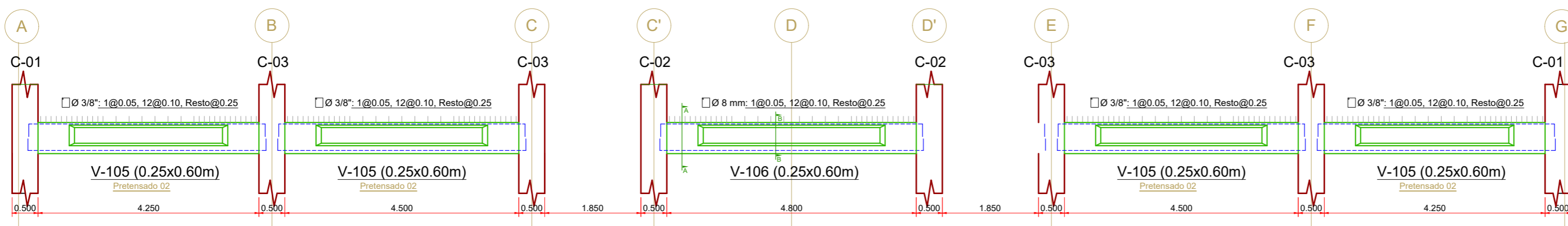
### EJE C' Y D'



### EJE 2 y 6



### EJE 4



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

#### TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE  
EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE  
CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE  
ACERO

#### ELABORADO POR:

JHONATAN SEDANO CABRERA

#### PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON  
CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE  
ACERO

#### PLANO:

VIGAS

#### ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

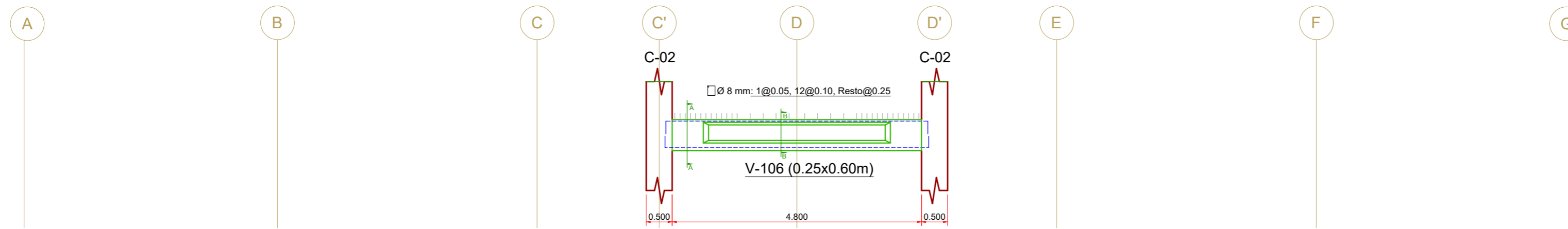
#### ESCALA:

1/75

#### PLANO:

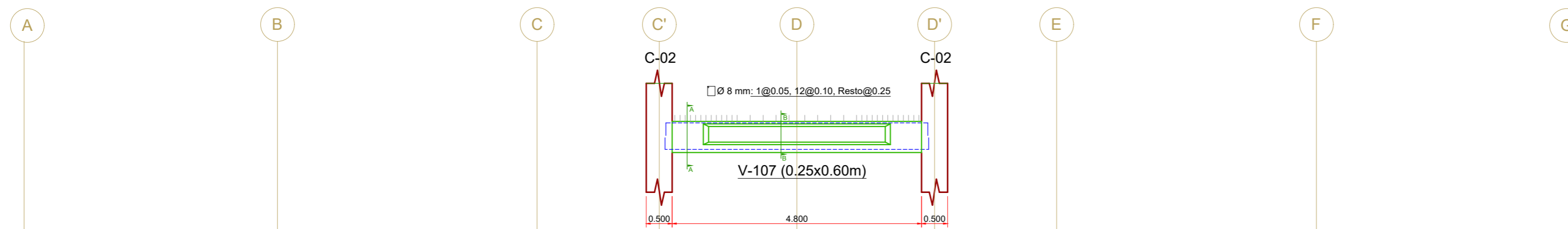
E-17

EJE 4'



