



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES
COMPUESTAS POR UN SISTEMA PRM DE HORMIGÓN
ARMADO E HÍBRIDO RCS**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR: FABIÁN STEFANO BUSTAMANTE ANDRADE

DIRECTOR: ING. RÓMULO RICARDO ROMERO GONZÁLEZ

MSc

AZOGUES -ECUADOR

2021

*No me gradué en los
50 años de La Cato!*



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES COMPUESTAS POR UN SISTEMA PRM DE HORMIGÓN ARMADO E HÍBRIDO RCS

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: FABIÁN STEFANO BUSTAMANTE ANDRADE

DIRECTOR: ING. RÓMULO RICARDO ROMERO GONZÁLEZ
MSc

AZOGUES-ECUADOR

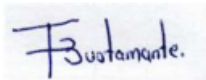
2021

*Yo me gradué en los
50 años de La Cato!*

Declaratoria de Autoría y Responsabilidad

Fabián Stefano Bustamante Andrade portador(a) de la cédula de ciudadanía N° **030215824-1**. Declaro ser el autor de la obra: **“Análisis estructural de edificaciones compuestas por un sistema PRM de hormigón armado e híbrido RCS”**, sobre la cual me hago responsable sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaro que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximo a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaro finalmente que mi obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también me responsabilizo y eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Azogues, **21 de julio de 2021**



Fabián Stefano Bustamante Andrade

C.I. **030215824-1**



Byron Alonso Torres Romo

Bibliotecario
Biblioteca Universitaria
MONS. "FROILAN POZO QUEVEDO"

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

En calidad de tutor del trabajo de titulación, presentado por el Sr. Fabián Stefano Bustamante Andrade para optar por el título de INGENIERO CIVIL, doy fe que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En la ciudad de Azogues, a los 21 días del mes de julio de 2021.



Ing. Rómulo Ricardo Romero González MSc.

DOCENTE DE LA UNIDAD ACADÉMICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CI: 030175708-4



Byron Alonso Torres Romo
Bibliotecario
Biblioteca Universitaria
MONS. "FROILAN POZO QUEVEDO"

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios por permitirme un día más de vida y es quien guía mi camino y brinda sabiduría al tomar mis decisiones; a mis padres Mónica y Fabián por apoyarme en todo momento y quienes con sus consejos me han permitido seguir adelante; a mi hermana Danna por su apoyo incondicional en las decisiones que tomo.

Quiero expresar un profundo agradecimiento a mi tutor, Ing. Ricardo Romero González, por darme la oportunidad de trabajar junto a él en esta investigación, quien confió en mí y colaboró con su conocimiento en esta investigación.

Este paso en mi vida no haya sido posible sin el apoyo de todos ustedes.

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mi abuelita Imelda (†) quién desde el cielo guía mis pasos, de la misma manera a mis abuelitos Teresa, Gilberto y Honorato quienes siempre están alentándome ante cualquier situación.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación pretende analizar el sistema estructural más eficiente y su factibilidad comparando dos sistemas aporticados de hormigón armado y sistema mixto o híbrido, esto mediante el diseño de dos modelos analíticos que se comporten ante todas las acciones gravitatorias y sísmicas. Se diseña para la localidad de Azogues ya que es una zona sísmica de interés que aportará criterios para un diseño posterior.

Asimismo, esta investigación está basada en tres ejes fundamentales, diseño, construcción y costo /beneficio.

Cabe manifestar que para el diseño se utiliza todos los lineamientos que dictan las normativas ecuatorianas vigentes y los códigos internacionales. Además, de bibliografía de países que ya han empezado hacer uso del sistema híbrido.

Finalmente se establecieron parámetros comparativos de los modelos, que servirán como guía metodológica para el diseño de estructuras de hormigón armado y mixtas, además, indicando el sistema que presta un mejor comportamiento estructural durante un evento sísmico.

Palabras Claves: Acero, hormigón, sismorresistencia, sistemas híbridos, pórticos a momento.



Byron Alonso Torres Romo
Bibliotecario
Biblioteca Universitaria
MONS. "FROILAN POZO QUEVEDO"

ABSTRACT

This thesis aims to analyze the most efficient structural system as well as its feasibility, by comparing two reinforced concrete and mixed or hybrid systems, through the design of two analytical models that behave under all gravity and seismic actions. It is designed for the town of Azogues since it is a seismic zone of interest. Likewise, this research is based on three fundamental axes: design, construction, and cost/benefit. It should be noted that for the design, all the guidelines dictated by current Ecuadorian regulations and international codes are used. Additionally, a bibliography of countries that have already started to use the hybrid system was used. Finally, comparative parameters of the models were established, which will serve as a methodological guide for the design of reinforced and composite concrete structures, as well as indicating the system with the best structural performance.

Keywords: Steel, concrete, seismic resistance, hybrid systems, moment portal frames.

INDICE DE CONTENIDO

1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1 General.....	2
1.2.2 Específicos	2
1.3. Problemática.....	2
1.3.1 Delimitación del Problema.....	3
1.4. Justificación.....	3
1.5. Construcción en el Ecuador.....	4
1.6. Antecedentes Sísmicos en el Ecuador.....	4
1.7. Ubicación del Proyecto	5
1.8. Propuesta arquitectónica	5
1.9. Normativa NEC	6
1.9.1 Cargas y Solicitaciones	7
1.10. Capacidad de carga del suelo	8
2. MARCO TEÓRICO.....	9
2.1 Diseño de edificios de hormigón armado	9
2.2 Diseño de edificios mixtos o híbridos	9
2.3 Conceptos estructurales	10
2.3.1 Losa.....	10
2.3.2 Vigas	10
2.3.3 Columnas.....	11
2.3.4 Nudos	11
2.3.5 Método de Diseño LRFD	11
2.3.6 Cargas de Diseño	12
2.3.7 Análisis Modal Espectral	12
2.3.8 Espectro de Respuesta.....	12
2.3.8.1 Elaboración del Espectro de Respuesta	14
2.3.8.2 Espectro de respuesta inelástico.....	14
2.3.8.3 Período de vibración basado en la NEC	15
3. ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO	16

3.1	Predimensionamiento de la estructura	16
3.1.1	Predimensionamiento de losa nervada de hormigón armado.....	16
3.1.2	Predimensionamiento de una columna de Hormigón Armado	18
3.1.2.1	Determinación de cargas actuantes.....	18
3.1.3	Predimensionamiento de una viga de Hormigón Armado	22
3.2	Procedimiento para el Modelado en Etabs.....	26
3.3	Procedimiento y Comprobación del modelo analítico en Etabs.	28
3.3.1	Cortante Basal Estático	29
3.3.2	Cortante Basal Dinámico	30
3.3.3	Derivas	31
3.3.4	Distorsión	32
3.3.5	Deflexiones.....	33
3.3.6	Asentamiento.....	33
3.4	Diseño de Columna	34
3.5	Diseño de Vigas.....	37
3.6	Columna Fuerte Viga Débil.....	41
3.7	Nudo Fuerte	42
4.	ESTRUCTURA MIXTA.....	45
4.1	Predimensionamiento de la estructura mixta o híbrida.....	45
4.1.1	Predimensionamiento de Deck Metálico	45
4.1.2	Prediseño de columnas de hormigón armado.....	45
4.1.3	Predimensionamiento de una viga de acero	46
4.1.3.1-	Propiedades mecánicas de las vigas	47
4.1.4	Control de Deformaciones en vigas de acero.....	51
4.1.5	Vigas Principales	51
4.2	Modelamiento en Etabs	53
4.2.1	Cortante Basal Estático	53
4.2.2	Cortante Basal Dinámico	54
4.2.3	Derivas	55
4.2.4	Deflexiones.....	55
4.3	Diseño de la columna de Hormigón para la estructura mixta	56
4.4	Diseño de Vigas de Acero.....	58
4.5	Conexión Columna de Hormigón Armado y Viga de Acero	60

4.6 Conexión End Plate Unstiffened	61
4.7 Procedimiento de Diseño Conexión End Plate (4E).....	62
4.8 Diámetro del perno para conexión	63
4.9 Espesor de la placa	64
4.10 Fuerza de Patín	65
5.Cimentación.....	68
5.1 Altura del plinto.....	69
5.2 Diseño de Zapata	69
5.2.1 Verificación de Cortante.....	69
5.2.2 Verificación por Punzonamiento	70
5.2.3 Verificación por Aplastamiento	71
5.2.4 Verificación por Flexión	71
5.5 Diseño estructural de la Zapata	72
6. ANALISIS ECONÓMICO.....	75
6.1 Cantidades de obra.....	75
6.2 Análisis de precios.....	75
6.3 Presupuesto estructura de hormigón armado	76
6.4 Presupuesto estructura mixta o hibrida	77
7. ANÁLISIS DE RESULTADOS	78
7.1 Aspecto de Diseño	78
7.1.1 Diseño de estructuras de Hormigón Armado	79
7.1.1.1 Ventajas	79
7.1.1.2 Desventajas	79
7.1.2 Diseño de estructuras Mixtas o Híbridas	80
7.1.2.1 Ventajas	80
7.1.2.2 Desventajas	80
7.2.1 Construcción y mano de obra.....	80
7.2.1.1 Ventajas en la construcción en Hormigón Armado	81
7.2.1.2 Desventajas en la construcción de Hormigón Armado	81
7.2.1.3 Ventajas en la construcción de estructuras mixtas	82
7.2.1.3 Desventajas estructuras mixtas	82
7.3 Comportamiento Estructural	82
7.3.1 Esfuerzos en los elementos estructurales	83

7.3.1.1 Esfuerzos en estructura de hormigón	83
7.3.1.2 Esfuerzos en estructura Híbrida	83
7.3.2 Comparaciones estructurales.....	84
7.3.2.1 Secciones Transversales Hormigón Armado	84
7.3.2.2 Secciones Transversales Híbridadas	84
7.3.3 Derivas	85
7.3.3.1 Derivas Estructura de Hormigón.....	85
7.3.3.2 Derivas Estructura Híbrida	85
7.3.4 Deflexiones.....	85
7.3.4.1 Deflexiones en estructura de Hormigón Armado e Híbridadas	85
7.3.5 Peso de las estructuras	85
7.4 Análisis Económico	86
7.4.1 Estructura Híbrida.....	86
7.4.2 Estructura de Hormigón Armado	86
7.4.3 Análisis Comparativo	87
8.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	89
8.1 Conclusiones.....	89
8.2 Recomendaciones	90
9.- BIBLIOGRAFIA	91
10.- Anexos.....	92

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación del Proyecto	5
Figura 2 Distribución Arquitectónica y ejes en planta	6
Figura 3 Fachada Arquitectónica y ejes en elevación	6
Figura 5 Componentes del Espectro elástico de Diseño	13
Figura 6 Análisis de una losa alivianada	17
Figura 7 Diagrama de interacción para el diseño de columnas.	19
Figura 8 Separación de estribos y longitud de confinamiento en columnas.	20
Figura 10 Separación de estribos y longitud de confinamiento en vigas.	23
Figura 11 Cuantía balanceada de una viga	24
Figura 12 Diámetro mínimo de doblado de ganchos para estribos	24
Figura 13 Predimensionamiento de vigas de hormigón armado	25

Figura 14 Ingreso de las propiedades del material	26
Figura 15 Ingreso de las secciones Vigas y Columnas	27
Figura 16 Asignación de elementos estructurales en el modelo Etabs	27
Figura 17 Ingreso del Espectro de diseño al Etabs y aceleración	28
Figura 18 Flujograma de diseño y comprobaciones en Etabs	29
Figura 19 Verificación Cortante Basal Estático	30
Figura 20 Cortante Basal Estático	30
Figura 22 Curvas de derivas en el Sismo en X e Y	32
Figura 23 Traslación en Y para cálculo de distorsión.....	32
Figura 24 diagramas de momentos y deflexiones en la viga más desfavorable.	33
Figura 25 Modelado en Etabs.	34
Figura 26 Columna a diseñar dentro del edificio	35
Figura 27 Diagrama de interacción para columnas de Hormigón Armado	36
Figura 28 Hoja de Cálculo en Mathcad para el Diseño de columnas axial y biaxial	36
Figura 29 Verificaciones de la Sección de columna en hormigón Armado.....	37
Figura 30 Viga a diseñar dentro de la edificación	38
Figura 31 Diseño de Vigas de Hormigón Armado	39
Figura 32 Distribución de estribos para las vigas.....	40
Figura 33 Verificaciones de las secciones de viga	40
Figura 34 Área efectiva del nudo y nudo a analizar	41
Figura 35 Chequeo Columna Fuerte Viga Débil	42
Figura 36 Ingreso de datos para chequeo de Conexión	43
Figura 37 Comprobación de adherencia de hierros	43
Figura 40 Ejemplo de una sección formada por un perfil laminado y la distribución en el modelo	47
Figura 41 Curva de Plastificación de una viga de Acero	49
Figura 42 Modelación en el software Etabs de la estructura mixta.....	53
Figura 43 Cortante basal estático de la estructura mixta.....	54
Figura 44 Cortante Basal Dinámico.....	54
Figura 45 Derivas en el software Etabs.....	55
Figura 46 Diagramas de momento, corte y deflexiones.....	55
Figura 47 Diagrama de interacción de columna de hormigón armado	57
Figura 48 Ingreso de datos para el diseño de columna de hormigón armado	57
Figura 50 Diagrama de momentos para el Diseño de Vigas de acero Trabe	59

Figura 52 Conexión Híbrida Viga-Columna	61
Figura 53 Geometría de la conexión end plate	65
Figura 54 Detalle de conexión a momento End Plate (4E)	66
Figura 55 Diseño de una conexión End Plate 4E	67
Figura 56 Detalle conexión a momento	67
Figura 57 Distribución de presiones en la zapata	68
Figura 58 Distribución de presiones por cortante en la zapata.....	70
Figura 59 Efecto del punzonamiento en una zapata	71
Figura 60 Efecto de la flexión sobre una zapata.....	72
Figura 61 Longitud de desarrollo en un plinto aislado	73
Figura 62 Diseño del plinto Aislado	74
Figura 63 Diseño de zapatas Aisladas.....	74
Figura 64 Plantilla de Cantidades de Obra.....	75
Figura 65 Presupuesto de la estructura de Hormigón Armado.....	76
Figura 66 Desglose del presupuesto de la estructura de Hormigón Armado	76
Figura 67 Presupuesto de la estructura mixta o híbrida	77
Figura 68 Desglose del presupuesto de la estructura mixta o híbrida.....	77

INDICE DE TABLAS

Tabla I Tabla Resumen de los coeficientes para espectro de respuesta Azogues	14
Tabla II Cuadro de resumen de los factores para la reducción del espectro	15
Tabla III Tabla resumen de Steiner.....	17
Tabla IV Pesos de cargas muertas	18
Tabla V Cargas vivas	18
Tabla VI Secciones Transversales Predimensionadas de columnas de Hormigón Armado	22
Tabla VII Secciones Transversales predimensionadas de vigas de Hormigón Armado.	26
Tabla VIII Resumen derivas.....	31
Tabla IX Cuadro resumen de Cargas y momentos para el diseño de Columnas.	35
Tabla X Resumen de Momentos, Cortante para el diseño de Vigas.....	38
Tabla XI Pesos de Cargas Muertas	46
Tabla XII Resumen de vigas predimensionadas Principales y Secundarias.....	53
Tabla XIII Resumen de Derivas	55

Tabla XIV Tabla Resumen de Cargas y Momentos para el diseño de columnas	56
Tabla XV Limites para la conexión end plate precalificada	63
Tabla XVI Limites para los esfuerzos de tensión (Ft) en ksi para conectores en conexiones	64
Tabla XVII Bibliografía para el diseño de las estructuras de hormigón armado y mixtas	79
Tabla XVIII Tabla resumen de las verificaciones realizadas en las estructuras	86
Tabla XIX Análisis Económico Comparativo.....	87
Tabla XX Cantidades comparativas de Columnas entre una estructura de hormigón armado y mixtas.....	88

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

Los materiales más utilizados en las estructuras a nivel mundial han sido el acero (1706 en Londres) y hormigón armado (1875 Estados Unidos) [1]; sin embargo, debido a las nuevas exigencias arquitectónicas y a los fenómenos de la naturaleza se ha buscado alternativas de combinar materiales con la finalidad de obtener una estructura que garantice tres aspectos que son: seguridad, comodidad y economía.

Es por tal motivo que durante las décadas 70-80 se ha desarrollado un sistema combinado o híbrido RCS (Reinforced Concrete (RC) Columns and Steel (S) Beams) que consiste en marcos a momento formados por vigas de acero y columnas de concreto reforzado [2], que busca aprovechar la sinergia entre las propiedades mecánicas de los materiales antes descritos, surgiendo además como una alternativa en países como Japón y Estados Unidos para obtener una estructura eficiente desde el punto de vista de resistencia, rigidez y capacidad de deformación, beneficiándose de la capacidad de compresión del hormigón armado en las columnas y la capacidad de flexión en las vigas de acero, permitiendo también implementar nuevas técnicas de construcción que reducen la velocidad del proceso constructivo.

Esta investigación pretende realizar una comparación técnica y económica entre dos sistemas estructurales que son: Pórtico Resistente a Momento de Hormigón Armado (PRM) y Pórticos de columnas de Hormigón con vigas de acero (RCS), esto en base a un diseño de un modelo analítico que represente lo más fielmente posible a una estructura real, esto se logrará con la ayuda de softwares especializados y bajo el cumplimiento que dictan los códigos y normas vigentes como: ACI (American Concrete Institute), AISC (American Institute of Steel Construction) y la NEC (Norma Ecuatoriana de la construcción), y finalmente se logre determinar si una estructura híbrida puede ser factible en su implementación en una zona sísmica como Azogues, analizando variables como el comportamiento estructural, tiempo estimado de construcción y los costos respecto a una de hormigón armado

1.2. Objetivos

1.2.1 General

Diseñar una estructura con el sistema mixto o híbrido RCS, a través de un modelo analítico y la aplicación de normativas de diseño vigente, que permitan evaluar su comportamiento y costo económico comparado con un sistema convencional (PRM) de Hormigón Armado.

1.2.2 Específicos

- Contrastar la información bibliografía para el diseño de estructuras de hormigón armado e híbridas mediante repositorios, códigos y normativas vigentes.
- Analizar la teoría referente al predimensionamiento de los elementos estructurales basados en la NEC y métodos alternativos, para que cumplan con los requerimientos y especificaciones técnicas, mediante la programación de datos en MathCad Prime, y comprobación en el software Etabs.
- Determinar el comportamiento estructural de las edificaciones de hormigón armado e híbridas, para su comparación técnica mediante los criterios especificados en normas nacionales e internacionales vigentes.
- Determinar el costo de las estructuras híbridas o mixta para una evaluación económica a través de análisis de precios y compararlas con las de hormigón armado.

1.3. Problemática

Cuando se plantea un sistema estructural diferente a los convencionales, surge el gran problema de las personas involucradas en un proyecto (clientes, ingenieros y constructores) que, debido al desconocimiento y falta de información sobre los sistemas híbridos o mixtos (RCS), son descartados directamente sin justificaciones técnicas que validen o no la utilización de los mismos.

Por tal motivo, existe un pensamiento renuente a los sistemas estructurales mixtos, a consecuencia de la falta de investigación sobre la metodología de diseño o recomendaciones sobre su aplicación o no del sistema y que cumpla con los aspectos importantes de un proyecto como: la seguridad respecto al diseño sismorresistente de la edificación considerando factores sísmicos de la zonas y tipos de suelo, la comodidad de los usuarios tomando en cuenta la interrelación entre la propuesta arquitectónica - estructural y como principal el factor económico para decidir en la viabilidad del proyecto

comparado con un sistema convencional de Pórtico Resistente a Momento de Hormigón Armado (PRM).

1.3.1 Delimitación del Problema

Esta investigación permitirá determinar si un sistema mixto o híbrido (RCS) puede ser una alternativa viable en la ciudad de Azogues, considerando su comportamiento estructural ante los factores sísmicos y tipo de suelo de la zona, además, el costo final de la estructura y su posterior comparación con un sistema tradicional de hormigón armado.

Para lograr el acometido será necesario el diseño y análisis de los dos modelos analíticos que constan de 4 niveles (elevación de 12 metros) con luces de entre 4 y 6 metros de longitud; dentro del análisis estructural se tomarán en cuenta variables importante como: momentos, esfuerzos, deflexiones y derivas en los distintos elementos estructurales a ser diseñados como: zapatas, columnas, vigas, losas y conexiones, que serán los que definan el comportamiento de cada estructura y su costo final.

Cabe mencionar que el diseño se basará en el método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), asimismo, las cargas de diseño y el aspecto sísmico se usarán de los diferentes factores y coeficientes de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC) la cual regula los parámetros de diseño en el país. [3]

Los análisis serán verificados en diferentes softwares especializados como Sap 2000, Etabs, Robot Structure y hojas de cálculo en Excel o Math Cad Prime, que permitan validar su funcionamiento apegadas estrictamente a los criterios y normas técnicas vigentes

1.4. Justificación

Las exigencias arquitectónicas han obligado que los ingenieros civiles busquen nuevas alternativas para garantizar sus proyectos en el campo estructural, por lo que una de las soluciones que han surgido en la actualidad es la de usar estructuras híbridas. En consecuencia, este trabajo de titulación pretende analizar una alternativa que se ha desarrollado en países como Japón y Estados Unidos las cuales consisten en aprovechar al máximo las propiedades mecánicas de los materiales (hormigón y acero) mediante el uso de sistemas RCS [4], sin embargo, las situaciones tanto constructiva y de costos en los país Ecuador son distintas, esto hace que exista cierto escepticismo por parte de los ingenieros de usarlas y por tal motivo la importancia de esta investigación para realizar

un diseño comparativo y generar parámetros específicos que sirvan como guía para el desarrollo de una estructura híbrida RCS, así también, establecer criterios de si es viable o no utilizar este sistema en la ciudad de Azogues y compararlo con un sistema convencional de Hormigón Armado.

1.5. Construcción en el Ecuador

Uno de los sectores más importantes para el desarrollo del Ecuador en cuanto al PIB (Precio Interno Bruto) es el sector de la construcción con alrededor de 8.17% [5], además, la importancia de generar empleos e inversión al país, sin embargo, en la actualidad , debido a los momentos difíciles que se encuentra atravesando el mundo, este sector se ha visto debilitado por la pandemia del Covid-19, a pesar de aquello, la construcción se ha recuperado paulatinamente y ha buscado la manera de reinventarse, realizando obras o construcciones con más eficiencia, aprovechando recursos y buscando un costo/ beneficio considerable [5].

En el país, la construcción de viviendas familiares son las que más demanda presenta , debido al constante crecimiento poblacional y la necesidad de un lugar que brinde seguridad y comodidad para las personas; a lo largo de los años, el material que ha predominado en las viviendas ha sido el hormigón armado, esto debido a factores como: Facilidad constructiva, bajo costo y un pensamiento muy común de las personas que es “brinda mayor seguridad”, otro material que en los últimos años ha tomado mayor fuerza en el sector constructivo es el acero estructural, sin embargo, este presenta desventajas como: un mayor costo, necesidad de personal calificado y de mantenimiento, en ambos casos, los dos presentan comportamientos adecuados cuando se diseñan y se construyen de manera adecuada siguiendo los protocolos y normativas vigentes.

1.6. Antecedentes Sísmicos en el Ecuador

Ecuador es un país que forma parte del denominado “Cinturón del Fuego del Pacífico”, considerándose una zona de alta actividad sísmica, esto quedó demostrado el 16 de Abril de 2016, cuando un sismo de magnitud de 7.8 (Mw) con epicentro en Pedernales sacudió al Ecuador [6], generando uno de los peores desastres naturales en la historia, dejando como resultado personas fallecidas, heridas, desaparecidas y cuantiosas pérdidas económicas, quedando de manifiesto la vulnerabilidad sísmica en las construcciones y la falta de conocimiento sobre sismo-resistencia.

1.7. Ubicación del Proyecto

El modelo estructural planteado, se ha considerado en la ciudad de Azogues, debido a que corresponde a una zona sísmica de relevancia y puede aportar recomendaciones para futuros diseños en la localidad. A continuación, se indica un mapa temático de la zona de ubicación (véase figura 1).

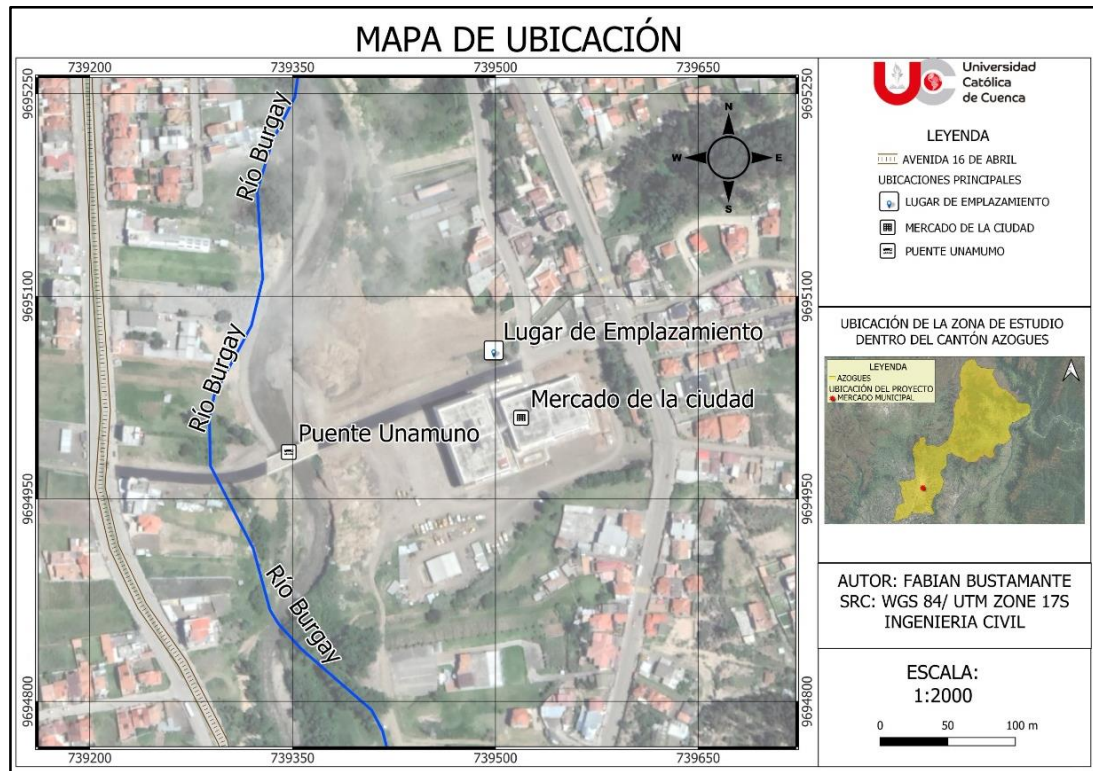


Figura 1 Ubicación del Proyecto **Fuente:** Elaboración Propia

1.8. Propuesta arquitectónica

Para el proyecto de diseño estructural en las edificaciones, se considerará la siguiente propuesta arquitectónica (véase figura 2), en este se puede observar luces que van desde los 4 metros hasta los 6 metros, cabe mencionar que la edificación es de categoría familiar de 4 niveles con una altura de entrepiso de 3.30 m (véase figura 3).



Figura 2 Distribución Arquitectónica y ejes en planta **Fuente:** Elaboración propia



Figura 3 Fachada Arquitectónica y ejes en elevación **Fuente:** Elaboración propia

1.9. Normativa NEC

La normativa vigente que rige el diseño sismorresistente en el país es la NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción) la cual presenta los requerimientos y metodologías a ser utilizadas en el diseño de edificaciones [7], además, estas son complementadas con normativas internacionales reconocidas como es el caso de la ACI (American Concrete Institute) y la AISC (American Institute of Steel Construction) 360

que ponen a disposición del calculista o profesional encargado conceptos de ingeniería sísmica necesarias para su aplicación y facilite la toma de decisiones. Para este proyecto de investigación se utilizarán algunos capítulos específicos de la normativa NEC tales como:

- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 1-2-3-4.
- Guía para estructuras de hormigón armado.
- Guía para estructuras de acero.

1.9.1 Cargas y Solicitaciones

Como se definió anteriormente, para el diseño sismo-resistente de las edificaciones tanto de hormigón armado y estructuras mixtas de ocupación familiar, consta de 4 niveles, por lo tanto, las solicitaciones que se tomarán en cuenta para el diseño serán las cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas que establecen los códigos [7].

a) Cargas Muertas

Según el autor Hibbeler considera que “las cargas muertas son los pesos de los diversos estructurales y los pesos de todos los objetos que están unidos de manera permanente a la estructura” para el diseño se considera: peso propio de los elementos estructurales, pesos de las mamposterías, acabados e instalaciones [1].

b) Cargas Vivas

Según el autor Hibbeler considera que “las cargas vivas pueden variar tanto en su magnitud como en su ubicación” Los estados de cargas vivas han sido evaluados de acuerdo a las disposiciones del NEC-SE-DS, las mismas que serán ubicadas en la estructura dependiendo de su forma de acción [1].

c) Cargas sísmicas

Según el autor Hibbeler “Los sismos producen cargas sobre una estructura a través de su interacción con el suelo y las características de respuesta. Estas cargas resultan de la distorsión de la estructura a causa del movimiento del suelo y la resistencia lateral de la estructura” [1].

Para la evaluación de la carga sísmica se ha tomado en cuenta los requerimientos del código NEC-SE-DS el cual exige el modelado de un espectro de respuestas de acuerdo a la zona de peligrosidad sísmica que rige en el Ecuador.

1.10. Capacidad de carga del suelo

Para el diseño de las cimentaciones, se considerará los valores de un estudio de suelo realizado en el sector, con una capacidad portante de $Q_{adm}=20 \text{ Tn/m}^2$, y un tipo de suelo **D** para el análisis del espectro de respuesta.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Diseño de edificios de hormigón armado

El material predominante en la construcción durante años ha sido el hormigón armado o concreto reforzado, el cual consta de la combinación de dos materiales, el concreto u hormigón que es una mezcla entre arena, grava, roca triturada, en ocasiones con uno o más aditivos para cambiar las propiedades del hormigón, y el acero que proporciona la resistencia a tensión que carece el hormigón, además, es capaz de resistir fuerzas de compresión y es usado en elementos como vigas, columnas y zapatas, cabe mencionar que este material ha presentado varias ventajas como son: estructuras muy rígidas, requiere de poco mantenimiento, mano de obra de baja calificación, comparado con otros materiales presenta una larga duración y su costo es considerablemente bajo [1].

Actualmente, en el país y en la zona de Azogues es la estructura más común para edificaciones tipo vivienda, es importante mencionar que estas estructuras tienen que ser diseñadas bajo lo que dictan los códigos y construidas como manda el diseño, para garantizar la seguridad de los ocupantes y de la estructura como tal.

En Ecuador, los códigos que rigen el diseño estructural es la NEC-SE-DS Tomo de Hormigón Armado [7], que a su vez están basados en normas internacionales como la ACI, y en la cual este proyecto estará basado, con la finalidad que el modelo analítico sea lo más próximo a la realidad y cumpla con todos los parámetros establecidos.

2.2 Diseño de edificios mixtos o híbridos

Como se ha presentado anteriormente, en países como Japón y Estados Unidos [4], se ha desarrollado un nuevo sistema constructivo como el RCS, que consiste en una configuración de marcos a momento, que están compuestos por vigas de acero y columnas de hormigón, según investigaciones previas para estos países ha sido una solución importante al verse beneficiada por la sinergia de los dos materiales, por una parte el hormigón que tiene una capacidad muy alta en compresión y por otra parte el acero que presenta una característica importante a tensión, llegando a reflejarse principalmente en la disminución de costos, así también, distinta bibliografía menciona las siguientes ventajas como: disminución de secciones en vigas, disminución del tiempo de construcción, sin embargo, existe todavía incertidumbre del comportamiento de los

marcos durante los sismos específicamente en las conexiones de los elementos estructurales (viga-columna) [9], esto hace que profesionales no opten aún por esta alternativa.

Si bien es cierto, aun no existen normativas o códigos que rigen este sistema en específico, los autores [2], manifiestan que para el diseño se tiene que considerar las normativas de la ACI 318 y la AISC 360 correspondiente, para este proyecto, además, se basaran los diseños en normativas tales como la NEC en su tomo correspondiente a estructuras de acero y a las de hormigón armado.

2.3 Conceptos estructurales

A continuación, se definirán conceptos comunes entre los dos sistemas y relevantes para la comprensión del lector sobre el tema estudiado, basado en bibliografía destacada.

A continuación, se indican los elementos estructurales que son:

2.3.1 Losa

Son elementos estructurales que sirven como pisos en cada nivel de una edificación, estos elementos no se diseñan para soportar sismos sino para cargas distribuidas o puntuales en función del uso que tendrá la edificación ya sea de vivienda, comerciales entre otras, además, las cargas que se distribuye en la losa serán direccionado hacia las vigas, en este análisis se utilizarán dos tipos de losas: alivianadas con bloques de hormigón y acero para la estructura de hormigón armado, así como la losa metálica o Deck para la estructura mixta [3].

2.3.2 Vigas

En una edificación uno de los elementos principales para un sistema aporticado es la viga, la cual se define como: un elemento en posición horizontal que a su vez son apoyados sobre las columnas y son capaces de recibir las cargas de las losas , existen diferentes tipos de materiales para las vigas, sin embargo para la investigación se diseñaran dos tipos de vigas, de hormigón armado y de estructura de acero, cabe mencionar que el diseño de estos elementos deberán garantizar la sismorresistencia por lo tanto, deberá cumplir con parámetros que establecen las normativas vigentes [4].

2.3.3 Columnas

Las columnas se definen como los elementos verticales rígidos que son capaces de soportar fuerzas tanto de compresión y flexión, siendo uno de los elementos más importantes dentro de la estructura, para su diseño deben prevalecer los criterios sismorresistentes, en esta investigación en los dos casos de estudio se analizará columnas de hormigón armado [4].

2.3.4 Nudos

Si bien tanto la columna y las vigas son elementos de alta importancia en una estructura, el nudo o conexión de las mismas será la que garantice la estabilidad e integridad de la edificación, por lo tanto, deberán ser capaces de soportar los efectos durante un sismo, para este particular las Normativas ACI 352 RS y AISC 358 brindan ciertas especificaciones que se deben considerar para su diseño (estos criterios se verán en el acápite correspondiente a diseño de nudos) , estableciendo los distintos tipos (véase figura 4):

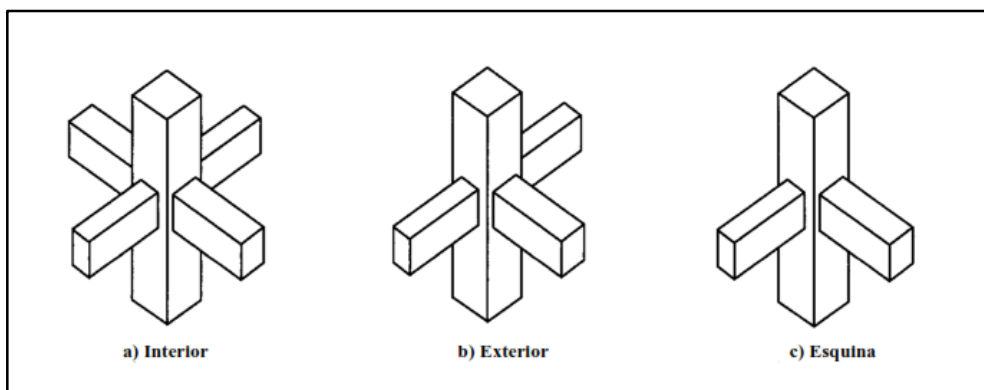


Figura 4 Tipos de nudos en las estructuras Fuente ACI 352 [12]

2.3.5 Método de Diseño LRFD

Según el autor Hibbeler el método LRFD se basa en una evaluación de una serie de estados límites, aplicándolo como una condición para los materiales, dimensiones y mano de obra, es decir se aplicará un factor de reducción o de mayorización para cada componente, por ejemplo, un coeficiente de 0.90 para miembros sometidos a tracción, 0.85 para miembros a compresión entre otros [1].

Además, el método LRFD, presenta combinaciones de cargas, con la finalidad de prever su ocurrencia, para el caso particular de estudio se usarán las que se muestran a continuación.

$$1.4 D \quad (1)$$

$$1.2D + 1.6L \quad (2)$$

$$1.2D + L \pm E \quad (3)$$

$$0.9D \pm E \quad (4)$$

Donde

D: Cargas muertas (Dead)

L: Cargas vivas (Live)

2.3.6 Cargas de Diseño

Los códigos ACI y NEC, definen dos tipos de cargas, las muertas (Dead) que son los pesos de los diversos estructurales y los pesos de todos los objetos que están unidos de manera permanente a la estructura y las cargas vivas (Live) que pueden variar tanto en su magnitud como en su ubicación, estas permitirán que el análisis a realizar se apegue de manera muy cercana a la realidad de la estructura, para el caso de este proyecto se tomaran las cargas que indica el apéndice 4 de la NEC en su libro de cargas No sísmicas referente a valores de cargas muertas y vivas (pág. 21 a 30), los valores se indicaran en el acápite de diseño de los elementos estructurales.

2.3.7 Análisis Modal Espectral

Según el autor Diego Rodríguez el análisis modal espectral es un método para estimar los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural. “Esto tiene como base que la vibración del suelo será transmitida a toda la estructura por medio de sus elementos como columnas, vigas y como consecuencia las masas se moverán o desplazarán en forma referente al suelo” [5].

2.3.8 Espectro de Respuesta

Un aspecto a considerar durante el diseño, es el fenómeno del sismo, debido a que, si no es controlado o diseñado bajo criterios sismorresistentes, provoca efectos devastadores como sucedió aquel 16 de abril de 2016 en Ecuador, [6] que causó la muerte de personas, daños estructurales irreversibles y cuantiosas pérdidas económicas. Por tal motivo los investigadores han desarrollado un indicador de comportamiento de una estructura durante el sismo mediante un “gráfico de respuesta máxima (expresada en términos de

desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad” (véase figura 5) [3].

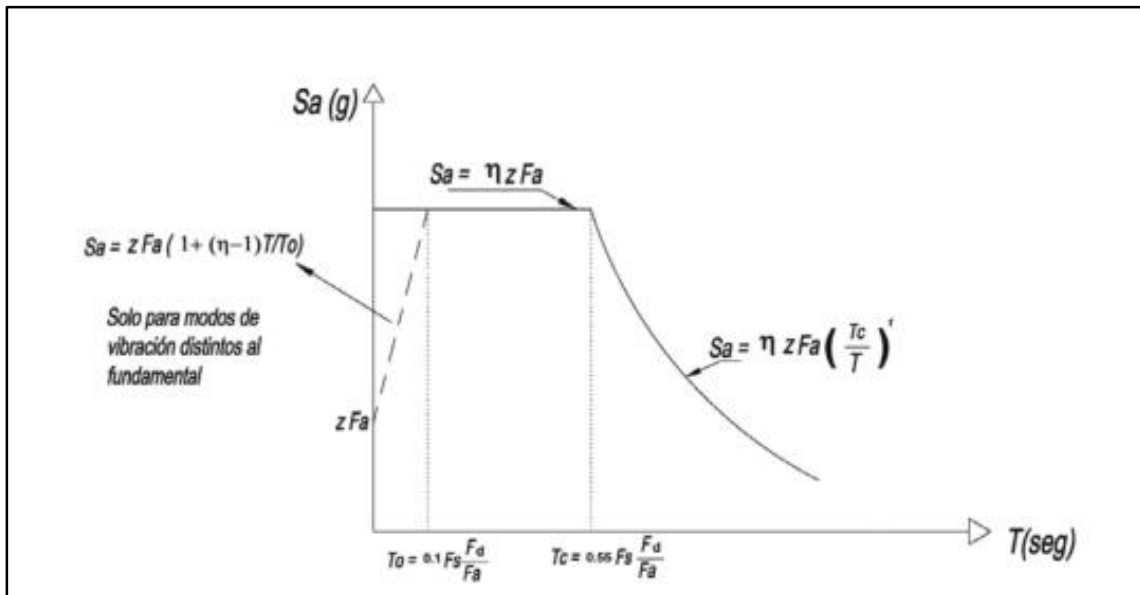


Figura 5 Componentes del Espectro elástico de Diseño **Fuente:** NEC [7].

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s)

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo, considera el comportamiento no lineal de los suelos.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad).

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_0 : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

2.3.8.1 Elaboración del Espectro de Respuesta

Para la evaluación de la carga sísmica se ha tomado en cuenta los requerimientos del código NEC-SE-DS libro de peligro sísmico tomo 1-4, el cual exige el modelado de un espectro de respuestas de acuerdo a la zona de peligrosidad sísmica que rige en el Ecuador. A continuación, (véase tabla I) se detalla un cuadro donde se ingresan todos los datos pertinentes a la zona de estudio que proporciona la NEC para la elaboración del espectro de respuestas.

Tabla I Tabla Resumen de los coeficientes para espectro de respuesta Azogues **Fuente:** NEC [7].

COEFICIENTES PARA ESPECTRO DE RESPUESTAS		
Zona sísmica	II	Tabla 1
Valor Factor Z	0.25	Tabla 1
Tipo de suelo	C	Estudio
Coefficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto Fa	1.30	Tabla 3
Ampliación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca Fd	1.28	Tabla 4
Comportamiento no lineal de los suelos Fs	0.94	Tabla 5
Relación de amplificación espectral η	2,48	Sección 3,3,1
Factor usado en el espectro de diseño elástico r	1	Sección 3,3,1
Periodo límite de vibración en el espectro elástico Tc	0.51	Sección 3,3,1

Nota: elaboración de espectro de respuesta.

2.3.8.2 Espectro de respuesta inelástico

El Espectro de respuestas ingresado al programa de comprobación será el inelástico, ya que el diseño es sismo resistente y tiene capacidad de disipar energía.

Para el cálculo del espectro inelástico se debe calcular el factor de reducción que se le aplicará a la estructura y se necesitan los siguientes valores (véase Tabla II):

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_p\phi_e}W \quad (5)$$

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_p : Coeficiente de configuración en planta.

ϕ_e : Coeficiente de configuración en elevación.

I: Factor de importancia de la estructura.

W: Peso de la estructura.

Tabla II Cuadro de resumen de los factores para la reducción del espectro **Fuente:** NEC [7]

FACTORES PARA LA REDUCCIÓN DEL ESPECTRO		
Factor de reducción de resistencia sísmica R	8	Sección 6,3,2
Coefficiente de configuración en planta ϕ_p	1	Sección 6,3,2
Coefficiente de configuración en elevación ϕ_e	1	Sección 6,3,2
Factor de Importancia de la estructura I	1	Tabla 6

2.3.8.3 Período de vibración basado en la NEC

Para la norma ecuatoriana el valor T (periodo de vibración) se puede determinar de manera aproximada mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (5.1)$$

Donde:

C_t : Coeficiente dependiente del tipo de la edificación.

h_n^α : Altura máxima de una edificación n pisos en metros.

T: Periodo de vibración.

CAPITULO III

3. ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO

Una vez tratado los distintos conceptos estructurales, como primer paso se procederá al predimensionamiento de los elementos estructurales de la propuesta en hormigón armado, para este particular se utilizarán herramientas de cálculo como MathCad Prime y Excel, es importante destacar que la base de cualquier diseño es un buen predimensionamiento utilizando los criterios y normativas correspondientes.

3.1 Predimensionamiento de la estructura

3.1.1 Predimensionamiento de losa nervada de hormigón armado.

Basado en el capítulo 8.3.1.2 del ACI para diseño sismorresistente, la losa deberá descargar su peso y/o cargas sobre una columna fuerte, para que sea sismorresistente el factor de α tendrá que ser igual a 2, donde α es igual a:

$$\alpha = \frac{I_b (\text{Inercia de la viga})}{I_s (\text{Inercia de la losa})} > 2 \quad (6)$$

La altura mínima de la losa estará en función de la viga con la luz más larga, teniendo como resultado:

$$h_{min} = 0.03L \quad \therefore h_{min} = 0.03 * 600 = 18 \text{ cm} \quad (7)$$

Como resultado se obtiene una losa maciza de 18 cm de alto, sin embargo, como se diseñará una losa nervada, para que cumpla, deberá al menos tener la misma inercia que la losa maciza.

$$I_{maciza} = \frac{b * h^3}{12} \quad \therefore \quad \frac{100 * 18^3}{12} = 48600 \text{ cm}^4$$

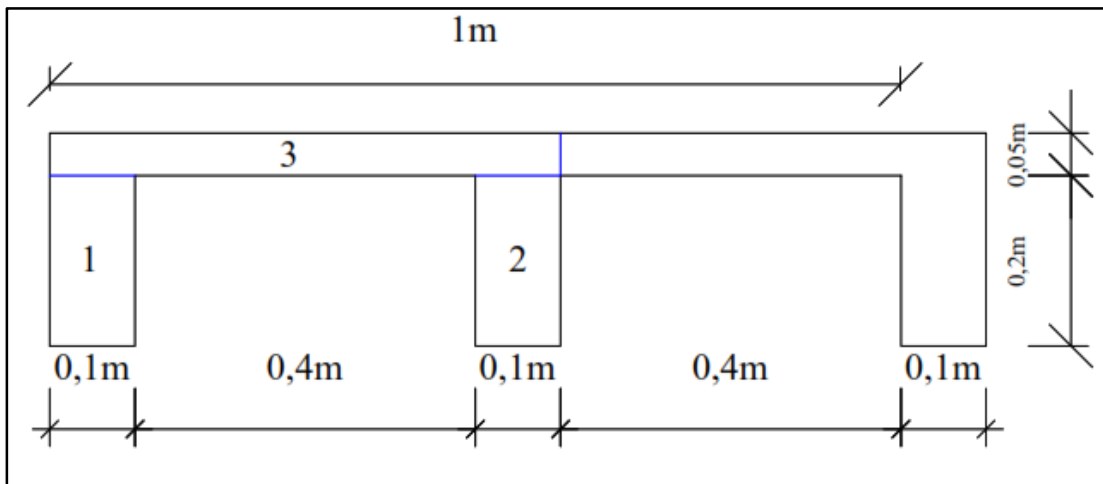


Figura 6 Análisis de una losa alivianada **Fuente:** Elaboración propia.