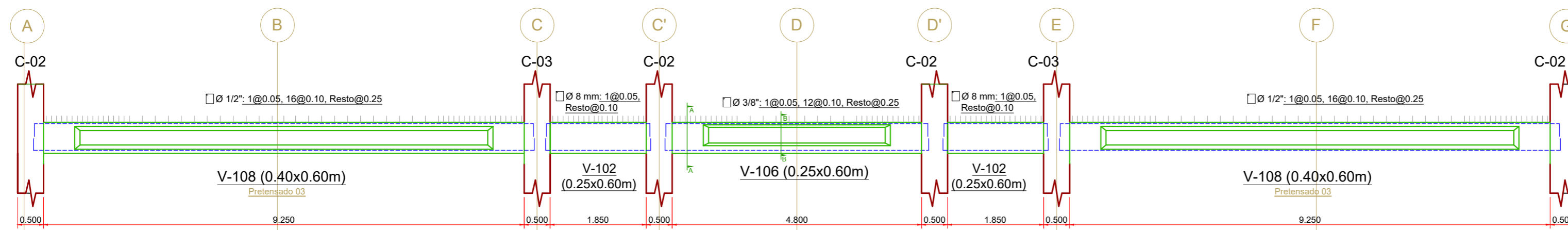
PRIMER A CUARTO NIVEL

EJE 4'



QUINTO NIVEL

EJE 3 y 5



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE  
EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE  
CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE  
ACERO

ELABORADO POR:

JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON  
CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE  
ACERO

PLANO:

VIGAS

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

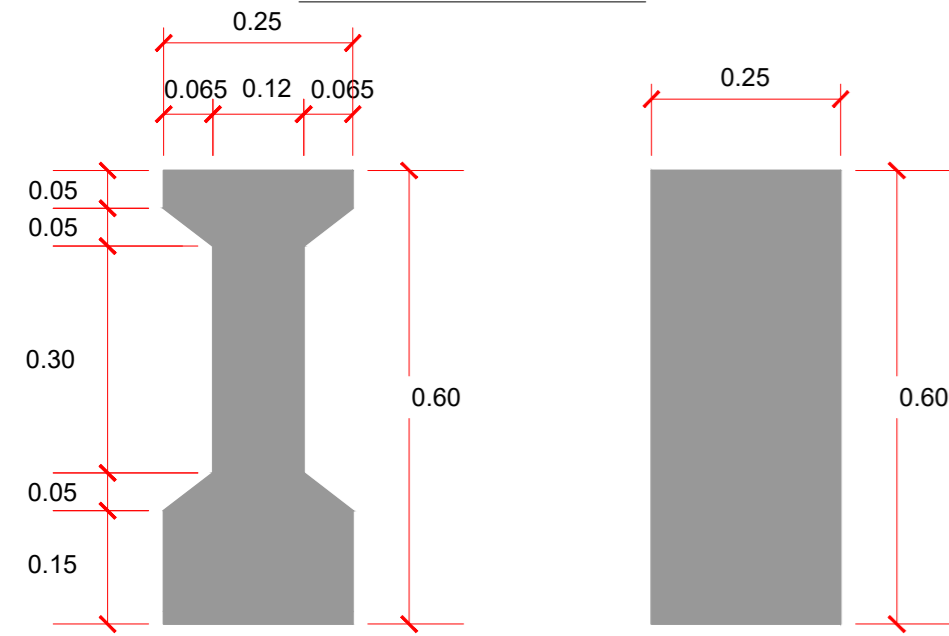
ESCALA:

1/75

PLANO:

E-18

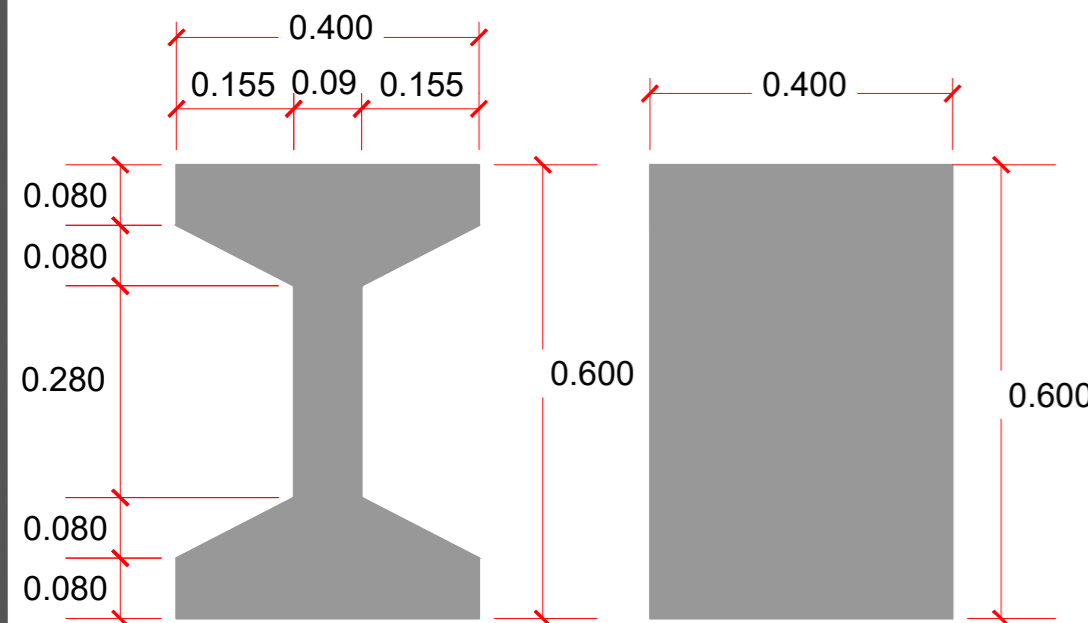
# JI 2560



CENTRAL CABEZA

ESCALA: 1:10

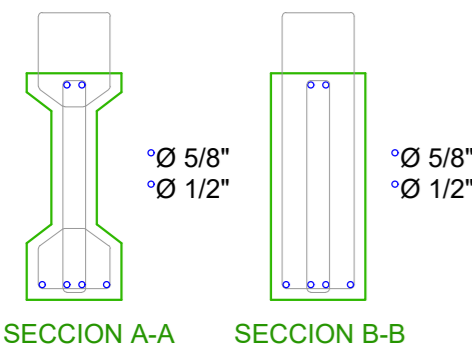
# JI 4060



CENTRAL CABEZA

ESCALA: 1:10

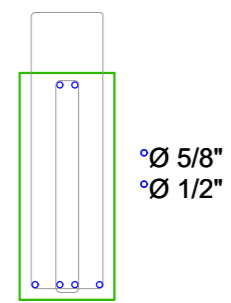
## V-101 (0.25x0.60m)



SECCION A-A SECCION B-B

ESCALA: 1:20

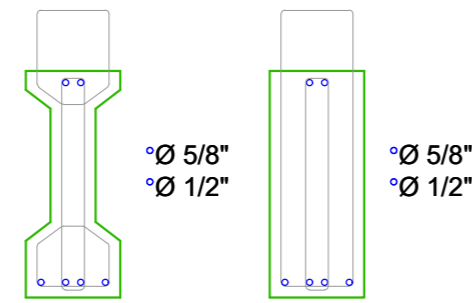
## V-102 (0.25x0.60m)