A continuación, se muestra el análisis para la obtención de la inercia, aplicando el teorema de Steiner (véase tabla III).

Tabla III Tabla resumen de Steiner **Fuente:** Elaboración propia

	A	\bar{Y}	$A\bar{Y}$	I_o	d^2	$I_T = I_o + Ad^2$
1	200	10	2000	6667	48.30	16327
2	200	10	2000	6667	48.3	16327
3	500	22.5	11250	1042	30.80	16442
Σ	900		15250			49096

$$Y = \frac{\Sigma A\bar{Y}}{\Sigma A} = 16.95 \text{ cm}$$

Se aplica el teorema de Steiner:

$$I_T = I_o + Ad^2 \quad (8)$$

Una vez aplicado el teorema de Steiner, se demuestra que una losa alivianada de 25 cm tiene una inercia de 49096 cm⁴, por lo tanto, cumple con la inercia requerida que es de 48600 cm⁴, como dato adicional y aplicando el mismo principio, se demuestra que una losa alivianada de 20 cm sirve para una luz de hasta 4.7 m, mientras que una losa nervada de 25 cm cumple hasta luces de 6 m.

3.1.2 Predimensionamiento de una columna de Hormigón Armado

3.1.2.1 Determinación de cargas actuantes

Como primer punto, una vez con la losa que será utilizada en la estructura, se determinaran las cargas que llegaran a la columna, entre estas se encuentran las cargas muertas que están basadas en los elementos que se supone estarán sobre la estructura y las cargas vivas son las que dictan las normativas NEC y ACI 318 [7].

Las cargas muertas se detallan a continuación:

Tabla IV Pesos de cargas muertas **Fuente:** NEC [3].

Elemento	Peso en kg/m²
Losa Alivianada de 25 cm	360
Porcelanato, Cerámico	40
Enlucido de 2 cm	40
Mampostería de Bloque	180
Σ Sumatoria	620 kg/m²

Las cargas vivas se detallan a continuación:

Tabla V Cargas vivas **Fuente:** NEC [3].

Ocupación	Carga en kg/m²
Vivienda	200
Oficinas	250
Local Comercial	480

Una vez con las solicitaciones, en primer lugar, se reconoce que la columna es un elemento muy importante, por lo general sometidas a una carga axial más un momento, y tendrá que ser diseñado para un punto de balance (Pb Mb), como indica en el diagrama de interacción (véase figura 7), además, deberá garantizar que la columna esté lista para fluir cuando se somete al sismo.

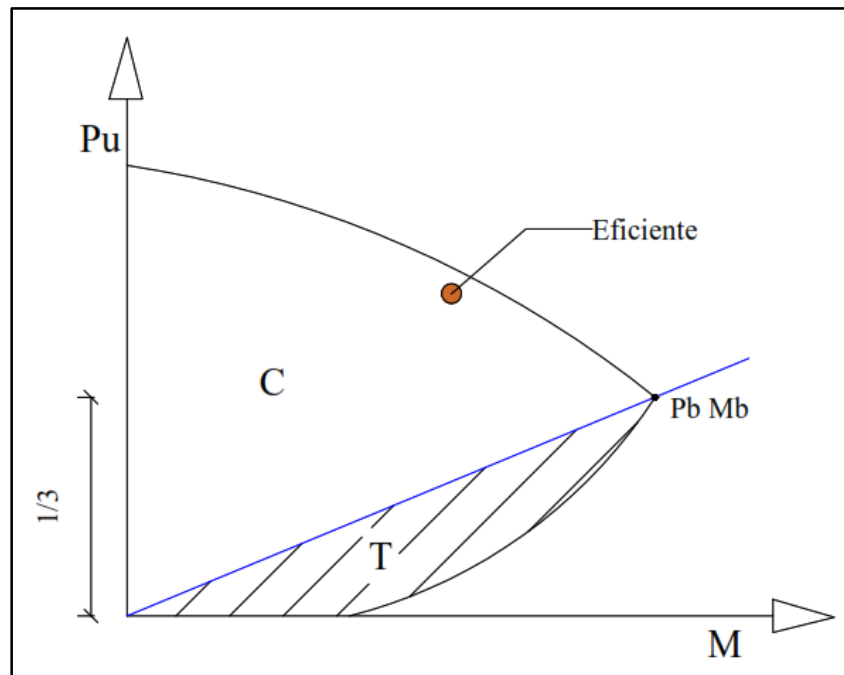


Figura 7 Diagrama de interacción para el diseño de columnas. **Fuente:** Elaboración propia

$$P_U = 0.85 * f'c * A_g + A_s * f_y \quad (9)$$

Suponiendo un hormigón de 210 kg/cm^2 , fluencia del acero de 4200 kg/cm^2 , además, que se utilizará la cuantía de acero superior al mínimo de 1% y tomando como base el 1.2% de acero, se tiene que el área de acero se calcula:

$$A_s = 0.012 * A_g \quad (10)$$

Simplificando y uniendo las ecuaciones (9 y 10), se obtiene:

$$P_U = \frac{228.9}{3} A_g \therefore 76 A_g \quad (11)$$

Y finalmente se obtiene un valor del área de hormigón de:

$$A_g = \frac{P_u}{76}$$

Para que el diseño cumpla con la sismorresistencia, se calcularán los ramales o vinchas requeridas para las columnas, aplicando la siguiente fórmula basado en el código ACI 352 sección 4.2.2.2

$$A_{sh1} = \frac{0.3 * bc * S * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (12)$$

Donde:

Bc: Ancho confinado de la columna.

S: separación entre estribos.

f_c : Resistencia del hormigón.

f_y : Limite de fluencia del acero.

Zona de confinamiento:

Es muy importante considerar que la zona más vulnerable de una estructura es el nudo, por tal motivo es necesario protegerlo, las normativas manifiestan criterios para tomar en cuenta que son, longitud de confinamiento, así también como la separación de estribos, a continuación, se indican los criterios para garantizar esta protección, está basado en la guía de diseño de la NEC página 57.

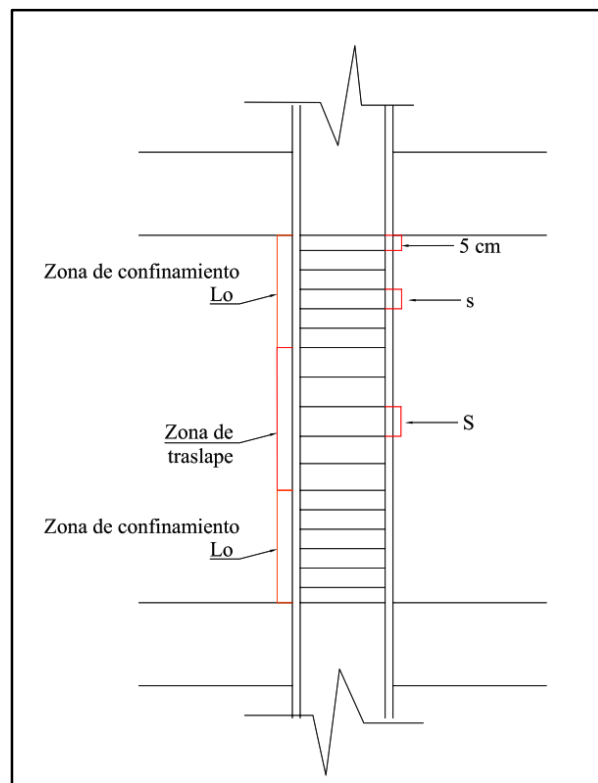


Figura 8 Separación de estribos y longitud de confinamiento en columnas. **Fuente:** Elaboración propia basado en la NEC [3].

- 1) La longitud de confinamiento será el mayor valor entre:

$$Lo \text{ máx} \left\{ \begin{array}{l} 45 \text{ cm} \\ b \text{ (columna)} \\ \frac{L}{6} \end{array} \right.$$

2) La separación de estribos en la longitud de confinamiento será el menor entre:

$$s \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} \\ 6 \text{ db} \end{cases}$$

3) La separación de estribos en la zona fuera de confinamiento es:

$$S \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 6 \text{ db} \end{cases}$$

Una vez realizado el predimensionamiento se obtuvo las siguientes secciones (véase tabla VI), esto se realizó con base a los cálculos que se muestran en la figura 9, donde se elige la columna más desfavorable, se ingresan los datos arquitectónicos es decir las luces de las vigas que estarán aportando a la columna y estimar la carga en base al número de pisos, para posteriormente obtener una sección para ingresar al programa Etabs.

DATOS ARQUITECTÓNICOS	
INGRESAR	
$L1 := 5.00 \text{ m}$	
$L2 := 4.00 \text{ m}$	
$L3 := 5.00 \text{ m}$	
$L4 := 6.00 \text{ m}$	
$Pisos := 4 \text{ u}$	COLUMNA MÁS DESFAVORABLE
$He := 3.30 \text{ m}$	
$Fm := 1.15$ % Factor de mayoración del peso propio de la columna y peso de vigas	
CARGAS A INGRESAR	MATERIALES
$Cm := 0.62 \frac{T}{m^2}$	$f'c := 210 \frac{kg}{cm^2}$
$Cv := 0.20 \frac{T}{m^2}$	$fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$
CÁLCULOS	
Área Tributaria $At := \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2}\right) \cdot \left(\frac{L3}{2} + \frac{L4}{2}\right) = 24.75 \text{ m}^2$	
$Pu := (1.2 \cdot (Pisos \cdot Cm) + 1.6 \cdot (Pisos \cdot Cv)) \cdot At \cdot Fm = 121.14 \text{ T}$ CARGA A DISEÑAR	
$Ag := \frac{3 \cdot Pu \cdot 1000}{(0.85 \cdot f'c + 0.012 \cdot fy)} = 1587.63 \text{ cm}^2$ ÁREA DE HORMIGÓN REQUERIDA	

Figura 9 Predimensionamiento de columnas de hormigón armado **Fuente:** Elaboración propia.

Tabla VI Secciones Transversales Predimensionadas de columnas de Hormigón Armado **Fuente:** Elaboración propia.

PISOS	ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERISTICAS	
			b(cm)	h(cm)
1 - 4	COLUMNA	C45	45	45

3.1.3 Predimensionamiento de una viga de Hormigón Armado

Para predimensionar una viga, se basará en el método de pórtico equivalente, que manifiesta lo siguiente, la carga que genera una losa más las cargas, generará un momento estático, se podrá estimar aplicando la siguiente formula:

$$Me = \frac{W * l_t * l_v^2}{8} \quad (13)$$

En el capítulo 16.8 de McCormack, manifiesta que existirá un momento de diseño, el cual tendrá que ser considerado siendo el 65% de Me debido a que la carga se dirigirá hacia la franja de columna y por 85% que absorbe la viga, [2] obteniéndose:

$$Md = \frac{W * l_t * l_v^2}{8} * 0.5525 \quad (13.1)$$

Además, para el acero en la viga, se considerarán dos aspectos importantes que son: acero mínimo y acero para tensión, la cual está basada en la siguiente formula del código NEC guía de diseño página 24 [3]:

$$As = \frac{14}{fy} * b * d \quad (14)$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right] \quad (15)$$

La sección 4.2 de la NEC-SE-DS, manifiesta que, para que sea una estructura sismorresistente, debajo del acero negativo, deberá existir al menos un 50% acero positivo, [5] además, una regla fundamental que debe cumplir la viga para proteger al

nudo en el corte, es que las separaciones en las zonas de confinamiento no sean mayores a los siguientes valores, (véase figura 10).

$$\text{Zona de confinamiento } s \leq \begin{cases} d/4 \\ 20 \text{ cm} \\ 6 * \phi_{long} \\ 24 \phi_{est} \end{cases}$$

$$\text{Zona central } S \leq \begin{cases} d/2 \\ 15 \text{ cm} \\ 8 * \phi_{long} \end{cases}$$

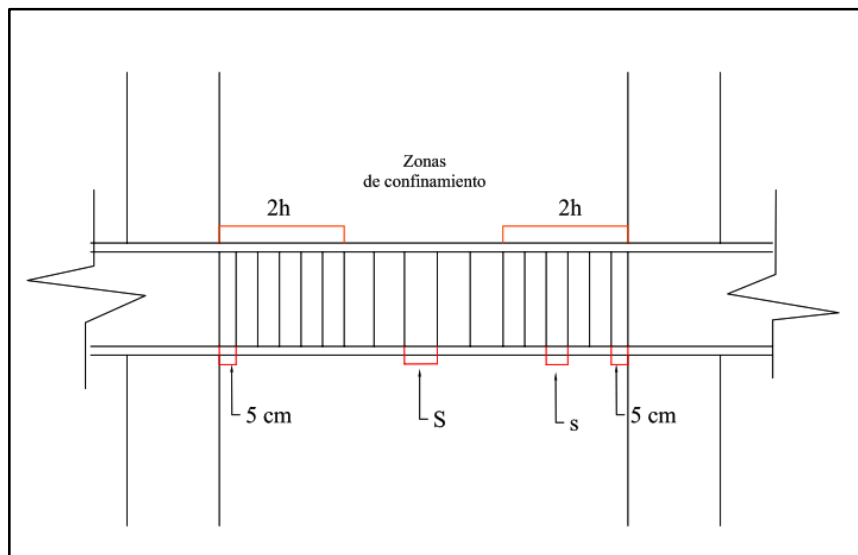


Figura 10 Separación de estribos y longitud de confinamiento en vigas. **Fuente:** Elaboración propia basado en la NEC [3].

Para confirmar que la viga con los parámetros sismorresistentes, es indispensable chequear su ductilidad, es decir que tanto el hormigón y el acero lleguen a su máximo límite de deformación (véase figura 11), el código ACI en el capítulo 18 recomienda que para zonas de alta sismicidad se utilice un 50% de la cuantía balanceada (véase ecuación 16) y así evitar la denominada falla frágil [5].

$$\rho_b = \frac{0.85 * \phi * f'c}{f_y} \left(\frac{6100}{6100 + f_y} \right) \quad (16)$$

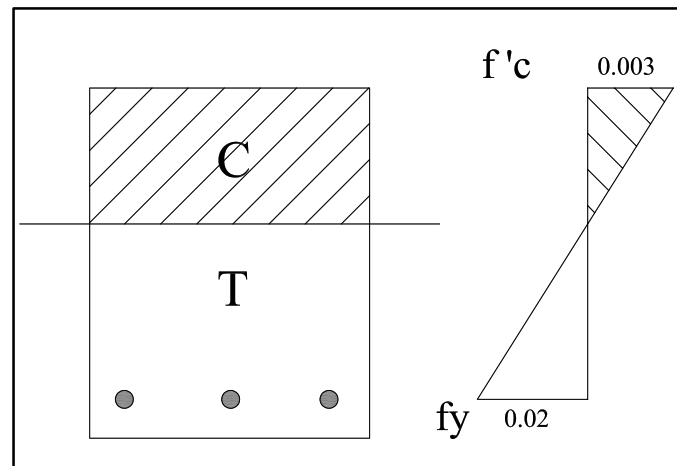


Figura 11 Cuantía balanceada de una viga **Fuente:** Elaboración propia.

Para que la viga cumpla con la sismorresistencia en la construcción se debe considerar lo siguiente: primero los traslapes, deberán hacerse fuera de la zona confinada o protegida ($2h$), para este caso es recomendable hacerlo en la zona central y la longitud de desarrollo del traslape no deberá ser menor a 65φ , segundo, el primer estribo de la viga no deberá exceder una longitud mayor a 5 cm (véase figura 10) y como tercer punto, deberá cumplirse con los dobles en los ganchos a 90 y 135 (véase figura 12), se puede ver más información en el capítulo 7 del código ACI [5].

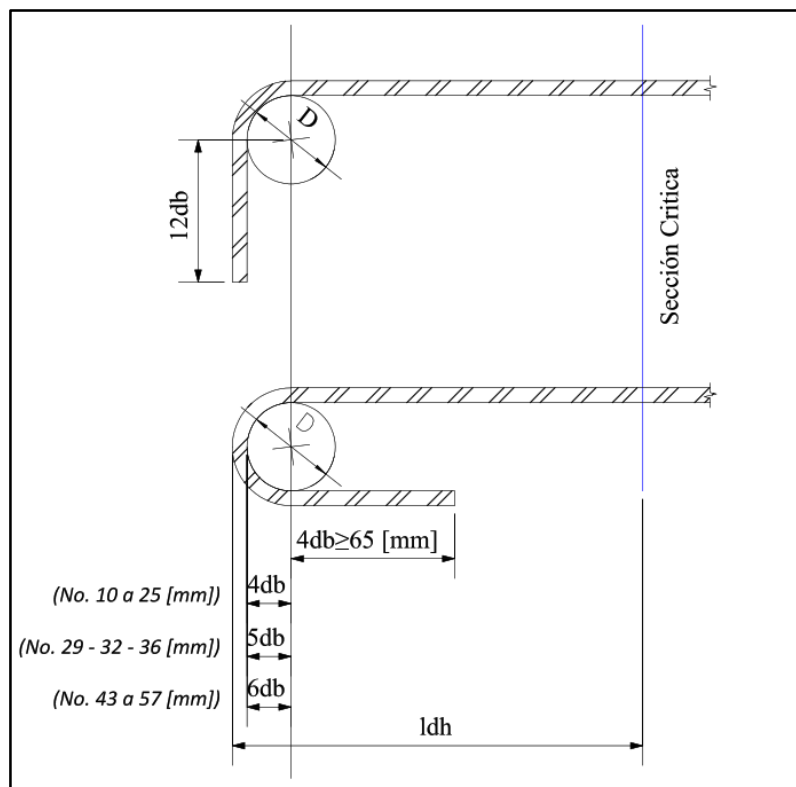


Figura 12 Diámetro mínimo de doblado de ganchos para estribos **Fuente:** ACI [11].

De la misma forma que se realizó en las columnas, se utilizó una hoja de cálculo en Mathcad para desarrollar el predimensionamiento, donde en primer lugar se ingresan los datos arquitectónicos en este caso la luz de la viga más desfavorable, posteriormente se ingresa un ancho b de la viga y se obtendrá un peralte sugerido, se realizó este procedimiento y se obtuvo las secciones de vigas especificados en la tabla VII.

DATOS ARQUITECTÓNICOS
INGRESAR

$L_v := 6.00$ m

$L_{t1} := 5.00$ m

$L_{t2} := 4.00$ m

Ancho columna $b_{col} := 0.45$ m

Factor mayoración $F_m := 1.15$ % ϕ estribo $\phi_{est} := 10$ mm

Recubrimiento $rec := 2.50$ cm

MATERIALES

$f'_c := 210$ $\frac{kg}{cm^2}$

$f_y := 4200$ $\frac{kg}{cm^2}$

$C_u := 1.2 \cdot C_m + 1.6 \cdot C_v = 1.06$ $\frac{T}{m^2}$

CARGAS A INGRESAR

$C_m := 0.62$ $\frac{T}{m^2}$

$C_v := 0.20$ $\frac{T}{m^2}$

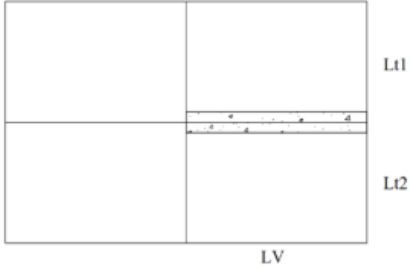


Diagrama de una viga LV con luces Lt1 y Lt2.

Momento estático

$$M_e := C_u \cdot \frac{(L_{t1} + L_{t2})}{2} \cdot \frac{(L_v - b_{col})^2}{8} \cdot F_m = 21.2 \text{ T-m}$$

Momento de diseño

$$M_d := M_e \cdot 0.65 \cdot 0.85 = 11.71 \text{ T-m}$$

$b := 35$ cm

$$h := 830 \cdot \left(\frac{M_d}{f'_c \cdot b} \right)^{0.5} + rec = 36 \text{ cm}$$

$h_{def} := 45$ cm

$rel := \frac{h_{def}}{b} = 1.3$ cm Para que sea una viga eficiente la *rel* debe estar en el rango de 1.1-1.3-1.6

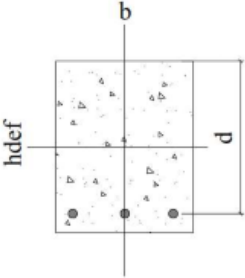


Diagrama de la sección transversal de una viga con ancho b y altura h_{def} .

Figura 13 Predimensionamiento de vigas de hormigón armado **Fuente:** Elaboración propia.

Tabla VII Secciones Transversales predimensionadas de vigas de Hormigón Armado
Fuente: Elaboración propia.

PISOS	ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERISTICAS	
			b(cm)	h(cm)
1 al 4	VIGA	VIGA 35X45	35	45

3.2 Procedimiento para el Modelado en Etabs

A continuación, se detalla el procedimiento resumido en Etabs para obtener los valores que servirán para el diseño de los elementos estructurales con base al predimensionamiento realizado anteriormente.

- Se abre un nuevo modelo, y se selecciona las unidades MKS (metro, kilogramo, segundo) y se selecciona el código ACI-318.
- Definir los ejes y número de niveles (Grid System Data).
- Una vez ya con los ejes y niveles del edificio se procederá a ingresar las propiedades del material, para este caso (Define – Material properties) se edita el material de hormigón y acero (véase figura 14).

Figura 14 Ingreso de las propiedades del material **Fuente:** Elaboración propia

- Al momento de tener los materiales editados, se crearán las secciones de los elementos columnas y vigas (Define-Section Properties-Frame Section-Add new properties) e ingresar las secciones que se han diseñado anteriormente (véase figura 15).

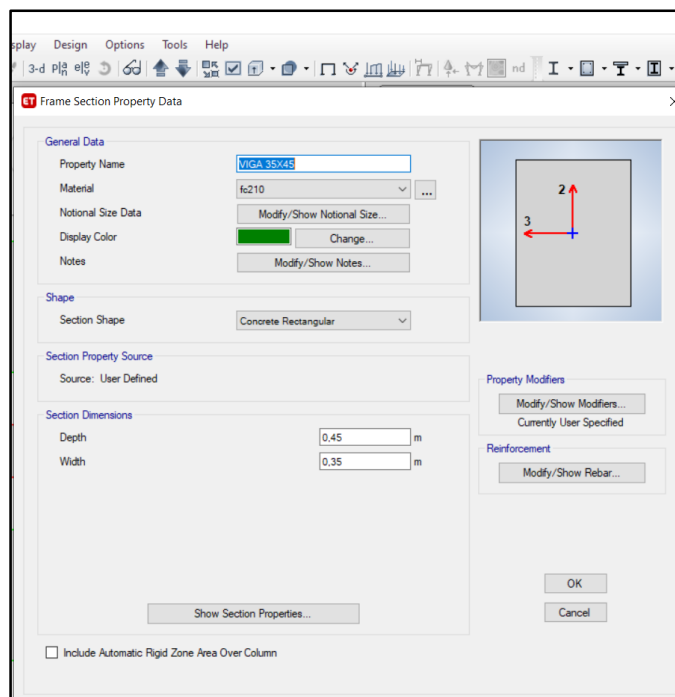


Figura 15 Ingreso de las secciones Vigas y Columnas **Fuente:** Elaboración Propia.

- Se dibujan las columnas y vigas según el diseño (Quick Draw Column-Quick Draw Beam) en cada nivel (véase figura 16).

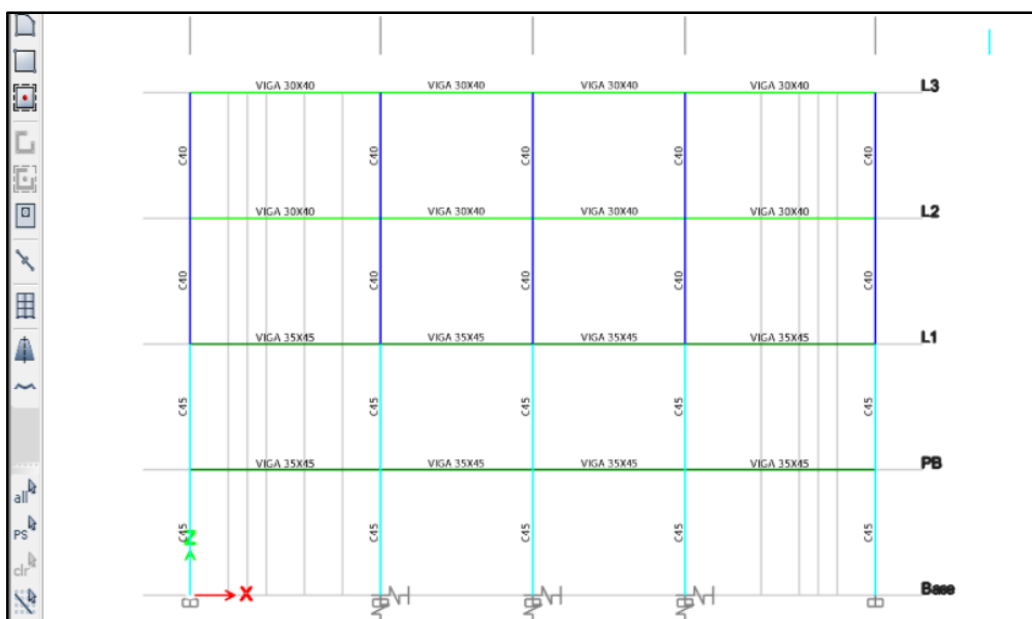


Figura 16 Asignación de elementos estructurales en el modelo Etabs **Fuente:** Elaboración Propia.

- Con la finalidad de recrear las cargas y existencia de una losa se considerará en el modelo una membrana (Section properties- Slab sections-Membrana que tenga la misma inercia que la losa nervada).
- Finalmente se le asignan las cargas muertas, vivas como se ha mencionado en el acápite relacionado a cargas, para posteriormente ingresar el espectro de respuesta que se consideró en la zona de Azogues (véase figura 21) (Seismic Load Pattern), quedando como se indica a continuación (véase figura 17).

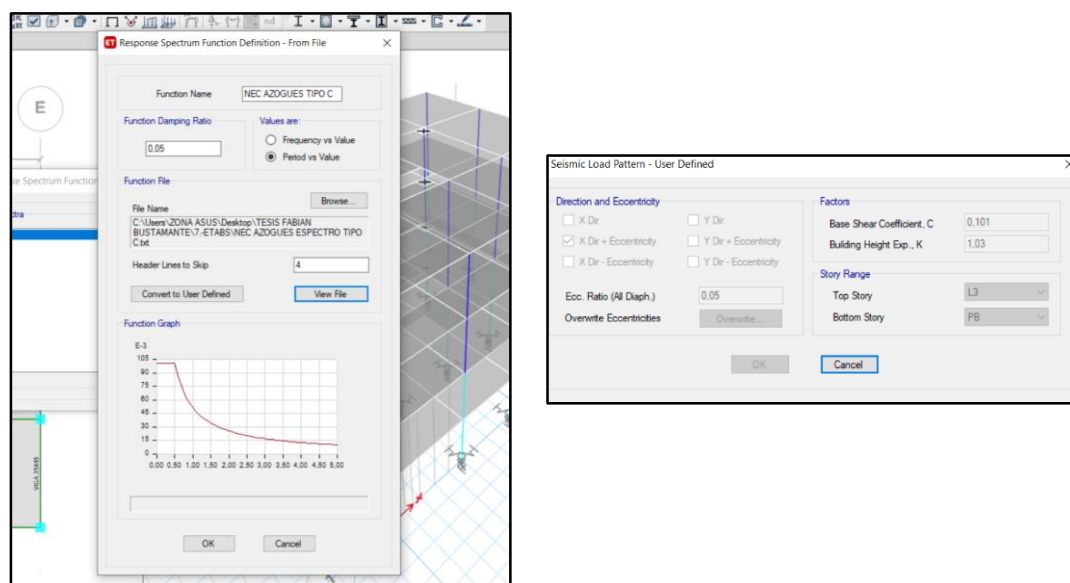


Figura 17 Ingreso del Espectro de diseño al Etabs y aceleración **Fuente:** Elaboración Propia

3.3 Procedimiento y Comprobación del modelo analítico en Etabs.

Una vez cumplido con el predimensionamiento, se procede a ingresar al programa Etabs las dimensiones y armados de los distintos elementos estructurales en hormigón armado ,con la finalidad de comprobar y verificar su comportamiento estructural, además, se ingresaran las cargas muertas y vivas así como el espectro de respuesta (véase acápite de espectro y cargas) para la zona de estudio basada en la NEC 15 [7], cabe mencionar que en este modelado se consideró lo siguiente: las losas se modelaron como una membrana para simular el aporte de cargas hacia las vigas y posteriormente a las columnas, a continuación se indica un flujograma (véase figura 18) , sobre lo que se va a realizar y las comprobaciones respectivas para que una edificación cumpla con el diseño sismorresistente.

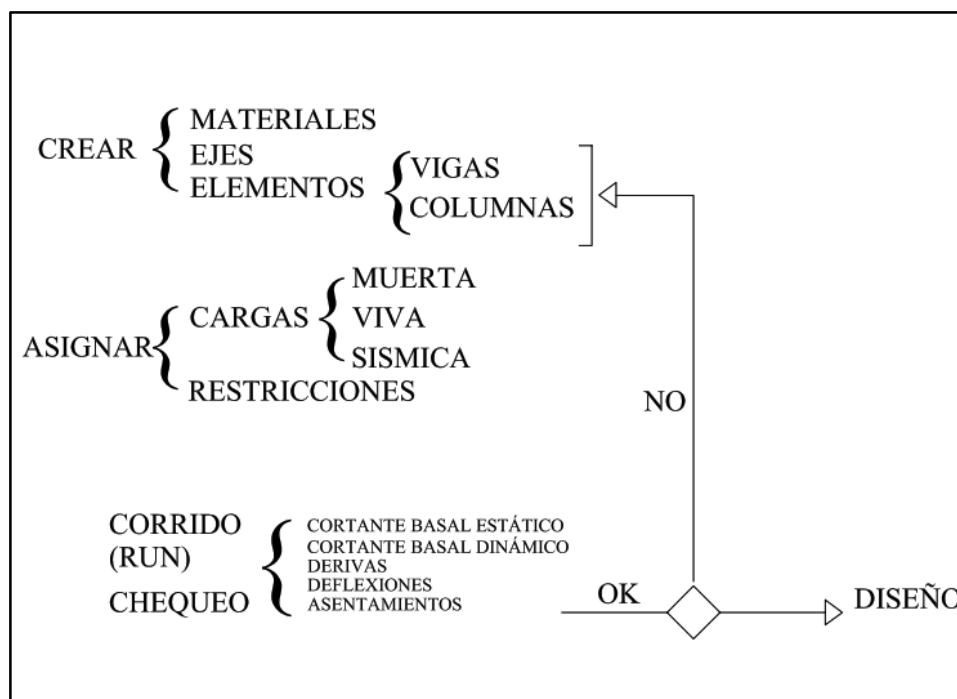


Figura 18 Flujograma de diseño y comprobaciones en Etabs **Fuente:** Elaboración Propia.

3.3.1 Cortante Basal Estático

La Nec establece que el cortante basal estático del ETABs deberá ser mayor al mínimo calculado. $V_p \geq V_{min}$. El cual se calculó obteniendo un valor de 95 Tn, y en base a iteraciones se llegó al resultado del software de 95.44 Tn (véase figura 19) que supera al valor mínimo calculado, por lo tanto, cumple lo establecido por norma, cabe manifestar que la estructura es considerada REGULAR, se puede revisar en el capítulo de la NEC Sismorresistente 6.2.2 inciso b [7].

$$V_{min} \geq \%Wr \quad (17)$$

Donde:

V_{min} : Cortante basal estático.

Wr : Peso reactivo del edificio.

$\%$ = (Véase ecuación 5).

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
L3	SismoY	LinStatic			Top	0	0	-46,3563	-435,6078
L3	SismoY	LinStatic			Bottom	0	0	-46,3563	-435,6078
L2	SismoY	LinStatic			Top	0	0	-78,6046	-738,7752
L2	SismoY	LinStatic			Bottom	0	0	-78,6046	-738,7752
L1	SismoY	LinStatic			Top	0	0	-95,4427	-896,9215
L1	SismoY	LinStatic			Bottom	0	0	-95,4427	-896,9215
PB	SismoY	LinStatic			Top	0	0	-95,4427	-896,9215
PB	SismoY	LinStatic			Bottom	0	0	-95,4427	-896,9215

Figura 19 Verificación Cortante Basal Estático **Fuente:** Elaboración Propia.

3.3.2 Cortante Basal Dinámico

Con la finalidad de realizar el análisis dinámico de la edificación, se procedió a ingresar la curva inelástica reducida (véase figura 17) al Etabs, es importante mencionar que el coeficiente de aceleración del sismo deberá ser corregido en base a iteraciones, esto una vez que los valores tanto de las derivas se encuentren controladas.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
L3	SPTY	LinRespSpec	Max		Top	0	0,561	39,0193	368,1382
L3	SPTY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	0,561	39,0193	368,1382
L2	SPTY	LinRespSpec	Max		Top	0	0,9721	65,6831	620,1073
L2	SPTY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	0,9721	65,6831	620,1073
L1	SPTY	LinRespSpec	Max		Top	0	1,2331	84,5329	798,0101
L1	SPTY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	1,2331	84,5329	798,0101
PB	SPTY	LinRespSpec	Max		Top	0	1,3315	95,2279	898,6556
PB	SPTY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	1,3315	95,2279	898,6556

Figura 20 Cortante Basal Estático **Fuente:** Elaboración Propia.

La corrección será válida cuando el cortante basal dinámico tanto en (XeY) sea mayor al mínimo calculado anteriormente de 95 Tn, para este particular se obtuvo los siguientes valores, en X de 95.45T e Y de 65.25 T por lo tanto cumple el cortante basal dinámico, (véase figura 22).

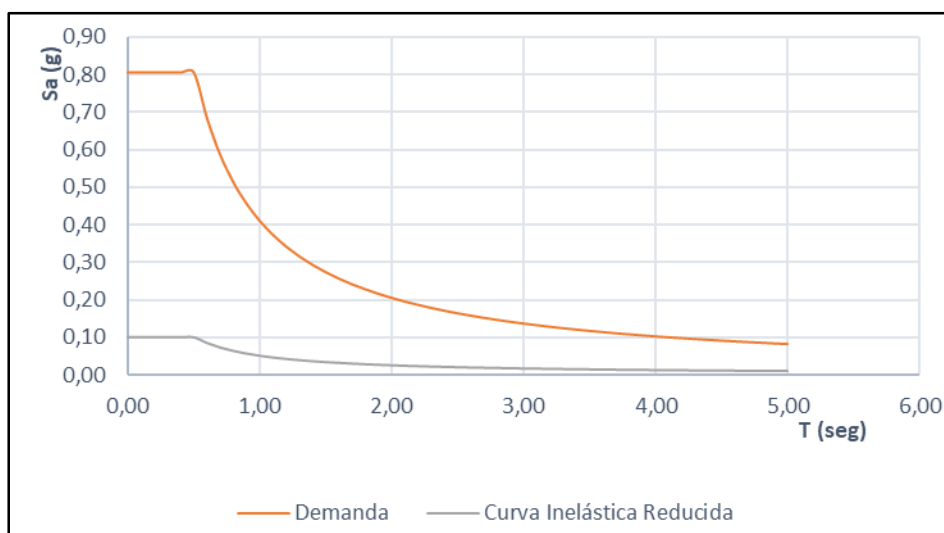


Figura 21 Espectro de Diseño basado en la NEC 15 **Fuente:** Elaboración Propia.

3.3.3 Derivas

Ya que se encuentra agrietado las inercias de los elementos se obtuvieron los siguientes resultados en las derivas en sismo en X y sismo en Y (véase figura 22).

Tabla VIII Resumen derivas **Fuente:** Elaboración propia

0,0012	Sisx	0.54%
0,0028	Sisy	1,68%

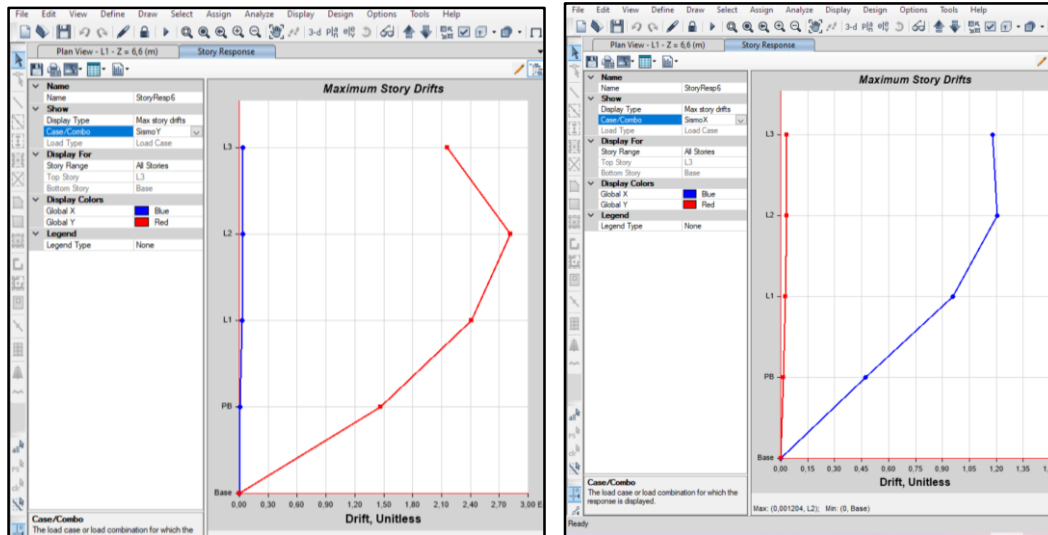


Figura 22 Curvas de derivas en el Sismo en X e Y **Fuente:** Elaboración Propia

3.3.4 Distorsión

Según la Norma ecuatoriana de construcción se le conoce como distorsión al cociente que resulta del promedio entre una deformación $\Delta 1$ y $\Delta 2$ multiplicado por 1.2, véase NEC Irregularidad torsional pág. 49 [7].

$$\Delta p = 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2} \quad (18)$$

Aplicando la ecuación 18 y sustituyendo valores obtenidos del ETABs, se obtiene:

$$\Delta p > \max (\Delta 1 \text{ o } \Delta 2) = 0.025 > 0.209$$

La deformación $\Delta 1$, es menor a Δp , por lo tanto, cumple con la distorsión que dicta el código, (véase figura 23).

Point Displacements				
Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name	
L2		17	180	
Point Displacement and Drift				
		X	Y	Z
Translation, m		0.000220	0.020259	0.000218
Rotation, rad		-0.001833	0.000022	0.000041
Drift		0.000028	0.002459	

Point Displacements				
Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name	
L2		20	196	
Point Displacement and Drift				
		X	Y	Z
Translation, m		0.000220	0.020996	0.000220
Rotation, rad		-0.001910	0.000029	0.000041
Drift		0.000028	0.002554	

Figura 23 Traslación en Y para cálculo de distorsión. **Fuente:** Elaboración Propia.

3.3.5 Deflexiones

Para calcular la deflexión máxima permitida para vigas de hormigón armado, se utilizará la siguiente ecuación:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{360} (Cm + Cv) \quad (19)$$

Donde:

$\delta_{\text{máx}}$ = deflexión máxima permitida.

L = Luz de la viga.

Para este particular se obtuvo que la deflexión máxima permitida es de 2.5 cm, mientras que la deflexión que indica el Etabs es de 1.1 cm, por lo tanto, cumple el parámetro de deflexión en la viga más desfavorable y donde más afectada se ve por el sismo es decir en la losa 2, para el cálculo de estas se consideró las cargas de servicio (véase ecuación 19).



Figura 24 Diagramas de momentos y deflexiones en la viga más desfavorable. **Fuente:** Elaboración Propia.

3.3.6 Asentamiento

Uno de los aspectos importantes al momento del diseño, es analizar si la edificación tendrá asentamientos diferenciales sobre el suelo emplazado, que genere problemas de agrietamientos u otras patologías, por tal motivo se procedió a calcular el asentamiento, utilizando resortes en las bases, cabe manifestar que estos valores se obtuvieron con base

a un tipo de suelo con una capacidad de $20T/m^2$ e ingresando el módulo de balasto referente a la rigidez del terreno. La NEC no establece ningún valor permisible sobre asentamientos, sin embargo, estructuralistas recomiendan que se encuentre en el rango menor a $1/500$, este criterio se puede encontrar en la norma peruana de la construcción tabla 8 de distorsión angular.

En el caso de estudio se analizó en el apoyo más crítico y que presenta los asentamientos mayores, demostrándose que el obtenido de 0.006% es menor al que establece el código $1/500$ que es el 0.2% , por lo tanto, cumple con los asentamientos permisibles.

$$\delta = \frac{0.0065 - 0.0058}{6.00} * 100 = 0.006\% \quad (20)$$

Una vez ya con las cargas ingresadas en el programa (Muertas, Vivas y Sísmicas) y las verificaciones respectivas, se procedió al corrido en el programa, de esta manera obtener los valores para el diseño (Design- Concrete Frame Design- Start Design).

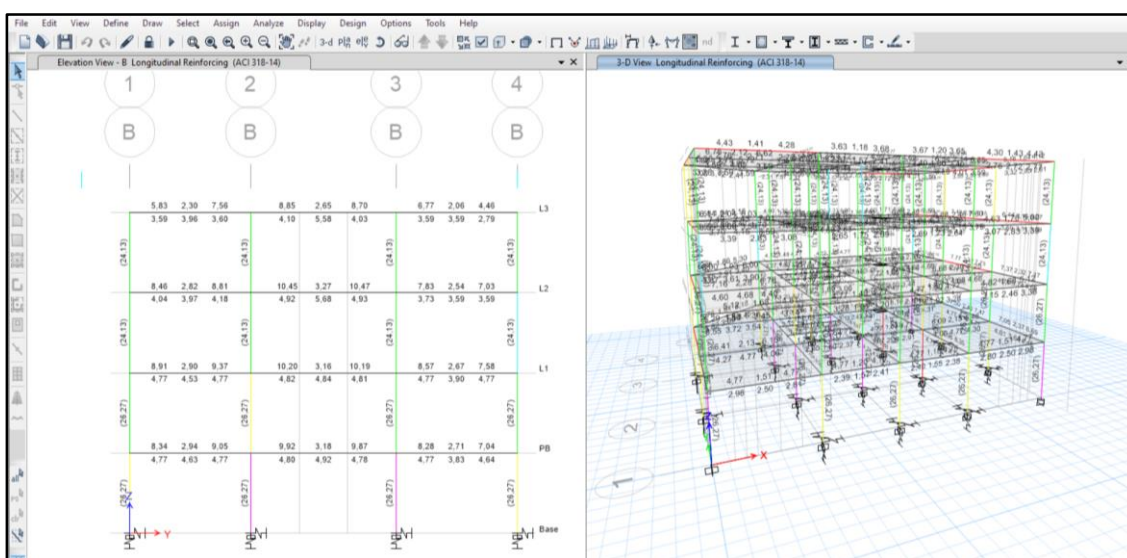


Figura 25 Modelado en Etabs. **Fuente:** Elaboración Propia.

3.4 Diseño de Columna

Con la finalidad de detallar el cálculo de columnas, se presentará en hojas electrónicas (Mathcad prime), esta herramienta permitió obtener datos de una manera más rápida.

Para el diseño de la columna se tomó el criterio de considerar la columna con más solicitaciones del edificio en este caso se consideró la columna B2 de la planta baja (véase figura 26).

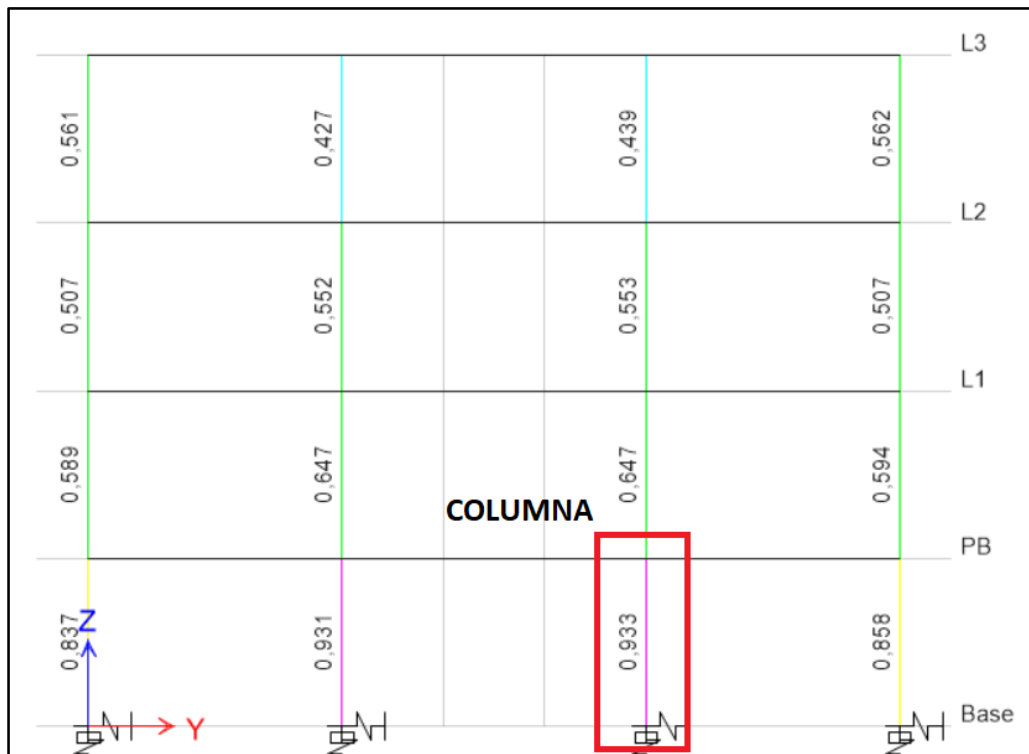


Figura 26 Columna a diseñar dentro del edificio **Fuente:** Elaboración Propia.

Una vez con el diseño (Design) se obtendrán la información del elemento estructural más desfavorable que mediante una tabla resumen, se indican las solicitaciones, cargas y momentos (véase tabla IX) valores obtenidos del software de análisis estructural.

Tabla IX Cuadro resumen de Cargas y momentos para el diseño de Columnas.

Momento de Diseño Axial y Biaxial For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
107,1029	-3,0781	20,9727	3,0781	3,0781	1,3	0,997

Chequeo Longitudinal P_u - M_{u2} - M_{u3} Interaction

Column End	Rebar Area m^2	Rebar %	D/C Ratio
Top	0,002627	1,3	0,588
Bottom	0,002627	1,3	0,997

Design Axial Force & Biaxial Moment for P_u - M_{u2} - M_{u3} Interaction

Column End	Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Station Loc m	Controlling Combo
Top	105,4388	3,0303	-9,4065	2,85	C11
Bottom	107,1029	-3,0781	20,9727	0	C11

El procedimiento se indicará a continuación:

En primer lugar, se ingresaron los datos de la sección obtenida anteriormente en el predimensionamiento, asimismo las propiedades mecánicas de los materiales, las cargas y momentos se ingresaron con base a los resultados obtenidos en Etabs (véase figura 27 y tabla IX).

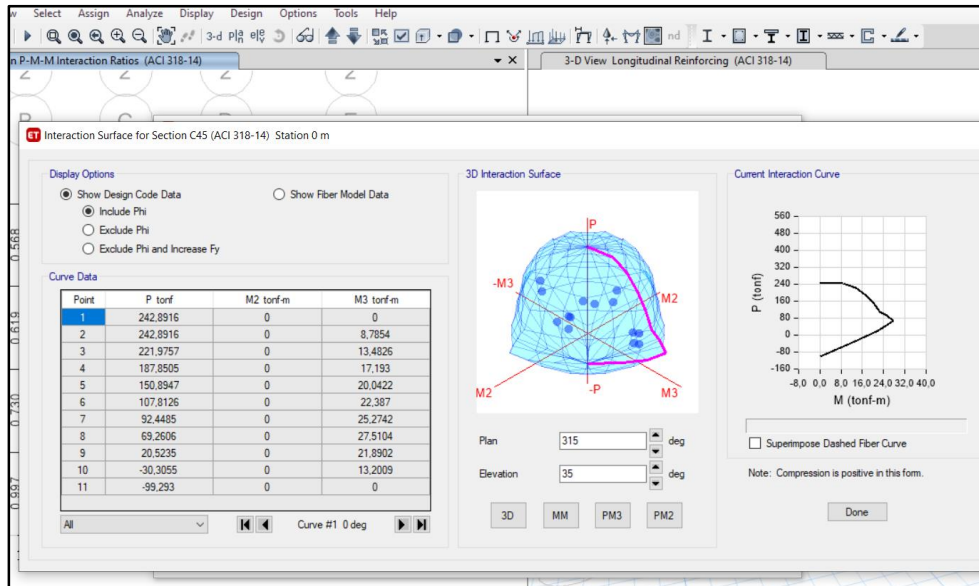


Figura 27 Diagrama de interacción para columnas de Hormigón Armado **Fuente:** Elaboración Propia.

Una vez con los datos respectivos, se procede a rellenar los campos, dimensiones, acero de refuerzo, cargas y momentos (véase figura 28).

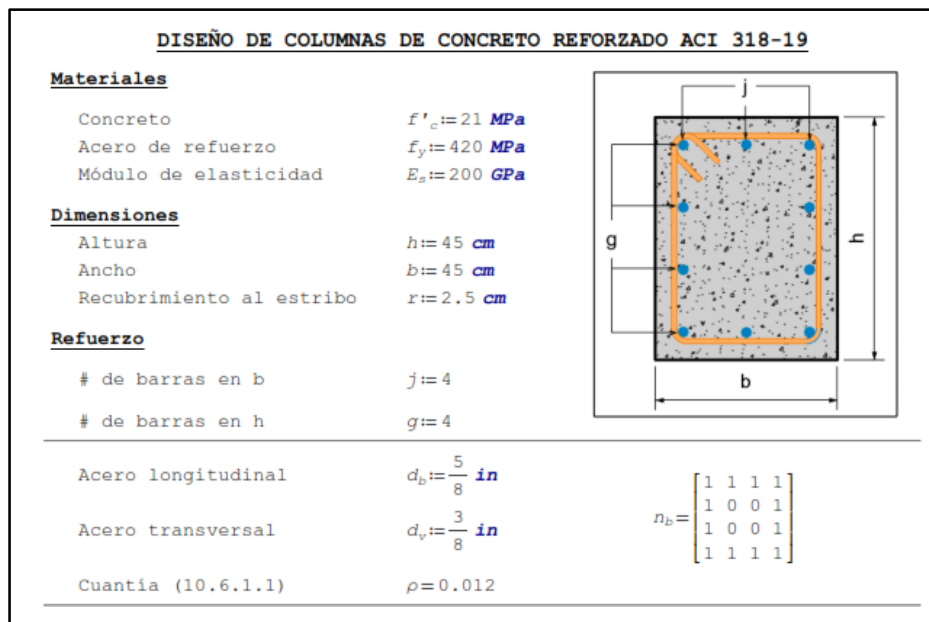


Figura 28 Hoja de Cálculo en Mathcad para el Diseño de columnas axial y biaxial **Fuente:** Elaboración Propia.

Ingresado los datos, la programación en MathCad verificó los valores que se han ingresado y se conoce si cumple con la sección con base a la resistencia requerida

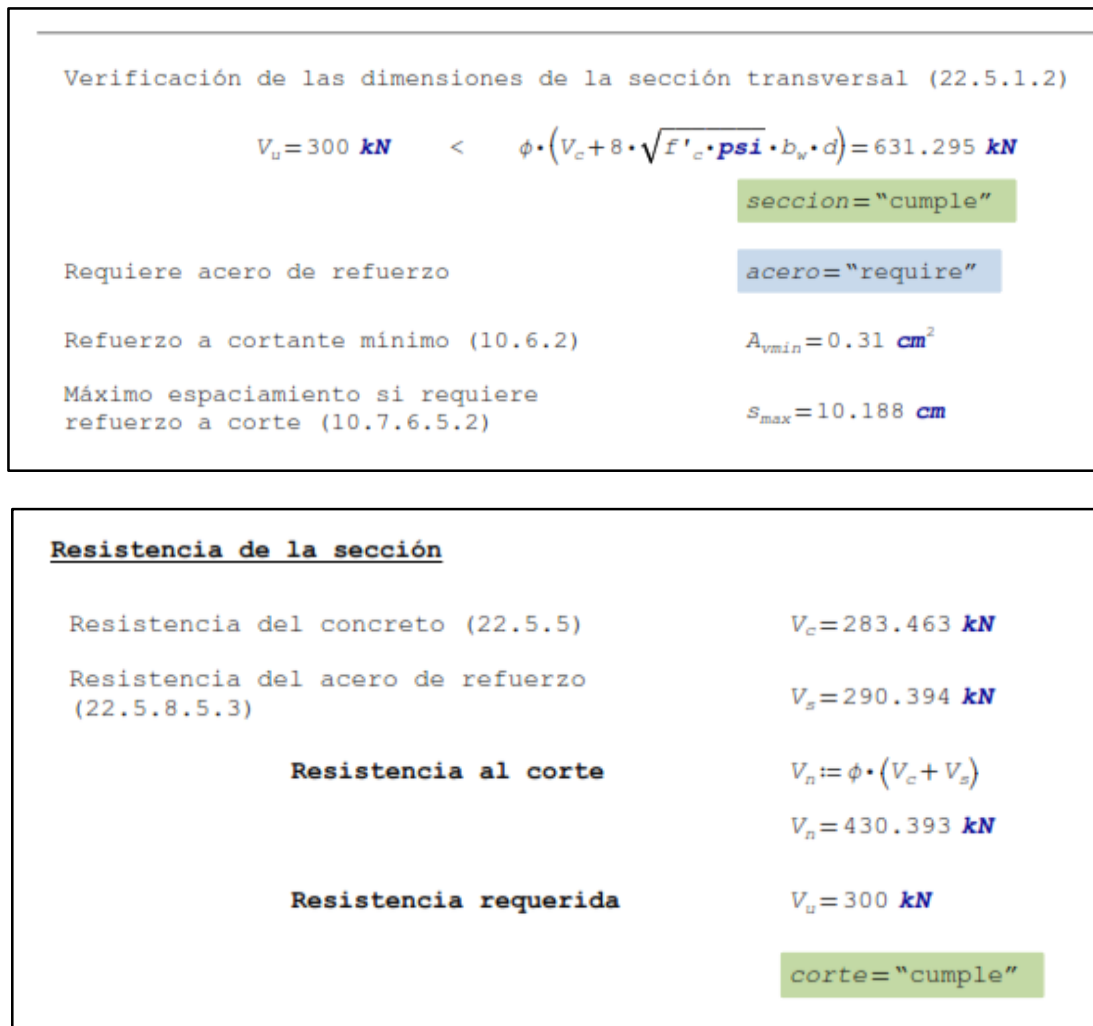


Figura 29 Verificaciones de la Sección de columna en hormigón Armado **Fuente:** Elaboración Propia.

Con este programa se estableció el diseño de una columna cuadrada de 45 cm, con 12 varillas de 16 mm en cada lado y estribos de 10 mm, estas secciones se podrán observar en los anexos, además, según los cálculos esta columna soportó eficientemente las solicitaciones.

3.5 Diseño de Vigas

Con base a la teoría expuesta sobre el dimensionamiento de las vigas, se procedió con el diseño, el cual de la misma manera se utilizarán la herramienta MathCad que permitirá obtener los valores de una manera más rápida, para este particular caso de diseño se analizará las vigas consideradas más desfavorables, es decir la que presentan una mayor luz en eje B (véase figura 30).

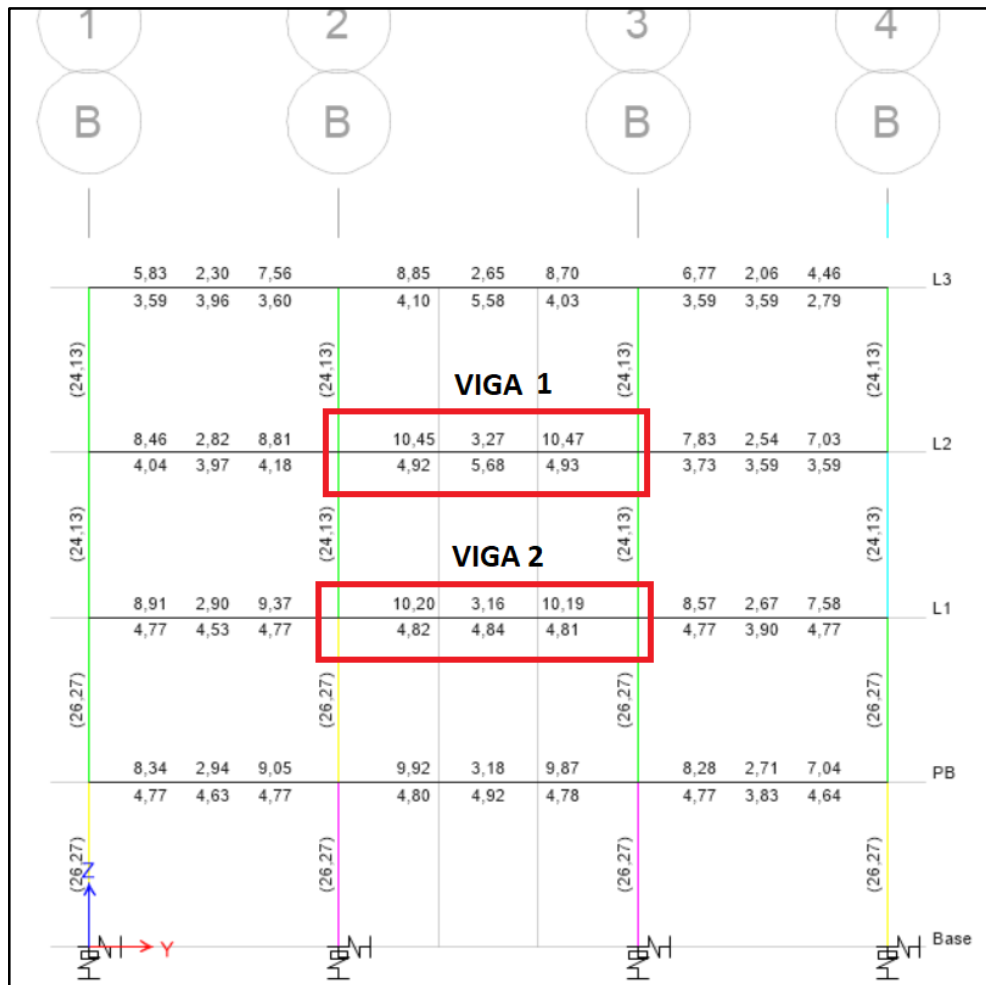


Figura 30 Viga a diseñar dentro de la edificación **Fuente:** Elaboración Propia.

Una vez con el diseño (Design) se obtendrán la información del elemento estructural más desfavorable que mediante una tabla resumen, se indican los momentos y cortantes a considerar (véase tabla X).

Tabla X Resumen de Momentos, Cortante para el diseño de Vigas **Fuente:** Elaboración propia.

Momentos de diseño y refuerzos en la viga M_{u3}					
	Design Moment tonf-m	-Moment Rebar cm^2	+Moment Rebar cm^2	Minimum Rebar cm^2	Required Rebar cm^2
Superior (+2 Axis)	14,46	10,2	0	4,77	10,2
Inferior (-2 Axis)	7,23	0	4,82	4,77	4,82

Fuerza Cortante V_{u2}				
Shear V_{u2} tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v/S cm^2/cm
13,2009	8,2104	4,9905	5,2731	0,0389

Momentos de diseño a Flexión, M_{u3} and Axial Force, P_u				
	Station Loc m	Design M_u tonf-m	Design P_u tonf	Combo Name
Top (+2 Axis) End-I	0,225	-14,4614	0,5801	C6
Top (+2 Axis) Middle	4	-3,6153	0,1866	C6
Top (+2 Axis) End-J	5,775	-14,4625	0,6852	C5
Bot (-2 Axis) End-I	0,225	7,2307	0,5801	C6
Bot (-2 Axis) Middle	3	7,1955	0,2573	C2
Bot (-2 Axis) End-J	5,775	7,2312	0,6852	C5

Una vez con los valores se procederá al diseño con la herramienta Mathcad, a continuación, se indica el procedimiento, como primer paso se selecciona los materiales con sus respectivas propiedades, posteriormente se ingresará las dimensiones que constan en el predimensionamiento y el acero que indica el Etabs con su respectivo armado (véase figura 31).

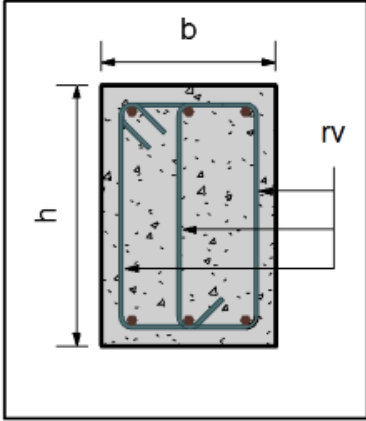
DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO ACI 318-19

Materiales

Concreto	$f'_c := 21 \text{ MPa}$
Acero de refuerzo	$f_y := 420 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad	$E_s := 200 \text{ GPa}$

Dimensiones

Longitud	$L := 6.00 \text{ m}$
Altura	$h := 45 \text{ cm}$
Ancho	$b := 35 \text{ cm}$
Recubrimiento al estribo	$r := 2.5 \text{ cm}$
Diametro del estribo	$d_v := 10 \text{ mm}$



Acero de Refuerzo longitudinal

Refuerzo Continuo					Refuerzo Adicional			
f	d_1	n_1	d_2	n_2	f	d_3	n_3	l_3
	(mm)		(mm)			(mm)		(m)
1	18	2	0	0	1	18	3	0.9
2	0	0	0	0	2	18	3	0.9
3	0	0	0	0	3	18	3	3.75
4	18	3	0	0				

Figura 31 Diseño de Vigas de Hormigón Armado **Fuente:** Elaboración Propia.

De la misma manera se ingresaron las dimensiones de la distribución de estribos y zonas de confinamiento (véase figura 10).

<u>Distribución de los estribos</u>		
Distancia del apoyo al primer estribo		$s_0 := 5 \text{ cm}$
Sección extremo izquierdo	Espaciamiento 1	$s_1 := 11 \text{ cm}$
	Número de ramas del estribo	$r_{v1} := 2$
	Longitud con espaciamento 1	$L_1 := 0.8 \text{ m}$
Sección central	Espaciamiento 2	$s_2 := 14 \text{ cm}$
	Número de ramas del estribo	$r_{v2} := 2$
Sección extremo derecho	Espaciamiento 3	$s_3 := 11 \text{ cm}$
	Número de ramas del estribo	$r_{v3} := 2$
	Longitud con espaciamento 3	$L_3 := 0.8 \text{ m}$

Figura 32 Distribución de estribos para las vigas. **Fuente:** Elaboración Propia.

Finalmente se ingresan los datos que se obtienen del cortante y momentos positivos y negativos que se pueden apreciar (véase tabla X).

<u>1. FLEXION</u>	
<u>Área de refuerzo a flexión mínima (9.6.1.2)</u>	$A_{smin} = 4.96 \text{ cm}^2$
<u>Momentos últimos de diseño</u>	
Parte superior de la envolvente	$M_1 := [-140 \ 36 \ -140] \text{ kN}\cdot\text{m}$
Parte inferior de la envolvente	$M_2 := [0 \ 72 \ 0] \text{ kN}\cdot\text{m}$

<u>Resistencia requerida</u>	
$V_u := \begin{bmatrix} 77 & 0 \\ 0 & -77 \end{bmatrix} \text{ kN}$	
<hr/>	
Se requiere refuerzo por corte (9.6.3)	refuerzo = "requiere"
Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.5.1.2)	
$V_{umax} = 77 \text{ kN}$	$< \phi \cdot (V_c + 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} \cdot b_w \cdot d) = 389.7 \text{ kN}$
seccion = "cumple"	

Figura 33 Verificaciones de las secciones de viga. **Fuente:** Elaboración Propia.

Como se puede observar en la figura 33, la sección ingresada cumple con los parámetros de diseño resultando una viga rectangular con dimensiones de 45 cm por 35 cm de ancho, el cual está conformado por acero longitudinales de 18 mm y refuerzos del mismo diámetro, las secciones se indican en los planos a detalle.

3.6 Columna Fuerte Viga Débil

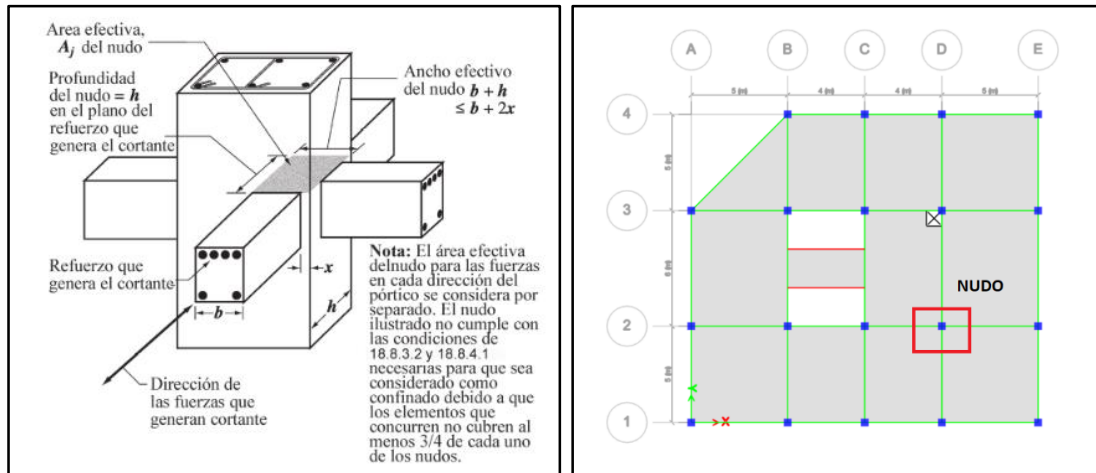


Figura 34 Área efectiva del nudo y nudo a analizar Fuente: ACI [11].

Para diseñar la Conexión en primer lugar es necesario la comprobación de columna fuerte-viga débil, por lo tanto, con el uso de la herramienta MathCad se verificó que cumpla con estas condiciones, en primer lugar, se ingresó las dimensiones tanto de vigas como columnas y el acero en cada sección, además, del ingreso de valores obtenidos en el diseño del modelo en Etabs y se comprobaron que los momentos de la columna como de la viga son superiores al requerido (véase figura 35).

Origin:=1 **FASE n_CHEQUEO COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL**
ACI 318 - 19

Para este procedimiento se establecerá un índice entre la capacidad de la columna y de la viga.

18.7.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \Sigma M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

donde:
 ΣM_{nc} es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.
 ΣM_{nb} es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debido al momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 6.3.2 debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

DATOS

COLUMNA

A=45 cm
 B=45 cm
 $f'c=210 \frac{kgf}{cm^2}$

VIGA

h=45 cm
 b=35 cm
 r=2.5 cm
 $f_y=4200 \frac{kgf}{cm^2}$

Cálculo del momento hiperestático, Utilizamos los valores de armadura de refuerzo colocada

VIGA

$$M_n = \alpha \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \alpha = 1$$

$$a = \frac{\alpha \cdot A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$d = h - r = 42.5 \text{ cm}$$

Verificación de la condición Columna fuerte - Viga débil

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb} \quad +$$

$$\frac{\Sigma M_{ncolumna}}{\Sigma M_{nviga}} = 1.329 \quad \text{ok}$$

Figura 35 Chequeo Columna Fuerte Viga Débil **Fuente:** Elaboración Propia.

3.7 Nudo Fuerte

Una vez ya con el diseño de los elementos estructurales y la verificación de columna fuerte viga débil, se procederá con el diseño de la parte más importante de la edificación, los especialistas estructurales y la bibliografía manifiestan que una parte indispensable para las estructuras aporticadas, es el nudo, por tal motivo se deberá garantizar un NUDO FUERTE, que cumpla con las siguientes condiciones, para el análisis se estudiaría el nudo D2 (véase figura 34).

Para este particular se ingresaron los datos tanto de vigas como las columnas (véase figura 36).

FASE n_CHEQUEO DE LA CONEXIÓN VIGA/COLUMNA

ACI 318 - 19

MATERIALES:

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$db := 16 \text{ mm}$

$A_{s1} := 10.05 \text{ cm}^2$

$A_{s2} := 6.03 \text{ cm}^2$

SECCIÓN COLUMNA:

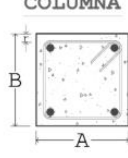
$A := 0.45 \text{ m}$

$B := 0.45 \text{ m}$

$r' := 0.025 \text{ m}$

$H_{col} := 3.3 \text{ m}$

COLUMNA



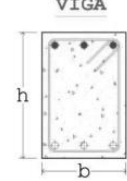
SECCIÓN VIGA:

$h := 0.45 \text{ m}$

$b := 0.35 \text{ m}$

$r := 0.025 \text{ m}$

VIGA

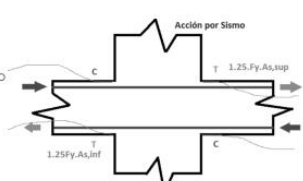


TIPO DE NUDO

INGRESE EL FACTOR (A) TIPO DE NUDO A DISEÑAR: $\gamma := 4$

Consideraciones:

- ** Cuidar Rigidez
- ** Cuidar Resistencia
- ** Revisar Confinamiento
- ** Revisar Anclaje y adherencia
- ** Resistencia a cortante



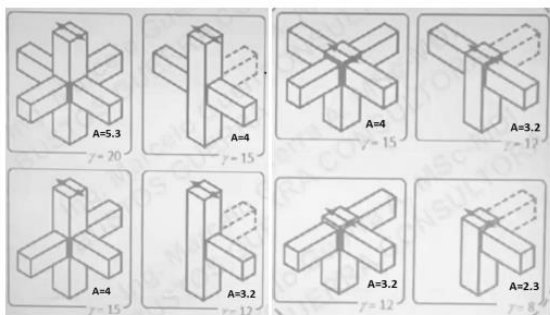


Figura 36 Ingreso de datos para chequeo de Conexión **Fuente:** Elaboración Propia.

Una vez ingresados los datos se verificará que cumpla con la adherencia de los hierros aplicando tres códigos: americano, japonés y neozelandés y las dos condiciones más que son: cortante vertical y cortante horizontal.

ADHERENCIA DE HIERROS EN COLUMNAS:

$\phi_{hierro.viga} := db = 16 \text{ mm}$ Diámetro de hierro mayor de las que cruzan la viga.

Criterio según ACI3018-19	Criterio según Código Japonés	Criterio según Código N Zelanda
$h_{min.col1} > 20 \cdot \phi_{hierro.viga}$	$h_{min.col2} > 28 \cdot \phi_{hierro.viga}$	$h_{min.col3} > 36 \cdot \phi_{hierro.viga}$
$h_{min.col1} := \phi_{hierro.viga} \cdot 20 = 32 \text{ cm}$	$h_{min.col2} := \phi_{hierro.viga} \cdot 28 = 44.8 \text{ cm}$	$h_{min.col3} := \phi_{hierro.viga} \cdot 36 = 57.6 \text{ cm}$

NOTA: Asumir las recomendaciones del código $h_{min.col1} = 32 \text{ cm}$
ACI318-2019

Figura 37 Comprobación de adherencia de hierros **Fuente:** Elaboración Propia.

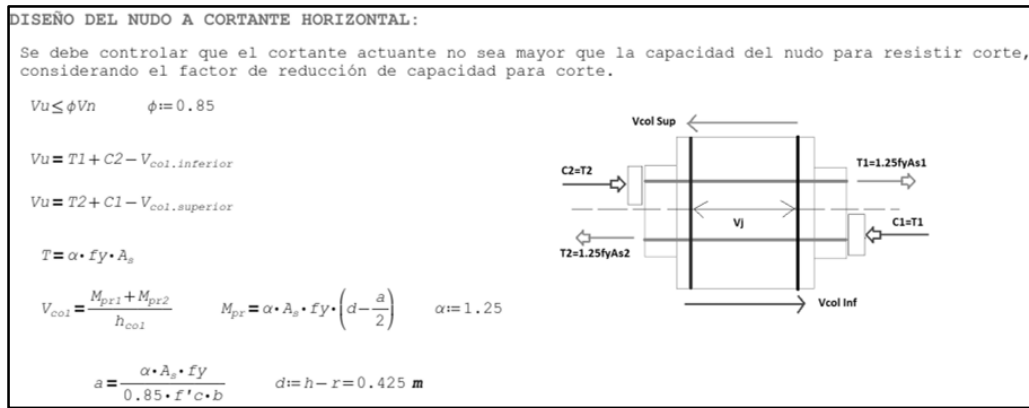


Figura 38 Diseño de Nudo a cortante **Fuente:** Elaboración Propia.

Una vez se ha diseñado se comprobarán los aspectos considerados en el cálculo, estos se pueden verificar en el código ACI 352 Diseño conexiones página 16-27. [12], donde se encuentra la siguiente formulación matemática.

$$V_j \leq 0.85 * V_n \quad (21)$$

$$V_n = \alpha \sqrt{f'_c} A_c \quad (22)$$

Donde:

V_j : Fuerza que se aplica al nudo.

V_n : Resistencia del nudo.

A_c = Promedio entre ancho columna y ancho de viga.

$\alpha=5.3$ cuando la columna está rodeada de 4 vigas

$\alpha=4.0$ cuando la columna está rodeada de 3 vigas.

$\alpha=3.2$ cuando la columna está rodeada de 2 vigas.

Además, deberá cumplir con tres condiciones que son:

V_v : Cortante vertical

Donde: $V_j \leq V_n = 74.45 \leq 88.69 \text{ Tn OK.}$

V_c : Cortante horizontal

Altura de la viga \leq Profundidad de la columna = $45 \leq 45 \text{ cm OK.}$

Adhe: Adherencia

20ϕ varilla de la viga \leq profundidad de la columna = $32 \leq 45 \text{ cm OK.}$

CAPITULO IV

4. ESTRUCTURA MIXTA

4.1 Predimensionamiento de la estructura mixta o híbrida

4.1.1 Predimensionamiento de Deck Metálico

Al utilizar una estructura mixta en el cual las vigas son metálicas, es conveniente usar un deck metálico para los entrepisos, sin embargo, no existe una normativa o cálculos específicos para la determinación de esta, sino la información que presentan los distribuidores y fabricantes de estos elementos, por tal motivo en este particular se usará Novalosa 55 que cumple con las cargas que estarán solicitando y las separaciones entre apoyos que en el diseño la separación es de 1.30 m, por lo tanto cumple con el deck elegido (véase figura 39)

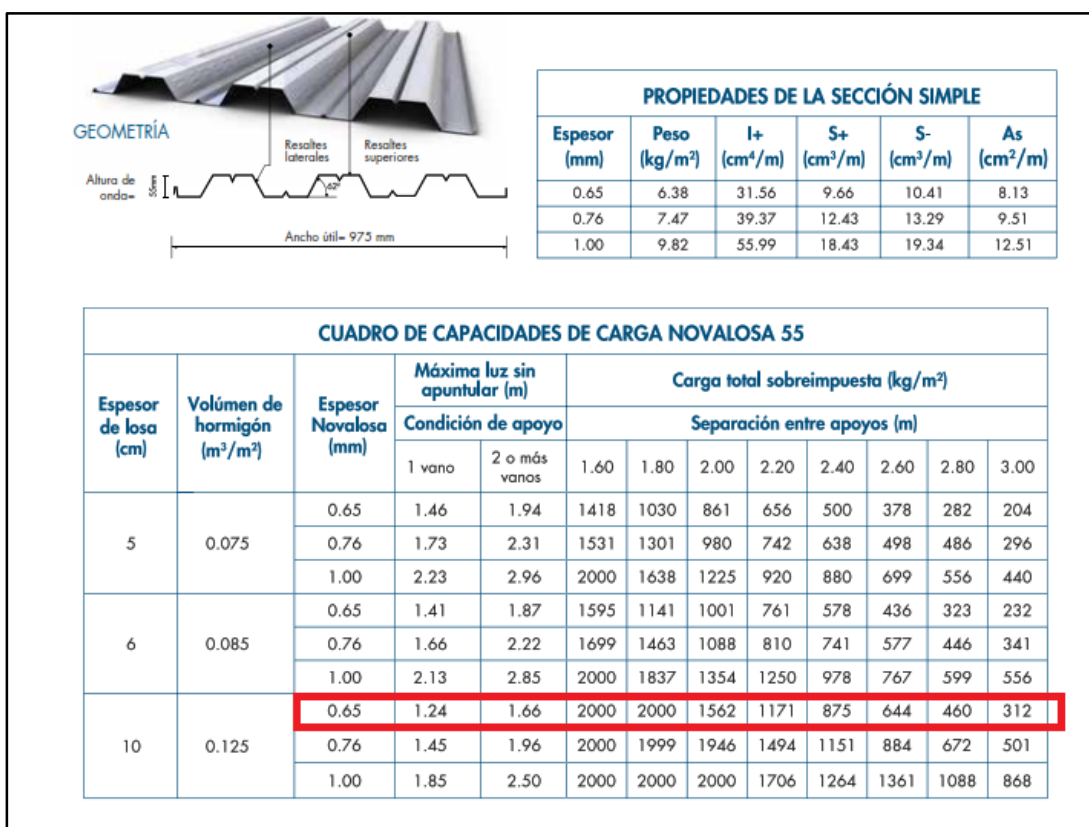


Figura 39 Especificaciones de los deck metálicos Tomado de: www.novacero.com

4.1.2 Prediseño de columnas de hormigón armado

Como se ha mencionado en un inicio, la estructura mixta está conformada de un pórtico compuesto por columnas de hormigón y vigas de acero, por lo tanto, el diseño de las columnas se basará fielmente a lo estipulado en el acápite 3.2 (Diseño de Columnas de Hormigón), las cuales se basan en la normativa de la NEC 15 y en el código ACI, es

relevante indicar que estas columnas se diseñaran para cumplir con las normas sismorresistentes, y este predimensionamiento se encontrará detallado en la programación de MathCad prime , además, al ser una estructura mixta se utilizará materiales como: deck metálico y vigas de acero que a su vez ejercerán una carga muerta hacia las columnas y adicional a estas existirán las cargas vivas que se encuentran en la norma NEC 15, las cargas muertas se detallan a continuación (véase tabla XI).

Tabla XI Pesos de Cargas Muertas **Fuente:** NEC [7].

Elemento	Peso en kg/m²
Deck metálico +Hormigón	240
Vigas	10
Porcelanato, Cerámico	40
Mampostería de Bloque	180
Instalaciones, Gypsum , etc	30
Σ Sumatoria	500 kg/m²

Con la finalidad de establecer uniformidad con la estructura de hormigón armado, se mantuvo el mismo armado de columnas en cuanto a sus secciones, de esta manera garantizará la columna fuerte, esta distribución se muestra en la tabla VI.

4.1.3 Predimensionamiento de una viga de acero

El acero que se utilizará en este diseño para las vigas será el A36 debido a una mayor ductilidad, como característica mecánica posee un módulo elástico de 2100000 kg/cm².

Las vigas que se utilizarán en este diseño serán el tipo I (véase figura 40) las cuales presentan muy buenas características para las sollicitaciones y manifestar que presentan un costo menor a cualquier otro tipo de vigas con secciones diferentes.

Para el armado de las vigas secundarias, se considerará ubicar las vigas en el sentido del edificio con menos inercia, ya que en ese sentido estará propenso a tener más derivas, por lo tanto, con este criterio se compensará de cierta manera la falta de esta. (véase figura 40).

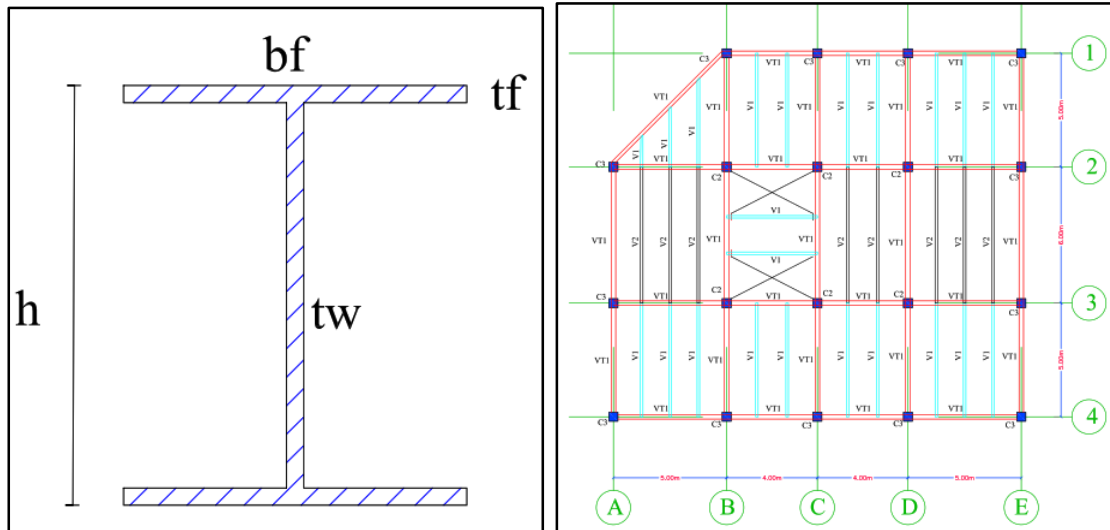


Figura 40 Ejemplo de una sección formada por un perfil laminado y la distribución en el modelo **Fuente:** Elaboración Propia.

4.1.3.1- Propiedades mecánicas de las vigas

Para el prediseño de vigas tanto principales como secundarias, es indispensable conocer las propiedades mecánicas que posteriormente ayudaran para que el diseño sea el más eficiente y sean aprovechadas las cualidades del material, a continuación, se indica como se han obtenido cada una de estas.

Área de la sección

$$A = bf * h - (bf - tw)(h - 2tf) = cm^2 \quad (23)$$

Peso de la viga

$$W = A * 0.785 = kg/m \quad (24)$$

Inercia en X

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} - (bf - tw)(h - 2tf) = cm^4 \quad (25)$$

Inercia en Y

$$I_y = \frac{tf * bf^3}{6} + \frac{(h - 2tf) * tw^3}{12} = cm^4 \quad (26)$$

Sx (Módulo de sección)

$$S_x = \frac{2 * I_x}{h} = cm^3 \quad (27)$$

Sy (Módulo de sección)

$$S_y = \frac{2 * I_y}{bf} = cm^3 \quad (28)$$

Zx Plastificación

$$Z_x = \sum A * d = bf * tf (h - tf) + tw \left(\frac{h}{2} - tf \right)^2 = cm^3 \quad (29)$$

Zy Plastificación

$$Z_y = \sum A * d = \left(\frac{bf^2 * tf}{2} \right) + \left(\frac{(h - 2tf) * tw^2}{4} \right) = cm^3 \quad (30)$$

rx Radio de Giro en x

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = cm \quad (31)$$

ry Radio de Giro en y

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = cm \quad (32)$$

Una vez que se han obtenido las propiedades mecánicas de la viga, un concepto que se aplicará es la plastificación, la cual permitirá un mayor aprovechamiento de las capacidades del material, para que un elemento en este caso la viga llegue a este punto deberá cumplir tres condiciones que manda la AISC [14]:

- a) Los patines y almas tendrán que ser como mínimo compactas, los cuales garanticen que no existe pandeo local. Donde deberán cumplir lo siguientes límites:

Patín

$$f = 0.3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (34) , \quad 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (33)$$

Alma

$$w = 2.45 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (36) , 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (34)$$

- b) Soldadura continua entre alma y patín.
- c) Lateralmente apoyada (para que la viga no gire).

Cada viga tendrá una curva que indique su capacidad, además, que muestre los límites que alcanzan al aplicarse un momento (véase figura 41) .

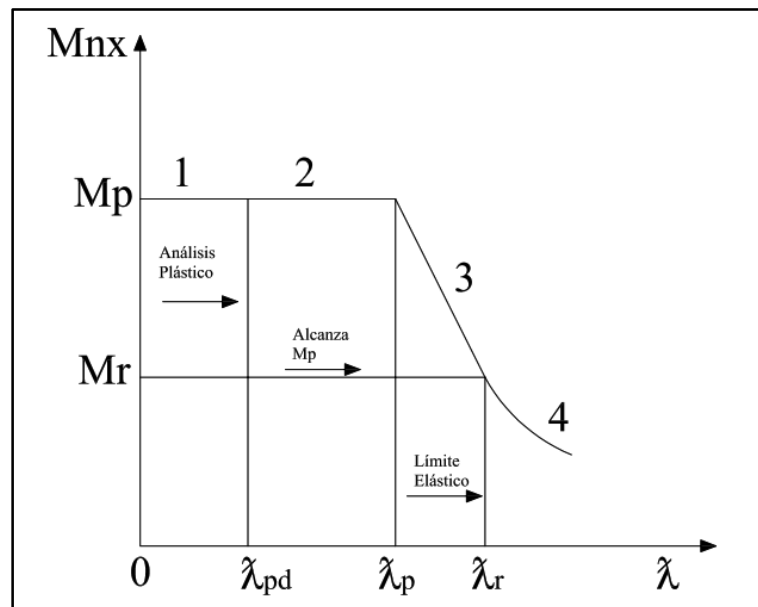


Figura 41 Curva de Plastificación de una viga de Acero **Fuente:** Elaboración Propia.

Donde:

M_p (Momento Plástico)

$$M_p = 0.9 * \tau * Z_x \quad (35)$$

λ_p o L_p

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (36)$$

λ_r o L_r

$$Lr = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (37)$$

Jc= Momento polar de inercia

$$Jc = \frac{bf * tf^3}{3} * 2 + \frac{h * tw^3}{3} \quad (38)$$

Donde:

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} \quad (39)$$

Para controlar Lateral-Torsional Buckling se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$Mn = Cb \left[Mp - (Mp - 0.7F_y S_x) \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq Mp \quad (40)$$

Cuando $Lb \geq Lr$

$$Mn = F_{cr} S_x \leq Mp \quad (41)$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{Lb}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{Lb}{r_{ts}}\right)^2} \quad (42)$$

Una vez que la viga diseñada ha llegado a plastificarse es decir se ha exigido al máximo a este elemento se deberán realizar los controles de deflexiones, deformaciones así también como conocer la Demanda vs Capacidad, con base a los momentos actuantes y los resistentes.

4.1.4 Control de Deformaciones en vigas de acero

El código ASCE (American Society of Civil Engineers) 7-16 tabla R 301 .7 establece límites de deflexión máximos referenciales para que las vigas de acero se deformen es ($L/240$), los diseños tendrán que hacerse que cumplan la resistencia y cumplan con la serviciabilidad, es decir se encuentre dentro de los rangos permisibles de deformación, para el cálculo de estas se deberá considerar las cargas de servicio (véase ecuación 43).

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{240} (Cm + Cv) \quad (43)$$

Y para una viga simplemente apoyada y con carga repartida es:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (44)$$

Donde:

$\delta_{m\acute{a}x}$ =deformación máxima permitida.

W= Carga repartida.

L=Luz de la viga.

Con la finalidad de que durante el prediseño de la viga de acero sea ya controlado la deformación y por ende las vibraciones, se optó por igualar estas dos ecuaciones (43 y 44) y despejar la inercia para que sea a su vez la inercia mínima que tenga una viga de acero para que cumpla con la deformación.

$$I_{min} = 3.125 \frac{wL^3}{E} = 31250000 * \frac{(Cm + Cv) * at * L^3}{E} \quad (45)$$

4.1.5 Vigas Principales

Para el diseño de las vigas principales o trabes (tipo I), se basará en el mismo principio que las secundarias, es decir que plastifiquen basados en los tres principios y también se considerará si existe la necesidad de usar atiesadores en la viga, calculando la capacidad a corte de la viga. Para este cálculo se basa en las ecuaciones que manda el AISC.

$$V_n = 0.6 * f_y * (h - 2tf)tw * Cv = \quad (46)$$

Donde:

Vn: Resistencia a corte del alma de una viga.

Cv: Factor de mayorización.

$$e = \frac{h}{tw} \quad (47)$$

Donde:

e= Esbeltez del alma.

Que deberá cumplir con los límites máximos y mínimos para que cumpla con los valores de Cv.

$$1.10 \sqrt{\frac{KvE}{fy}} < \frac{h}{tw}, \quad Cv = 1 \quad (48)$$

$$1.10 \sqrt{\frac{KvE}{fy}} < \frac{h}{tw} < 1.37 \sqrt{\frac{KvE}{fy}}, \quad Cv = 1.10 * \frac{\sqrt{\frac{KvE}{fy}}}{\frac{h}{tw}} \quad (49)$$

$$\frac{h}{tw} < 1.37 \sqrt{\frac{KvE}{fy}}, \quad Cv = 1.51 * \frac{KvE}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 fy} \quad (50)$$

Donde Kv:

$$Kv = 5 + \left(\frac{5}{\frac{a}{h}}\right)^2 \quad (51)$$

Finalmente se comprobará que el Vn sea mayor a Vu , que significa el cumplimiento a corte de la viga, además, de si necesita o no atiesadores.

$$Vu = \frac{2Mpr}{Lt - bcol - h} + 500Pi * num = \quad (52)$$

Donde:

Mpr: Momento producido por el giro

Lt: Longitud de viga o trabe

bcol: ancho columna

h: altura de la viga

Pinum: Número de cargas que solicitaran a la viga principal.