SECCION B-B

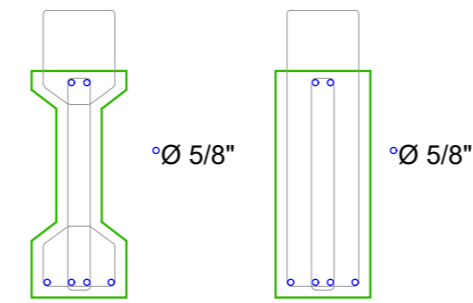
ESCALA: 1:20

## V-103 (0.25x0.60m)



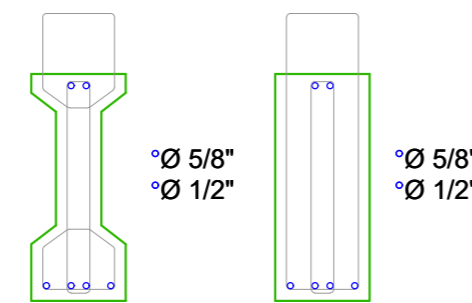
SECCION A-A SECCION B-B

## V-107 (0.25x0.60m)



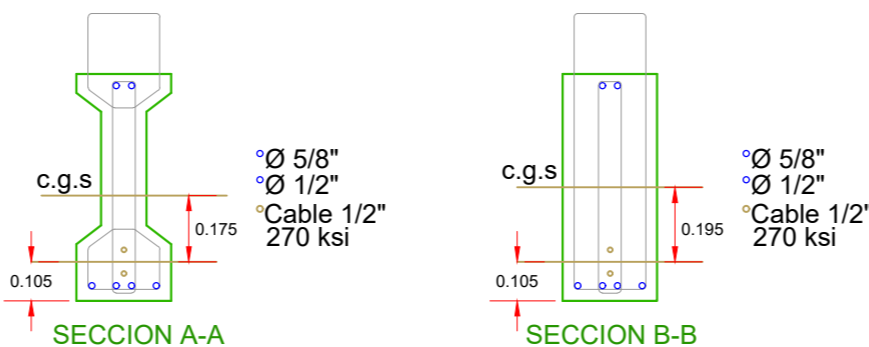
SECCION A-A SECCION B-B

## V-106 (0.25x0.60m)



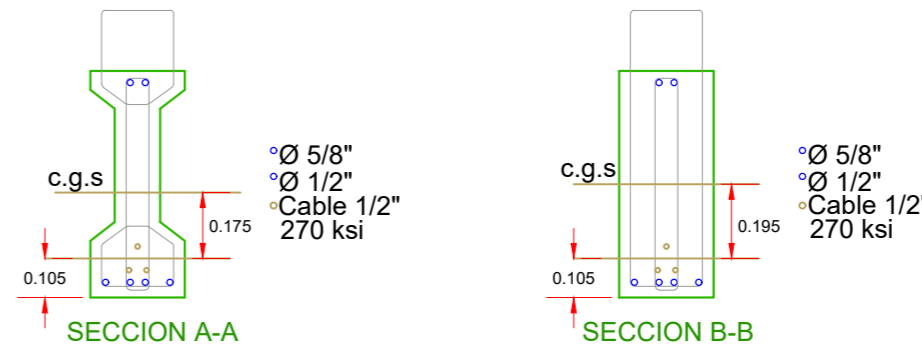
SECCION A-A SECCION B-B

## Pretensado 01 (0.25x0.60m)



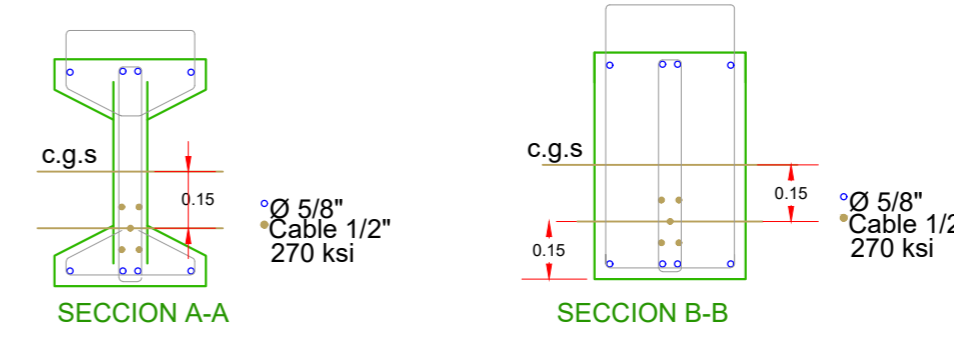
SECCION A-A SECCION B-B

## Pretensado 02 (0.25x0.60m)



SECCION A-A SECCION B-B

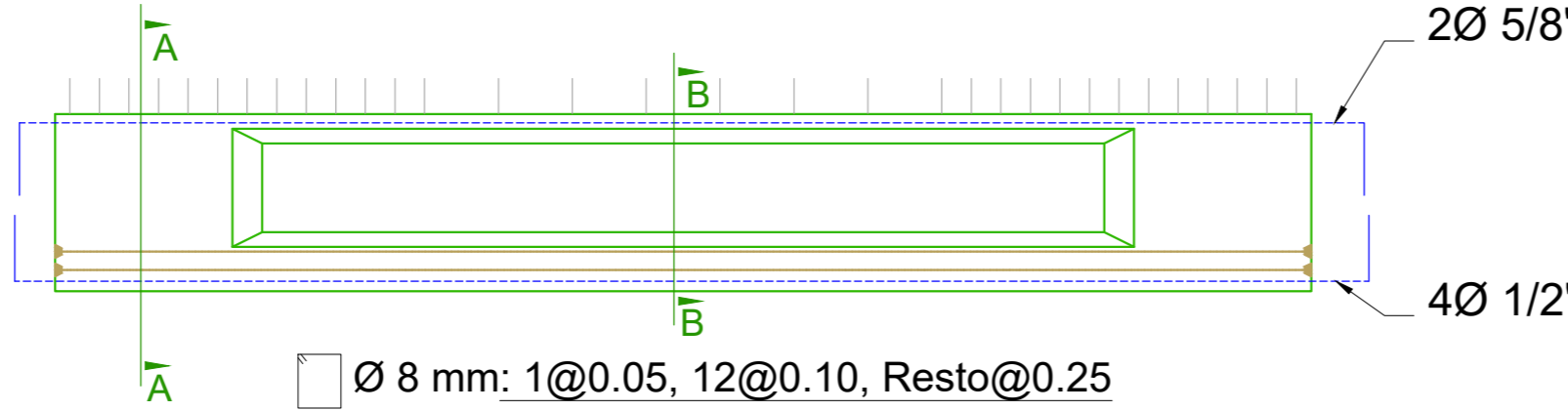
## Pretensado 03 (0.40 x 0.60 m)