Tabla *XII* Resumen de vigas predimensionadas Principales y Secundarias **Fuente:**
Elaboración Propia

ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS				
		bf(mm)	tf(mm)	h(mm)	tw(mm)	Peso(kg)
VIGA I	V1	110	6	220	3	15,26
VIGA I	V2	110	6	300	3	17,14
VIGA I	VT1	200	12	350	10	63,27

4.2 Modelamiento en Etabs

Como se realizó en el modelo anterior, una vez con el predimensionamiento de los elementos estructurales se procedió a una verificación en el software Etabs, que permitirá comprobar que el diseño realizado cumpla con las normativas de los códigos. En este caso particular se revisarán los valores de manera concreta siguiendo los procedimientos que se indicó en el modelo de hormigón armado.

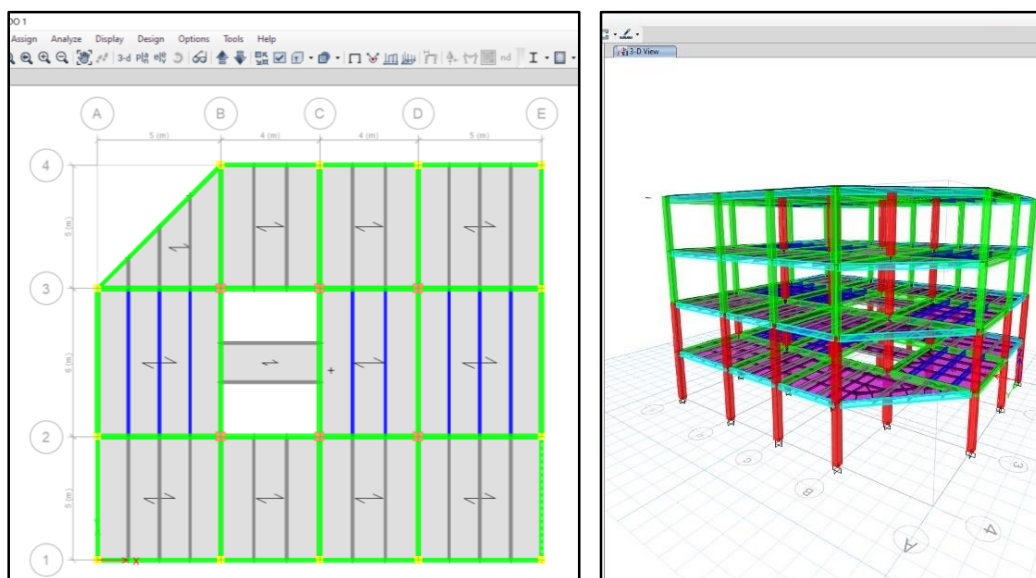


Figura 42 Modelación en el software Etabs de la estructura mixta **Fuente:** Elaboración propia

4.2.1 Cortante Basal Estático

La Nec establece que el cortante basal estático del ETABs deberá ser mayor al mínimo calculado. $V_p \geq V_{min}$, el resultado calculado de 62.00 T mientras que el software se

obtuvo un valor de 62.43 T es decir cumple con este parámetro, cabe manifestar que la estructura es considerada REGULAR, se puede revisar en el capítulo de la NEC Sismorresistente 6.2.2 inciso b [7].

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
Story4	SISX	LinStatic		Top	0	-30,6401	0	260,3329	0
Story4	SISX	LinStatic		Bottom	0	-30,6401	0	260,3329	0
Story3	SISX	LinStatic		Top	0	-51,8713	0	440,6452	0
Story3	SISX	LinStatic		Bottom	0	-51,8713	0	440,6452	0
Story2	SISX	LinStatic		Top	0	-62,439	0	530,3779	0
Story2	SISX	LinStatic		Bottom	0	-62,439	0	530,3779	0
Story1	SISX	LinStatic		Top	0	-62,439	0	530,3779	0
Story1	SISX	LinStatic		Bottom	0	-62,439	0	530,3779	0

Figura 43 Cortante basal estático de la estructura mixta. **Fuente:** Elaboración Propia.

4.2.2 Cortante Basal Dinámico

En el análisis dinámico, se procedió a ingresar la curva inelástica reducida (véase figura 21) al Etabs, corrigiendo el coeficiente de aceleración del sismo con base a iteraciones, esto se podrá realizar una vez que los valores de las derivas se encuentren controlados; la corrección será válida cuando el cortante basal dinámico tanto en (XeY) sea mayor al mínimo calculado anteriormente de 62.00 Tn, para este particular se obtuvo los siguientes valores, en X de 62.90 T e Y de 62.37 T, por lo tanto, cumple el cortante basal dinámico.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
Story4	SPTX	LinRespSpec	Max	Top	0	26,2562	1,1929	199,7935	0
Story4	SPTX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	26,2562	1,1929	199,7935	3,9365
Story3	SPTX	LinRespSpec	Max	Top	0	43,6265	2,0927	331,9118	3,9365
Story3	SPTX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	43,6265	2,0927	331,9118	10,7641
Story2	SPTX	LinRespSpec	Max	Top	0	55,5595	2,6927	422,6627	10,7641
Story2	SPTX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	55,5595	2,6927	422,6627	19,405
Story1	SPTX	LinRespSpec	Max	Top	0	62,9032	3,0059	478,6043	19,405
Story1	SPTX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	62,9032	3,0059	478,6043	29,0495

Figura 44 Cortante Basal Dinámico de la estructura mixta **Fuente:** Elaboración Propia.

4.2.3 Derivas

Una vez corrido el programa se analizó las derivas causadas por sismo, obteniéndose los siguientes resultados en las derivas en sismo en X y sismo en Y.

Tabla XIII Resumen de Derivas **Fuente:** Elaboración propia.

0,0023	Sisx	1.38%
0,0028	Sisy	1,68%

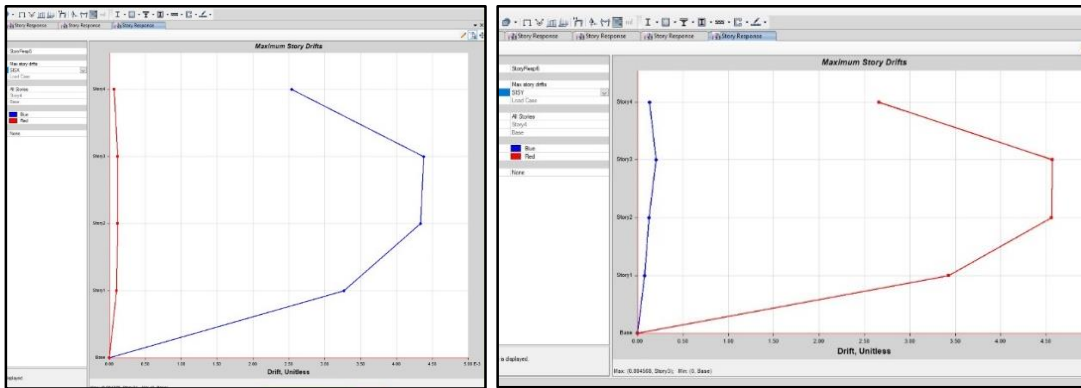


Figura 45 Derivas en el software Etabs **Fuente:** Elaboración Propia.

4.2.4 Deflexiones

Para este caso se obtuvo que la deflexión máxima permitida es $(L/240)$ en vigas metálicas, siendo de 2.5 cm, cabe manifestar que para el cálculo de este particular se utilizaron las cargas de servicio, generándose una deflexión que indica el Etabs de 0.4 cm, por lo tanto, cumple el parámetro de deflexión en la viga más desfavorable y donde más afectada se ve por el sismo es decir en la losa 2.

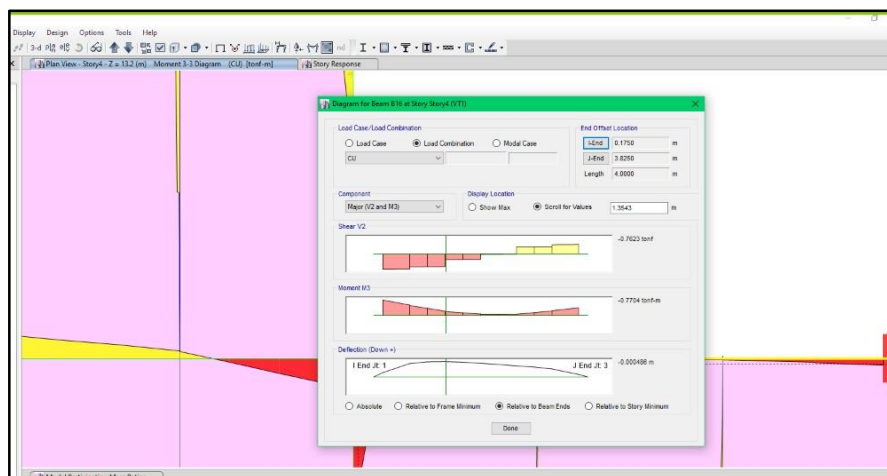


Figura 46 Diagramas de momento, corte y deflexiones **Fuente:** Elaboración Propia

El objetivo de la modelación en el software ha sido simplemente el de verificación y control de los criterios importantes en la sismorresistencia, más no ha sido utilizado como diseño de los elementos estructurales mixtos, resumiendo así que la estructura cumple con criterios de sismorresistencia que indican las normativas.

4.3 Diseño de la columna de Hormigón para la estructura mixta

Como se realizó para la estructura de hormigón, se realizó el mismo procedimiento para el modelo mixto, a continuación, se muestra su diseño.

Tabla XIV Tabla Resumen de Cargas y Momentos para el diseño de columnas **Fuente:** Elaboración propia.

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
91,5049	-2,49	-19,07	2,49	2,49	1,15	0,75

Longitudinal Check for P_u - M_{u2} - M_{u3} Interaction

Column End	Rebar Area cm²	Rebar %	D/C Ratio
Top	18,47	1,15	0,758
Bottom	18,47	1,15	0,746

Design Axial Force & Biaxial Moment for P_u - M_{u2} - M_{u3} Interaction

Column End	Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Station Loc m	Controlling Combo
	tonf	tonf-m	tonf-m	m	
Top	91,50	-2,49	-7,06	2,95	10
Bottom	92,86	2,52	12,978	0	10

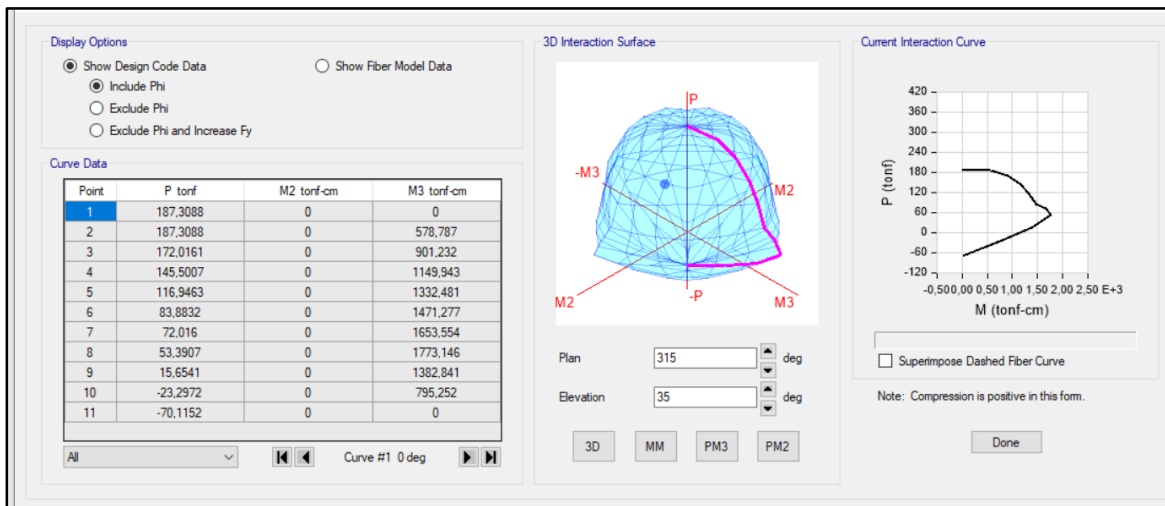


Figura 47 Diagrama de interacción de columna de hormigón armado. **Fuente:** Elaboración Propia.

Como se detalló en la estructura de hormigón armado, se siguió el mismo procedimiento, se ingresaron los datos de la sección transversal de la columna y sus materiales (véase figura 48).

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO ACI 318-19

Materiales

Concreto $f'_c := 21 \text{ MPa}$
 Acero de refuerzo $f_y := 420 \text{ MPa}$
 Módulo de elasticidad $E_s := 200 \text{ GPa}$

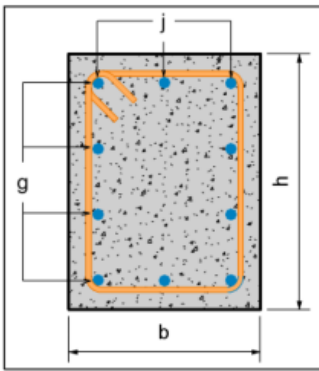
Dimensiones

Altura $h := 40 \text{ cm}$
 Ancho $b := 40 \text{ cm}$
 Recubrimiento al estribo $r := 2.5 \text{ cm}$

Refuerzo

de barras en b $j := 4$
 # de barras en h $g := 4$

Acero longitudinal $d_b := \frac{5}{8} \text{ in}$
 Acero transversal $d_v := \frac{3}{8} \text{ in}$
 Cuantía (10.6.1.1) $\rho = 0.015$



$$n_b = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Figura 48 Ingreso de datos para el diseño de columna de hormigón armado **Fuente:** Elaboración Propia.

Y finalmente el programa verifica que cumpla con los aspectos de diseño (véase figura 49)

Resistencia Requerida	
Fuerza Axial	$N_u := P_u = [1873 \ 1078 \ 500 \ 985] \text{ kN}$
Cortante	$V_u := [300 \ 10 \ 80 \ 60] \text{ kN}$
Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.5.1.2)	
$V_u = 300 \text{ kN}$	$< \phi \cdot (V_c + 8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}} \cdot b_w \cdot d) = 496.899 \text{ kN}$
	seccion="cumple"
Requiere acero de refuerzo	acero="require"
Refuerzo a cortante mínimo (10.6.2)	$A_{vmin} = 0.276 \text{ cm}^2$
Máximo espaciamiento si requiere refuerzo a corte (10.7.6.5.2)	$s_{max} = 8.938 \text{ cm}$
Resistencia de la sección	
Resistencia del concreto (22.5.5)	$V_c = 227.18 \text{ kN}$
Resistencia del acero de refuerzo (22.5.8.5.3)	$V_s = 254.766 \text{ kN}$
Resistencia al corte	$V_n := \phi \cdot (V_c + V_s)$
	$V_n = 361.46 \text{ kN}$
Resistencia requerida	$V_u = 300 \text{ kN}$
	corte="cumple"

Figura 49 Diseño de columna de hormigón para la estructura mixta **Fuente:** Elaboración Propia.

Para este caso particular se diseñó la columna de sección cuadrada de 40 cm, cabe manifestar que existe una disminución en las cargas axiales, debido a que las vigas de acero y el deck metálico disminuye considerablemente el peso de la estructura, esta sección contará con refuerzos longitudinales de 16 mm, los detalles se indican en los planos.

4.4 Diseño de Vigas de Acero

Para el diseño de vigas de acero tanto principales como secundarias, se utilizó una hoja de cálculo en Excel (véase figura 51) para que faciliten los datos, la viga a considerar es la que presenta la luz con mayor longitud (misma que la de hormigón armado) las ecuaciones ingresadas han sido basados en los códigos vigentes sismorresistentes y que han sido explicadas en el acápite referente al dimensionamiento de vigas (sección 4.1) las demás vigas han seguido el mismo procedimiento, en los planos a detalle se encontrarán las dimensiones de estas.

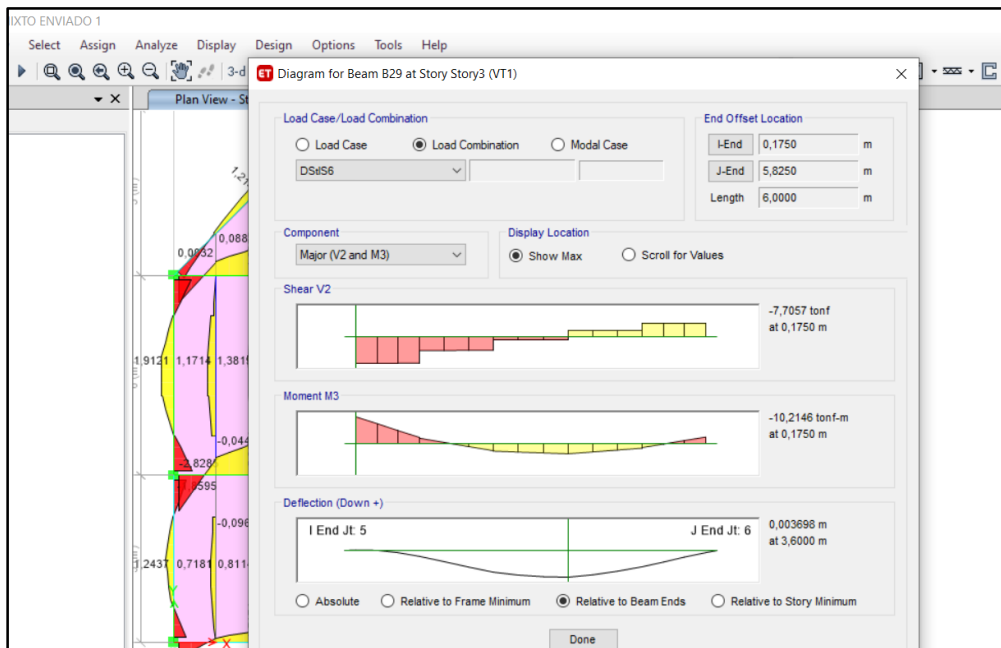


Figura 50 Diagrama de momentos para el Diseño de Vigas de acero Trabe **Fuente:** Elaboración Propia

Cuando se obtiene el momento generado desde el Etabs de las vigas principales denominadas como viga trabe y de las vigas secundarias (véase figura 51) se ingresa al programa Excel y verificará si cumplen o no con el predimensionamiento realizado previamente, un dato importante es que las vigas secundarias trabajen a su capacidad máxima mientras que las vigas principales es recomendable trabajar bajo el 75% de su capacidad, esto en base a sugerencias de especialistas estructurales, a continuación se muestra la hoja de cálculo de Excel que permitió el diseño de las vigas metálicas tanto principales como secundarias para que cumplan las condiciones sísmicas (véase figura 51).

De la misma manera se verificará con base a la ecuación 52, el diseño a corte de la viga, es decir la necesidad de usar o no atiesadores, cuando cumpla la condición de V_n (resistencia a corte de la viga) sea mayor a V_u (cortante actuante sobre la viga) permitirá conocer si la viga diseñada está en capacidad de resistir el esfuerzo cortante, en este caso particular cumple con la capacidad a corte y no es necesario el uso de atiesadores.

Materiales			Datos arq		
A	36	ksi	Lv	6,00	m
E	2100000	kg/cm ²	Lt	5,00	m
Viga secundaria			vigas	3	u
Datos de viga			at	1,25	m
bf	11	COMP	OK		
tf	0,6	cm	Cm	0,50	t/m ²
h	30	COMP	Cv	0,20	t/m ²
tw	0,3	cm	Cu	0,92	t/m ²
Cb	1,00		W	7,02	t
Propiedades Mec			Wr	1,17	t/m
A	21,84	cm ²	Mu	5,27	t-m
Peso	17,14	kg/m	Apoyo	3	u
Ix	3449,98	cm ⁴	Lb	150	cm
Iy	133,16	cm ⁴	Mr	5,63	t-m
Sx	230,00	cm ³	D/C	0,94	
Sy	24,21	cm ³	bcol	40	cm
Zx	256,25	cm ³			
Zy	36,95	cm ³	Sx tabla	260	cm³
rx	12,57	cm			
ry	2,47	cm			

Viga trabe		
Lt	5,00	m
num	3	u
L2	6,00	m
Pi	7,02	t
Tipo	ART	
A	36	ksi
Mu	17,56	t-m
Mr	24,52	t-m
D/C	0,72	
Mpr	42,65	t-m
Apo lat	OK	
Cortante	OK	
Datos de viga		
bf	20	SISM
tf	1,2	cm
h	35	SISM
tw	1,0	cm
Propiedades Mec		
A	80,60	cm ²
Peso	63,27	kg/m
Ix	16602,20	cm ⁴
Iy	1602,72	cm ⁴
Sx	948,70	cm ³
Sy	160,27	cm ³
Zx	1076,89	cm ³
Zy	248,15	cm ³
rx	14,35	cm
ry	4,46	cm

Diseno a corte		
Atieзад	0	u
a	500	cm
kv	5,00	
h/tw	35,00	
cv1	70,87	
cv2	88,26	
cv	1,00	
Vn	49,48	t
Vmpr	20,07	t
Vg	10,54	t
Vu	10,54	t
No atieзadores		

Figura 51 Diseño de Vigas de acero **Fuente:** Elaboración propia

4.5 Conexión Columna de Hormigón Armado y Viga de Acero

Cuando se trata el tema de conexiones en estructuras ya sean de acero o mixtas, existe desconocimiento por parte de los diseñadores e incluso en el Ecuador con su norma NEC-15 que en varios casos da recomendaciones sobre este tema, más no especifica cálculos para el diseño.

Una de las recomendaciones que sugieren los ingenieros estructuralistas y las normas internacionales es que los elementos estructurales sean capaces de disipar energía conocidos también como elementos fusibles, esta importancia que dan los ingenieros sobre el tema está basado en las trágicas historias de Northridge (1994) en California y Kobe (1995) Japón, que causaron grandes pérdidas tanto humanas como económicas debido a los sismos suscitados, debido a que los pórticos resistentes a momentos tenían un defecto en las conexiones, por tal motivo surgió el proyecto SAC bajo el financiamiento de la (FEMA) Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, que dio suma importancia sobre los requerimientos que deben tener las conexiones durante un sismo y posteriormente se desarrolló un estándar para conexiones precalificadas aplicados a sistemas sismorresistentes.

Existen varias alternativas de conexiones precalificadas a momento entre las cuales se tiene el tipo RBS (Reduced Beam Section), tipo WUF-W (welded unreinforced flange-welded web) y la conexión End Plate Unstiffened, la última principalmente se ha

desarrollado un estudio doctoral por parte del ingeniero Yuntian Wu con el nombre de Development of Precast Concrete and Steel Hybrid Special Moment-Resisting Frames, que sugiere este tipo de conexiones para un sistema híbrido RCS, a continuación se indica una imagen de esta conexión [6].

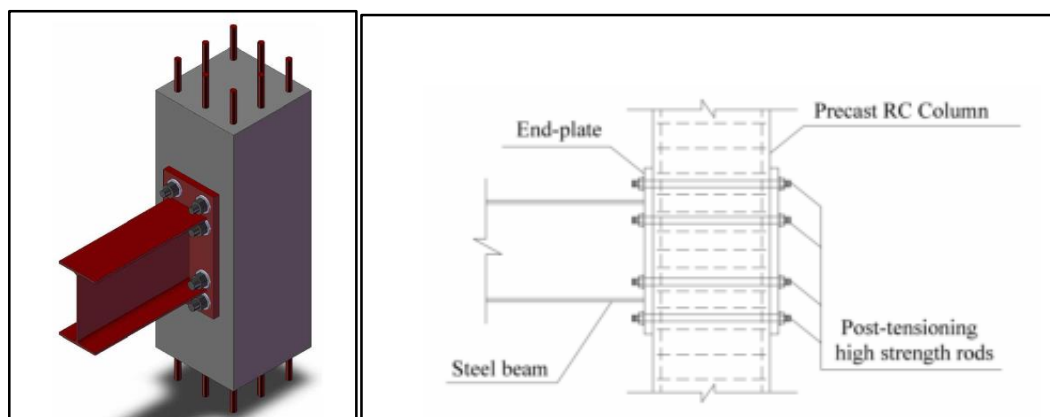


Figura 52 Conexión Híbrida Viga-Columna Fuente: Wu [6]

4.6 Conexión End Plate Unstiffened

Basado en las recomendaciones en literatura internacional, específicamente japonesa y estadounidense (norma AISC 358 y 341) se procedió con el diseño de la conexión prefabricada End Plate.

El comportamiento de este tipo de conexiones puede ser controlado por los siguientes estados límites:

- Fluencia a flexión de la de la viga.
- Fluencia a flexión de la placa.
- Fluencia de la zona de panel de la columna.
- Ruptura a tensión de los pernos de la placa.
- Ruptura a corte de los pernos de la placa.
- Ruptura de la conexión del alma soldada.

El criterio de diseño provee de suficiente resistencia en los elementos de la conexión para asegurar que se logre una deformación inelástica en la conexión por la fluencia de la viga.

Deben ser capaces de desarrollar una deriva de piso θ (rotación plástica) igual o mayor a $\pm 0.04 \text{ rad}$, lo que manifiesta es que esta conexión permitirá una deriva de aprox 4% sin embargo, como los edificios que se está diseñando y como manda la norma NEC 15 que tengan derivas de máximo el 2%, por lo tanto, esta conexión garantiza su funcionamiento.

Las conexiones deben desarrollar como mínimo un momento resistente en la cara de la columna igual a $0.80M_p$ de la viga conectada, para una deriva de piso θ (rotación plástica) de $\pm 0.04 \text{ rad}$.

Limitaciones en vigas

- Las vigas pueden ser laminadas o armadas.
- En los extremos conectados a momento de secciones armadas soldadas con al menos la altura de la viga o 3 veces el ancho del patín, la que sea menor, el alma de la viga y patín deben ser conectados usando CJP (Soldadura de penetración completa) o un par de soldaduras de filete con una garganta de no menos de 75% de t_w , pero no menor que 6 mm.
- La altura debe estar entre 35 y 140 cm en la viga.
- No influye en peso de las vigas.
- Debe estar entre 10 y 19 mm el espesor del patín.
- Las relaciones de $bf/2t_f$ y h/t_w deben ser sísmicos AISC-341.
- La zona protegida será determinada de acuerdo a lo siguiente:
 - Para conexiones sin atizador debe ser el menor valor de la altura de la viga y 3 veces el ancho del patín.

Detalles de conexión

- La máxima dimensión del gramil g está limitado con el tamaño del ancho del patín de la viga.

4.7 Procedimiento de Diseño Conexión End Plate (4E)

$$M_f = M_{pr} + V_u + S_h \quad (53)$$

M_f = Momento en la cara de la columna.

V_u = Fuerza cortante.

L_h = Distancia a la rótula plástica.

$$M_{pr} = C_{pr} + R_y + F_y + Z_e \quad (54)$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (55)$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad} \quad (56)$$

$$S_h = \text{El menor entre } \frac{d}{2} \text{ o } 3b_{bf}$$

$S_h =$ Distancia desde la cara de la columna a la rótula plástica

Se procederá a escoger los dimensionamientos de la tabla 6.1 de la AISC 360 y compararlos con los reales, adicionalmente se escogerán las dimensiones de la placa. (véase tabla XV).

Tabla XV Limites para la conexión end plate precalificada **Fuente:** AISC358-10 [15].

End Plate Four-Bolt (4E)		
Parámetro	Máximo (mm)	Mínimo (mm)
tbf	19	10
bbf	235	152
d	1400	349
tp	57	13
bp	273	178
g	152	102
Pfi,Pfo	114	38
Pb	-	-

4.8 Diámetro del perno para conexión

La AISC recomienda usar la siguiente fórmula para el cálculo del diámetro del perno.

$$d_{b req d} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\varphi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}} \quad (57)$$

Donde:

φ_n =Estados limites dúctiles 1.00

F_{nt} = Resistencia nominal a tracción basado en las especificaciones de la AISC (Mpa)

h_1 = Distancia desde el eje de la viga a compresión hasta el eje de tensión del perno exterior

h_o = Distancia desde el eje del patín a compresión hasta el eje de tensión del perno exterior

Los pernos considerados para este particular se encuentran normados bajo estándares del ASTM (American Society for Testing and Materials), en este caso el perno a utilizar es el A307 que cumple con los requerimientos de acero al carbono de alta resistencia que varían diámetros desde ¼” hasta 4”.

Tabla XVI Limites para los esfuerzos de tensión (Ft) en ksi para conectores en conexiones **Fuente:**AISC [14].

DESCRIPCIÓN DEL CONECTOR	CUERDAS INCLUIDAS EN EL PLANO DE CORTE	CUERDAS EXCLUIDAS DEL PLANO DE CORTE
Tornillos A307		59-1.9f _v ≤45
Tornillos A325	117-1.9f _v ≤90	117-1.5f _v ≤90
Tornillos A490	147-1.9f _v ≤113	147-1.5f _v ≤113

4.9 Espesor de la placa

La AISC recomienda usar la siguiente fórmula para el cálculo del espesor de la placa.

$$t_{p \text{ req } d} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_n F_{yp} Y_p}} \quad (58)$$

Donde:

F_{yp} : Limite elástico de la placa

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_f} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s)] \quad (59)$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad (60)$$

si $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$

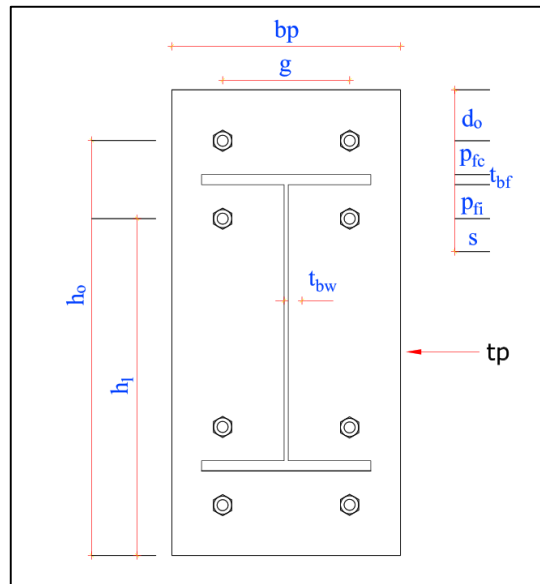


Figura 53 Geometría de la conexión end plate **Fuente:** Elaboración Propia basado en AISC 358 [15].

Una vez que se diseñe la conexión la norma AISC 358, exige verificaciones que se calcularan con las siguientes ecuaciones.

4.10 Fuerza de Patín

$$F_{fu} = \frac{M_f}{h - t_{bf}} \quad (61)$$

Resistencia de la soldadura

Que deberá cumplir con las siguientes recomendaciones:

- No se usarán los agujeros de acceso de soldadura.
- Con soldadura de penetración completa (CJP) sin refuerzo tiene que ser realizado la unión del patín de la viga a la columna.
- La CJP debe ser tal que la raíz de la soldadura este en el lado del alma de la viga.
- El interior del patín de la viga debe tendrá como mínimo 8mm de filete con soldadura SDC (Soldadura Demanda Crítica).
- La unión del alma de la viga a la placa tiene que ser CJP o soldadura de filete. La soldadura de filete tendrá que ser dimensionada para soportar el esfuerzo total del alma en tensión desde la parte interior del patín de la viga.

$$R_s = \frac{t_f * b_f * E}{14.23} \quad (62)$$

Donde:

E: Electrodo de soldadura 70 KSI, 80 KSI y 100KSI.

Donde se obtuvo el siguiente diseño, el cual cumple con todas las especificaciones de las normas, más información se podrán observar en los planos a detalle (véase anexos), se debe indicar que la figura 54 hace referencia a una columna central en donde los pernos atraviesan de cara a cara de la columna y están unidas a las vigas a través de placas con la finalidad de garantizar la transmisión de esfuerzos de momento hacia la columna, con el mismo criterio las columnas esquineras como intermedias se basaran en el mismo concepto, de esta manera se garantice un pórtico resistente a momento.

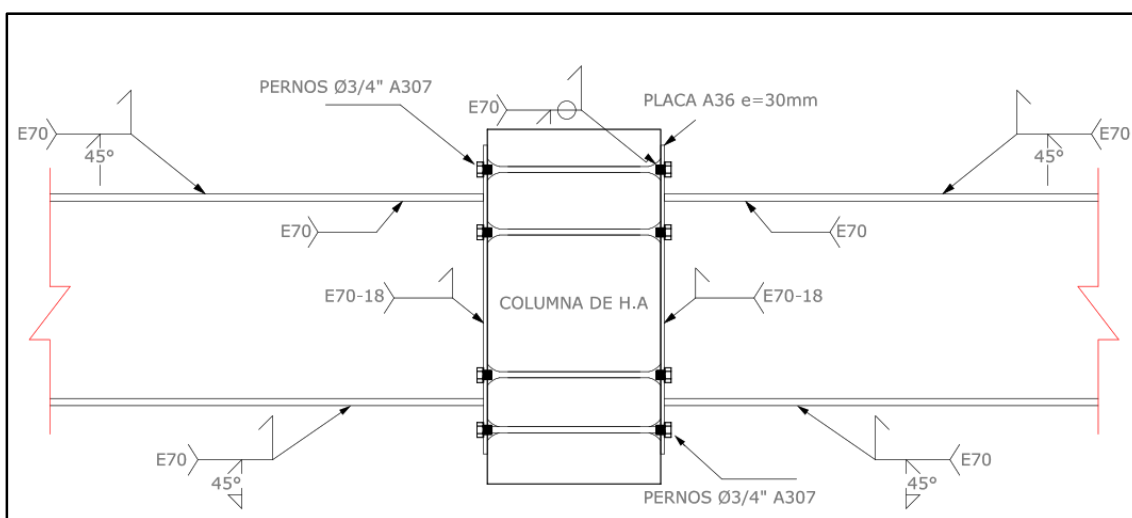


Figura 54 Detalle de conexión a momento End Plate (4E). **Fuente:** Elaboración Propia.

Como se ha mencionado en esta investigación, uno de los aspectos con mayor desconocimiento y constante estudio son las conexiones de elementos, por tal motivo se debe indicar que para el modelo analítico estudiado se tomaron recomendaciones de especialistas estructurales, uno de ellos es que, al no existir una teoría clara sobre columna fuerte y viga débil en sistemas híbridos, es recomendable en el momento del diseño cambiar la viga metálica por una de hormigón que cumpla con los requerimientos de nudo fuerte y de esta manera saber el armado necesario que absorban los momentos flectores para posteriormente equiparar el acero de los pernos con lo de las varillas de las vigas, de esta manera se garantizará el acero requerido para la conexión.

Conexión END PLATE 4E		
sh	17,50	cm
Mpr	42,50	t-m
Vu	31,22	t
Mf	38,65	t-m
Datos de conexión		
tf	1,2	OK
bf	20,0	OK
h	35,0	OK
tp	3,0	OK
g	15,0	OK
bp	27,3	OK
fyp	36	ksi
pf	3,8	OK
Tipo	A307	
Perno	3/4	SI
Esfv	19,48	ksi
Esft dis	89,63	ksi
Esft r	68,32	ksi
tp min	2,2	cm

Chequeos		
Patin		
Ft	141,81	t
E	70	ksi
Rs	153,95	t
OK		
Alma		
Vu	31,03	t
Rs	160,37	OK

Figura 55 Diseño de una conexión End Plate 4E **Fuente:** Elaboración Propia.

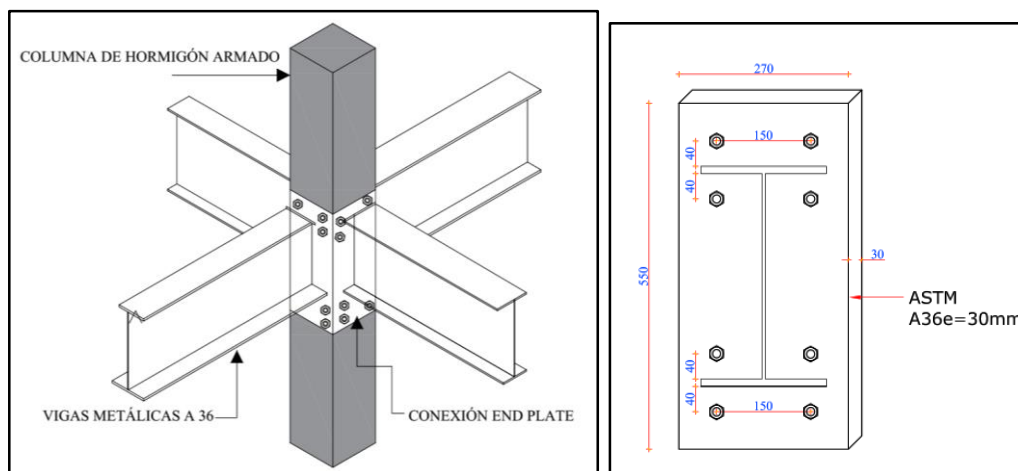


Figura 56 Detalle conexión a momento **Fuente:** Elaboración Propia.

CAPITULO V

5.CIMENTACIÓN

Al ser un modelo para el análisis de factibilidades y comportamientos estructurales, se ha planteado que la cimentación sea de tipo aislada, que cumpla con todos los parámetros de diseño y normativas vigentes, con la finalidad de conocer el procedimiento de diseño y cuál será la zapata en cada uno de los dos casos, para una estructura mixta y la de hormigón armado, cabe mencionar que las cargas y otros factores que están involucrados en el diseño se indicaran en los anexos de Mathcad.

Como primer punto se indica que el diseño estará basado en la ecuación del esfuerzo, donde el Área servirá como dato para el predimensionamiento de un plinto.

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (63)$$

Donde:

P: Carga (carga de servicio)

A: Área

σ : Esfuerzo

Además, se tomará en cuenta porcentaje de excentricidad (aprox 10%) del ancho de la columna para generar un momento sobre la cimentación, esto se consideró en base a recomendaciones de especialistas estructurales.

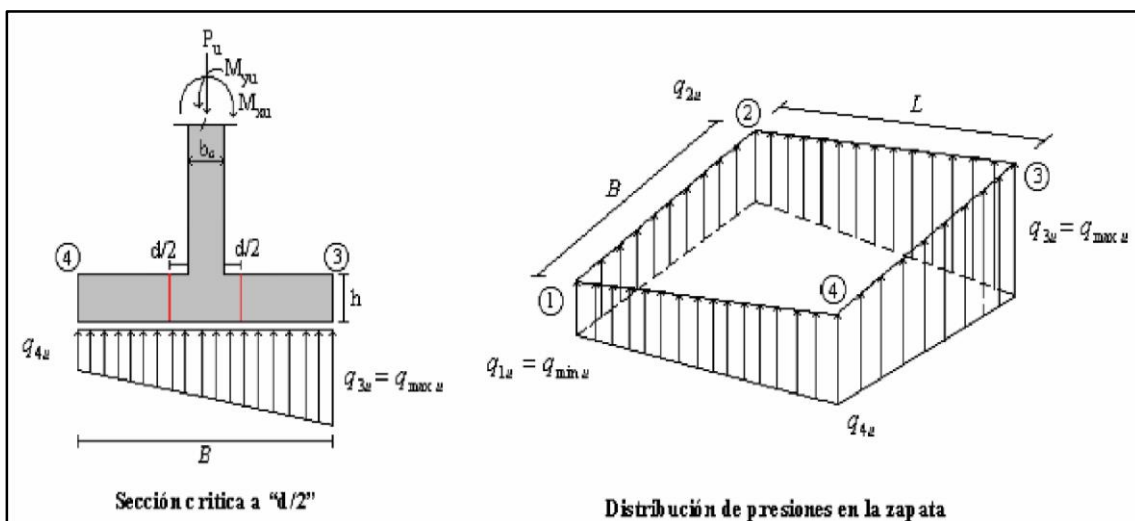


Figura 57 Distribución de presiones en la zapata **Fuente:** Luis Garza [13].

Para que las dimensiones del plinto sean verificables, es importante cumplir que la presión que ejerce el plinto al suelo en los dos sentidos (q_1) no sea mayor a la resistencia del suelo (q_{adm}) (véase figura 57)

Donde:

$$q_{1a} = \frac{P}{A * B} + \frac{6M}{B * A^2} \quad y \quad q_{1b} = \frac{P}{A * B} + \frac{6M}{A * B^2} \quad (70)$$

P: Carga

M: Momento

A: Lado A

B: Lado B

5.1 Altura del plinto

Cuando se obtiene ya el dimensionamiento de la zapata, otro factor que debe cumplir para ser considerado apto, es la altura del plinto, podrá ser considerado válido cuando se verifiquen las 4 pruebas que son:

- Punzonamiento
- Cortante
- Aplastamiento
- Flexión

Hay que considerar que el peralte mínimo que debe cumplir una estructura para zona sísmica es de 0.20 m.

5.2 Diseño de Zapata

La carga para el diseño del plinto será P_u (carga ultima) utilizando la ecuación 2 y la ecuación 57.

5.2.1 Verificación de Cortante

La verificación a corte de un plinto se da cuando cumple con la condición basada en la teoría de la última resistencia, que la capacidad a corte del hormigón deberá ser mayor a la que genera la actuante, si no cumple se deberá subir el espesor del plinto, las siguientes ecuaciones demuestran lo que debe cumplir para pasar con este requerimiento.

$$\sigma_{rv} = 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'c} > \sigma_v \quad (64)$$

$$\sigma_v = \frac{P}{A} = \frac{\frac{(q_3 + q_1)}{2} * (vol - d)}{2d} \quad (65)$$

$$q_3 = \frac{(vol + a + d)(q_1 - q_2)}{A} + q_2 \quad (66)$$

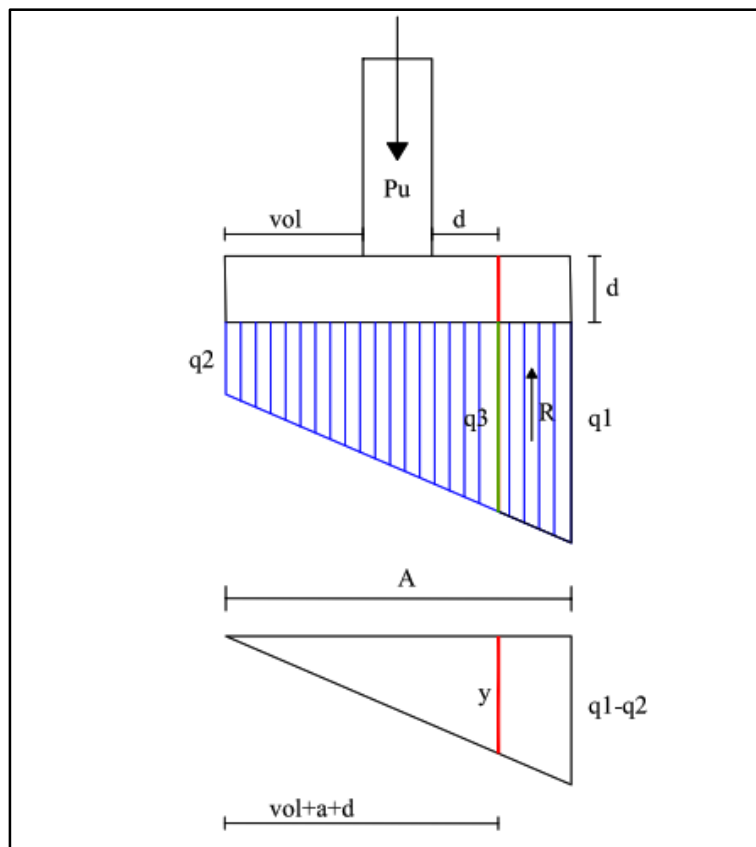


Figura 58 Distribución de presiones por cortante en la zapata **Fuente:** Elaboración propia.

5.2.2 Verificación por Punzonamiento

El esfuerzo que ejerce el punzonamiento deberá ser menor al de las tres verificaciones

$$\sigma_p = \frac{P}{A} = \frac{(q_1 + q_2)A_1}{2b_o d} < \sigma_{p1}, \sigma_{p2}, \sigma_{p3} \quad (67)$$

Donde deberá cumplir los siguientes 3 chequeos

$$\sigma_{p1} = 0.75 * 1.06 * \sqrt{f'c} \quad (68)$$

$$\sigma_{p2} = 0.75 * 0.26 \left(2 + \frac{4a}{b} \right) \sqrt{f'c} \quad (69)$$

$$\sigma_{p3} = 0.75 * 0.26 \left(\frac{\alpha d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} \quad (70)$$

Donde:

$\alpha=40$ para zapatas aisladas, 30 medianeras y 20 esquineras

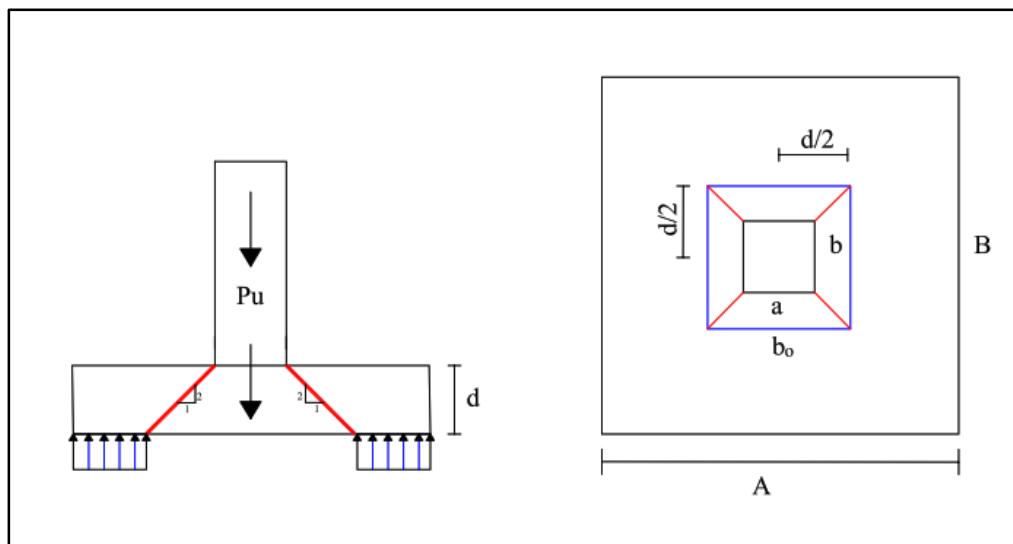


Figura 59 Efecto del punzonamiento en una zapata **Fuente:** Elaboración Propia.

5.2.3 Verificación por Aplastamiento

Este chequeo se basa fundamentalmente para verificar que la capacidad a compresión del hormigón de la zapata, sea la suficiente para soportar la columna que descansará sobre el plinto.

$$\sigma_{apla} = 0.65(0.85f'c) > \frac{Pu}{ab} \quad (71)$$

5.2.4 Verificación por Flexión

La flexión se estima basado en un momento que ejercerá la fuerza resistente del suelo sobre el plinto R por la longitud de palanca o brazo L (véase figura 61), en el cual se calculará la resultante mediante la superposición de esfuerzos basado en la ley de Hooke referente a esfuerzos lineales.

$$Mu = \frac{v_0 l^2}{6} (q_4 - 2 * q_1) \quad (72)$$

Una vez con el momento último se determinará el valor d mínimo que deberá tener el plinto para soportar la Flexión, se calculará en base a la formula desarrollada por el ingeniero estructural Edison Chávez que es:

$$d_{min} = 0.83 \sqrt{\frac{Mu}{f'c}} \quad (73)$$

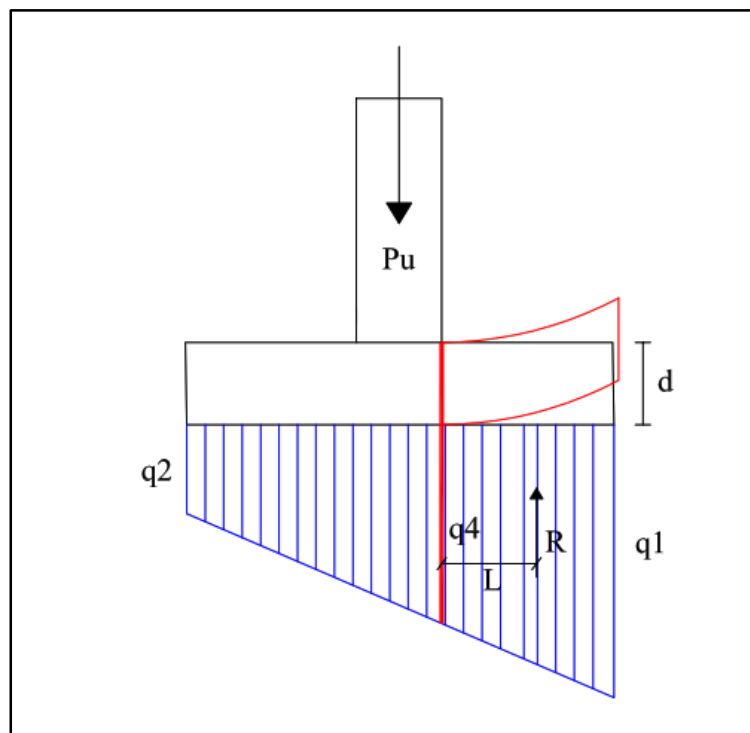


Figura 60 Efecto de la flexión sobre una zapata **Fuente:** Elaboración Propia

La zapata que cumpla con estas 4 pruebas estará lista para el diseño final que es la colocación de acero.

5.5 Diseño estructural de la Zapata

Para el diseño estructural del plinto, es decir la cantidad de acero, deberá cumplir con lo que rige el Código NEC:

$$A_{smin} = 0.0018 * b * H \quad (74)$$

Donde:

b: Basado en una longitud de 100 cm.

H: Altura del plinto.

Y se calculará un área de acero que está basado en la ecuación (15) en el diseño de estructuras de hormigón, luego de esto se seleccionará la varilla a usar y posteriormente se determinará la separación entre varillas con la siguiente fórmula simplificada:

$$sep = \frac{0.785 * \phi^2}{A_s} \quad (75)$$

Como dato final se calculará la longitud de desarrollo y se verificará la necesidad de ganchos o no al final (véase figura 10 y 30) .

$$Ld = 0.224 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \phi \quad (76)$$

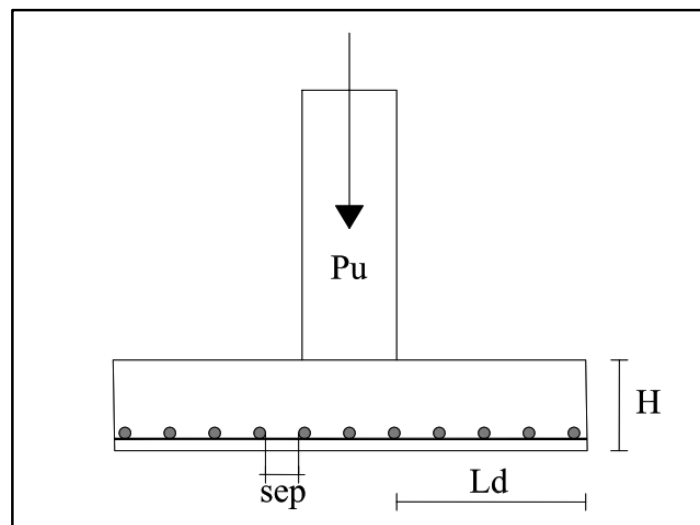


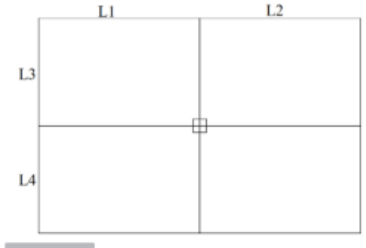
Figura 61 Longitud de desarrollo en un plinto aislado **Fuente:** Elaboración Propia.

Para obtener el diseño del plinto, fue necesario utilizar hojas de cálculo que permita resolver rápidamente las ecuaciones para la determinación de cargas, materiales y acero de refuerzo, en la figura 62 se muestra donde se ingresan las cargas y los aportes que descargará sobre el plinto.

DISEÑO DE PLINTOS AISLADOS DE HORMIGON ARMADO

DATOS ARQUITECTÓNICOS
INGRESAR

$L1 := 5.00$ m
 $L2 := 4.00$ m
 $L3 := 5.00$ m
 $L4 := 6.00$ m
Pisos := 4 u
 $a := 0.40$ m
 $rec := 0.05$ m



PLINTO MÁS
DESFAVORABLE

$b := 0.40$ m Dimensiones de la columna para chequeo de punzonamiento

$Qadm := 20 \frac{T}{m^2}$ Coeficiente de resistencia del suelo

CARGAS A INGRESAR MATERIALES

$Cm := 0.62 \frac{T}{m^2}$ $f'c := 210 \frac{kg}{cm^2}$

$Cv := 0.20 \frac{T}{m^2}$ $fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$

Figura 62 Diseño del plinto Aislado **Fuente:** Elaboración Propia.

Finalmente se resuelve automáticamente y se obtienen los valores del dimensionamiento de los plintos (véase anexos) en el cual se verificaron los aspectos mencionados anteriormente en este capítulo.

DISEÑO PUNZONAMIENTO

$bo := 2 \cdot (a + d) + 2 \cdot (b + d) = 3$ m

$Ap := Adef \cdot B - (a + d) \cdot (b + d) = 5.94$ m²

$Esfp := (q1a + q2a) \cdot \frac{Ap}{2 \cdot bo \cdot d} = 97.98 \frac{T}{m^2}$

CHEQUEO PUNZONAMIENTO

$Esfp1 := 0.75 \cdot 1.06 \cdot 10 \cdot (f'c)^{0.5} = 115.21 \frac{T}{m^2}$

$Esfp2 := 10 \cdot 0.75 \cdot 0.26 \left(2 + 4 \cdot \frac{a}{b} \right) \cdot f'c^{0.5} = 169.55 \frac{T}{m^2}$

$Esfp2 := 10 \cdot 0.75 \cdot 0.26 \left(2 + \frac{40 \cdot d}{bo} \right) \cdot f'c^{0.5} = 188.39 \frac{T}{m^2}$

CHEQUEO APLASTAMIENTO

$Esfapla := \frac{Pu}{a \cdot b} = 703.88 \frac{T}{m^2}$

DISEÑO ESTRUCTURAL

$Asmin := 18 \cdot H = 7.2$ cm²

$Ascal := \frac{8500 \cdot f'c \cdot d}{fy} \left(1 - \left(1 - 0.26 \cdot \frac{Mu}{f'c \cdot d^2} \right)^{0.5} \right) = 8.26$ cm²

$Asdef := \max(Asmin, Ascal) = 8.26$ cm²

ELIJA UN FI $\phi := 14$ mm

$sep := \frac{0.785 \cdot \phi^2}{Asdef} = 18.62$

$Ld := 0.224 \cdot \frac{fy}{10 \cdot (f'c)^{0.5}} \cdot \phi = 90.89$

Figura 63 Diseño de zapatas Aisladas **Fuente:** Elaboración Propia.

CAPITULO VI

6. ANALISIS ECONÓMICO

Una vez realizado el diseño de las dos estructuras tanto de hormigón armado e híbrido, se procedió a realizar una comparación con base a los costos directos en la ejecución del proyecto, para realizarlos es importante mencionar los parámetros que se tomaron en cuenta para estimar el costo.

6.1 Cantidades de obra

Las cantidades fueron estimadas con base a la información que brindan los planos a detalle de cada modelo, además, se utilizó hojas electrónicas (véase figura 64) para obtener la información de manera más precisa y rápida de los diferentes componentes de la estructura (hormigón, acero, encofrado, placas, pernos entre otros), posteriormente se ingresó al Programa de Interpro 3.

CIMENTACION							
Tipo	Cantidad Ho	Excavacion	Acero	# de zapatas	Vol Hormigón	Vol Excavación	Acero
	#	m3	Kg	#	m3	m3	m3
Z1	2,25	11,13	72,1	3	6,75	33,39	216,3
Z2	2,08	10,2	61,13	2	4,16	20,4	122,26
Z3	1,17	5,16	34,34	7	8,19	36,12	240,38
Z4	1,4	6,53	40,04	4	5,6	26,12	160,16
Z5	1,3	3,41	21,79	3	3,9	10,23	65,37
					28,6	126,26	804,47
HORMIGON							
Columnas							
TIPO	L	A	h	#	Total Hormigón		
C1	0,45	0,45	3,3	76	50,79		
					0,00		
					0,00		
					50,79		

Figura 64 Ejemplo de cálculo de Cantidades de Obra para cimentación **Fuente:** Elaboración propia.

6.2 Análisis de precios

Los precios utilizados para este caso se han basado en un análisis de mercado para la ciudad de Azogues, en el cual se ha consultado a distribuidores (Ferreterías) el costo por cada uno de los materiales, algo importante de mencionar es que el costo del acero estructural realizado con mano de obra calificada se basó en precios de empresas de la ciudad de Cuenca que brindan con este servicio (Artemeco), otro aspecto a considerar es que el precio de la mano de obra está actualizada con la tabla de Salarios de mano de obra 2021 obtenida de la Contraloría General del Estado y para la presupuestación final se utilizó la base de Interpro facilitada por Emapal EP (Empresa municipal de Agua y Alcantarillado) de la ciudad de Azogues donde se obtuvieron valores de péticos,

rendimientos entre otros, además los análisis de los precios unitarios se basaron en un AIU del 20% (Administración 3%, Imprevistos 7% y Utilidad 10%) y un valor de IVA del 12% sobre la utilidad, estos porcentajes fueron proporcionados por la empresa antes mencionada.

6.3 Presupuesto estructura de hormigón armado

Una vez obtenido las respectivas cantidades de obra y los precios actualizados tanto de mano de obra como de materiales se procedió a ingresar al programa de Interpro 3 y obtener el siguiente presupuesto (véase figura 65).

PRESUPUESTO						
Item	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
001		PRELIMINARES				846,65
1.001	529001	replanteo manual para edificaciones	m2	295,00	1,56	460,20
1.002	530001	desbroce y limpieza	m2	295,00	1,31	386,45
2		CIMENTACION				12.041,18
2.001	505001	excavacion a mano cimientos y plintos	m3	151,99	14,64	2.225,13
2.002	501AM1	encofrado/desencofrado plintos	m2	107,92	13,48	1.454,76
2.003	5EG001	hormigon estructural 210 kg/cm2	m3	36,55	179,35	6.555,24
2.004	5BE001	acero de refuerzo incluye doblado fy=4200 kg/cm2	kg	1.056,17	1,71	1.806,05
3		ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO				75.422,97
3.001	5EG001	hormigon estructural 210 kg/cm2	m3	108,28	179,35	19.420,02
3.002	5BE001	acero de refuerzo incluye doblado fy=4200 kg/cm2	kg	19.790,00	1,71	33.840,90
3.003	535003	encofrado/desencofrado vigas	m2	88,00	8,78	772,64
3.004	535001	encofrado/desencofrado columnas	m2	401,28	13,48	5.409,25
3.005	501A4H	losa alivianada	m2	393,60	35,91	14.134,18
3.006	5DK014	malla electrosoldada 15x15x3.5	m2	393,60	4,69	1.845,98
		SUBTOTAL				88.310,80
		IVA			12%	10.597,29
		TOTAL				98.908,09

Son:
NOVENTA Y OCHO MIL NOVECIENTOS OCHO 09/100 DÓLARES

Figura 65 Presupuesto de la estructura de Hormigón Armado **Fuente:** Elaboración propia

Donde se obtuvo un subtotal sin IVA de \$88310,80 y un precio final de \$98908,09 incluido IVA, a continuación, se muestra una figura con el desglose del presupuesto entre cimentación y la estructura de vigas, columnas y losas.

Rubro	Costo Estructura de Hormigón Armado
Cimentación	\$ 12041.18
Estructura (Columnas + Vigas + Losa)	\$ 75422.97
Costo Total sin IVA	\$ 88310.80

Figura 66 Desglose del presupuesto de la estructura de Hormigón Armado **Fuente:** Elaboración Propia.

6.4 Presupuesto estructura mixta o híbrida

De la misma manera que el presupuesto anterior se obtuvo el siguiente resultado para la estructura mixta (véase figura 67).

PRESUPUESTO						
Item	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
001		PRELIMINARES				846,65
1.001	529001	replanteo manual para edificaciones	m2	295,00	1,56	460,20
1.002	530001	desbroce y limpieza	m2	295,00	1,31	386,45
2		CIMENTACION				9.718,35
2.001	505001	excavacion a mano cimientos y plintos	m3	126,26	14,64	1.848,45
2.002	501AM1	encofrado/desencofrado plintos	m2	101,25	13,48	1.364,85
2.003	5EG001	hormigon estructural 210 kg/cm2	m3	28,60	179,35	5.129,41
2.004	5BE001	acero de refuerzo incluye doblado fy=4200 kg/cm2	kg	804,47	1,71	1.375,64
3		ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO Y ACERO				140.630,11
3.001	5EG001	hormigon estructural 210 kg/cm2	m3	78,87	179,35	14.145,33
3.002	535001	encofrado/desencofrado columnas	m2	70,00	13,48	943,60
3.003	5DK014	malla electrosoldada 15x15x3.5	m2	393,60	4,69	1.845,98
3.004	501ATH	Acero Estructural A36 incluye montaje	kg	38.064,76	2,55	97.065,14
3.005	523007	placa de acero ASTM A36 23x51x0.06	u	192,00	7,81	1.499,52
3.006	501ATI	Suministro e instalacion deck metálico e=65 mm para losa	m2	393,60	14,16	5.573,38
3.007	5BE001	acero de refuerzo incluye doblado fy=4200 kg/cm2	kg	7.287,04	1,71	12.460,84
3.008	5CM009	Pernos, tuercas y empaques 10"	u	1.152,00	6,16	7.096,32
SUBTOTAL						151.195,11
					12%	18.143,41
TOTAL						169.338,52

Son: **CIENTO SESENTA Y NUEVE MIL TRESCIENTOS TREINTA Y OCHO CON 52/100 DÓLARES**

Figura 67 Presupuesto de la estructura mixta o híbrida **Fuente:** Elaboración Propia.

Donde se obtuvo un subtotal sin IVA de \$151195,11 y un precio final de \$169338,52 incluido IVA, a continuación, se muestra una figura con el desglose del presupuesto entre cimentación y la estructura de vigas, columnas y losas.

Rubro	Costo Estructura Mixta o Híbrida
Cimentación	\$ 9718.35
Estructura (Columnas + Vigas+Losa)	\$ 140630.11
Costo Total sin IVA	\$ 151195.11

Figura 68 Desglose del presupuesto de la estructura mixta o híbrida **Fuente:** Elaboración Propia.

CAPITULO VII

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez realizados los diseños estructurales en cada caso, los cuales han cumplido con las normativas sismorresistentes, se han obtenidos varios análisis que pueden servir a los diseñadores estructurales a tomar decisiones sobre qué sistema puede satisfacer de mejor manera las exigencias del proyecto, por lo tanto, en esta investigación se presentaran cuatro aspectos que se debería considerar al decidirse por uno u otro sistema los cuales están relacionados al: diseño, construcción, comportamiento estructural y uno de los principales el económico y determinar la factibilidad económica que conlleva dicho proyecto.

Algo que se debe recalcar en esta investigación es el análisis exhaustivo que se dio en estos cuatro puntos muy importantes, que se basaron en la investigación de las normativas nacionales como internacionales para el diseño y de la misma manera la consulta de especialistas en la construcción que han sugerido recomendaciones para ponerlo en obra.

7.1 Aspecto de Diseño

La base de cualquier proyecto es el diseño previo de los distintos elementos estructurales para su posterior verificación en cualquier software especializado, sin embargo algo muy importante en este aspecto es la bibliografía que se puede conseguir como guía para cumplir con el objetivo, en este sentido se deberá considerar la procedencia de esta literatura ya que las realidades tanto económicas como constructivas varían por país y por lo tanto ciertos autores sugieren o no dichas opciones basados en experiencias de sus países de origen. De esta manera se hizo hincapié en llevarlo a la realidad del Ecuador y específicamente a la ciudad Azogues y analizar la conveniencia o no de los sistemas estudiados.

A continuación, se indican las normativas que se usaron en cada caso que podrá ser utilizado para un posterior diseño. (véase tabla XVII).

Tabla XVII Bibliografía para el diseño de las estructuras de hormigón armado y mixtas

Fuente: Elaboración propia.

Normativas Estructura de Hormigón Armado	Normativas de Estructuras Mixtas
-Código ACI 318-19	
-Norma Ecuatoriana de la construcción Estructuras de Hormigón Armado	
-Norma Ecuatoriana de la Construcción Diseño sismorresistente	
	-Código AISC 360-316
	-Norma Ecuatoriana de la Construcción Acero
	-Código AISC 358-10 conexiones precalificadas

Las normativas mostradas en la tabla XVII, sirvieron como base para el diseño de las estructuras de hormigón armado y mixtas, a continuación, se indicará las ventajas y desventajas en el diseño de cada caso.

7.1.1 Diseño de estructuras de Hormigón Armado

7.1.1.1 Ventajas

- Códigos y normativas bien definidos para el diseño de estas estructuras.
- Variedad en bibliografía de apoyo en idioma español.
- Mayor conocimiento de profesionales sobre el diseño en hormigón armado.
- Mayor información sobre el comportamiento estructural de estas estructuras en zonas sísmicas.

7.1.1.2 Desventajas

- Falta de bibliografía actualizada sobre diseño de hormigón armado en el Ecuador.

- La norma ecuatoriana de la construcción no aborda a profundidad sobre temas relevantes como: Nudo Fuerte, Columna fuerte y viga débil, entre otros.

7.1.2 Diseño de estructuras Mixtas o Híbridas

7.1.2.1 Ventajas

- Bibliografía sobre columnas de hormigón.
- Bibliografía sobre vigas de acero.
- Bibliografía sobre conexiones.
- Criterios de profesionales que han trabajado con este tipo de sistemas.

7.1.2.2 Desventajas

- Bibliografía sobre estructuras mixtas en idioma inglés.
- Nula información bibliografía sobre diseño de sistemas mixtos en el Ecuador.
- Carencia de información sobre diseños mixtos como tal, sino de los elementos estructurales de manera independiente.
- No existe una normativa que rija el diseño de sistemas híbridos, sino el diseño debe basarse en relación a tres principales códigos mencionados en la tabla 19.
- Al ser un sistema relativamente nuevo no existe mayor información sobre el comportamiento en zonas sísmicas.

7.2 Aspecto de Construcción

Otro de los aspectos importantes para la correcta ejecución de un proyecto, es el uso de la tecnología en la construcción y contar con mano de obra calificada que tenga el conocimiento sobre cómo construir cada uno de los sistemas propuestos, en este aspecto también se hizo hincapié en las facilidades que se tiene en el país y sobre todo en la zona de estudio para que se desarrolle el proyecto, para que se construya y se comporte lo más cercano para como fue diseñado.

7.2.1 Construcción y mano de obra

La construcción que ha predominado en el país ha sido la de hormigón armado con una amplia ventaja sobre la estructura de acero, esto basado en datos estadísticos de la INEC,

esto ha hecho que las personas “clientes” opten ampliamente por el hormigón armado teniendo un pensamiento renuente a cualquier otro método que se le sugiera.

Basado en lo anterior, esto ha permitido que la mano de obra en estructuras de hormigón sea más conocida y que gran parte de los trabajadores y maestros tengan destreza sobre este sistema.

Un punto que se debería considerar en la construcción en el Ecuador, es que la mano de obra es una de las más baratas en Latinoamérica, sin embargo, el precio de los materiales es alta con respecto a otros, de esta manera existe un equilibrio que se debería aprovechar al máximo para optimizar las construcciones haciéndolas más eficiente, es decir construir un buen producto a bajo precio.

Con esta premisa se determinará las ventajas y desventajas de las construcciones y la mano de obra entre los dos sistemas que se han analizado, esta información se basa en las sugerencias y criterios de profesionales en el área de la construcción específicamente y la bibliografía consultada.

7.2.1.1 Ventajas en la construcción en Hormigón Armado

- Materiales fáciles de conseguir (cemento, acero, áridos, bloques)
- Construcción que no requiere mano de obra calificada.
- Uso de herramientas e instrumentos de fácil obtención y bajo costo.
- Gran cantidad de oferta en mano de obra para construcciones en hormigón.
- Fácil armado de los elementos estructurales.
- Facilidad de conseguir hormigón premezclado incluyendo la puesta en obra.

7.2.1.2 Desventajas en la construcción de Hormigón Armado

- Tiempo de construcción más lenta
- Proceso de curado del hormigón que requiere mayor atención para obtener buenos resultados.
- Los elementos estructurales vigas y columnas requieren de mayores secciones y por ende más volumen de construcción repercutiendo en el peso de la estructura.

- Las secciones de viga y columnas se ven afectadas en las dimensiones de sus secciones para cumplir con la normativa de columna fuerte -viga débil.

7.2.1.3 Ventajas en la construcción de estructuras mixtas

- Material fácil de conseguir para las columnas (hormigón)
- Tiempo de construcción más rápida.
- Menor peso y volumen de construcción.
- Secciones más pequeñas de los elementos estructurales, tanto columnas (hormigón) como vigas (acero).
- Aprovechamiento de la compresión de hormigón en sus columnas y la tensión en las vigas de acero.
- Posibilidad de prefabricar las vigas.

7.2.1.3 Desventajas estructuras mixtas

- Mano de obra calificada para la elaboración de la viga metálica CWI (Certified Welding Inspector) y elaboración de conexión precalificada.
- Necesidad de equipos de construcción adicionales como: soldadura, pluma para montaje.
- Mayor complejidad en el proceso de la conexión Viga- columna.
- Materiales más complejos en el mercado como, por ejemplo: pernos de anclaje con certificación ASTM, uso de anclajes químicos con sus respectivos aplicadores, la mayoría de ellos son importados.

7.3 Comportamiento Estructural

Una estructura para ser sismorresistente debe cumplir con el principio básico que es de disipar energía durante un sismo, con base aquello, el objetivo que se ha planteado en esta investigación es la de diseñar estructuras que soporten estos fenómenos que causan grandes daños.

7.3.1 Esfuerzos en los elementos estructurales

7.3.1.1 Esfuerzos en estructura de hormigón

Una vez con el diseño estructural realizado se obtuvo los siguientes cargas y esfuerzos en cada uno de las estructuras.

- Columnas: La columna de hormigón armado con mayor sollicitación soportará una carga axial de 107.10 Tn, además, la columna está a flexo compresión soportará un momento de 20.97 Tn*m.
- Vigas: La viga más desfavorable se encuentra sometido a un momento máximo de 14.46 Tn*m y su cortante estará 9.91 Tn.
- Demanda vs Capacidad: Para este particular la columna más desfavorable actuó al 99%.
- Cortante Basal: Para este particular el cortante basal estático es de 96 Tn en la estructura de hormigón.

7.3.1.2 Esfuerzos en estructura Híbrida

- Columnas: Como se ha mencionado anteriormente la columna tendrá el mismo armado que la estructura de hormigón, sin embargo, las cargas axiales son inferiores por motivos de que tanto su losa como vigas son metálicas, es así que soportará una carga axial de 91.50 Tn, además, la columna está a flexo compresión soportará un momento de 19.07 Tn*m.
- Vigas: La viga más desfavorable se encuentra sometido a un momento máximo de 10.24 Tn*m y su cortante estará 5.29 Tn.
- Demanda vs Capacidad: Para este particular la columna más desfavorable actuó al 75%.
- Cortante Basal: Para este particular el cortante basal estático es de 72 Tn en la estructura de hormigón.

7.3.2 Comparaciones estructurales

7.3.2.1 Secciones Transversales Hormigón Armado

Los elementos analizados serán los más desfavorables en cada uno de los casos tanto columnas, vigas y zapatas, estos se pueden observar en el acápite relacionado al diseño de elementos.

- Columnas: Las secciones de la columna de hormigón más desfavorable es de 45 cm x 45cm con un armado de 12 varillas de 16 mm.
- Vigas: La viga para satisfacer los requerimientos de solicitaciones y deflexiones en la viga más desfavorable resultó de 45x35 con 8 varillas de 18 mm.
- Zapatas: La zapata más desfavorable resultó con unas dimensiones 2.55 m x 2.55 con una altura de plinto de 0.40 cm.

7.3.2.2 Secciones Transversales Híbridas

- Columnas: Si bien las columnas pueden disminuir sus secciones y resultar con diferente armado debido a que las solicitaciones de cargas vertical disminuyen (véase acápite 4.3), se consideró las mismas secciones de la estructura de hormigón para garantizar la conexión de nudo fuerte, por lo tanto, resultó una columna 45 cm x 45cm con un armado de 12 varillas de 16 mm.
- Vigas: La viga tipo I A36 calculada presenta las siguientes dimensiones $h= 350$ mm, $t_w=10$ mm, $b_f=200$ mm, $t_f=12$ mm y un peso de 63.27 Kg.
- Zapatas: La zapata más desfavorable resultó con unas dimensiones 2.35 m x 2.35 con una altura de plinto de 0.37 cm.

Comparando las dos estructuras se obtiene que existe una disminución en dos elementos, las vigas que serán totalmente de acero en la estructura híbrida disminuirá su peso y dimensiones resultando un aspecto estético y más atractivo desde el punto de vista arquitectónico, con respecto a las zapatas presenta una disminución de 20 cm en cada lado y una reducción de 3 cm en el alto del plinto.

7.3.3 Derivas

7.3.3.1 Derivas Estructura de Hormigón

- Las derivas es un factor importante que establece la norma tomar en cuenta al momento del diseño, en este particular la estructura de hormigón armado presenta una deriva máxima de 1.63 % por lo tanto cumple con lo que exige la normativa NEC que da un máximo del 2% .

7.3.3.2 Derivas Estructura Híbrida

- Las estructuras híbridas en este sentido presenta una disminución de sus derivas en un 0.05 % respecto a las de hormigón armado, esto es debido a que la estructura es más liviana y además la colocación de vigas metálicas en el sentido de menos inercia, hacen que la estructura se compense con la falta de esta y se obtengan mejores resultados.

7.3.4 Deflexiones

7.3.4.1 Deflexiones en estructura de Hormigón Armado e Híbridas

- Las deflexiones en las vigas de hormigón armado presentan un valor de 1.1 cm siendo 2.5 cm lo máximo permitido según la norma.
- En el caso de las vigas de acero para el caso particular de la estructura híbrida las deflexiones son mucho menores que las de hormigón armado debido a su capacidad de soportar la tensión, con un valor de 0.4 cm, esto también garantizará que no existan vibraciones por un exceso de deformación en vigas.

7.3.5 Peso de las estructuras

- Un factor importante a considerar en esta comparación es el peso de las estructuras tanto de hormigón como una mixta, por tal motivo se pudo analizar que la estructura de hormigón armado tiene un peso de 1002 Tn, esto por sus elementos pesados como vigas, losas, columnas, mientras que la estructura híbrida presenta un peso de 720 Tn esta disminución se debe al uso de elementos metálicos en vigas y losas que son mucho más livianos que una estructura de hormigón, esto ha permitido además que se vea influenciado en las dimensiones de las zapatas.

Tabla XVIII Tabla resumen de las verificaciones realizadas en las estructuras **Fuente:**
Elaboración propia.

Factor	Estructura de Hormigón Armado	Estructura Mixta o Híbrida
Cortante Basal Estático	96 Tn	62. Tn
Cortante Basal Dinámico	96.2 Tn	62.90 Tn
Derivas máximas	1.63%	1.58%
Deflexiones	1.1 cm	0.4 cm
Peso de la Estructura	1002 Tn	720 Tn

Con base a los resultados obtenidos se puede identificar que la estructura mixta posee un mejor desempeño en todos los parámetros analizados ya que tiene la propiedad de ser flexible y responder mejor a los eventos sísmicos, sin embargo, el factor que se debe tomar en cuenta es que el diseño responderá eficientemente siempre y cuando se construya con todas las especificaciones antes mencionadas (conexión precalificada, respeto de la separación de estribos en columnas entre otros).

7.4 Análisis Económico

Una vez con el diseño terminado se procedió a analizar el costo de las dos estructuras mediante la elaboración de un presupuesto con la herramienta Interpro 3, en base a las cantidades de obra en cada construcción dando los siguientes resultados.

7.4.1 Estructura Híbrida

El precio de la estructura híbrida sin contar el IVA es de \$ 151195.11, según el presupuesto el factor más determinante en la construcción es el Acero estructural que representa el 69% del costo de la estructura, es algo que se ha venido tratando durante la investigación que el acero en el Ecuador es altamente costoso, otro factor importante de mencionar es el valor de la conexión representa el 14% del costo, siendo los rubros más altos y que si bien es cierto tuvieron un excelente comportamiento estructural, el costo para su construcción es muy alta.

7.4.2 Estructura de Hormigón Armado

En base al presupuesto elaborado en la estructura de hormigón se obtuvo un valor sin IVA de \$88310.80, este presentó un mayor costo como se esperaba en el acero de refuerzo que

comprende la estructura representando el 45%, mientras que el hormigón representa el 26%.

7.4.3 Análisis Comparativo

A continuación, se indican los rubros detallados que son determinantes en la construcción de una u otra estructura (véase tabla XIX).

Tabla XX Análisis Económico Comparativo **Fuente:** Elaboración propia.

Rubro	Costo Estructura de Hormigón Armado	Costo Estructura Mixta o Híbrida
Cimentación	\$ 12041.18	\$ 9718.35
Estructura (Columnas +Vigas+Losa)	\$ 75422.97	\$ 140630.11
<i>Costo Total sin IVA</i>	<i>\$ 88310.80</i>	<i>\$ 151195.11</i>

Una vez con los resultados se demuestra que la construcción de hormigón armado es más económica que la mixta con una diferencia de \$ 62884.31, siendo muy significativa el ahorro entre construir la una con respecto a la otra , aquí se deben considerar muchos aspectos relevantes que son, el hormigón es relativamente barato en el país debido a su materia prima que abarata costos, por otra parte el acero estructural laminado es más caro debido a que la materia prima por lo general es importada incrementado su valor comercial, por lo tanto es mucho más factible construir en hormigón armado en el país por la realidades de costo y facilidad constructiva, siendo la demostración de aquello el 85% de las estructuras que son aprobadas en municipios son de hormigón armado según el INEC.

Tabla XXI Cantidades comparativas de Columnas entre una estructura de hormigón armado y mixtas. **Fuente:** Elaboración propia.

DESCRIPCIÓN	ESTRUCTURA HORMIGON ARMADO	ESTRUCTURA MIXTA
VOL HORMIGÓN (m ³)	40.12	29.42
PESO ACERO REFUERZO (Kg)	7290.31	5237.26
RELACION PESO /VOLUMEN	183.67	

Con base a la tabla XXI se determinó la cantidad de hormigón armado y acero que son necesarias para las columnas de hormigón armado en los dos casos, como se esperaba el modelo mixto posee una menor cantidad de acero y hormigón, debido a las reducciones de sección que fueron posibles al utilizar este sistema, mientras que el otro sistema se mantuvo con las mismas secciones para cumplir con los requerimientos de columna fuerte viga débil entre otros, dando los resultados indicados.

CAPITULO VIII

8.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

- Los diseños realizados para ambos modelos analíticos cumplieron con lo que dictan los códigos de sismorresistencia tanto nacionales como extranjeros es así que para el modelo de hormigón armado se recurrió principalmente al código ecuatoriano y al código ACI 318-19, por otro lado el modelo mixto se basó en varios códigos como AISC 358, ACI 352, AISC 348, ACI 316, NEC 15 y bibliografía japonesa fundamentalmente que son los que emiten recomendaciones y fórmulas de cálculo para dimensionar los elementos estructurales.
- Desde el punto de vista estructural al comparar las máximas cargas axiales en la misma columna de los dos modelos se presentaron resultados donde la estructura más cargada fue la del modelo en hormigón armado con una relación de 107 a 91 toneladas, cabe mencionar que con este criterio la relación de la cuantía mínima (1%) fue superada para solventar las máximas acciones generadas en los dos modelos. Otro punto a destacar fue los momentos máximos generados en vigas en el modelo de hormigón armado se obtuvo resultados (20.97 Tn-m) mientras que en el modelo mixto para la viga se obtuvo (19.07 T-m), situación que define que el modelo con menos peso es la estructura mixta, no obstante, la estructura con menor rigidez fue la de hormigón armado, esto se puede validar con los valores de la deriva que para el primer caso es de (1,63%) versus (1.58%).
- Al verificar el comportamiento de nudo fuerte en el modelo de hormigón armado se cumplió con las verificaciones respectivas que son cortante vertical (88.69 Tn superior a 74.45 Tn) cortante horizontal (altura de viga menor o igual a columna) y adherencia (32 menor a 45 cm), en este mismo contexto se evaluó el nudo en la estructura mixta que al tener la misma configuración de la estructura de hormigón y cumplir con los requerimientos de columna fuerte viga débil, se obtuvo una conexión a momento precalificada end plate con una placa (30mm) conectada de cara a cara con pernos A307 garantizando así un pórtico resistente a momento.

- En cuanto al sistema constructivo del modelo mixto es importante destacar que tanto la mano de obra como la fiscalización para la ejecución del modelo tiene que ser calificada para garantizar un correcto funcionamiento durante su vida útil ante un evento sísmico, controlando la colocación de pernos, soldaduras y elaboración de los elementos en acero, este aspecto en términos económicos influencia directamente en el costo final de la edificación, además, un factor a considerar es que el tiempo de construcción ya que no se disminuye significativamente debido a que al ser columnas de hormigón se debe encofrar y esperar los 28 días para que el hormigón adquiera su resistencia máxima.
- Al evaluar las dos modelos desde el punto de vista estructural y considerando una simplificación de un análisis económico solo del esqueleto estructural se obtuvo que el modelo de hormigón tiene un precio de (\$88,310.80) y el híbrido de (\$151,195.11) concluyendo de esta manera que el edificio de hormigón representa un ahorro del 41.59%, siendo un valor considerable al momento de elegir una alternativa.

8.2 Recomendaciones

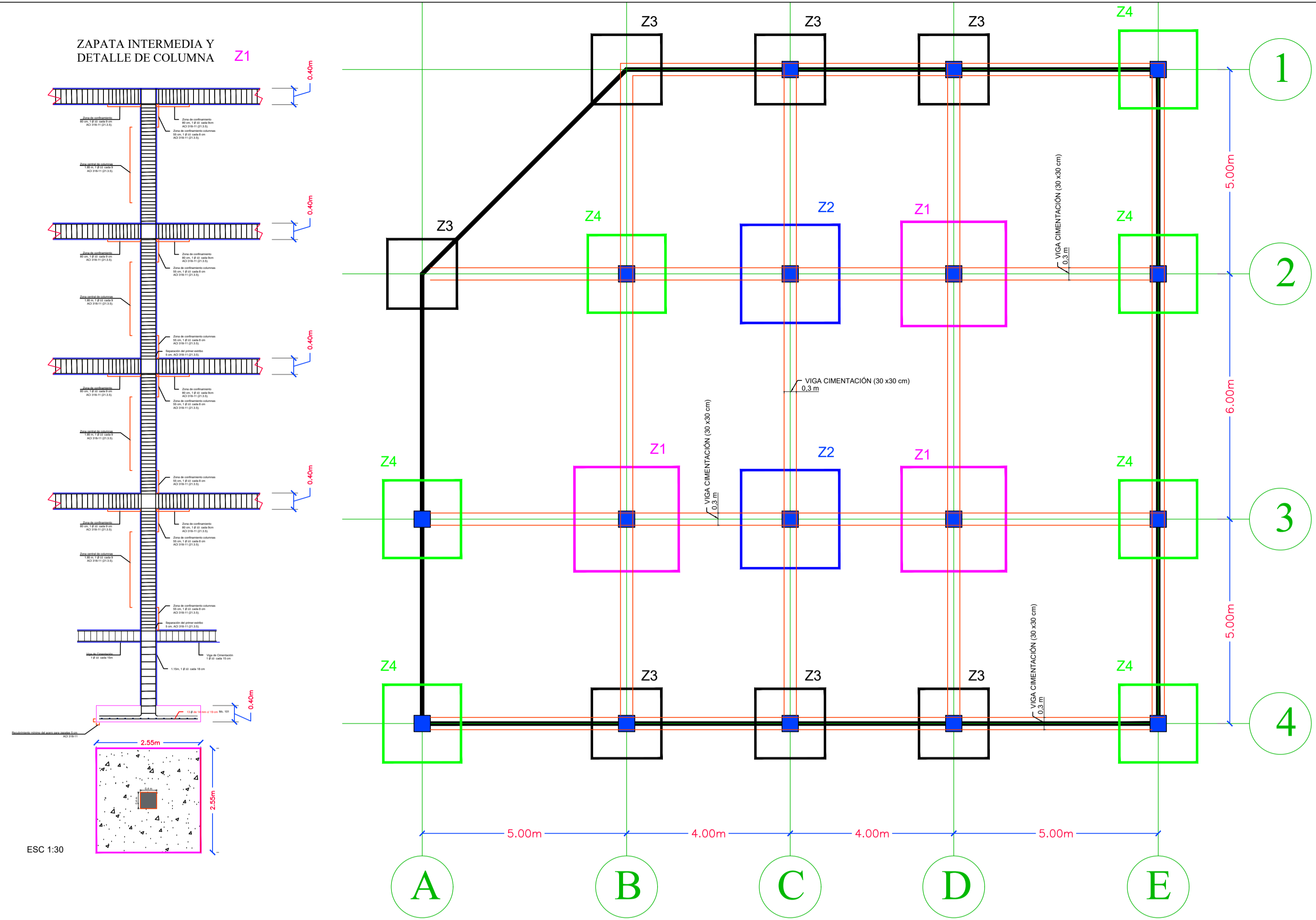
- Se debe prestar más atención en la materia de diseño de estructuras de hormigón armado y metálicas sobre el elemento más importante en pórticos estructurales que es el nudo o conexión, ya que existen vacíos teóricos que repercuten directamente en un correcto diseño e interpretación.
- Esta investigación se debe complementar con investigaciones en laboratorios y ensayos sobre prototipos de tipo de conexiones entre columnas de hormigón y vigas de acero que sean factibles constructivamente como económicamente y lo más importante que sean eficientes.
- Al no existir una teoría clara sobre columna fuerte y viga débil en sistemas híbridos, es recomendable en el momento del diseño cambiar la viga metálica por una de hormigón que cumpla con los requerimientos de nudo fuerte y de esta manera saber el armado necesario que absorban los momentos flectores para posteriormente equiparar el acero de los pernos con lo de las varillas de las vigas, de esta manera se garantizará el acero requerido para la conexión.

9.- BIBLIOGRAFIA

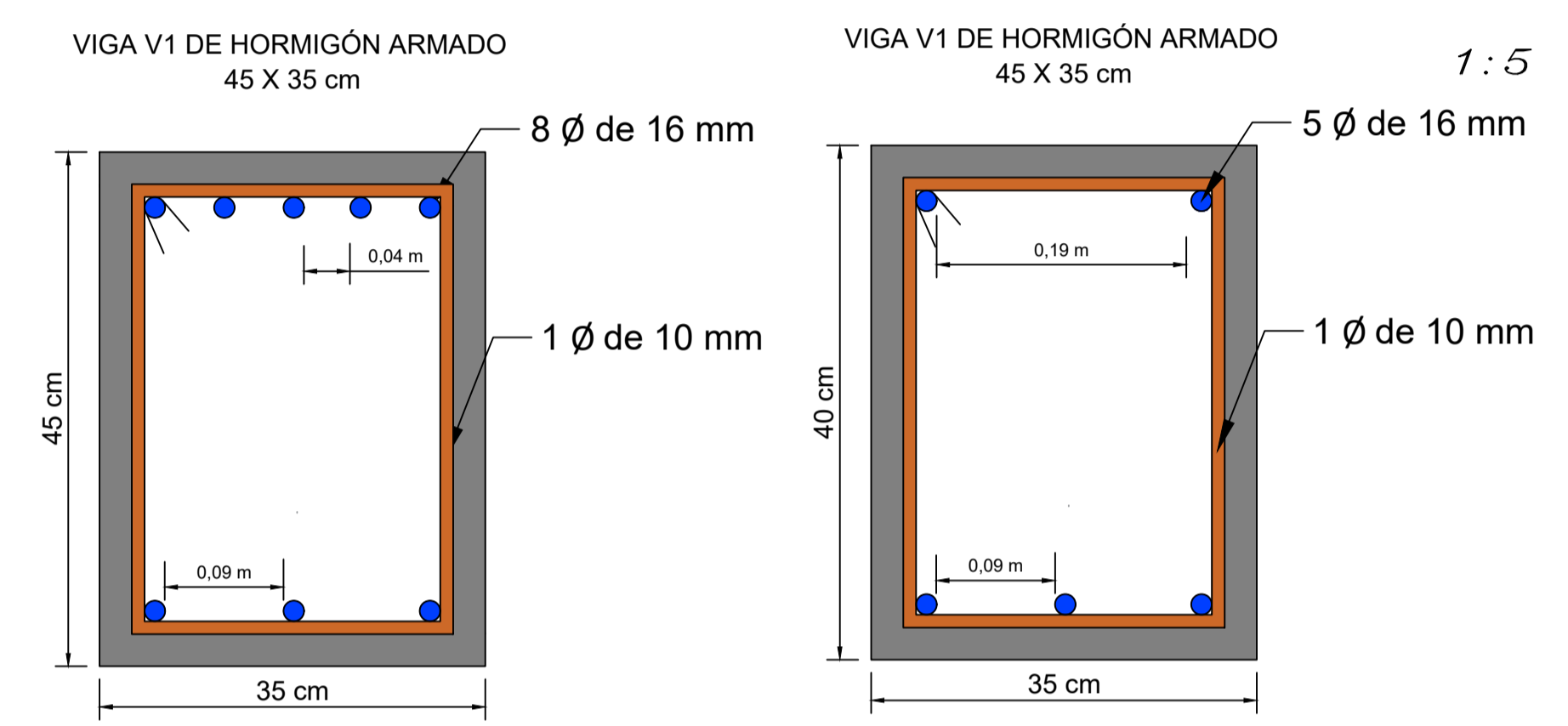
- [1] J. McCormac y R. Brown, Diseño de concreto Reforzado, Mexico DF: Alfaomega, 2011.
- [2] I. Nishiyama, H. Kuramoto y H. Noguchi, Guidelines: Seismic Design of Composite Reinforced Concrete and Steel Buildings, Japan, 2004.
- [3] NEC, Guia practica para el diseño de estructuras de hormigon armado, Quito: Imprenta Activa, 2015.
- [4] Y. Wu, DEVELOPMENT OF PRECAST CONCRETE AND STEEL HYBRID SPECIAL, California : UNIVERSITY OF SOUTHERN CALIFORNIA, 2008.
- [5] K. Lucero, «REVISTA GESTIÓN,» MULTIPLICA EDICIONES, 2020. [En línea]. Available: <https://www.revistagestion.ec/economia-y-finanzas-analisis/la-construccion-un-pilar-de-la-economia-debilitado-por-la-pandemia>. [Último acceso: 25 ENERO 2021].
- [6] E. Castañeda y Y. Mieles, «Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016,» *Ingeniería de construcción RIC*, vol. XXXII, nº 3, pp. 157-172, 2017.
- [7] NEC, DISEÑO SISMO RESISTENTE, Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015.
- [8] R. Hibbeler, Analisis Estructural, Octava ed., Mexido DF: Pearson Education, 2012.
- [9] S. Mehanny y G. Deierlein, Modeling of Assessment of seismic permormance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams, Stanford: Stanford University, 2000.
- [10] F. J. Crisafulli, Diseño sismorresistente de Construcciones de Acero, Santiago de Chile: Alacero , 2012.
- [11] ACI, Building Code Requirements for Structure Concrete, Farmington Hills: American Concrete Institute , 2019.
- [12] D. A. Rodriguez, ANÁLISIS SISMORRESISTENTE MEDIANTE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL DE UN EDIFICIO HABITACIONAL, Concepción: Universidad Católica de la Santísima Concepción, 2016.
- [13] L. Garza, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACION DE ACUERDO A NSR-10, Medellin : Universidad Nacional de Colombia , 2012.