SECCION A-A SECCION B-B

ESCALA: 1:20

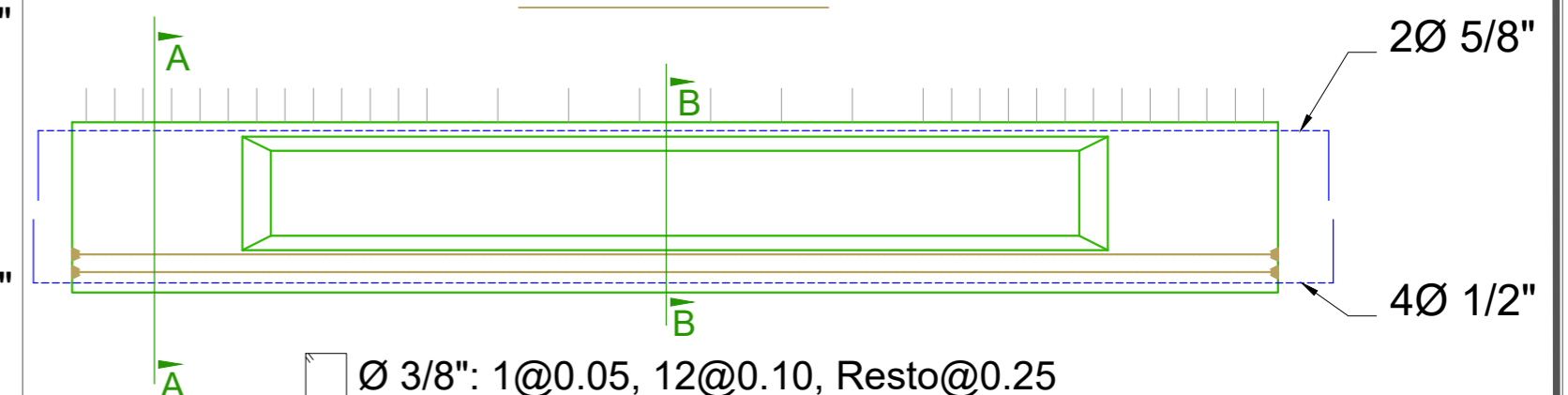
## Pretensado 01



Ø 8 mm: 1@0.05, 12@0.10, Resto@0.25

ESCALA: 1:25

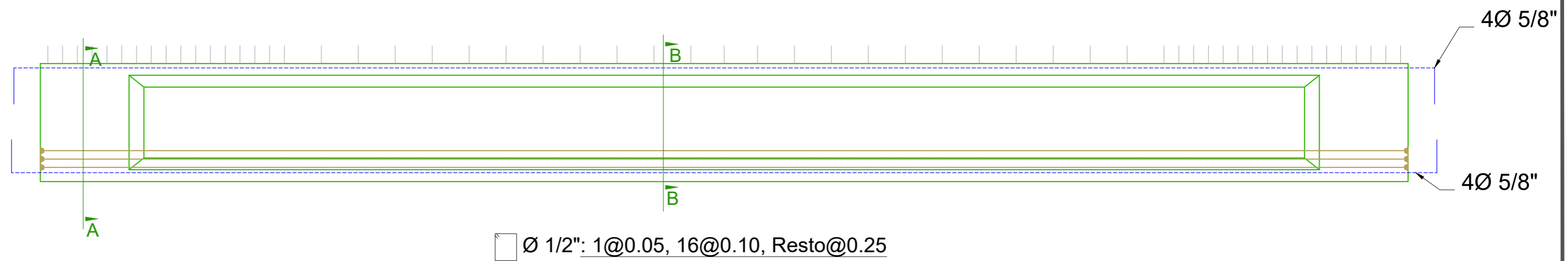
## Pretensado 02



Ø 3/8": 1@0.05, 12@0.10, Resto@0.25

ESCALA: 1:25

## Pretensado 03



Ø 1/2": 1@0.05, 16@0.10, Resto@0.25

ESCALA: 1:10



TÍTULO DE TESIS:

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

ELABORADO POR:

JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:

ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE ACERO

PLANO:

TENSADO DE VIGAS- SECCIONES DE VIGAS

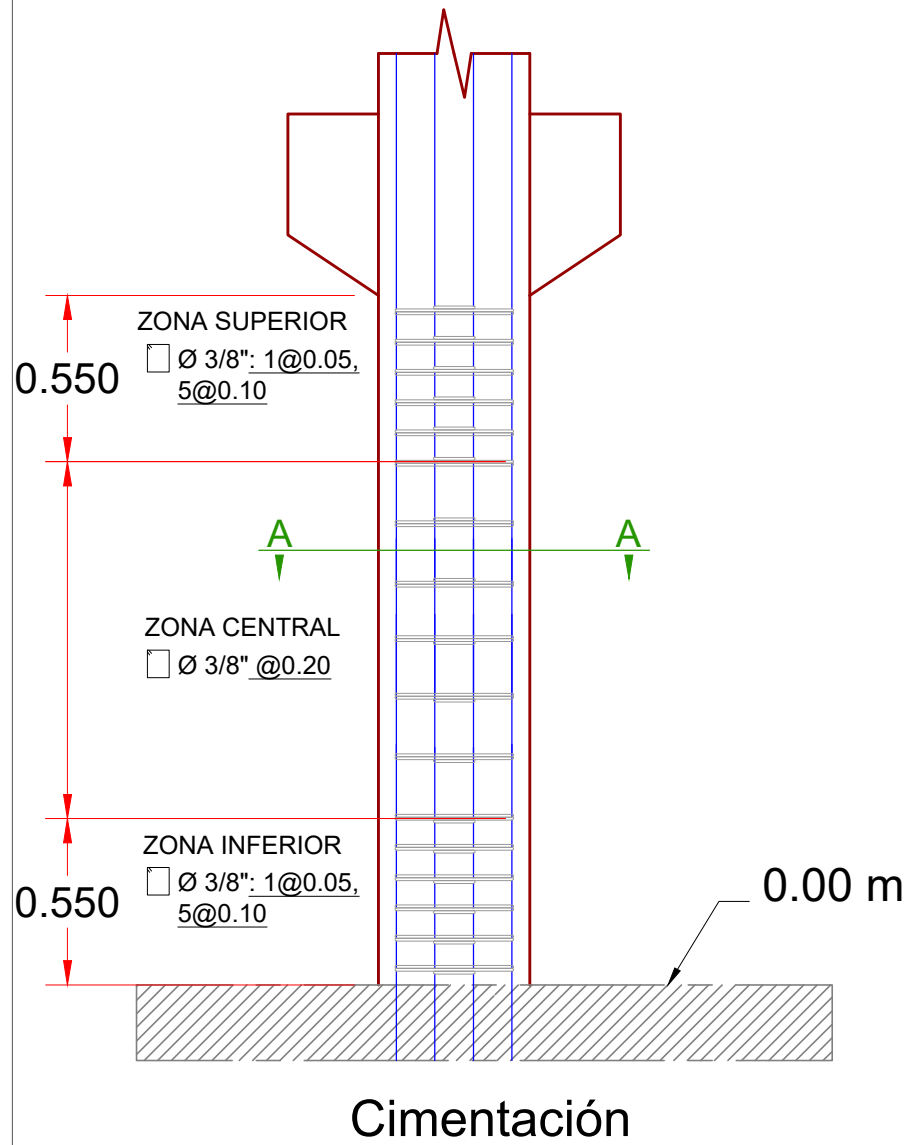
ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