- [14] AISC, Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero, Santiago de Chile : American Institute of Steel Construction, 2010.
- [15] A. 358, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moments Frame for Seismic Applications, Chicago : American Institute of Steel Construction, 2010.
- [16] O. De Buen Lopez, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACEROCONSTRUCCIÓN COMPUESTA, Mexico D.F: Fundación ICA, 2004.

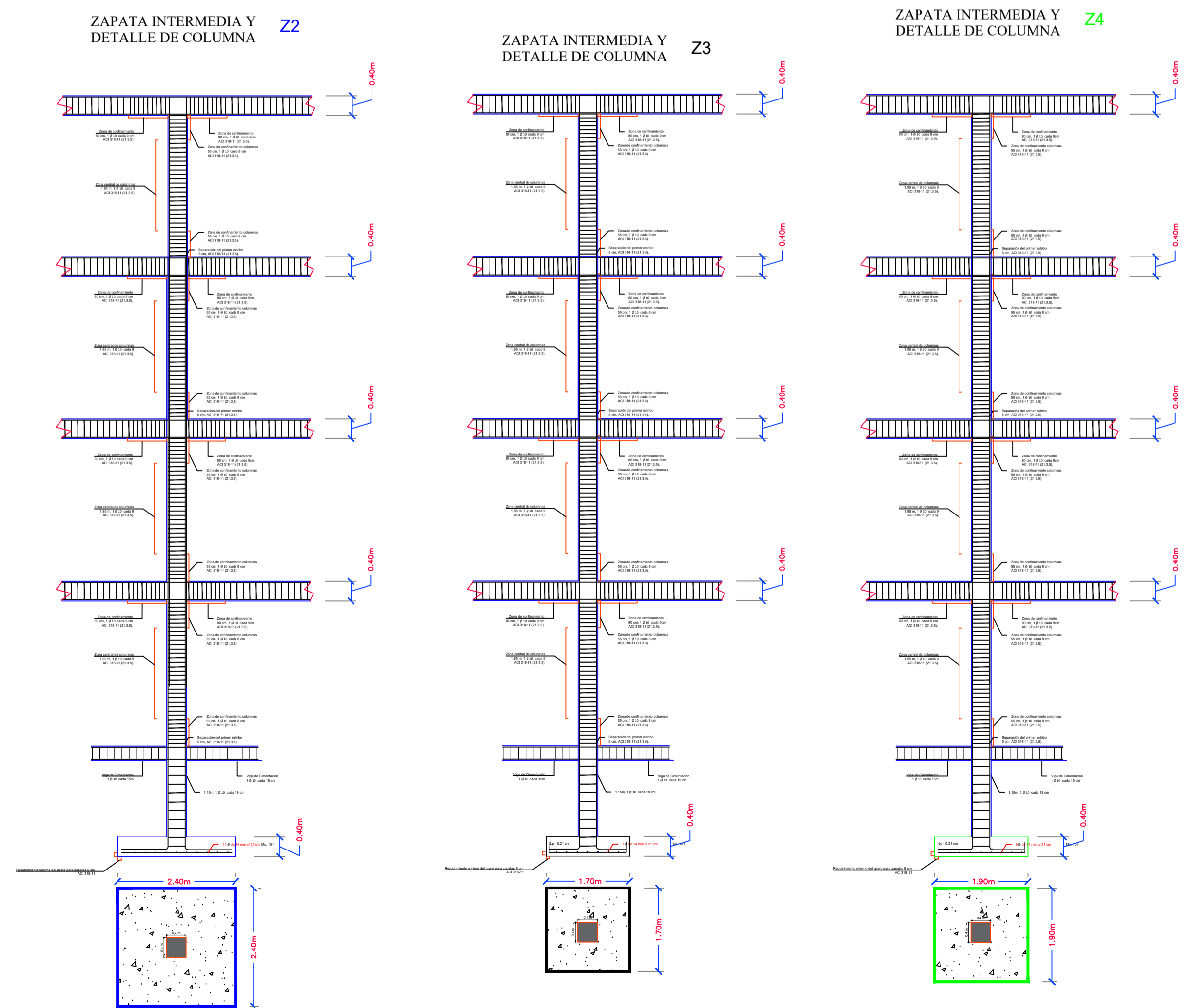
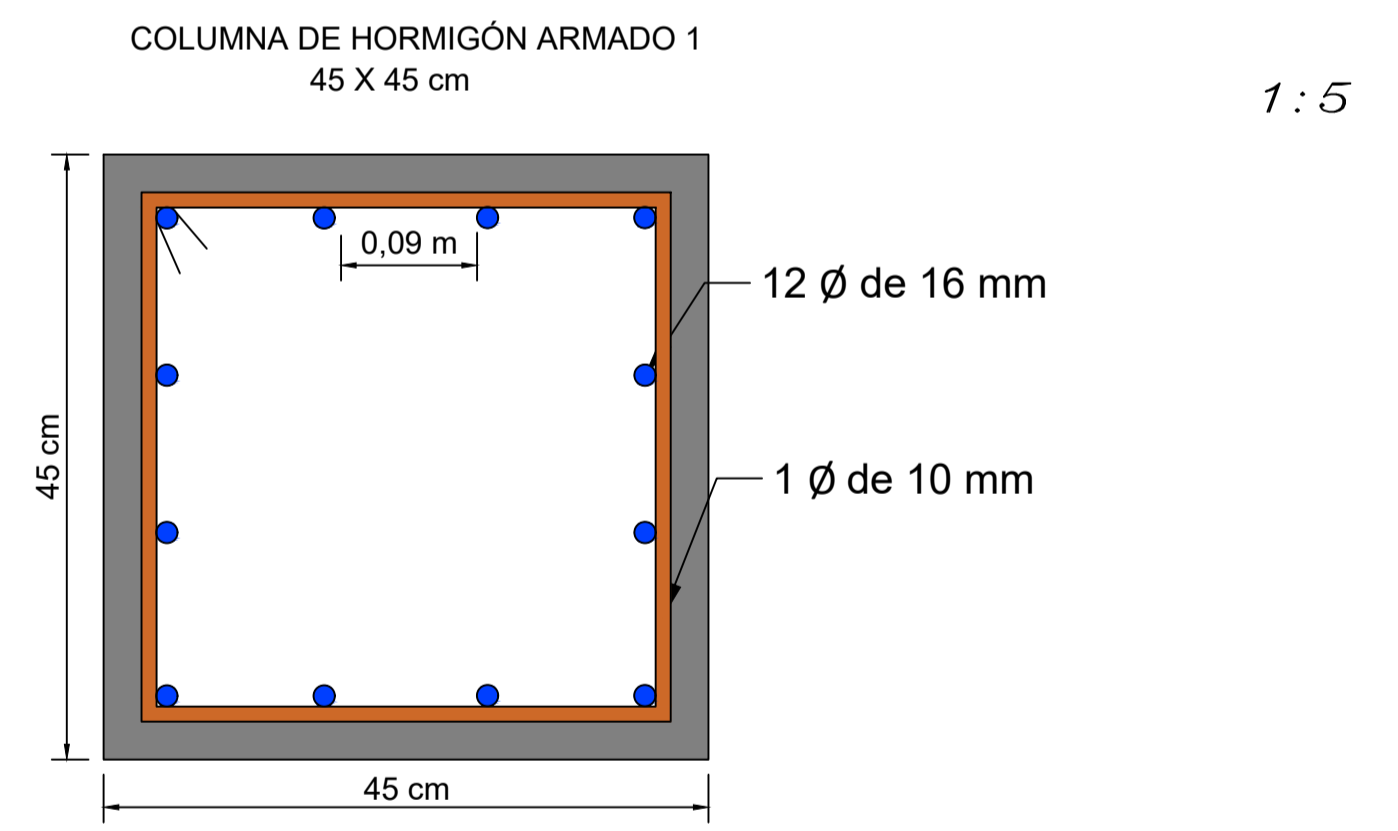
10.- ANEXOS



SECCIONES DE VIGA



SECCIÓN DE COLUMNA

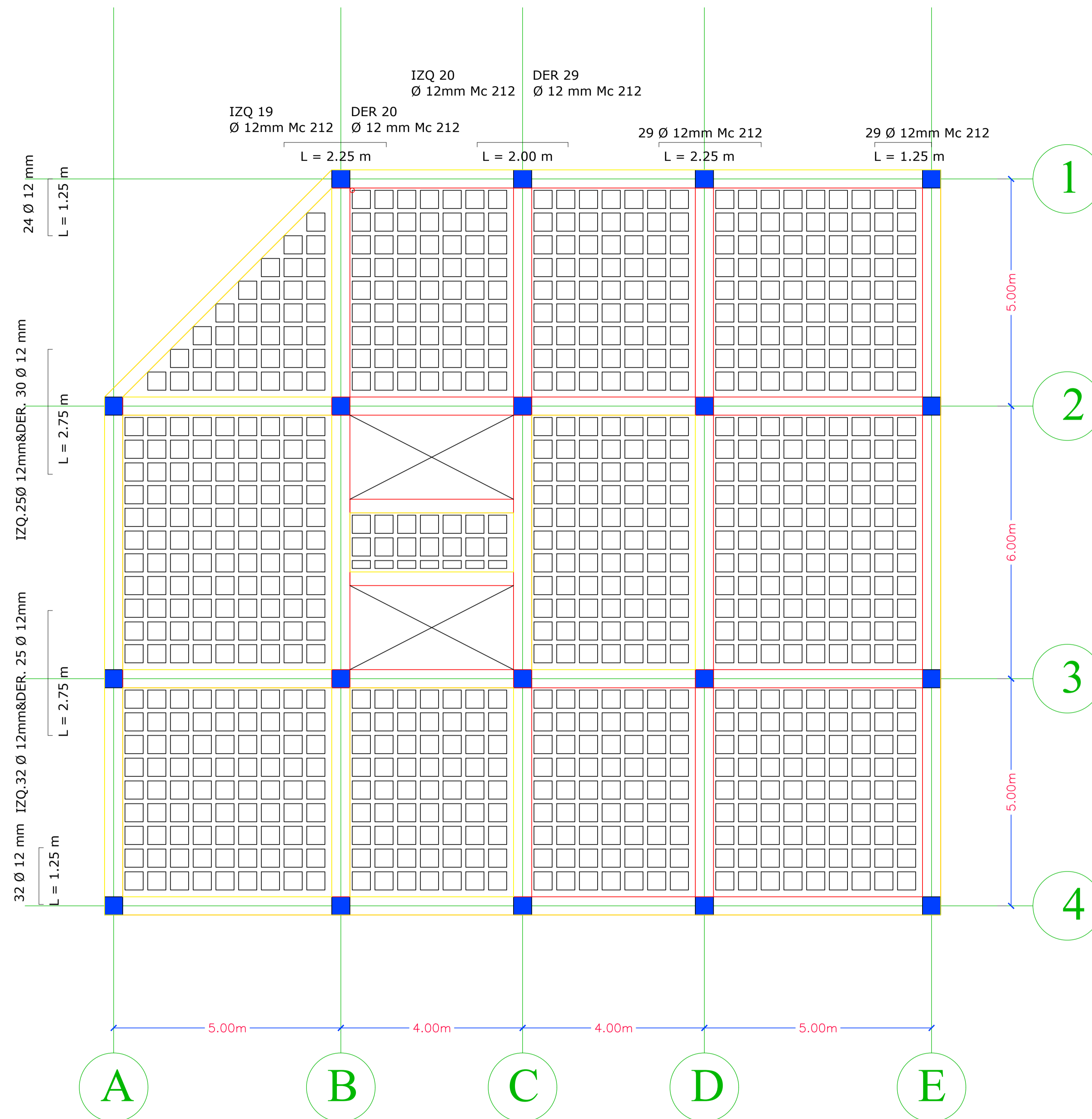


1:75

MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL			
FABIAN BUSTAMANTE ANDRADE		CONTIENE: CIMENTACIÓN Y DETALLES DE SECCIÓN COLUMNAS, VIGAS Y MUROS	LAMINA: 1/5
Fabián Bustamante A CALCULO		Ing. Ricardo Romero C REVISOR	# TOTAL
		DEBUD: Fabian Bustamante A. HORMIGÓN	MAR 2021

1:7.5

ARMADO DE ACERO DE REFUEZO PARTE SUPERIOR DOS DIRECCIONES

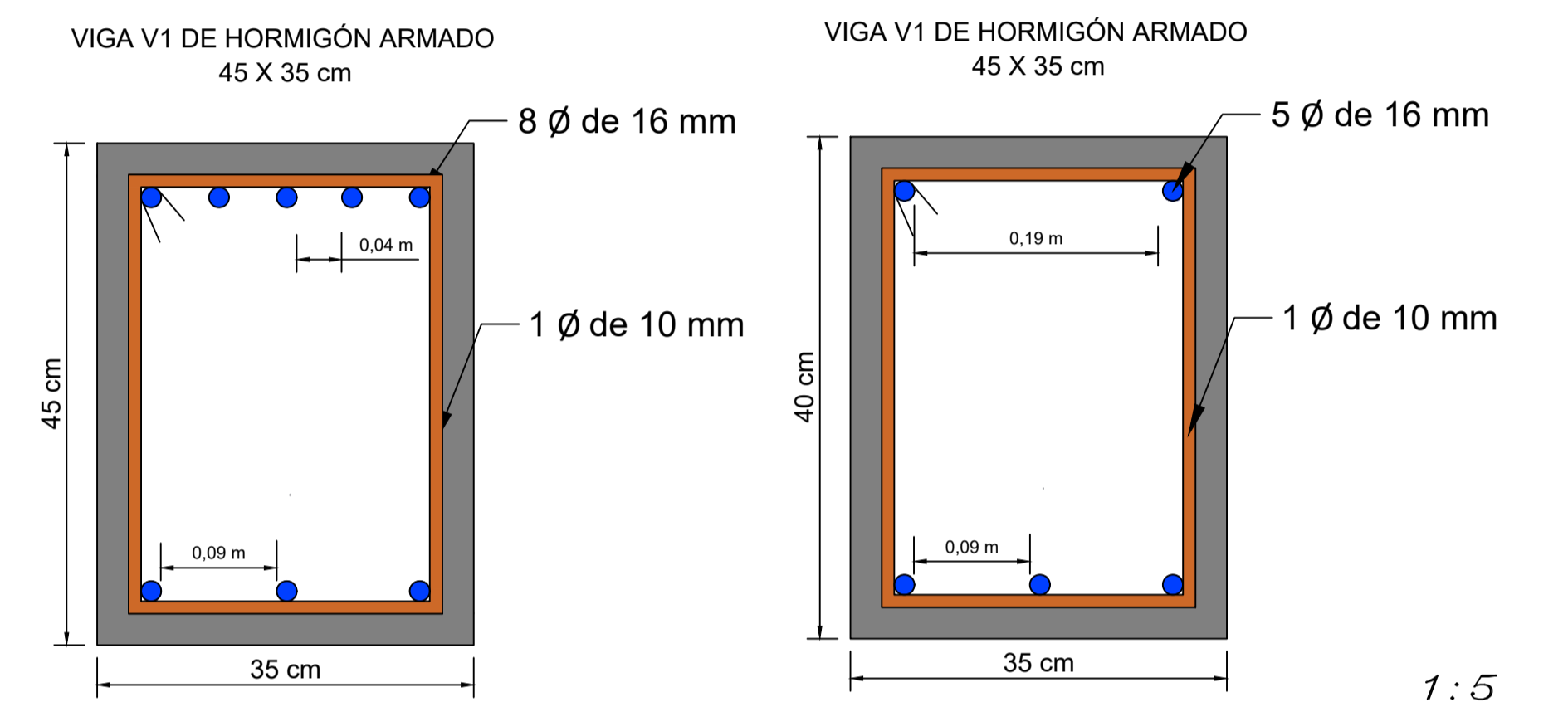


NOTA

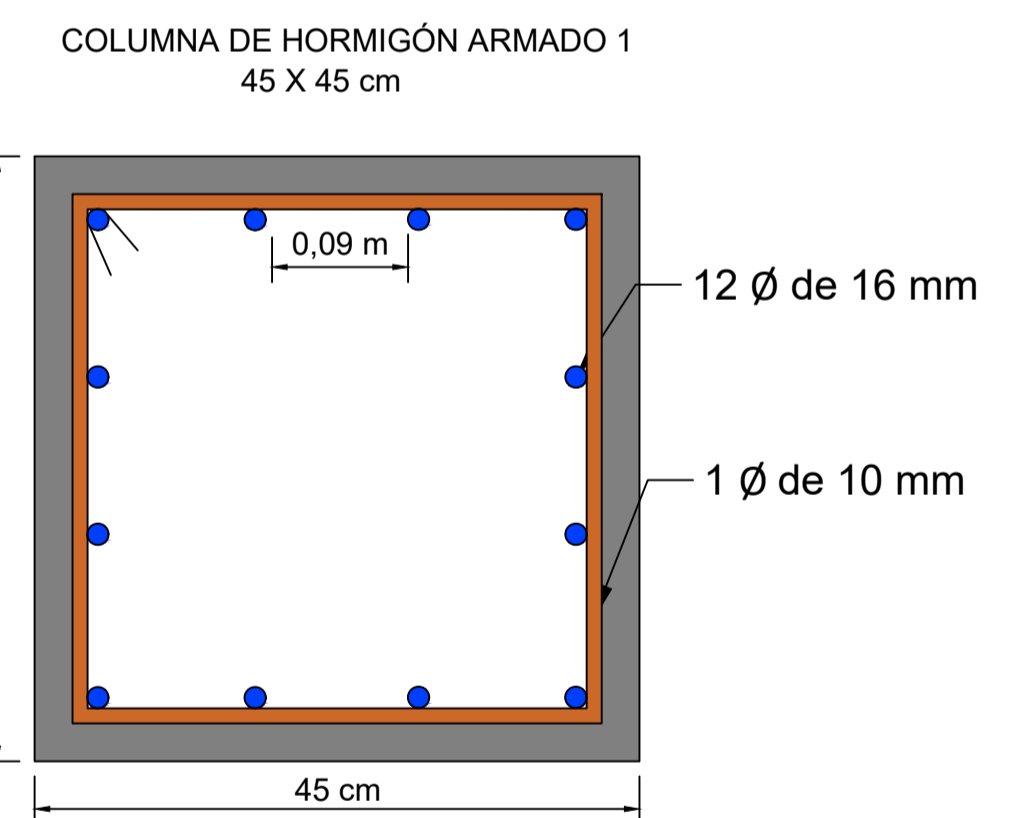
El acero de refuerzo en la losa es de diámetro 14 mm, además, la longitud de refuerzo es $\frac{1}{4}$ de la luz de eje a eje de la columna.

Nota: Considerar 10 cm de gancho a cada lado y 50 cm de traslape.

SECCIONES DE VIGA



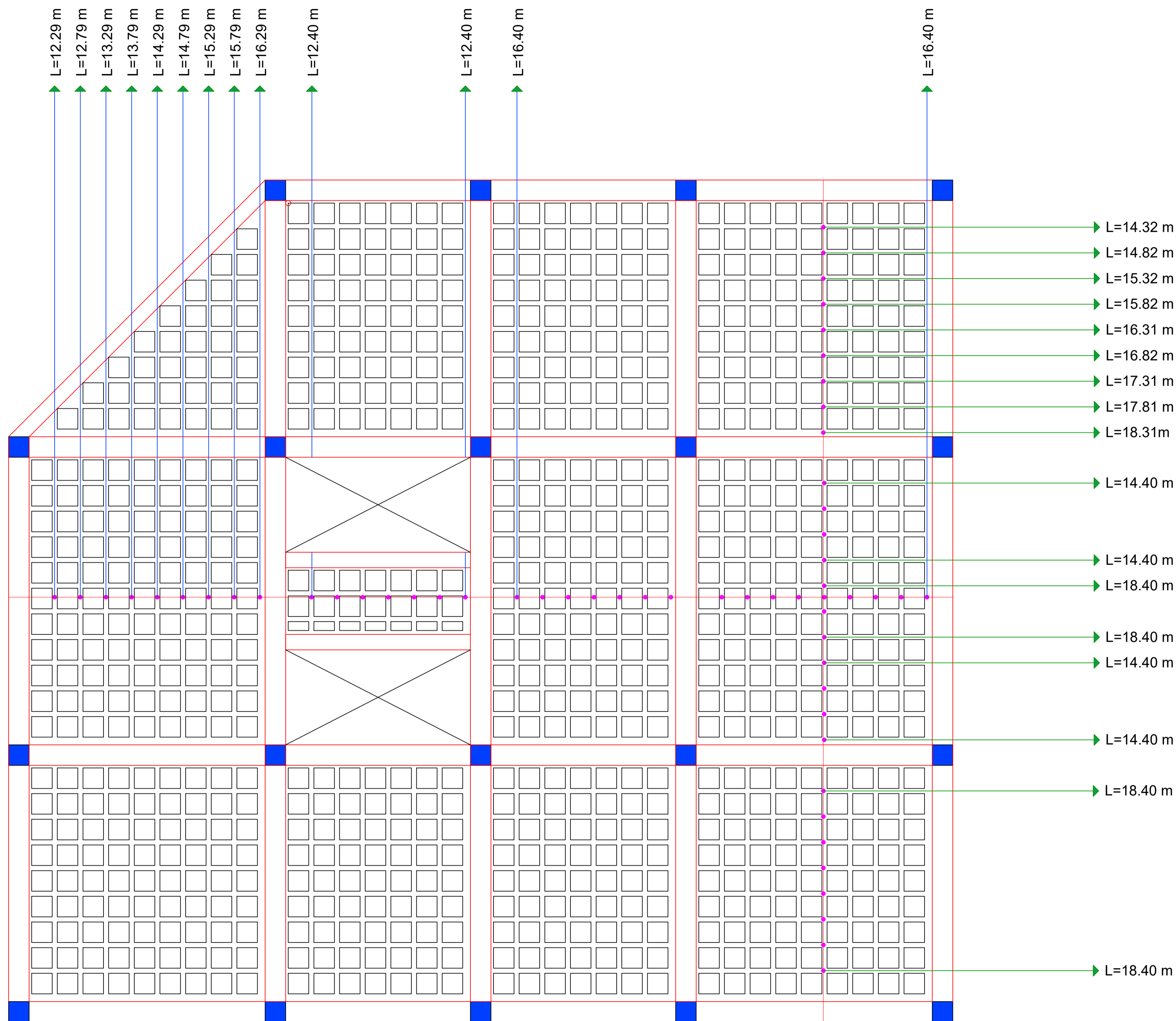
SECCIÓN DE COLUMNA



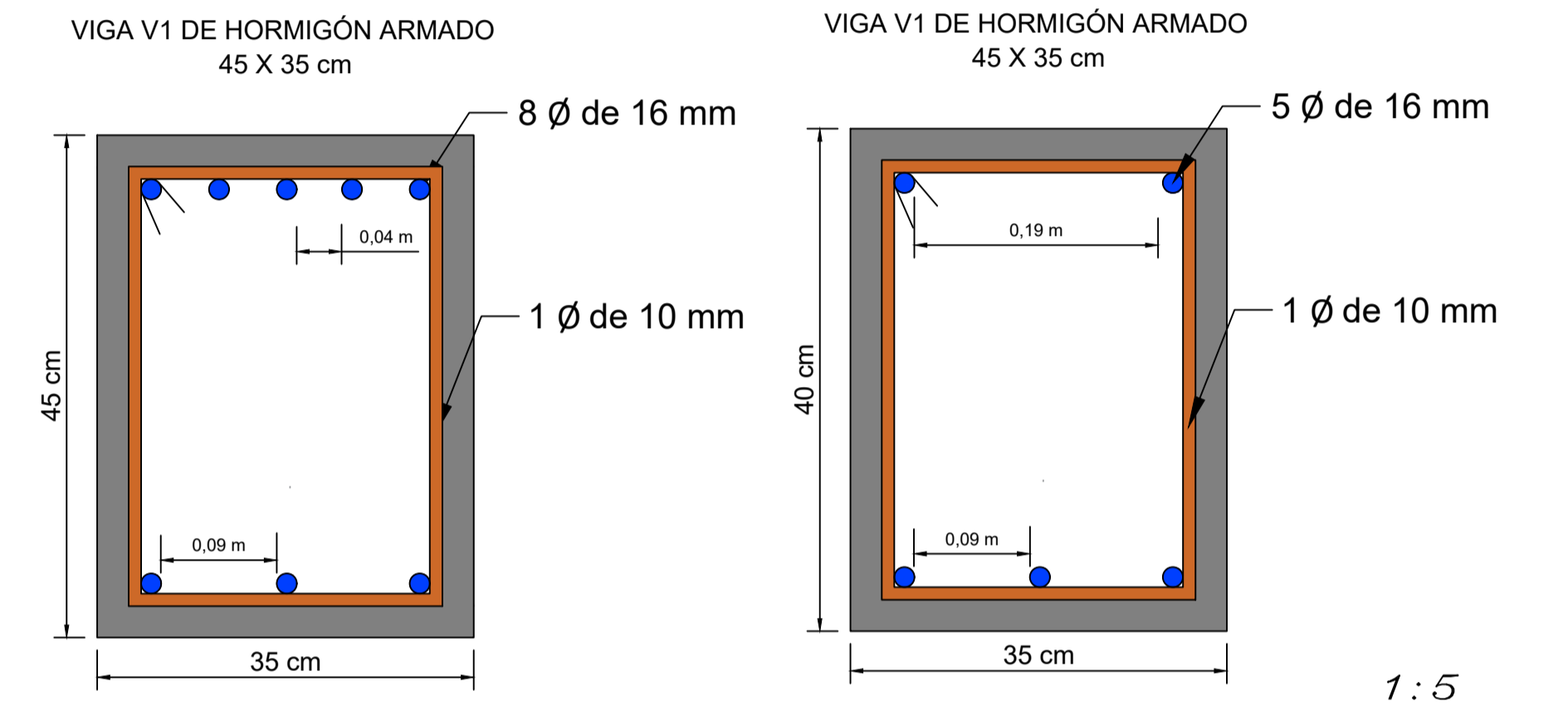
1:60

<i>MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL</i>			
<i>FABIAN BUSTAMANTE ANDRADE</i>	CONTIENE: ARMADO DE REFUERZO LOSA	LÁMINA: 2/5	
<small>Fabian Bustamante A CALCULO</small>	<small>Ing. Ricardo Romero C REVISION</small>	ESC. INDICADAS	# TOTAL
<small>DIBUO: Fabian Bustamante A</small>	<small>HORMIGÓN</small>	<small>MAR 2021</small>	

ARMADO DE ACERO DE REFUEZO PARTE INFERIOR DOS DIRECCIONES

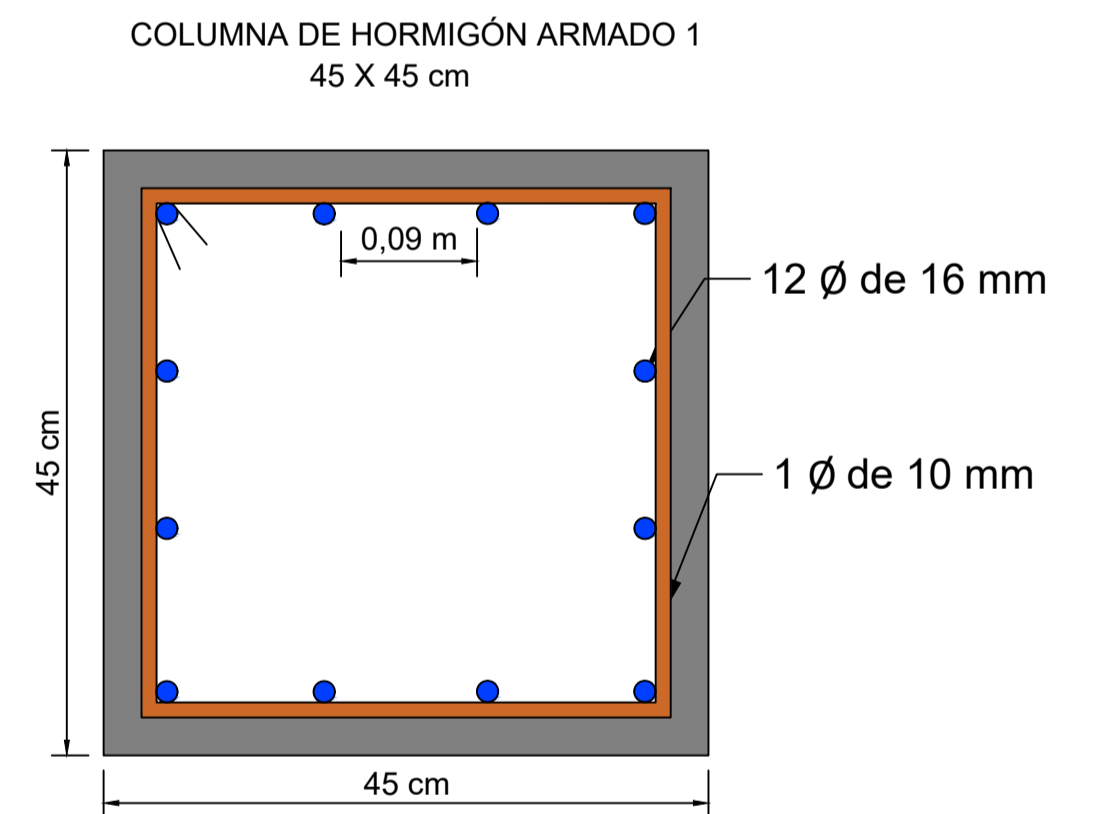


SECCIONES DE VIGA



1:5

SECCIÓN DE COLUMNA



1:5

NOTA

Considerar 10 cm de gancho a cada lado y 50 cm de traslape.

MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL

FABIAN BUSTAMANTE ANDRADE

CONTIENE:
ARMADO DE REFUEZO LOSA

LAMINA:
3/5

ESC. INDICADAS

TOTAL

Fabian Bustamante A
CALCULO

Ing. Ricardo Romero C
REVISION

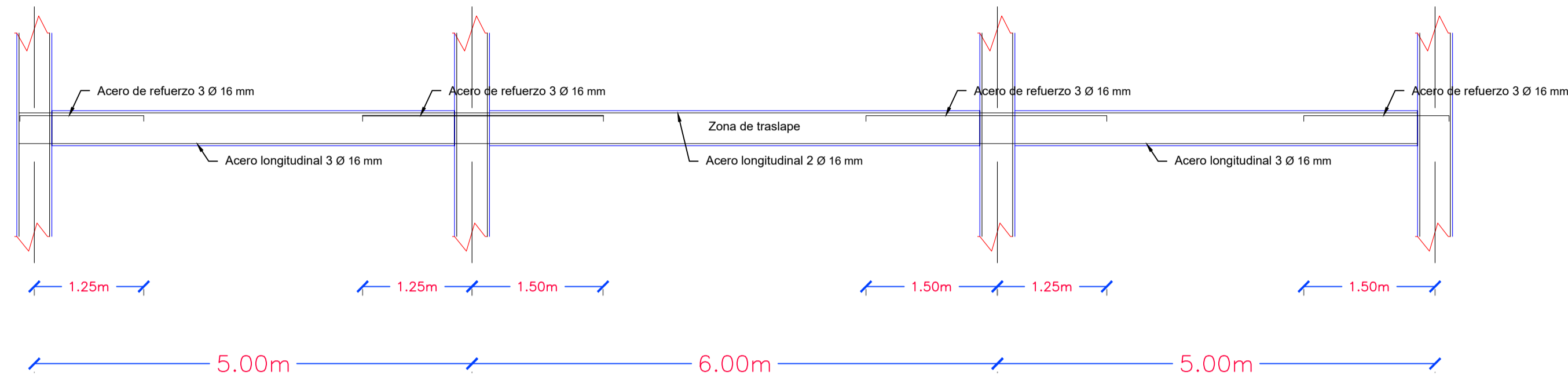
DIBUO: Fabian Bustamante A.

HORMIGÓN

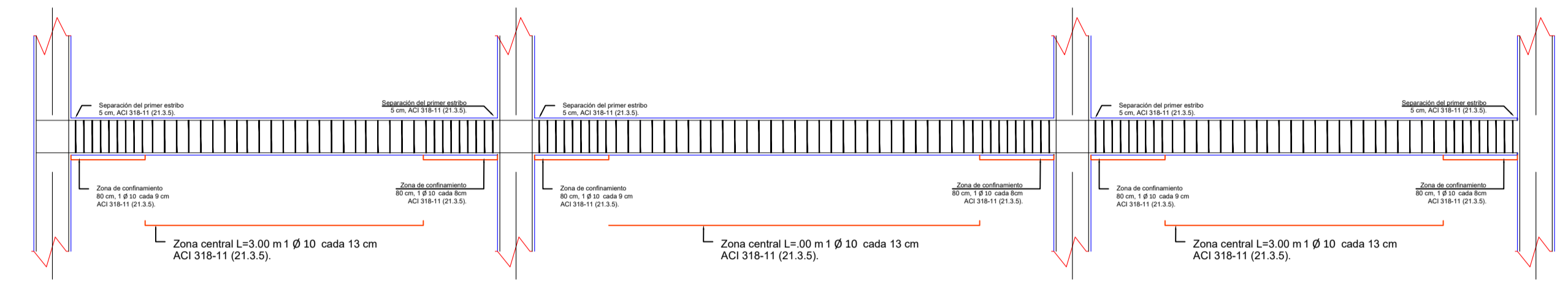
MAR 2021

1:50

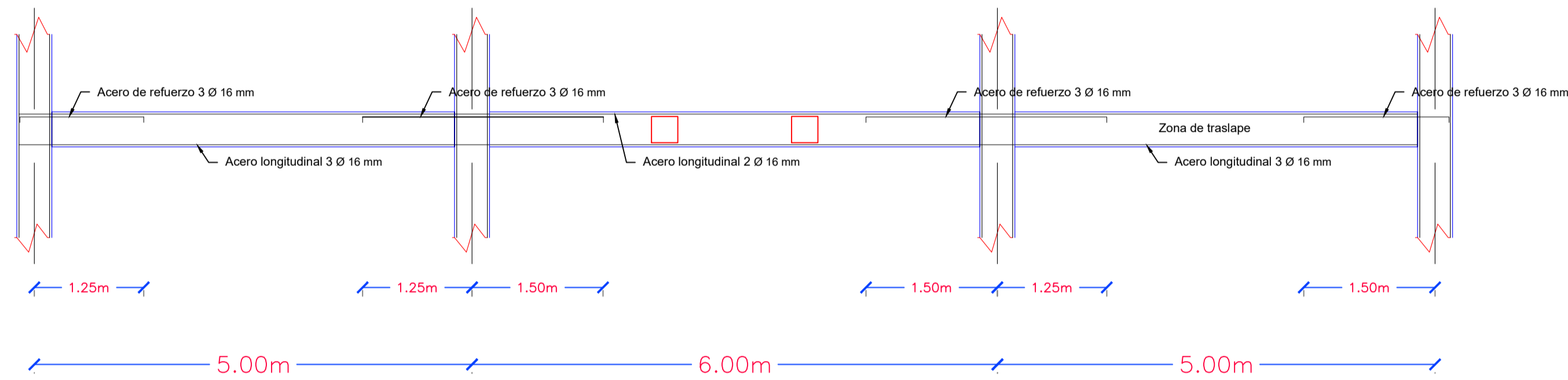
ACERO DE REFUERZO VIGAS EJE D Y E



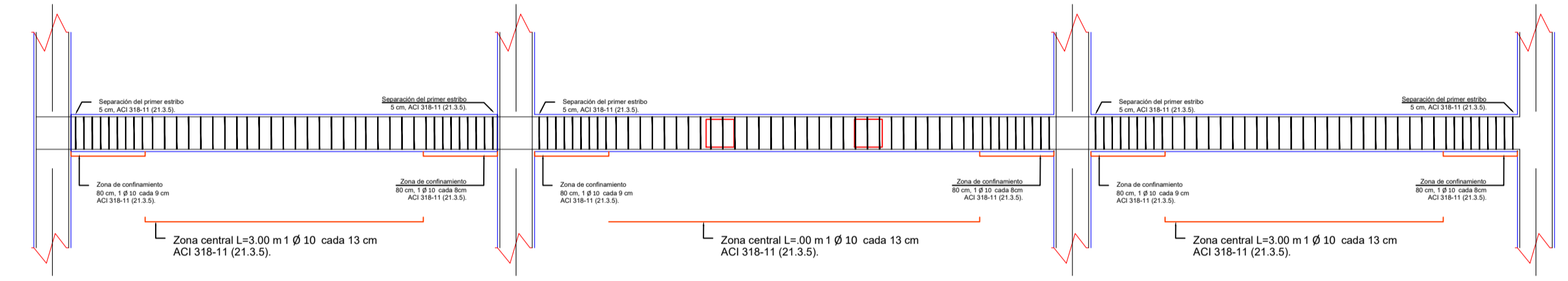
ACERO DE REFUERZO VIGAS EJE D Y E



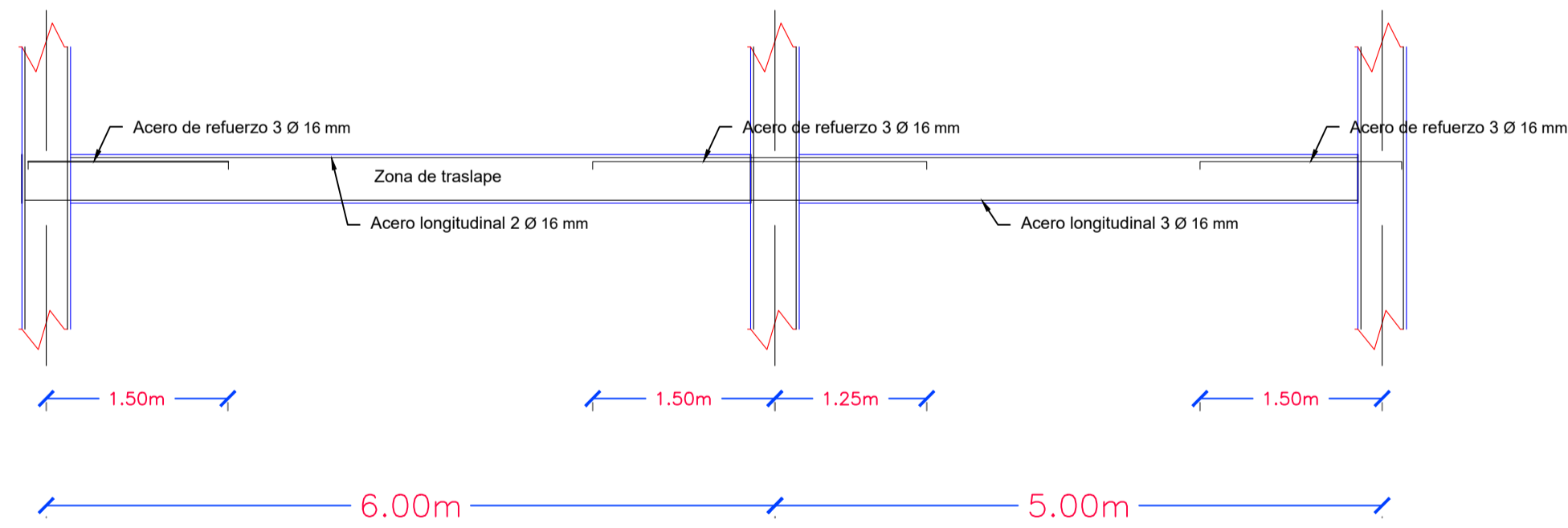
ACERO DE REFUERZO VIGAS EJE B Y C



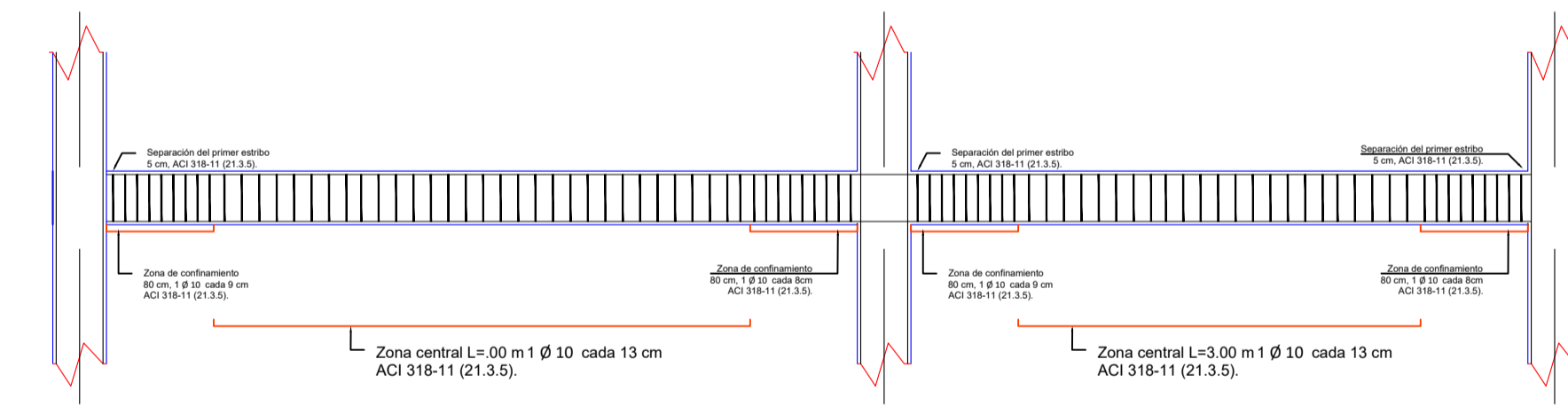
ACERO DE REFUERZO VIGAS EJE B Y C



ACERO DE REFUERZO VIGAS EJE A



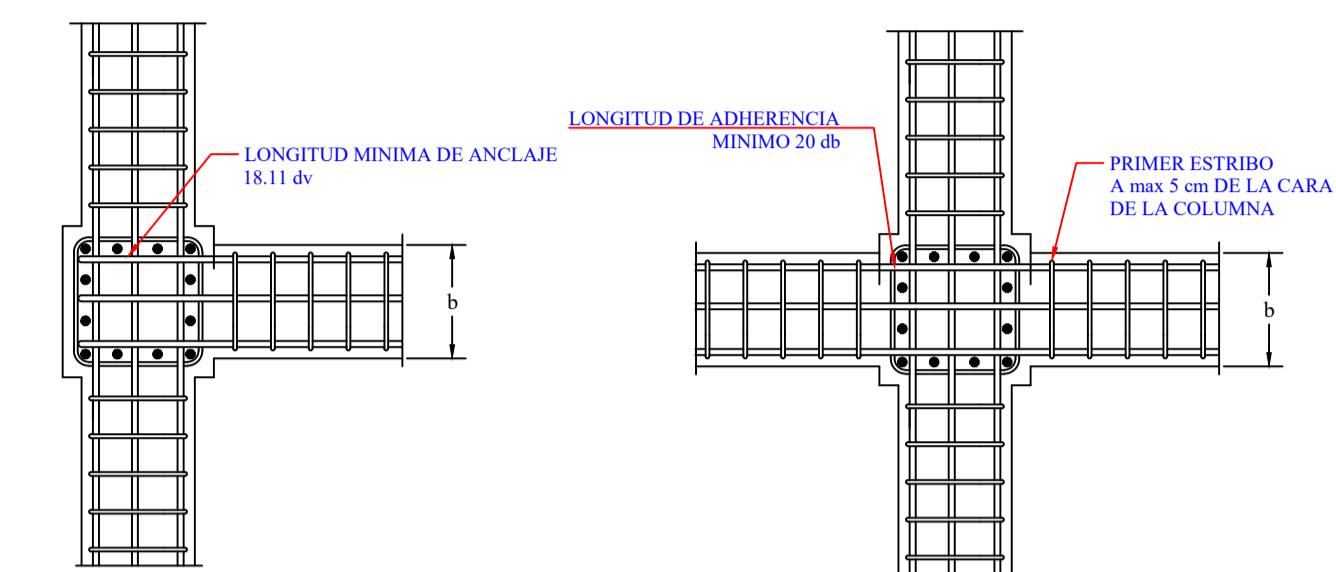
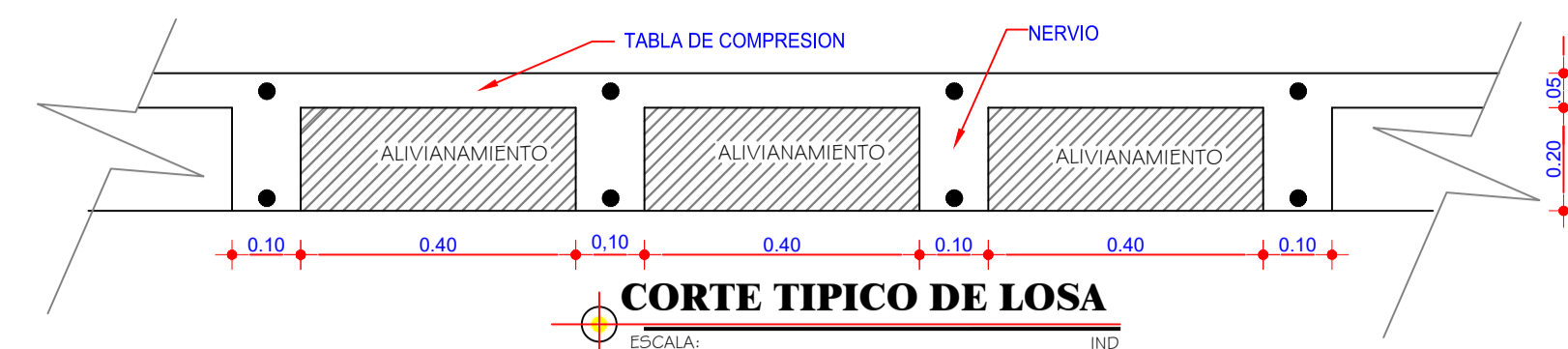
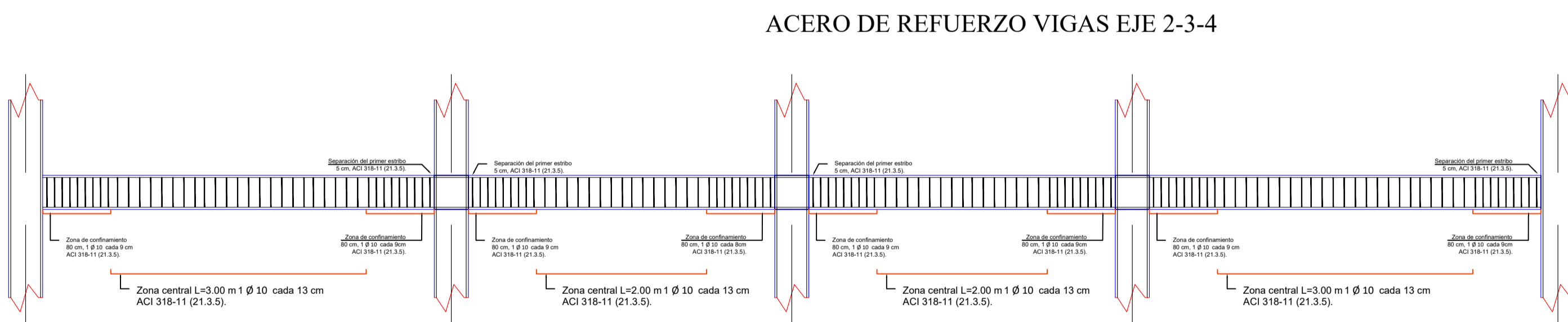
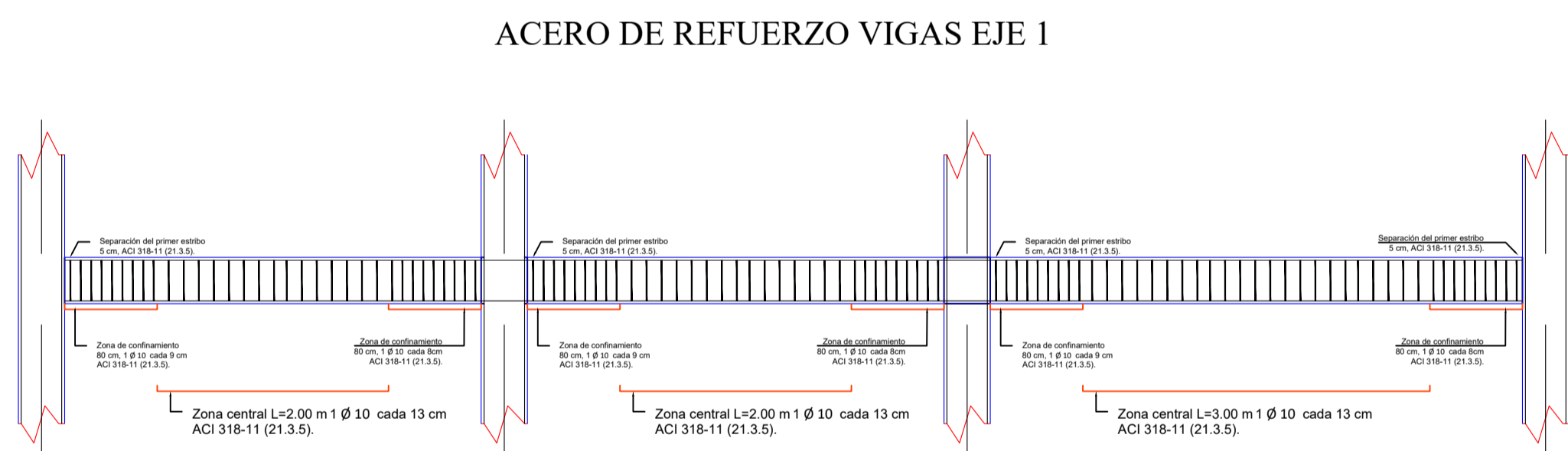
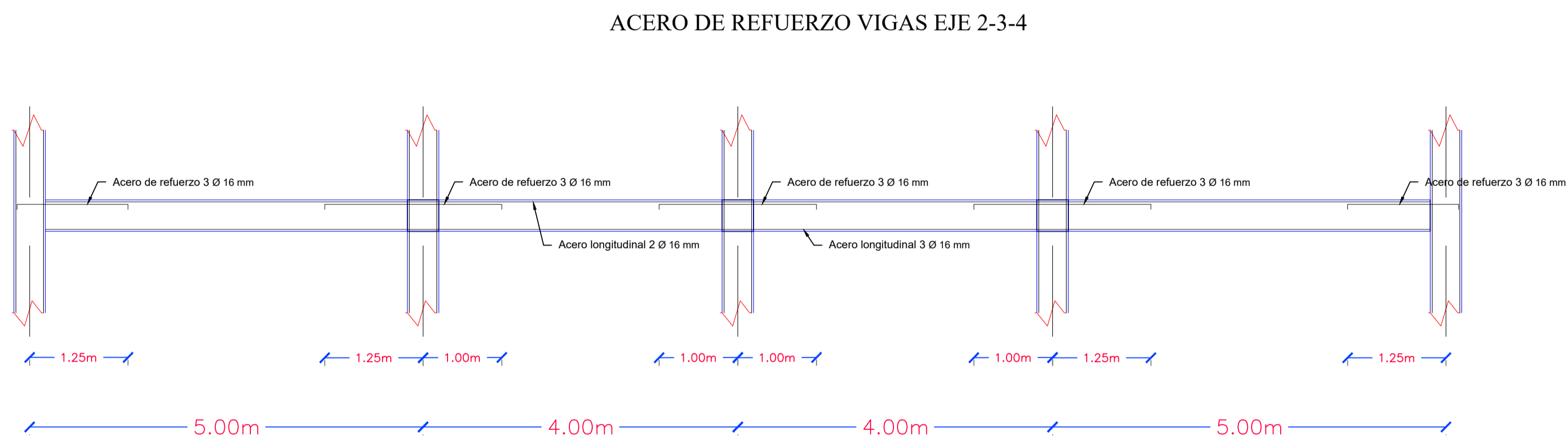
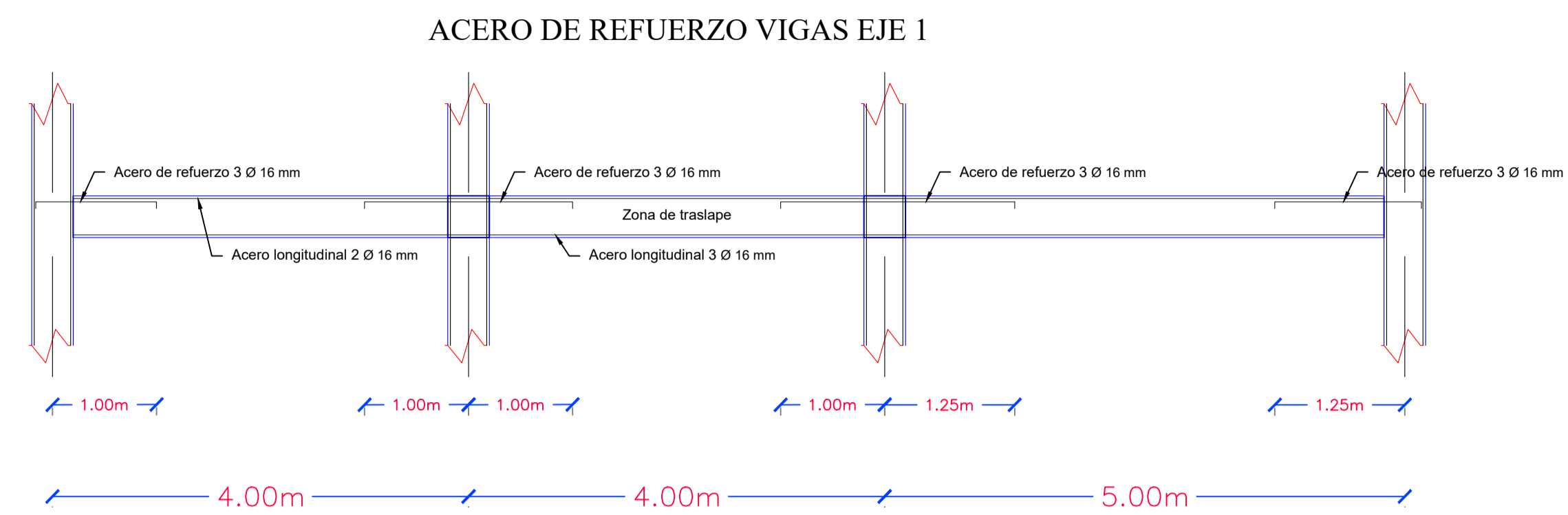
ACERO DE REFUERZO VIGAS EJE A



1:50

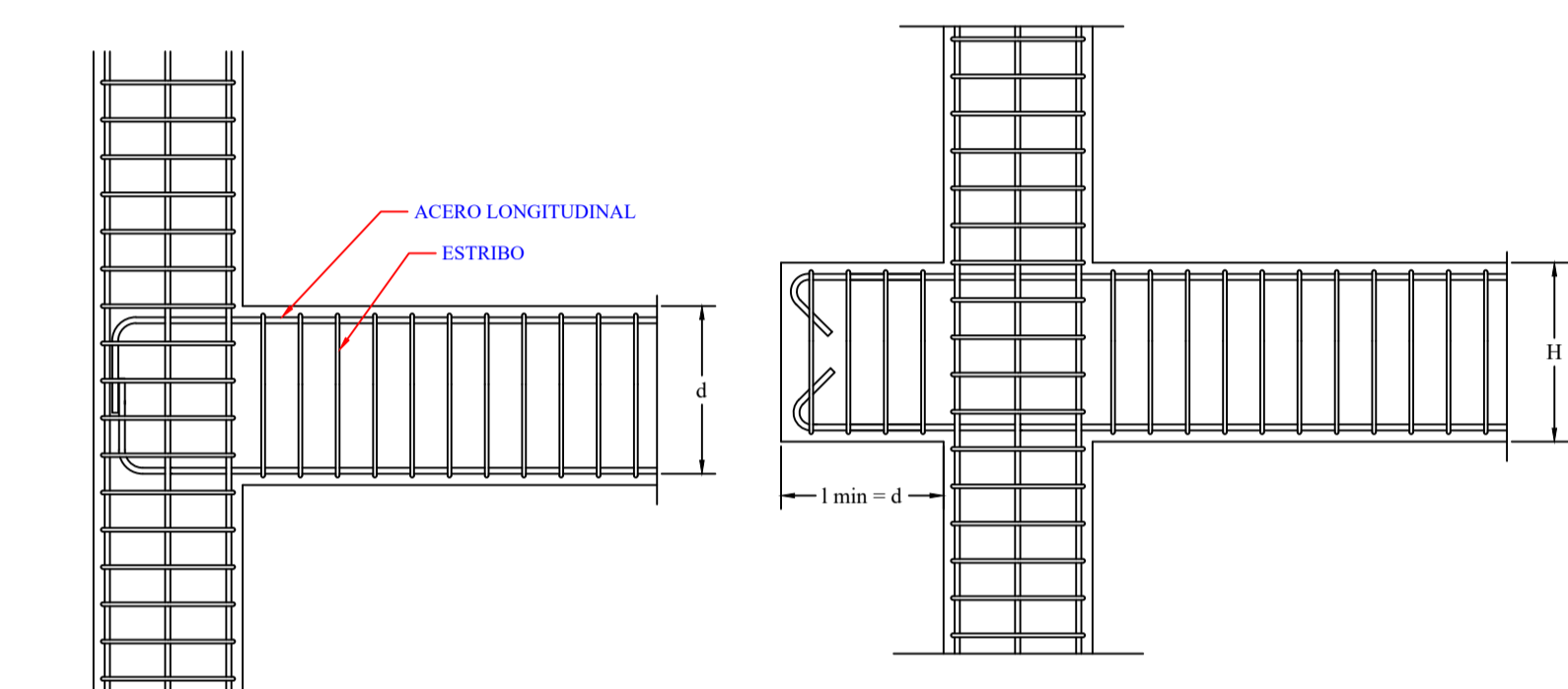
1:50

MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL				
FABIAN BUSTAMANTE ANDRADE		CONTIENE: DETALLE REFUERZO VIGAS	LAMINA: 4/5	
ESC. INDICADAS		# TOTAL		
Fabian Bustamante A CALCULO	Ing. Ricardo Romero C REVISION	DEBUD: Fabian Bustamante A	HORMOGON	MAR 2021



PLANTA

PLANTA



COL ESQ.

COL INTERNA

CONEXION VIGA-COLUMNA

ESCALA: IND

DETALLES DE GANCHOS Y LONGITUD DE DESARROLLO

ESCALA: IND

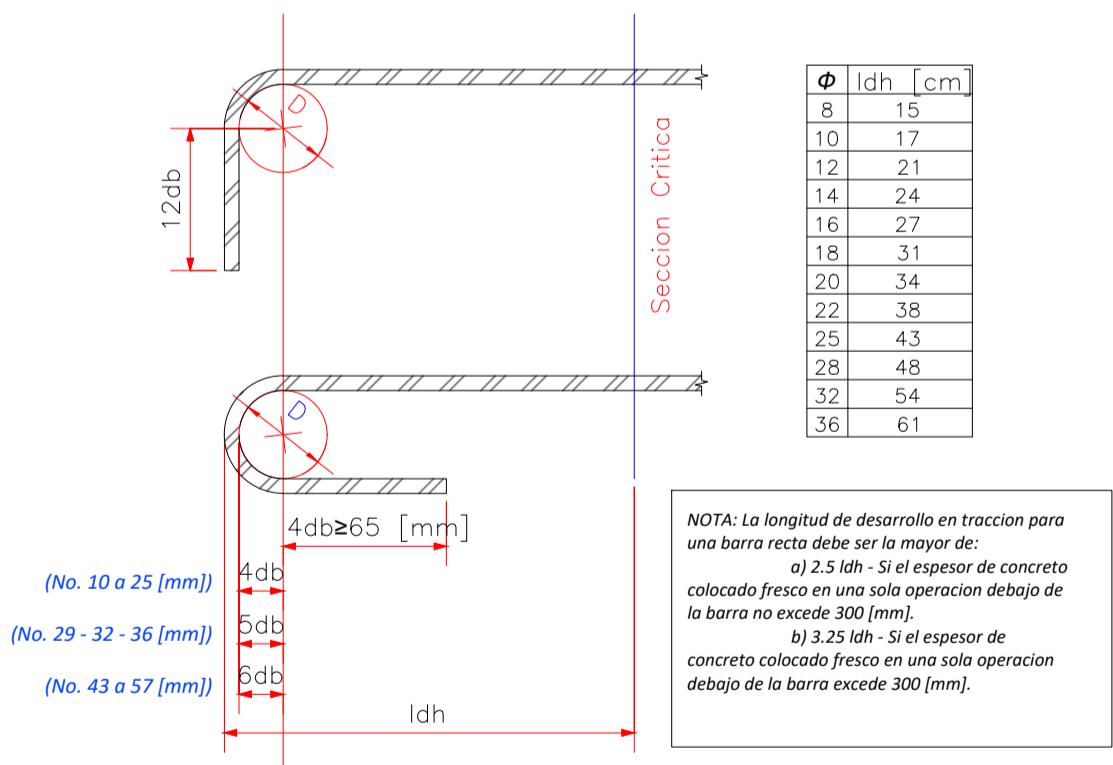


TABLA 7.2 - DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

Díámetro de las barras	Díámetro mínimo de doblado
No. 10 a No. 25	8d
No. 28, No. 32 y No. 36	8d _s
No. 43 y No. 57	10d _s

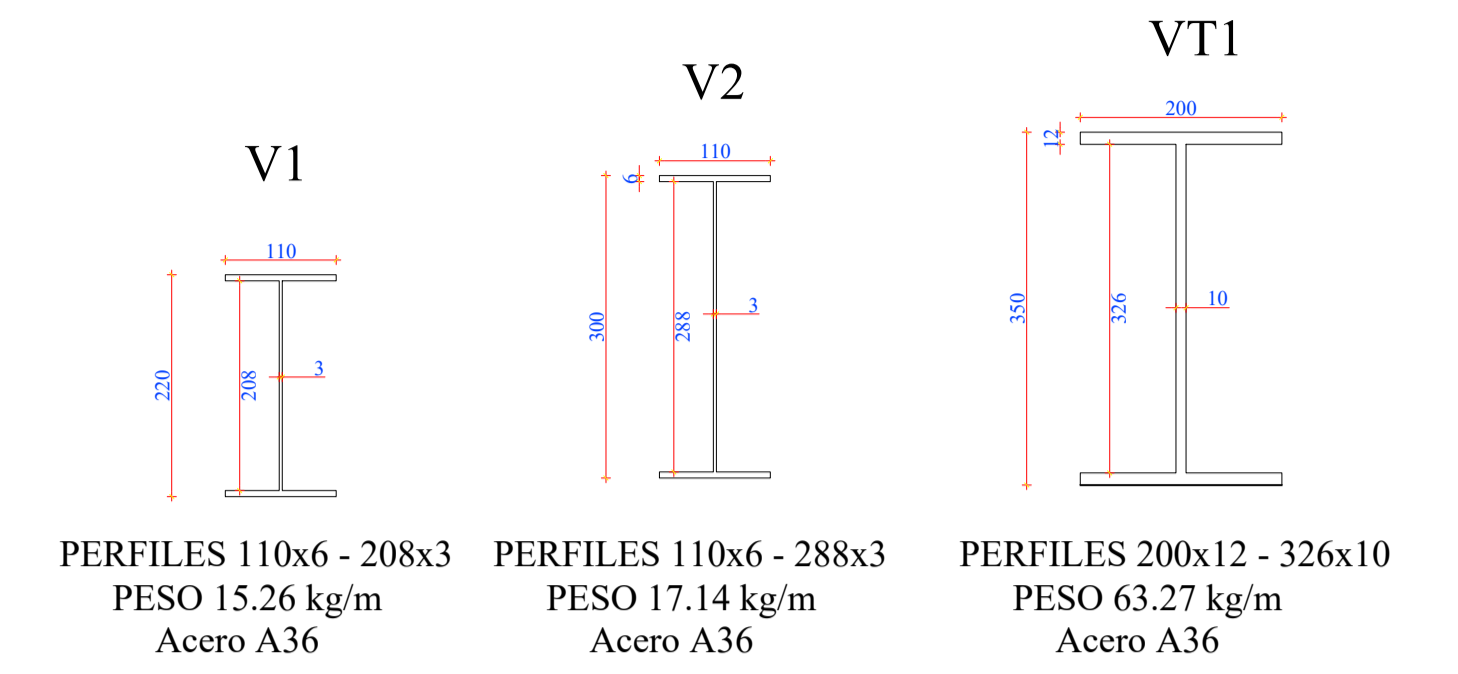
ACI-318-11 Cap-7

1:50

SIN ESCALA

MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL			
FABIAN BUSTAMANTE ANDRADE		CONTIENE: REFUERZO EN VIGAS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS	LAMINA: 5/5
# TOTAL		ESC. INDICADAS	# TOTAL
Fabián Bustamante A <small>CALCULO</small>	Ing. Ricardo Romero C <small>REVISION</small>	DIBUO: Fabian Bustamante A	HORMIGON MAR 2021

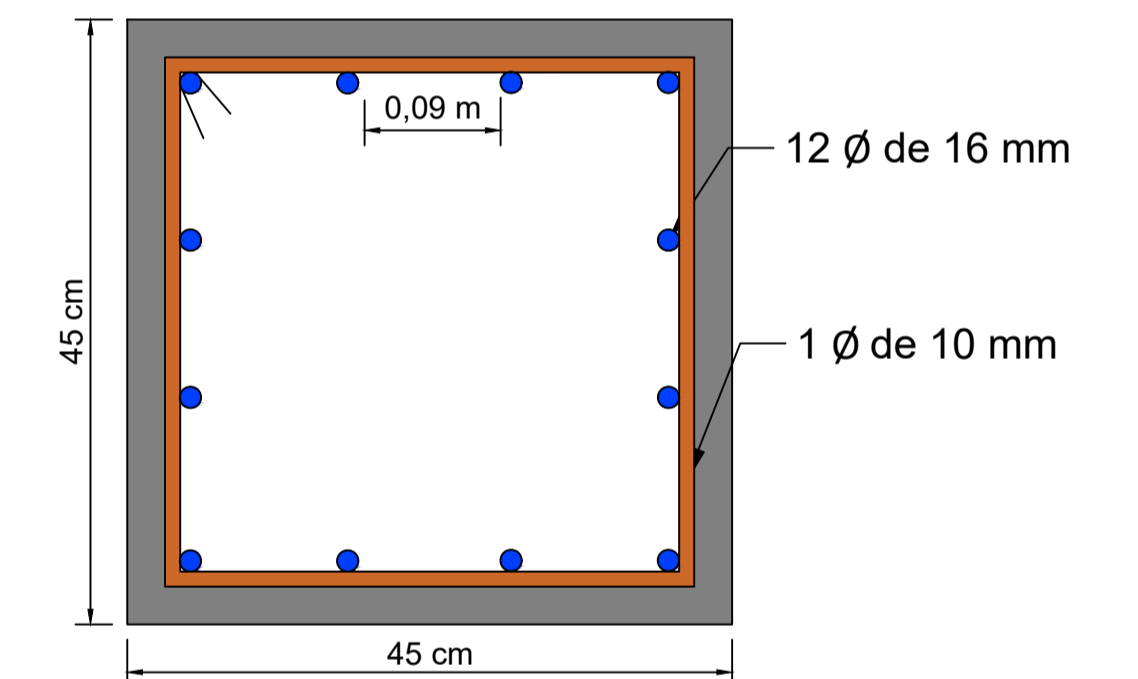
SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGAS



1:75

SECCIÓN DE COLUMNA

COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO 1
45 X 45 cm



1:5

MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL

FABIAN BUSTAMANTE ANDRADE

CONTIENE:
CIMENTACIÓN Y DETALLES DE
SECCIÓN COLUMNAS Y VIGAS

LAMINA:
1/4
TOTAL

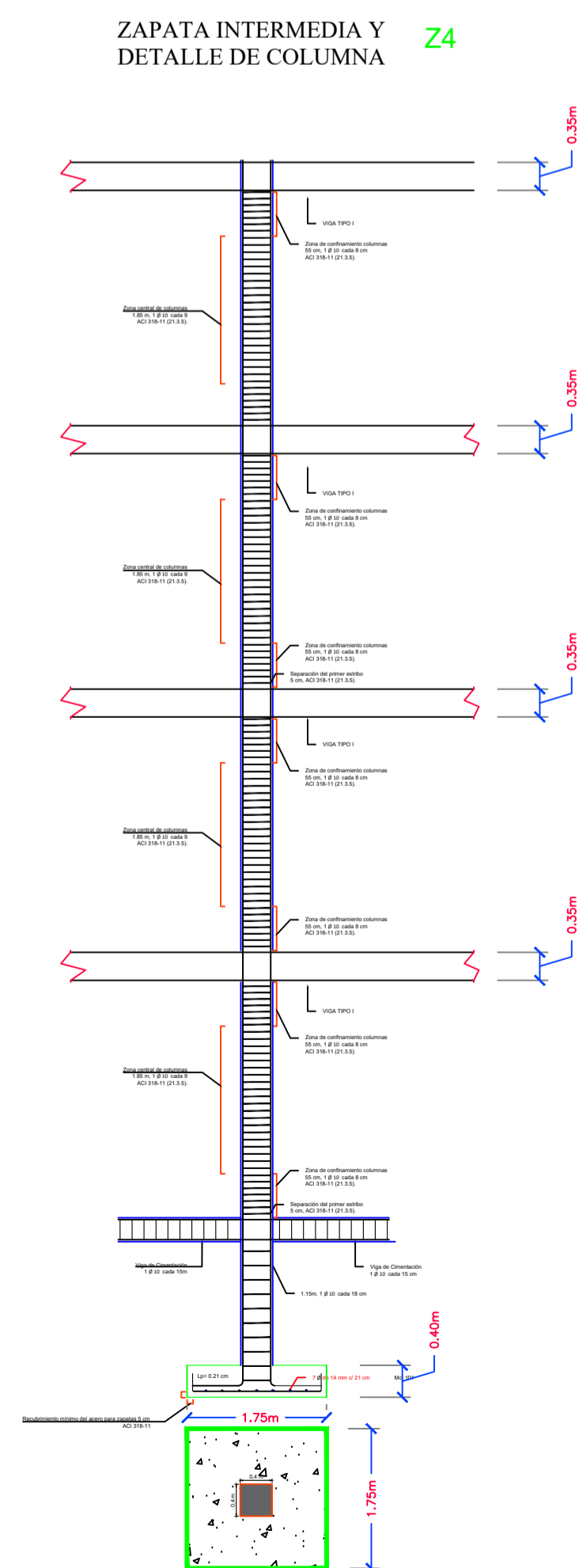
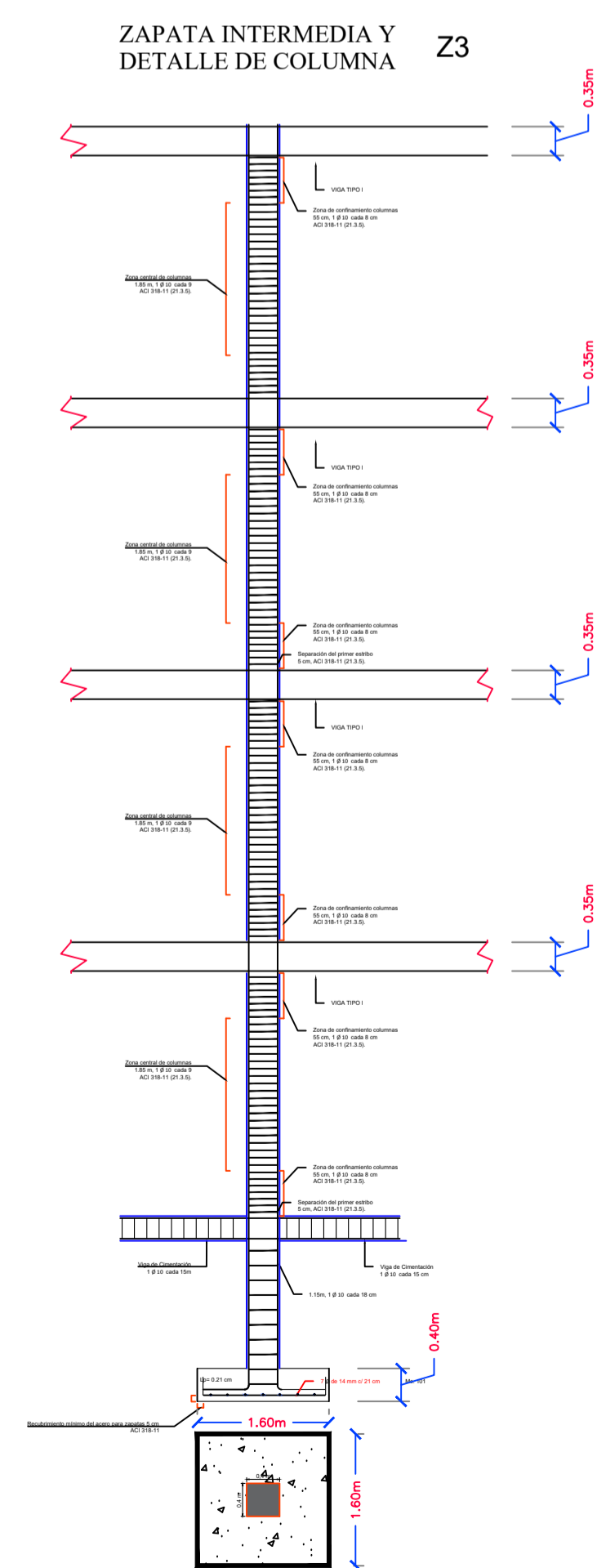
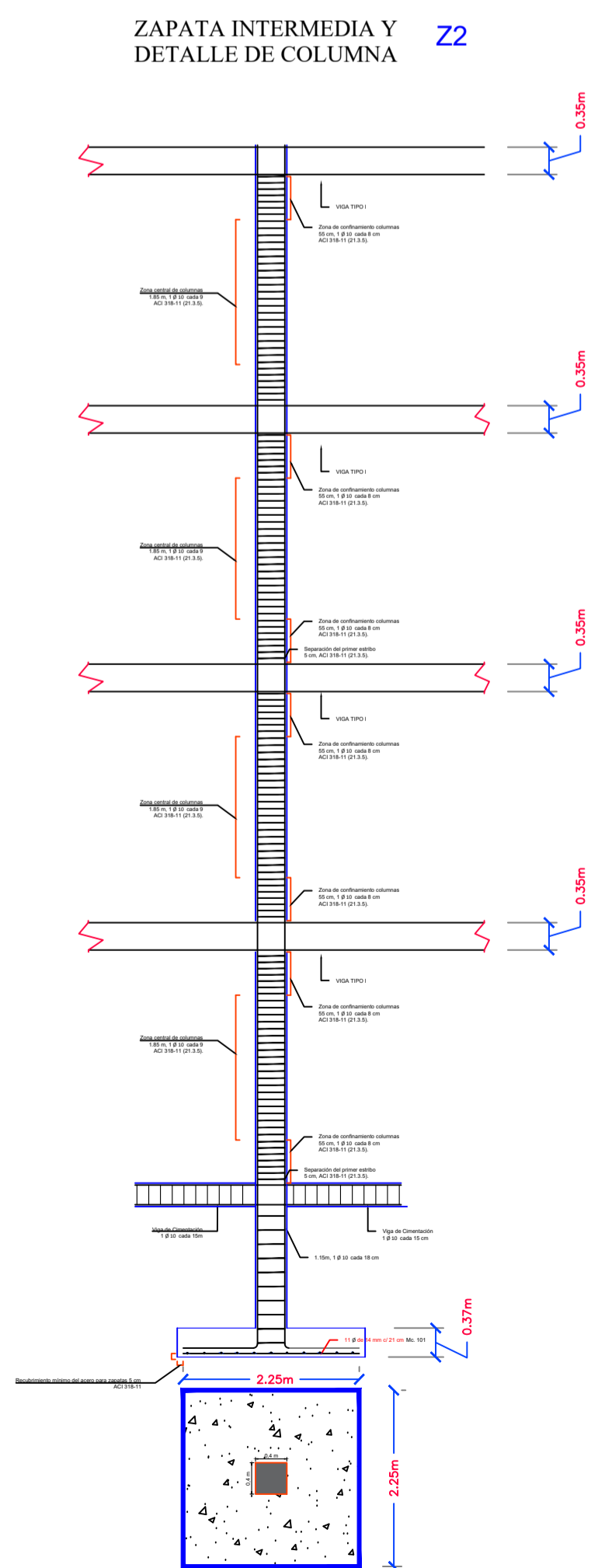
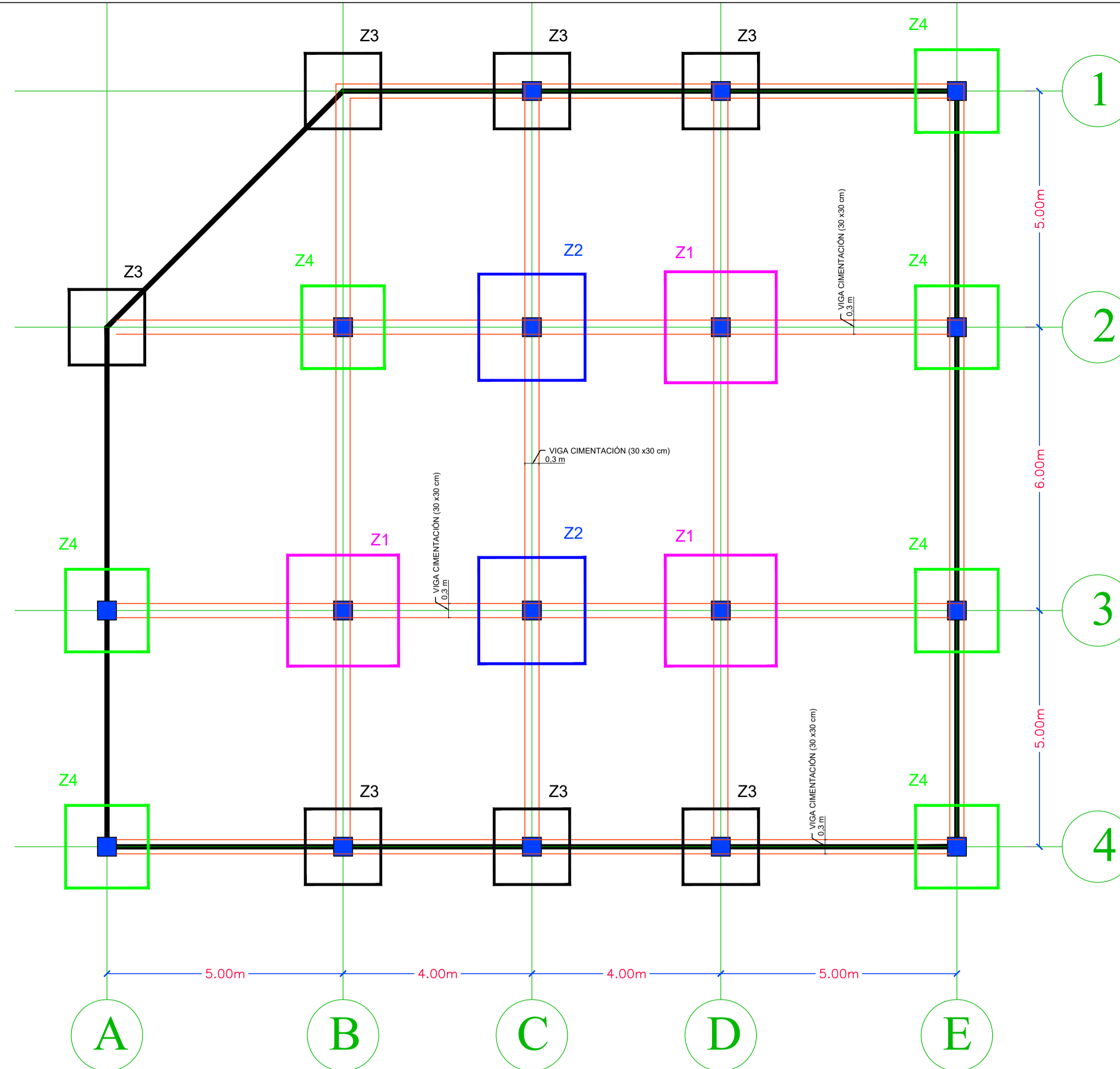
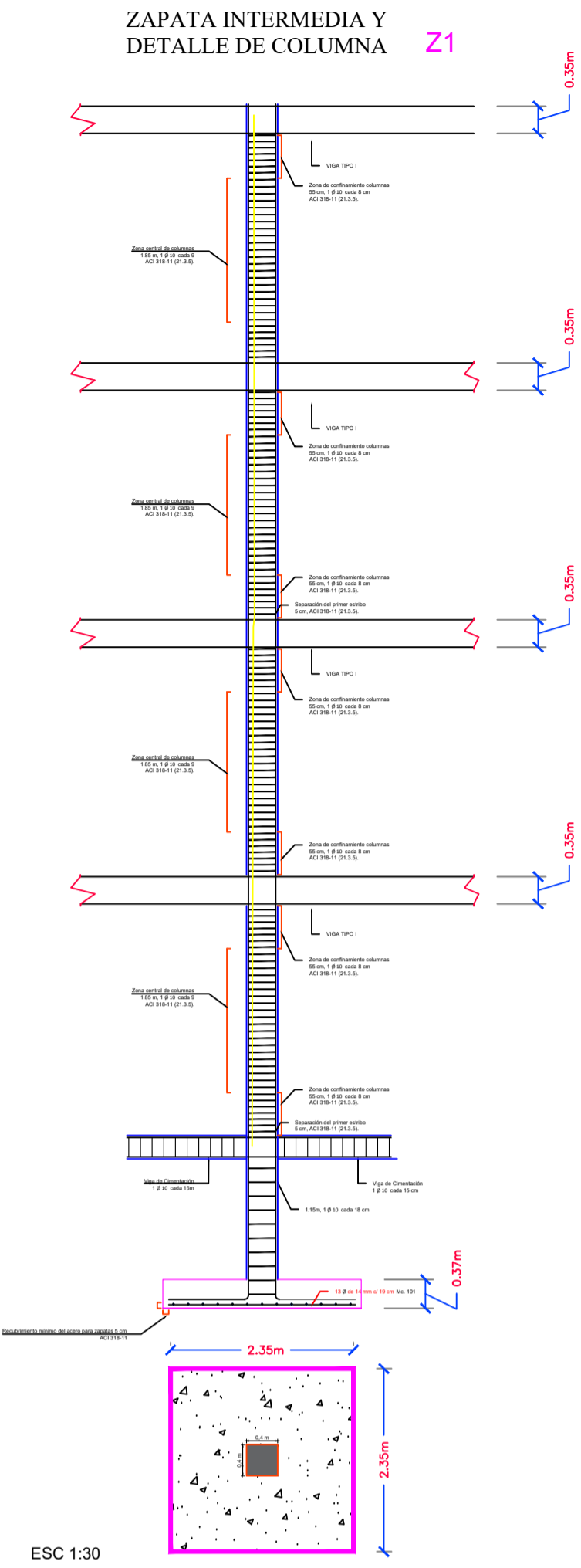
ESC. INDICADAS

DEBUD: Fabian Bustamante A.

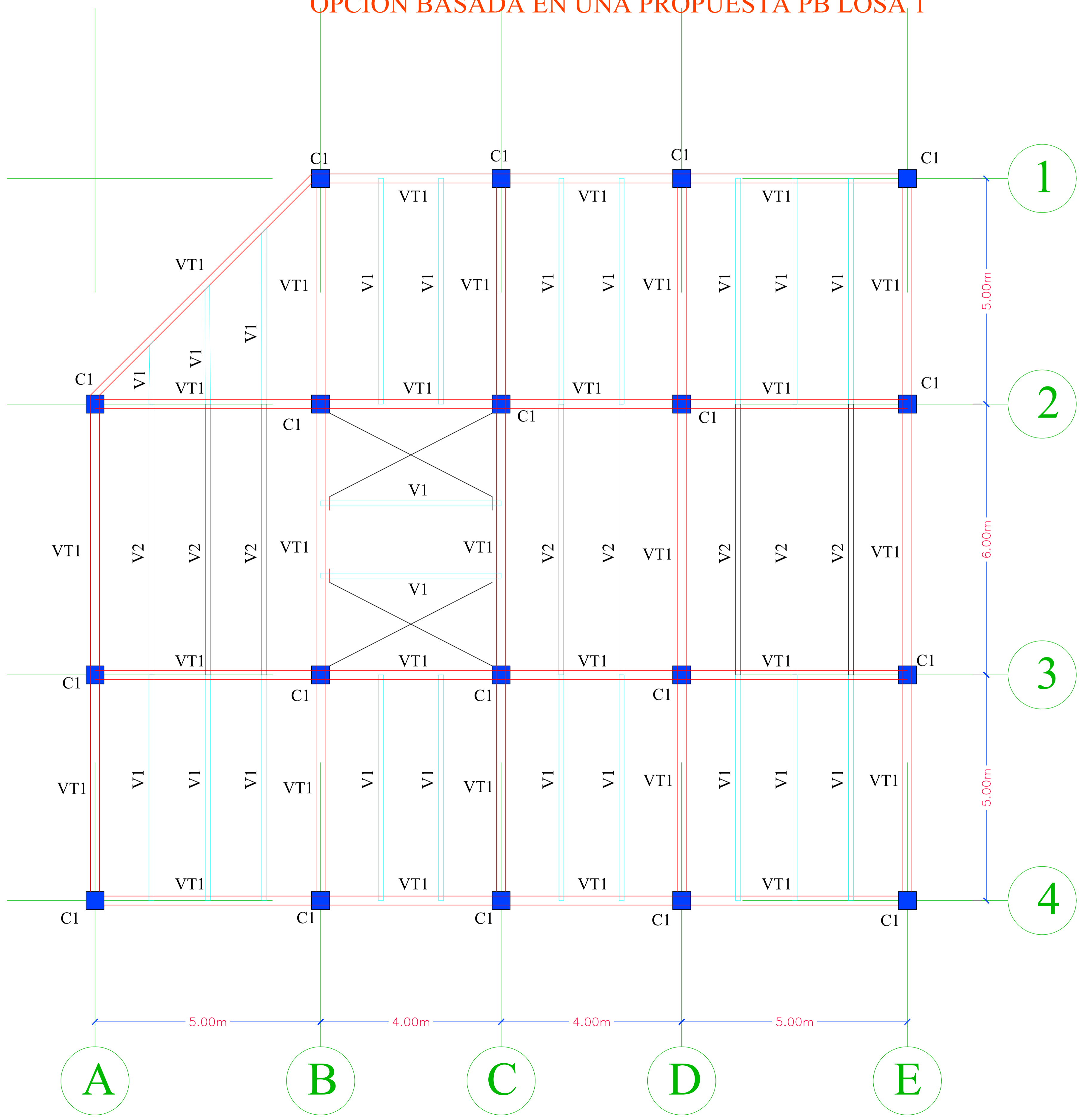
MIXTO O HIBRIDO

MAR 2021

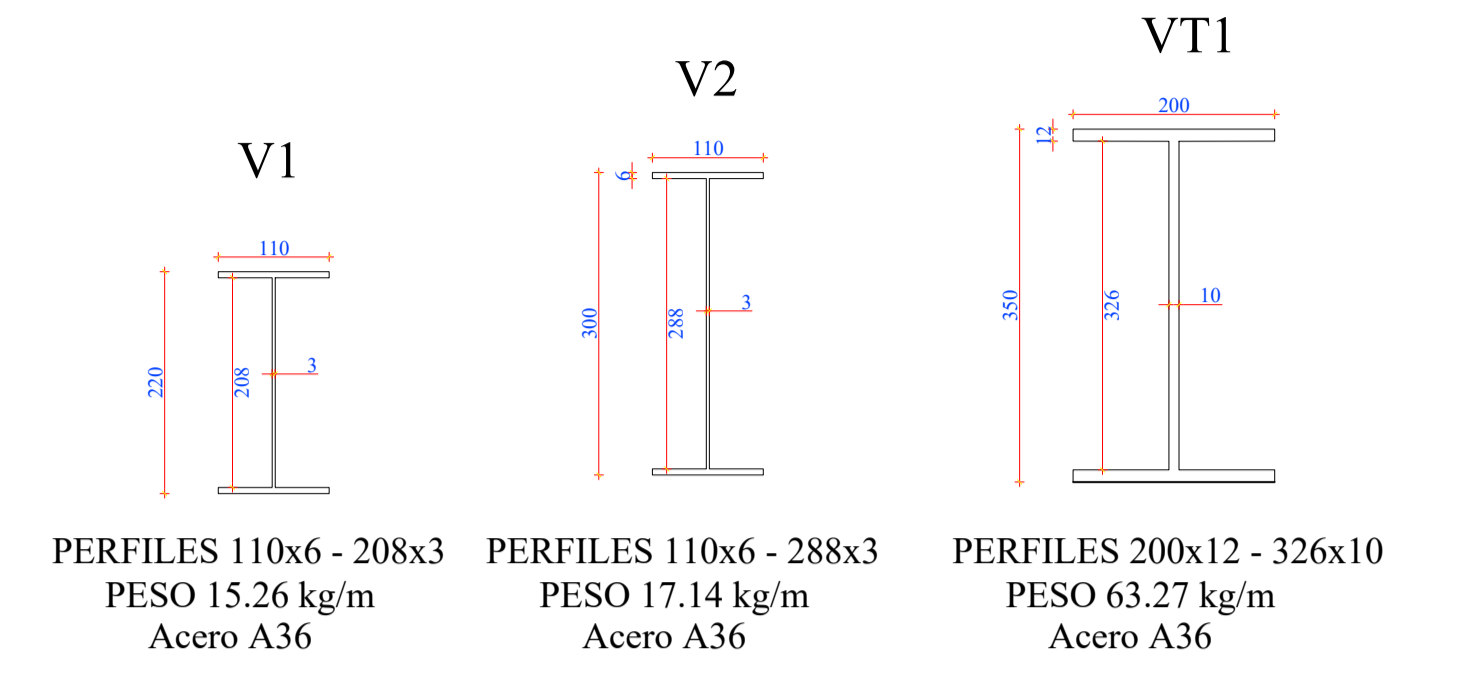
1:75



DISTRIBUCIÓN DE VIGAS PRINCIPALES TRABES Y SECUNDARIAS OPCIÓN BASADA EN UNA PROPUESTA PB LOSA 1

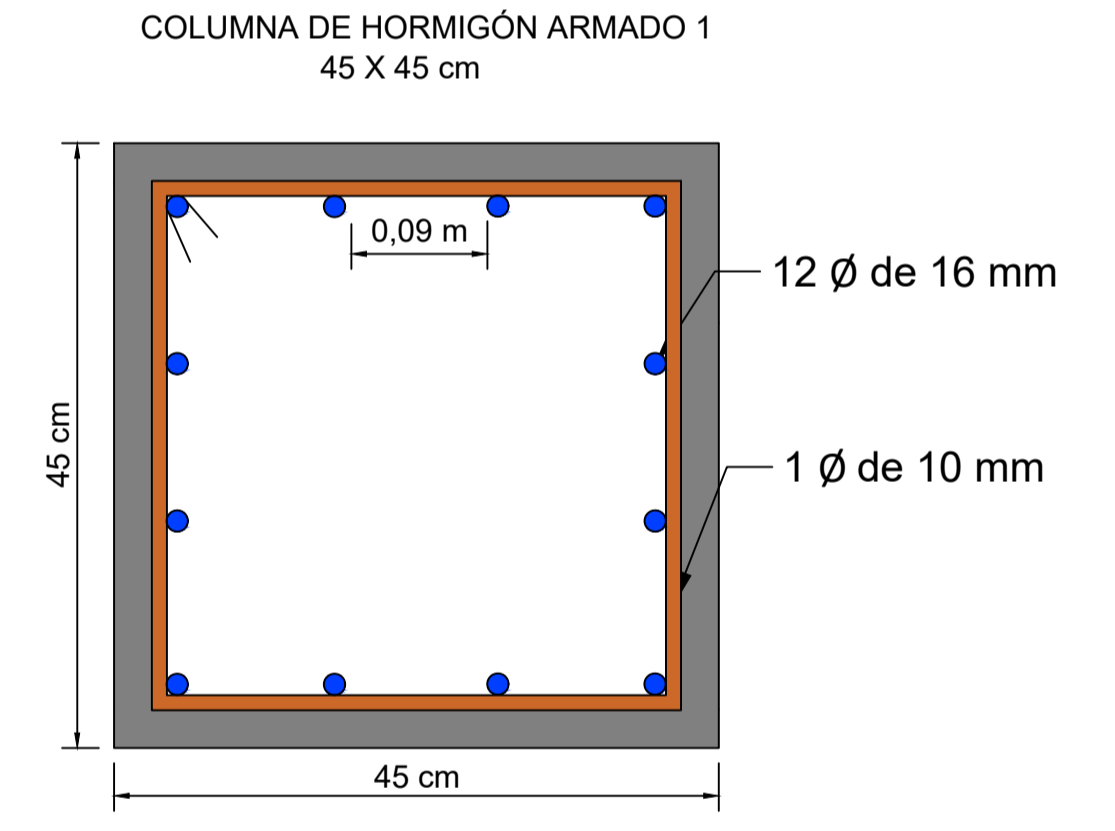


SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGAS



1:75

SECCIÓN DE COLUMNA

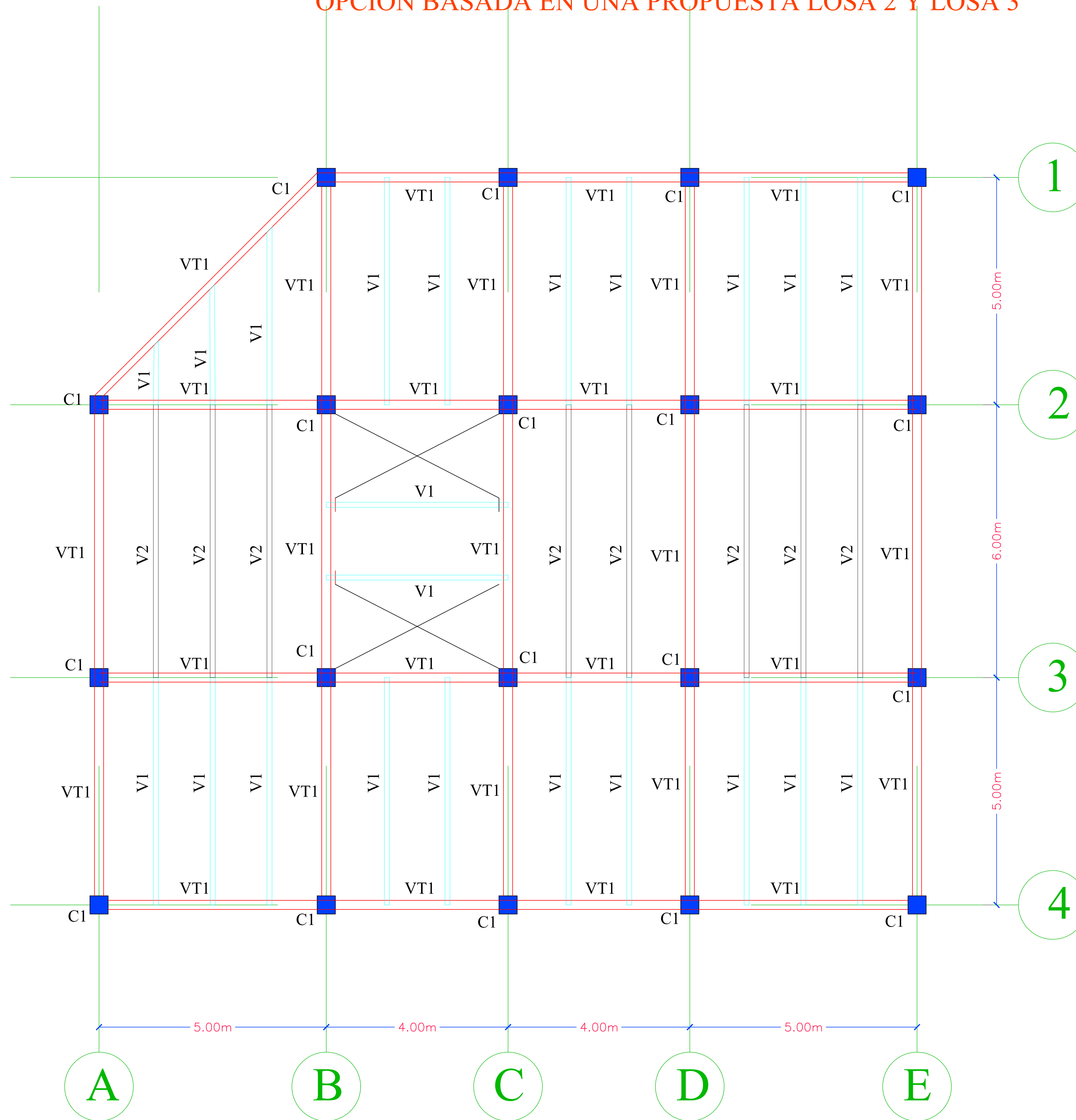


1:5

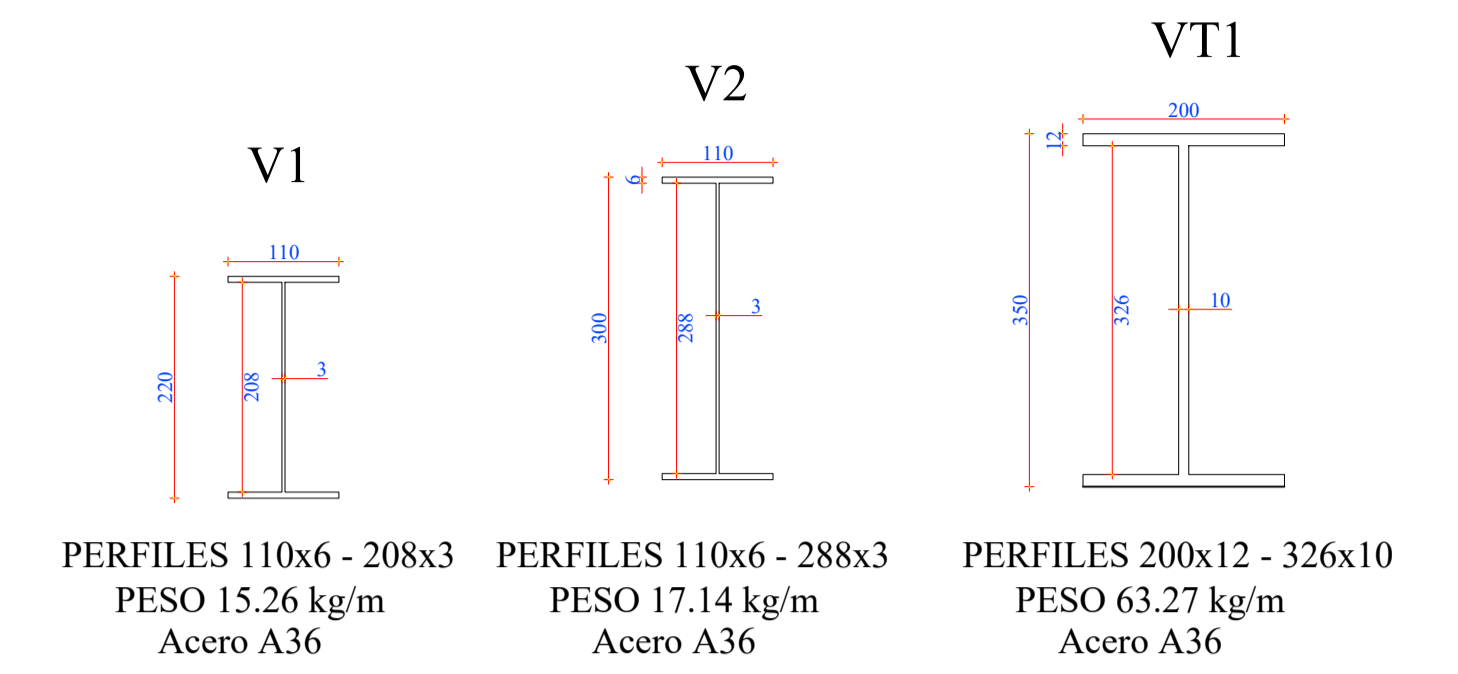
1:50

<i>MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL</i>				
<i>FABIAN BUSTAMANTE ANDRADE</i>		CONTIENE: <i>DISTRIBUCION DE VIGAS TRABES SECCION COLUMNAS Y VIGAS</i>		LAMINA: <i>2/4</i>
ESC. INDICADAS		# TOTAL		
<small>Fabian Bustamante A CALCULO</small>	<small>Ing. Ricardo Romero C REVISION</small>	<small>DEBUD: Fabian Bustamante A</small>	<small>MIXTO O HEREDO</small>	<small>MAR 2021</small>

DISTRIBUCIÓN DE VIGAS PRINCIPALES TRABES Y SECUNDARIAS OPCIÓN BASADA EN UNA PROPUESTA LOSA 2 Y LOSA 3

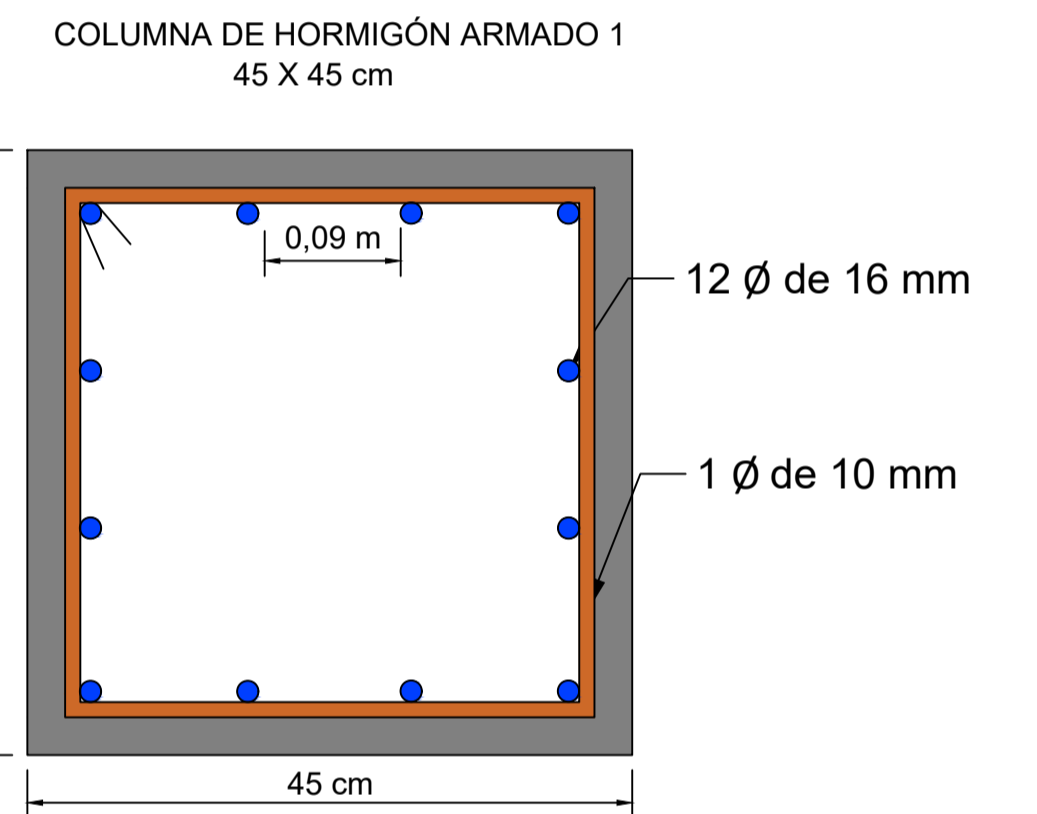


SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGAS



1:75

SECCIÓN DE COLUMNA



1:5

MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL

FABIAN BUSTAMANTE ANDRADE

CONTIENE:
DISTRIBUCIÓN DE VIGAS TRABES
SECCIÓN COLUMNAS Y VIGAS

LAMINA:
3/4

ESC. INDICADAS

TOTAL

Fabian Bustamante A
CALCULO

Ing. Ricardo Romero C
REVISOR

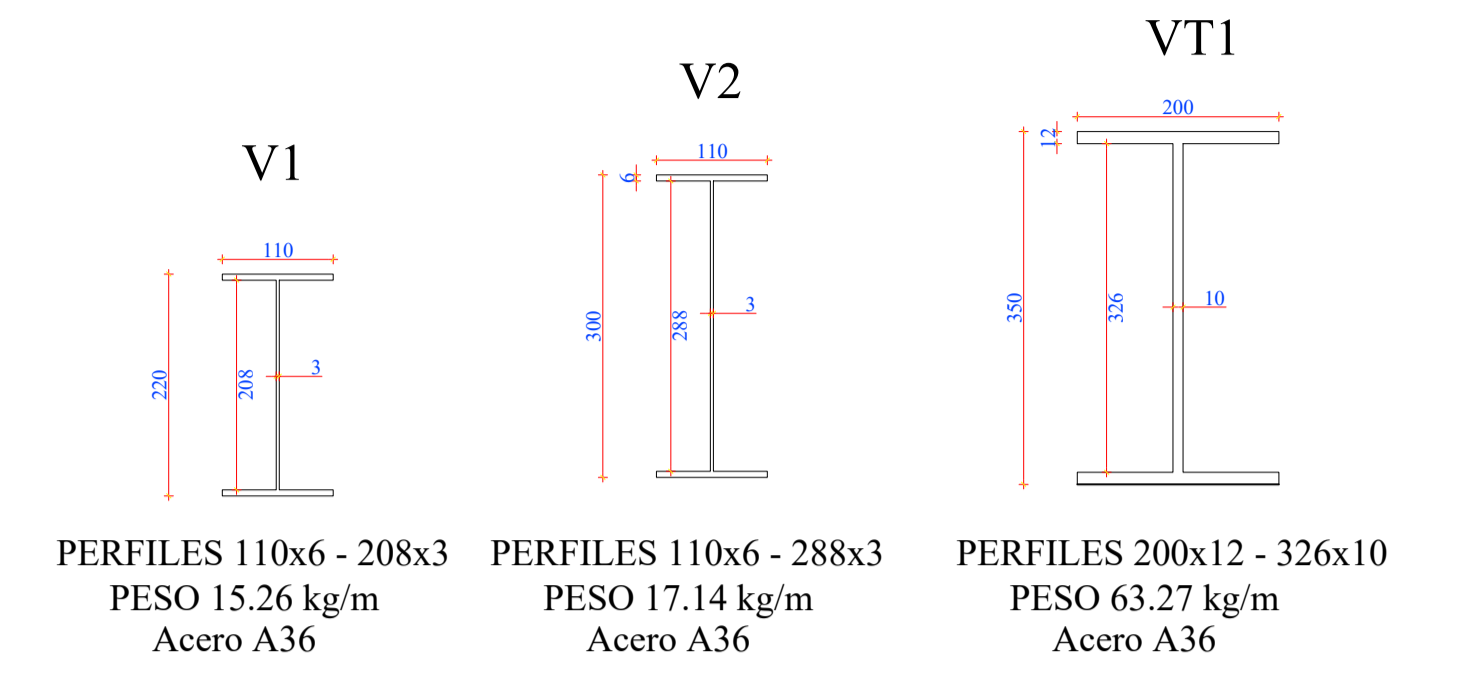
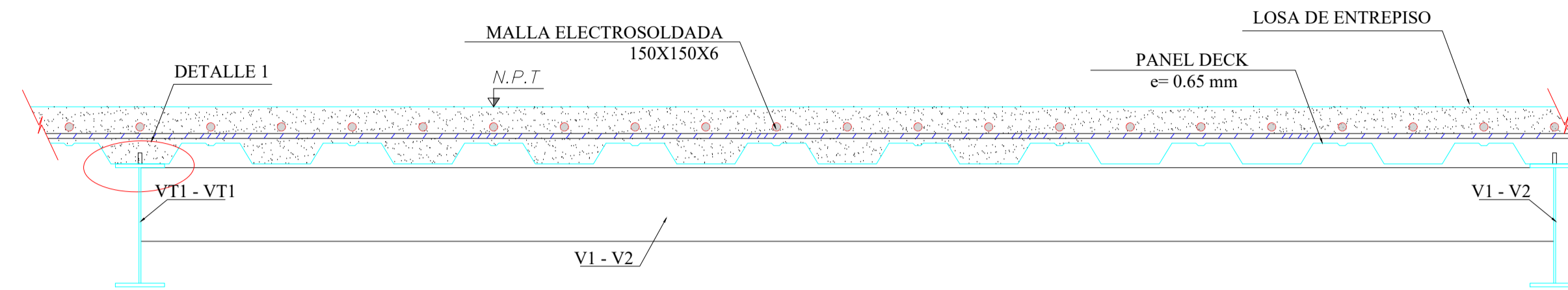
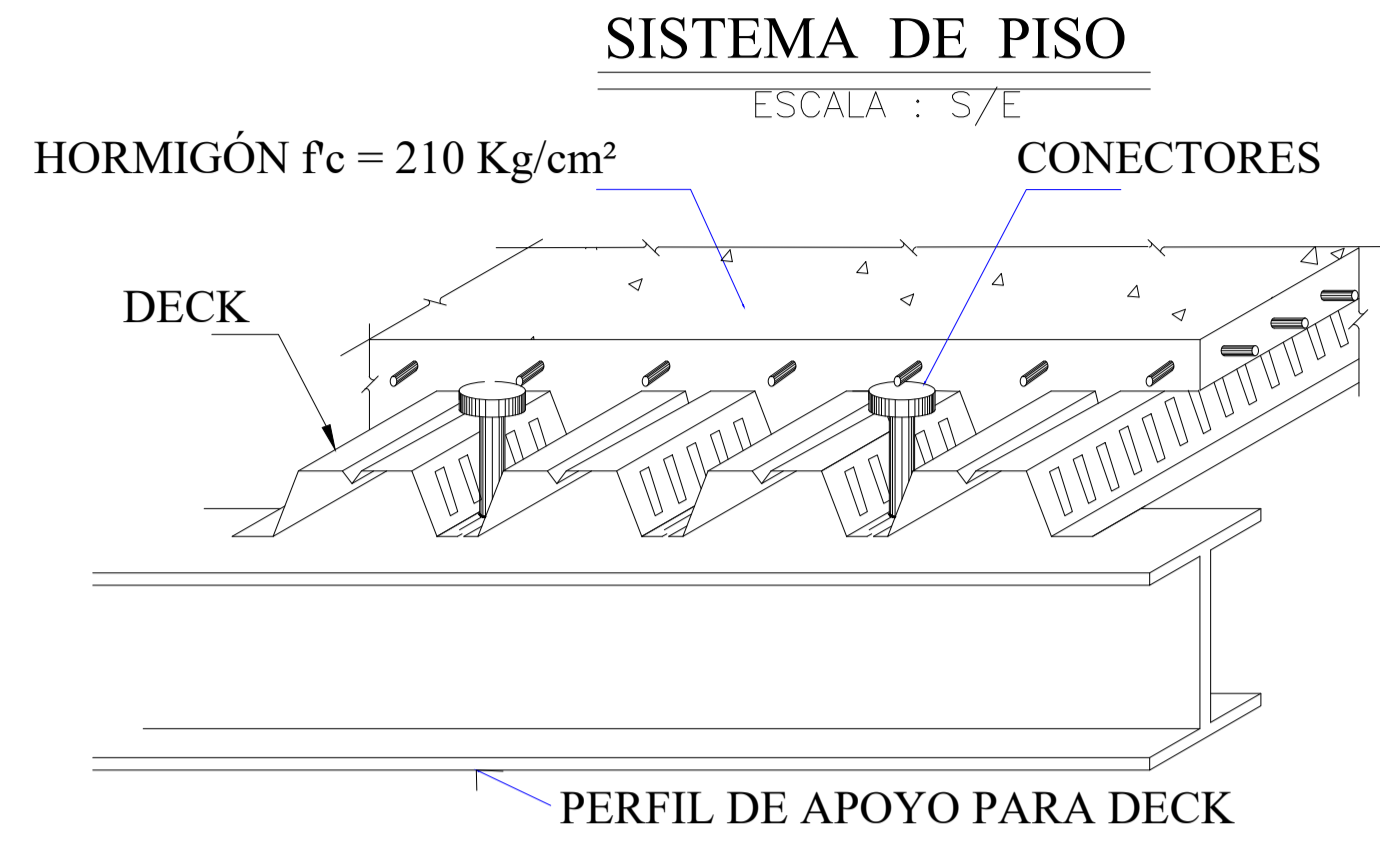
DEBUD: Fabian Bustamante A

MIXTO O HIBRIDO

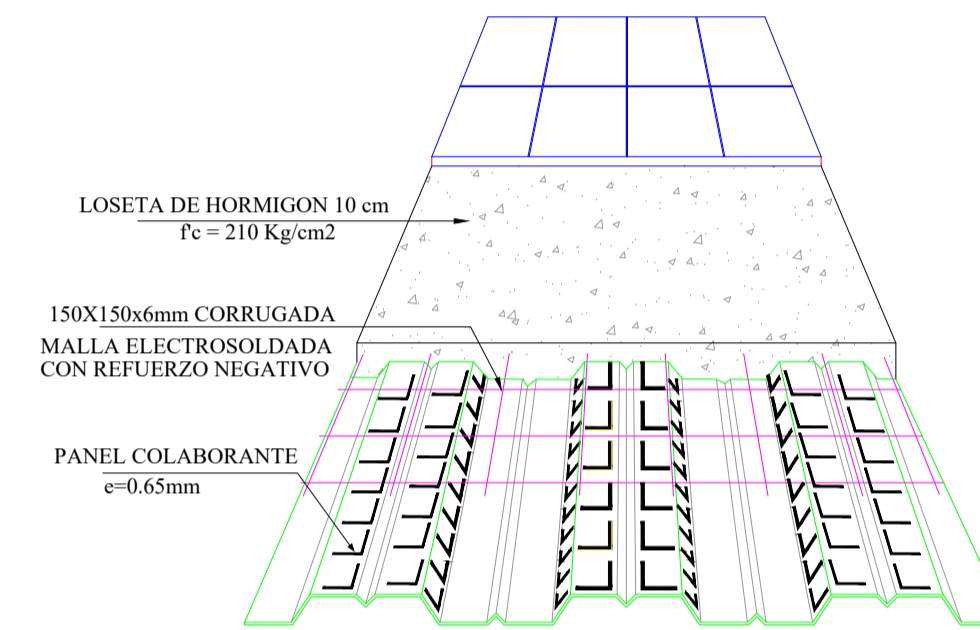
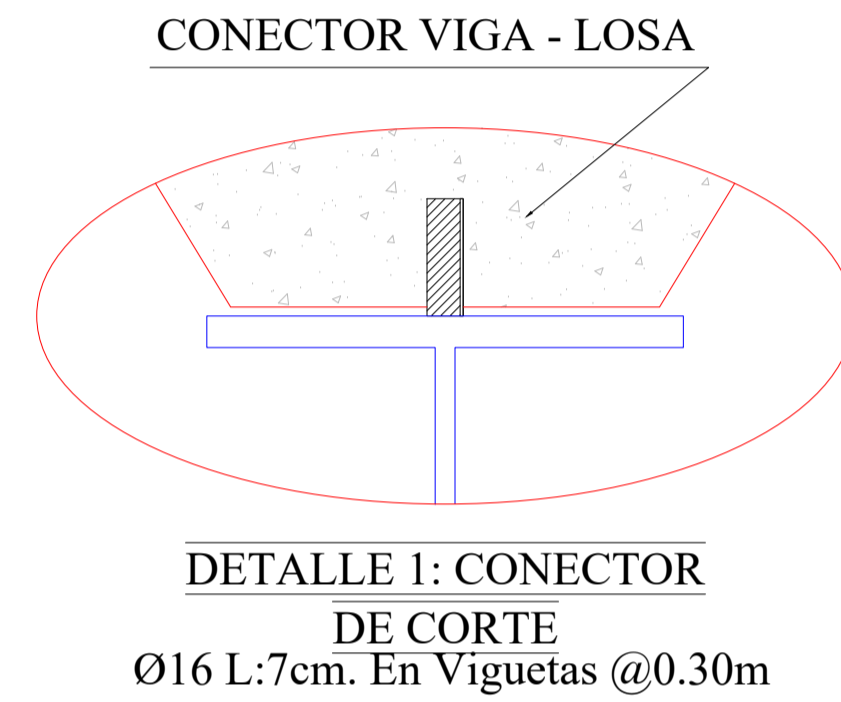
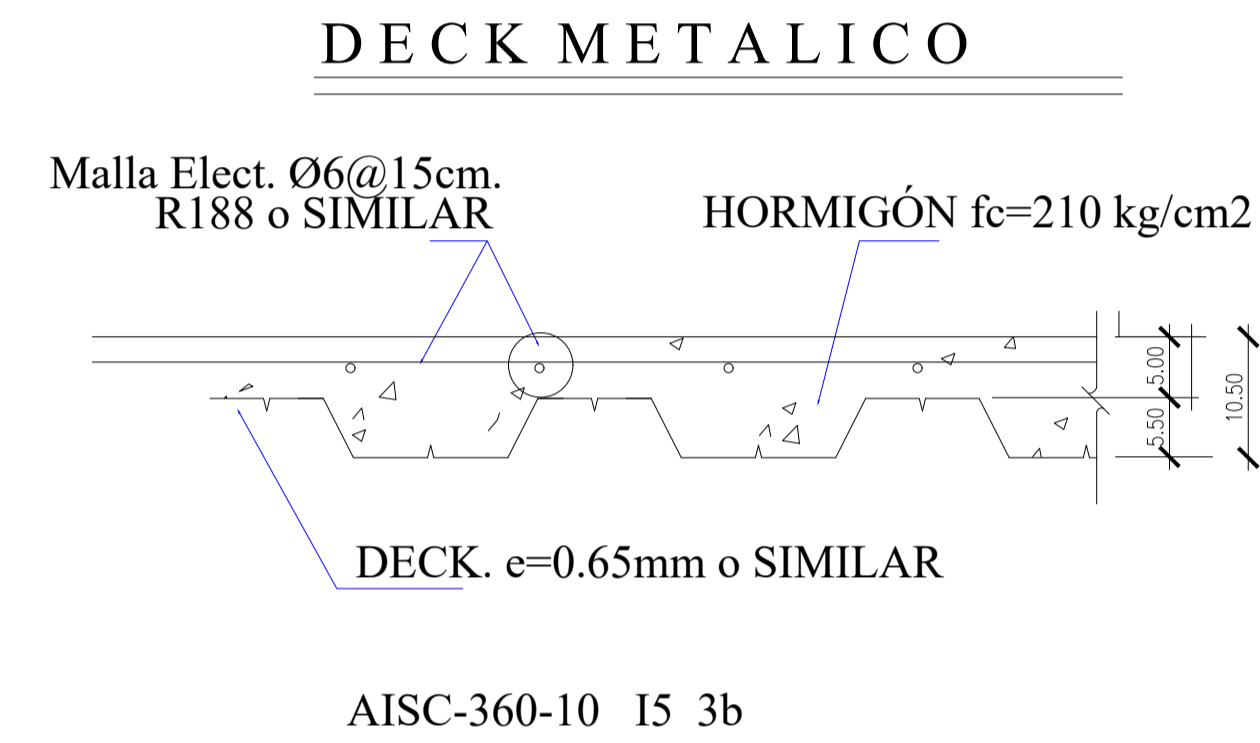
MAR 2021

1:50

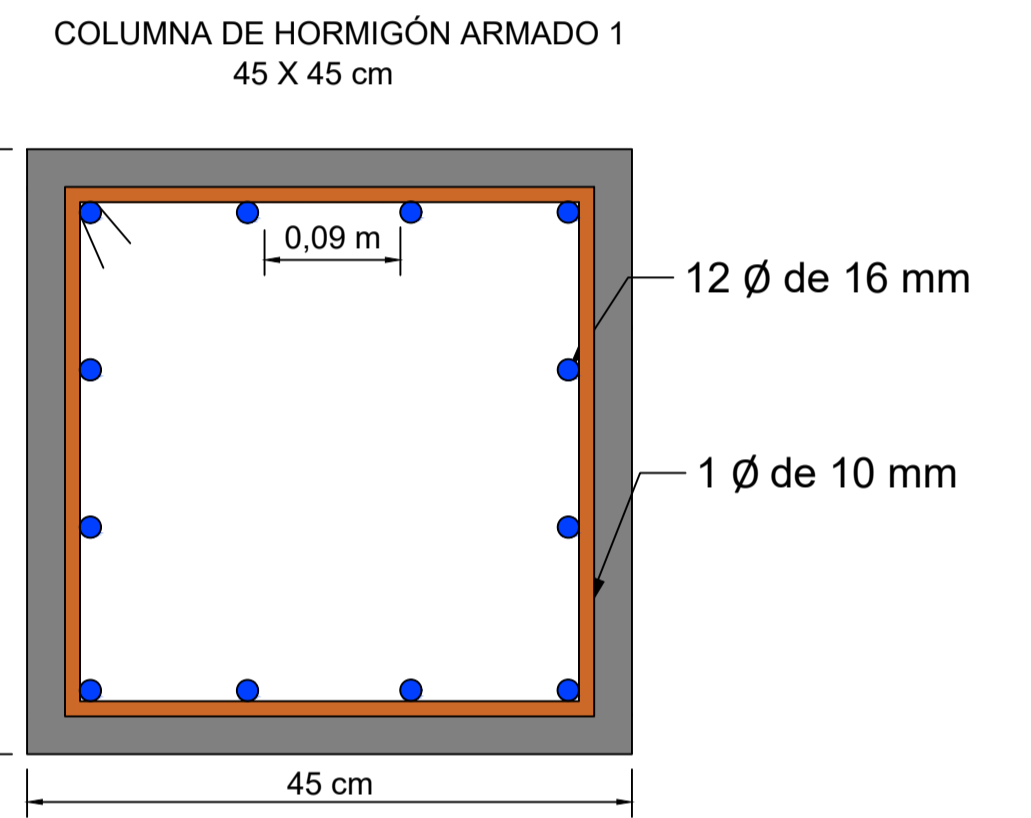
SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGAS



1:75

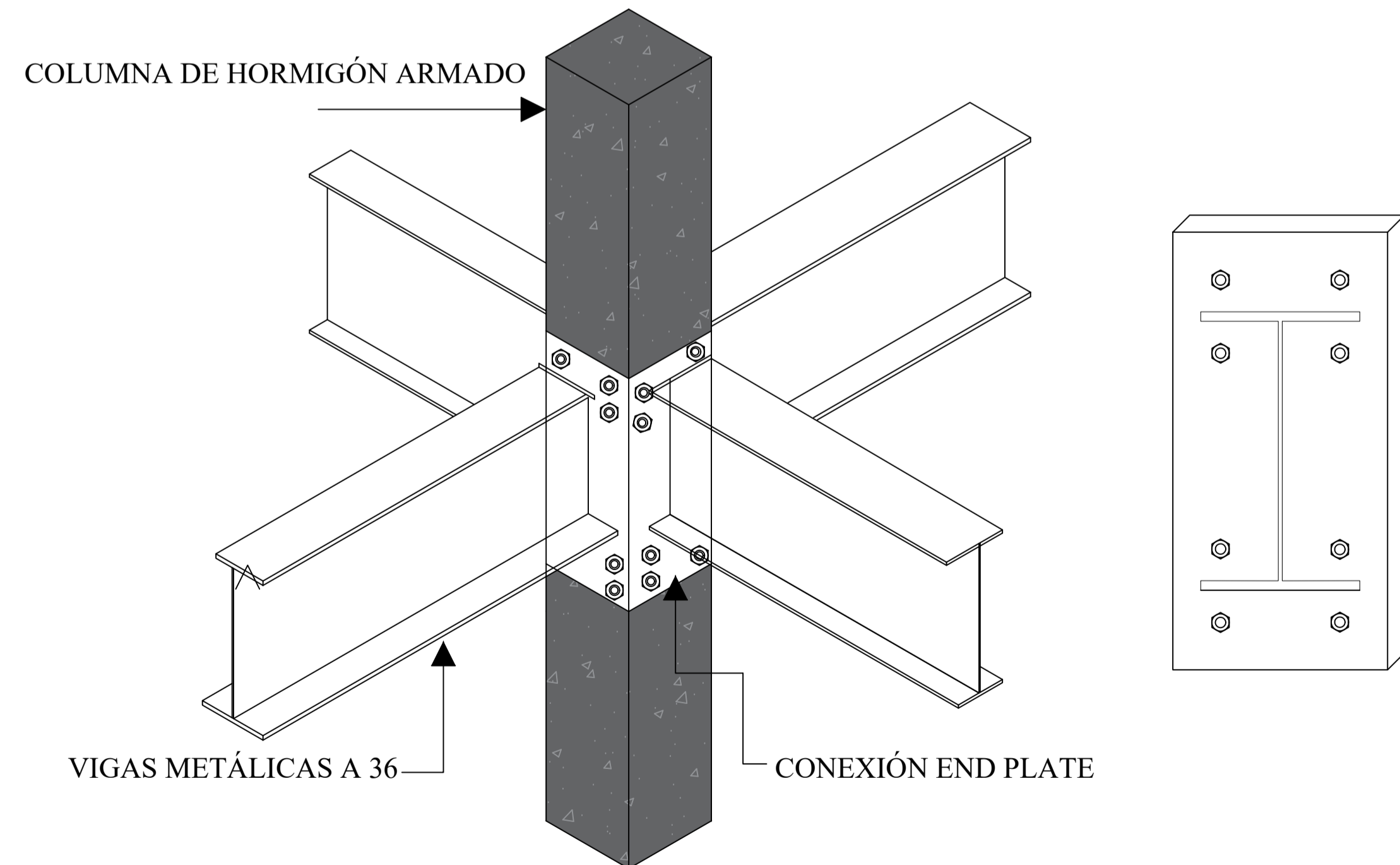


SECCIÓN DE COLUMNA

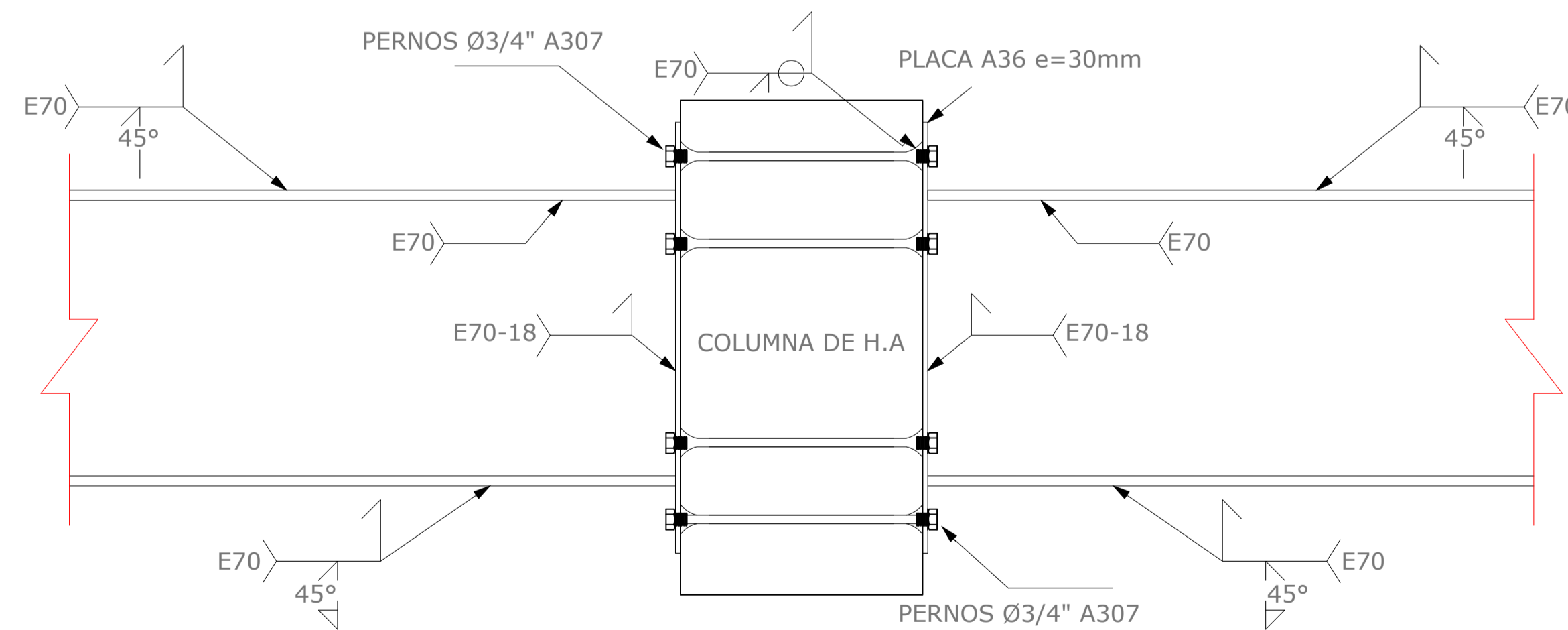


1:5

SIN ESCALA



1:60



MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL

FABIÁN BUSTAMANTE ANDRADE		CONTIENE: DETALLES CONSTRUCTIVOS CONEXIONES Y LOSA	LAMINA: 4/4
Fabián Bustamante A CALCULO		ESC. INDICADAS	# TOTAL
Ing. Ricardo Romero C REVISION		DEBUD: Fabián Bustamante A	MIXTO O HBRIDO
		MAR 2021	

Ingeniero
Ricardo Romero González
DIRECTOR DE CARRERA
DOCENTE TUTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN
INGENIERÍA CIVIL SEDE AZOGUES
Ciudad

ASUNTO: Índice de similitud del trabajo de titulación del estudiante
Bustamante Andrade Fabián Stefano

REFERENCIA: Oficio Romero González 20210622
UCACUE-CAVU-UT-2021-010-AP

Reciban un cordial y atento saludo; en atención a la solicitud en referencia adjunto el presente **ÍNDICE DE SIMILITUD TURNITIN** del trabajo de titulación: "*Análisis estructural de edificaciones compuestas por un sistema PRM de hormigón armado e híbrido RCS*", elaborado por el estudiante **BUSTAMANTE ANDRADE FABIÁN STEFANO**. El resultado presenta un índice de similitud del **DIEZ POR CIENTO (10%)**, siendo el máximo límite establecido en el *Reglamento de la Unidad de Titulación*, y en consecuencia **APTO** para continuar con el proceso de titulación. Adjunto el documento completo revisado por el sistema Turnitin.

BustamanteAndrade - E1

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%	10%	1%	%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	www.dspace.uce.edu.ec Fuente de Internet	1%
2	qdoc.tips Fuente de Internet	1%

Particular que pongo a su conocimiento para fines pertinentes.

Atentamente;
DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO


 **CRISTIAN ARTURO
VINTIMILLA
ULLOA**
Ing. Cristian Arturo Vintimilla Ulloa MSc.
RESPONSABLE DE UNIDAD DE TITULACIÓN
INGENIERÍA CIVIL SEDE AZOGUES

www.ucacue.edu.ec

Cuenca: Av. de las Américas y Tarqui. Telf: 2830751, 2824365, 2826563 Azogues: Campus Universitario "Luis Cordero El Grande", (Frente al Terminal Terrestre).
Telf: 593 (7) 2241 - 613, 2243-444, 2245-205, 2241-587 Cañar: Calle Antonio Avila Clavijo. Telf: 072235268, 072235870 San Pablo de la Troncal: Cda. Universitaria
km.72 Quinceava Este y Primera Sur Telf: 2424110 Macas: Av. Cap. José Villanueva s/n Telf: 2700393, 2700392

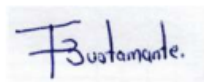

Byron Alonso Torres Romo
Bibliotecario
Biblioteca Universitaria
MONS. "FROILAN POZO QUEVEDO"

AUTORIZACIÓN REPOSITORIO

 <p>Universidad Católica de Cuenca</p>	<p>AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL</p>	<p>CÓDIGO: F – DB – 30 VERSION: 01 FECHA: 2021-04-15 Página 1 de 1</p>
---	---	--

Fabián Stefano Bustamante Andrade portador(a) de la cédula de ciudadanía N° **030215824-1**. En calidad de autor/a y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación “Análisis estructural de edificaciones compuestas por un sistema PRM de hormigón armado e híbrido RCS” de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos y no comerciales. Autorizo además a la Universidad Católica de Cuenca, para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Azogues, **21 de julio de 2021**



Fabián Stefano Bustamante Andrade

C.I. **030215824-1**

CERTIFICADO DE NO ADEUDAR LIBROS

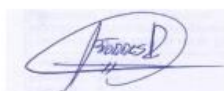
 <p>Universidad Católica de Cuenca</p>	<p>CERTIFICADO DE NO ADEUDAR LIBROS EN BIBLIOTECA</p>	<p>CÓDIGO: F – DB – 31 VERSION: 01 FECHA: 2021-04-15 Página 1 de 1</p>
---	--	--

El Bibliotecario de la Sede Azogues

CERTIFICA:

Que, **Fabián Stefano Bustamante Andrade** portador(a) de la cédula de ciudadanía N° **0302158241** de la Carrera de **Ingeniería Civil**, Sede Azogues, Modalidad de estudios presencial no adeuda libros, a esta fecha.

Azogues, **21 de julio del 2021**



Sr. Byron Alonso Torres Romo

Biblioteca Universitaria
MONS. "FROILAN POZO QUEVEDO"

www.ucacue.edu.ec



SR. BYRON ALONSO TORRES ROMO
BIBLIOTECARIO
Biblioteca Universitaria
MONS. "FROILAN POZO QUEVEDO"