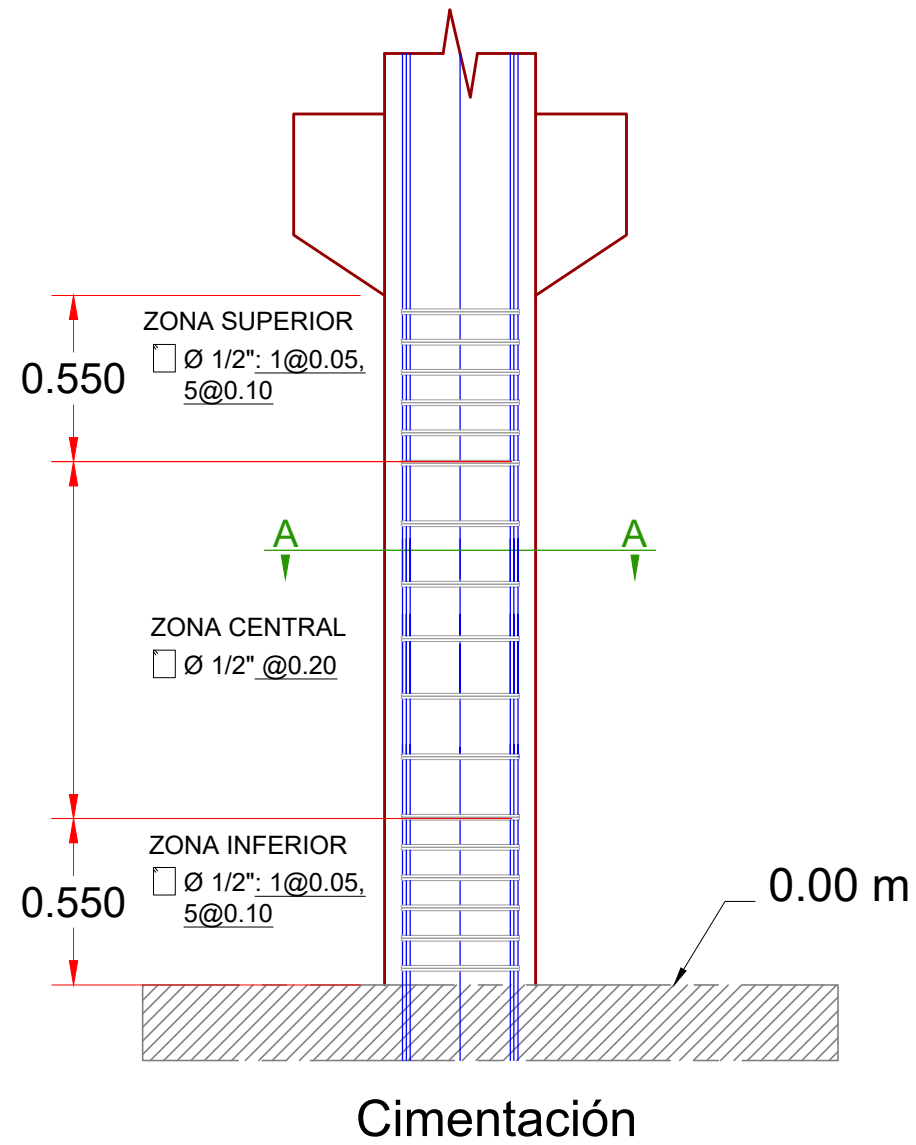
ESCALA: INDICADA

PLANO: E-19

### CONFINAMIENTO EN COLUMNAS C-01 Y C-03



### CONFINAMIENTO EN COLUMNAS C-02



TIPO	C-01 (0.50 m X 0.50m)	C-02 (0.50 m X 0.50m)	C-03 (0.50 m X 0.50m)
SECCION			
A-A	<p>0.500</p> <p>0.500</p> <p><math>\varnothing 1"</math></p> <p>12 <math>\varnothing 1"</math></p>	<p>0.500</p> <p>0.500</p> <p><math>\varnothing 1"</math></p> <p>16 <math>\varnothing 1"</math></p>	<p>0.500</p> <p>0.500</p> <p><math>\varnothing 3/4"</math></p> <p>12 <math>\varnothing 3/4"</math></p>



TÍTULO DE TESIS:  
 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO CON ARRIOSTRAMIENTOS DE ACERO

ELABORADO POR:  
 JHONATAN SEDANO CABRERA

PROYECTO:  
 ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICACIÓN CON CONCRETO PREFABRICADO Y ARRIOSTRES DE ACERO

PLANO:  
 ARMADO DE COLUMNAS Y SECCIONES

ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS