



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO TECNICO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO: INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**ANALISIS Y DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN
EDIFICIO DEPARTAMENTAL DE HORMIGON ARMADO DE
3 PISOS CON SISTEMA DUAL (PORTICOS ESPECIALES
RESISTENTES A MOMENTOS Y MUROS DE CORTE)**

AUTOR:


ANDRADE ZAMBRANO JHONNY ANDRE

ASESOR ACADEMICO:

ING. CARMITA JIMENEZ MERCHAN

2025

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

| | | |
|---|--|-------------------------------------|
|  Uleam UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ | NOMBRE DEL DOCUMENTO: CERTIFICADO DE TUTOR(A). | CÓDIGO: PAT-04-F-004 |
| | PROCEDIMIENTO: TITULACIÓN DE ESTUDIANTES DE GRADO BAJO LA UNIDAD DE INTEGRACIÓN CURRICULAR | REVISIÓN: 1 Página 1 de 1 |

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutora de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular, bajo la autoría del estudiante JHONNY ANDRE ANDRADE ZAMBRANO, legalmente matriculado en la Carrera de Ingeniería Civil, período académico 2025-2026, cumpliendo el total de 384 horas, cuyo tema del proyecto de investigación es:

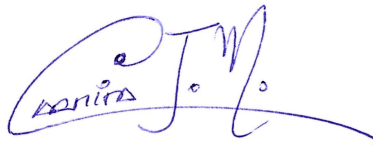
" ANÁLISIS Y DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DEPARTAMENTAL DE HORMIGÓN ARMADO DE 3 PISOS CON SISTEMA DUAL (PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS Y MUROS DE CORTE)".

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 30 de enero de 2026.

Lo certifico,



Ing. Carmita Jiménez Merchán MSc.

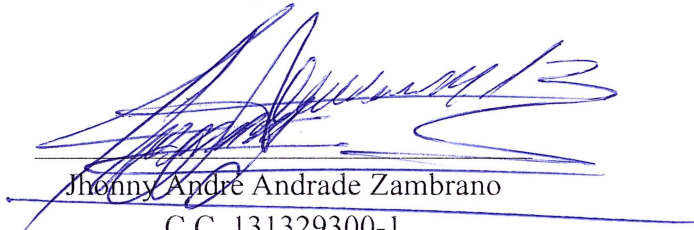
Docente Tutora
Área: Ingeniería Civil

DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, Jhonny André Andrade Zambrano con CC: 131329300-1, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto Técnico con el tema "**ANÁLISIS Y DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DEPARTAMENTAL DE HORMIGÓN ARMADO DE 3 PISOS CON SISTEMA DUAL (PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS Y MUROS DE CORTE)**", el cual fue dirigido por el tutor, Ing. Carmita Guadalupe Jimenez Merchan, Mgs.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de enero de dos mil veinte y seis.



Jhonny André Andrade Zambrano
C.C. 131329300-1
Autor

CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, certifico:

Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de **Proyecto Técnico**, cuyo tema es **“ANÁLISIS Y DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DEPARTAMENTAL DE HORMIGON ARMADO DE 3 PISOS CON SISTEMA DUAL (PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS Y MUROS DE CORTE)”** de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo APRUEBO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario.

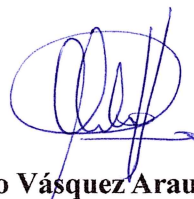
En la ciudad de *Manta*, a los 25 días del mes de febrero de dos mil veinte y seis.



Ing. Efrén Loor Loor, Mg.

C.C. 1313157768

Tribunal 1



Ing. Aldo Vásquez Arauz, Mg

C.C. 1306931005

Tribunal 2

DEDICATORIA

A Dios, por ser mi guía, fortaleza y fuente infinita de inspiración. Sin Él, nada de esto sería posible. Gracias por darme la sabiduría y la perseverancia para seguir adelante en cada momento de incertidumbre.

A mis padres, por ser mi apoyo incondicional y motivación durante todo mi proceso formativo, además de creer en mí y en mis capacidades.

A mis tíos y tías más cercanos, que siempre tuvieron las palabras correctas para aconsejar en la vida.

A la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, por ofrecerme el espacio para crecer, aprender y demostrar mi potencial. A todos los docentes que con sus enseñanzas han permitido que pueda nutrirme de conocimiento y prepararme para las distintas adversidades que me presentará la vida y la profesión.

A mis amigos y compañeros por su compañía demostrada a lo largo de nuestra etapa formativa, en donde quedaran las experiencias vividas y las distintas adversidades superadas.

ANDRADE ZAMBRANO JHONNY ANDRE

AGRADECIMIENTO

Primero que todo, agradezco a Dios, por darme la sabiduría, la fuerza y la paz para poder concluir este importante capítulo de mi vida. Su guía ha sido esencial para que este trabajo se pudiese llevar a cabo.

A mi familia, por ser el pilar que me ha sostenido en cada momento de dificultad. Su amor y sacrificio me impulsan a seguir adelante y me dan el coraje para enfrentar cada desafío.

A mis tíos y tías más cercanos, que siempre tuvieron las palabras correctas para aconsejar en la vida.

A mis amigos, por ser mi apoyo emocional, por las risas y por los momentos de calma que compartimos durante este largo proceso.

Y a todos aquellos que de alguna manera han contribuido al éxito de este trabajo, ya sea con su tiempo, sus conocimientos o su aliento.

ANDRADE ZAMBRANO JHONNY ANDRE

RESUMEN

El proyecto de investigación titulado “Análisis y Diseño por desempeño de un edificio escolar de hormigón armado de 3 pisos ubicado en el cantón Chone, Ecuador”, tiene la finalidad de desarrollar un diseño estructural de un edificio escolar, situado en una zona de alta peligrosidad sísmica en nuestro país , considerando los requerimientos de la NEC 2015 para este tipo de estructura, para lograr un correcto desempeño ante el sismo severo, priorizando la prevención al colapso, nivel de seguridad de vida y la ocupación inmediata de la estructura. Se comenzó con el prediseño de los elementos estructurales, con singular metrado de cargas para tener secciones ideales, y así crear el modelo matemático de la estructura. Se tomó en consideración los chequeos estructurales como el cortante basal estático y dinámico, modos de vibración, derivas e índice Q, con lo que se comprueba la configuración final de toda la estructura. Una vez realizadas los chequeos indicados, se procedió a diseñar las secciones de los elementos estructurales de la vivienda.

Los elementos estructurales fueron diseñados para las demandas respectivas; por ejemplo, las vigas se diseñaron para soportar momentos, cortante y torsión; las columnas se diseñaron para soportar flexo compresión y cortante; así mismo las losas y escaleras, se diseñaron para soportar sus demandas respectivas. Se verificó el criterio columna fuerte-viga débil y el diseño de nudos. Para el análisis y diseño se hizo uso del programa Etabs y se presentaron comprobaciones manuales con hojas electrónicas de Excel de los diseños. Teniendo toda la estructura diseñada, se procedió a elaborar los planos estructurales con sus detalles correspondientes.

ABSTRACT

The research project entitled “Performance-Based Analysis and Design of a 3-Story Reinforced Concrete School Building Located in the Chone Canton, Ecuador” aims to develop a structural design for a school building situated in a high-seismic-risk zone in our country. The design considers the requirements of the NEC 2015 (National Building Code) for this type of structure to ensure proper performance in the event of a severe earthquake, prioritizing collapse prevention, life safety, and immediate occupancy. The project began with the preliminary design of the structural elements, including detailed load calculations to obtain ideal cross-sections and thus create the mathematical model of the structure. Structural checks such as static and dynamic base shear, vibration modes, drift, and Q-index were considered to verify the final configuration of the entire structure. Once these checks were completed, the sections of the building's structural elements were designed.

The structural elements were designed for their respective demands; for example, the beams were designed to withstand moments, shear, and torsion. The columns were designed to withstand flexural compression and shear; likewise, the slabs and stairs were designed to withstand their respective loads. The strong column-weak beam criterion and the joint design were verified. The Etabs software was used for the analysis and design, and manual verifications of the designs were presented using Excel spreadsheets. With the entire structure designed, the structural drawings with their corresponding details were prepared.

INDICE

| | |
|--|------------------|
| <u>DECLARACIÓN DE AUTORÍA</u> | <u>2</u> |
| <u>APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN</u> | <u>3</u> |
| <u>DEDICATORIA</u> | <u>4</u> |
| <u>AGRADECIMIENTO</u> | <u>5</u> |
| <u>RESUMEN</u> | <u>6</u> |
| <u>ABSTRACT.....</u> | <u>7</u> |
| <u>INTRODUCCION</u> | <u>33</u> |
| <u>OBJETIVOS.....</u> | <u>34</u> |
| Objetivo General..... | 34 |
| Objetivos Específicos..... | 34 |
| <u>CAPITULO I.....</u> | <u>35</u> |
| <u>1. MEMORIA DESCRIPTIVA</u> | <u>35</u> |
| 1.1 Antecedentes | 35 |
| 1.2 Justificación | 36 |
| 1.3 Descripción general | 36 |
| 1.4 Ubicación y localización del proyecto | 37 |
| <u>CAPITULO II</u> | <u>38</u> |
| <u>2 FUNDAMENTOS TEORICOS</u> | <u>38</u> |

| | |
|--|----|
| | 9 |
| 2.1 Estructuras de Hormigón Armado | 38 |
| 2.2 Propiedades de los materiales | 38 |
| 2.2.1 Hormigón | 38 |
| 2.2.2 Acero..... | 40 |
| 2.3 Descripción arquitectónica y estructural del edificio..... | 42 |
| 2.3.1 Arquitectónica..... | 42 |
| 2.3.2 Estructural | 43 |
| 2.4 Asignación y definición de cargas del proyecto. | 43 |
| 2.4.1 Tipos de carga | 43 |
| 2.5 Pre dimensionamiento de elementos estructurales de hormigón armado | 47 |
| 2.5.1 Losas | 47 |
| 2.5.2 Vigas | 50 |
| 2.5.3 columnas | 53 |
| 2.5.4 Escaleras | 55 |
| 2.6 Análisis estructurales | 56 |
| 2.6.1 Espectro elástico e inelástico de la NEC- | 57 |
| 2.6.2 Zona de ubicación y característica..... | 61 |
| 2.6.3 Coeficientes de perfil de suelo..... | 63 |
| 2.6.4 Valor de η según ubicación del sitio | 64 |
| 2.6.5 Cortante basal estático | 65 |

| | |
|---|-----|
| | 10 |
| 2.6.6 Cortante basal dinámico..... | 68 |
| 2.6.7 Derivas | 69 |
| 2.6.8 Torsión | 71 |
| 2.6.9 Irregularidad torsional..... | 72 |
| 2.6.10 Asentamientos admisibles..... | 73 |
| 2.6.11 Índice Q de estabilidad..... | 73 |
| 2.7 Diseño y chequeos de elementos de hormigón armado | 75 |
| 2.7.1 Diseño de columnas | 75 |
| 2.7.2 Refuerzo transversal..... | 76 |
| 2.7.3 Diseño de vigas | 80 |
| 2.7.4 Diseño a flexión. | 80 |
| 2.7.5 Diseño a corte | 86 |
| 2.7.6 diseño por capacidad..... | 89 |
| 2.7.7 Diseño a torsión | 92 |
| 2.7.8 Columna fuerte – viga débil..... | 97 |
| 2.7.9 Diseño de nudo | 99 |
| 2.7.10 Diseño de ganchos estándar y amarras | 106 |
| 2.7.11 Longitud de desarrollo y empalmes de refuerzo | 107 |
| 2.7.12 Diseño de losas | 116 |
| 2.7.13 Diseño de escaleras | 117 |

| | | |
|---------------------|--|------------|
| | | 11 |
| CAPITULO III | | 122 |
| <u>3</u> | <u>ANALISIS DE RESULTADOS ESTRUCTURALES</u> | 122 |
| 3.1 | Estudio de suelos..... | 122 |
| 3.2 | Materiales de la estructura | 122 |
| 3.3 | Determinación de cargas muertas, vivas y combinaciones de carga | 123 |
| 3.4 | Pre dimensionamiento de elementos estructurales de hormigón armado | 123 |
| 3.4.1 | Pre dimensionamiento de losas..... | 124 |
| 3.4.2 | Pre dimensionamiento de vigas | 126 |
| 3.4.3 | Pre dimensionamiento de columnas..... | 128 |
| 3.4.4 | Pre dimensionamiento de muros..... | 130 |
| 3.5 | Modelación de la estructura en Etabs | 132 |
| 3.5.1 | Determinación general de los aspectos del proyecto en el programa Etabs | 133 |
| 3.5.2 | Determinación de irregularidades..... | 142 |
| 3.5.3 | Análisis estático | 145 |
| 3.5.4 | Dimensiones finales de la estructura..... | 152 |
| 3.5.5 | Análisis dinámico..... | 154 |
| 3.6 | Diseño y chequeo de los elementos estructurales | 160 |
| 3.6.1 | Presentación de resultados y diagramas del modelo estructural..... | 160 |
| 3.6.2 | Diseño de columnas | 175 |
| 3.6.3 | Diseño de vigas..... | 182 |

| | | |
|-------------------------------------|---|-------------------|
| | | 12 |
| 3.6.4 | Diseño de la losa | 190 |
| 3.6.5 | Diseño de muros | 194 |
| 3.6.6 | Verificación y chequeo de los elementos de hormigón armado..... | 204 |
| 3.6.7 | Verificación de columna fuerte – viga débil | 205 |
| 3.6.8 | Verificación de D/C de los muros | 206 |
| 3.6.9 | Análisis no lineal estático de la estructura..... | 207 |
| <u>CAPITULO IV</u> | | <u>219</u> |
| <u>4</u> | <u>PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO ESTRUCTURAL</u> | |
| | | <u>219</u> |
| 4.1 | MEMORIA GRAFICA (PLANOS ESTRUCTURALES)..... | 219 |
| 4.2 | Análisis de precios unitarios | 219 |
| <u>CONCLUSIONES</u> | | <u>253</u> |
| <u>RECOMENDACIONES</u> | | <u>255</u> |
| <u>5</u> | <u>Bibliografía</u> | <u>256</u> |

INDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 Ubicación de zona de estudio del proyecto. Fuente: Autor. | 37 |
| Figura 2 Diagrama esfuerzo – deformación del acero. Fuente: | 42 |
| Figura 3 Diagrama de iteración de columna. Fuente: (McCormac, 2017) | 53 |
| Figura 4 Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones. Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)..... | 57 |
| Figura 5 Datos de espectro elástico. Fuente (NEC-SE-DS-PS, 2014)..... | 58 |
| Figura 6 Zona sísmica para diseño y factor de zona. Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014).. | 62 |
| Figura 7 Irregularidad torsional de la estructura. Fuente: (NEC-SE-DS-Peligro sísmico,2014)..... | 72 |
| Figura 8 Separación de estribos de columna. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)..... | 77 |
| Figura 9 Descripción de refuerzo transversal para columnas. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)..... | 79 |
| Figura 10 Esfuerzos y deformación en la viga. Fuente: (armado, 2014)..... | 82 |
| Figura 11 Requisitos a flexión del refuerzo longitudinal de SMF. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014). | 84 |
| Figura 12 Separación de estribos en vigas SMF. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)..... | 92 |
| Figura 13 Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante. Fuente: (armado, 2014). | 93 |
| Figura 14 Características del comportamiento a torsión. Fuente: (armado, 2014)..... | 93 |
| Figura 15 Momentos en la unión viga - columna. Fuente: (armado, 2014). | 99 |

| | |
|---|-----|
| | 14 |
| Figura 16 Fuerzas actuantes en el nudo a la falla de resistencia al corte. Fuente: (Manual, 2021). | 100 |
| Figura 17 Área efectiva del nudo. Fuente: (ACI, 2014). | 102 |
| Figura 18 Conexiones típicas viga - columna. Fuente: (352RS-02, 2010). | 103 |
| Figura 19 Esfuerzo de adherencia en barras que atraviesa el nudo del ACI 352RS-02. Fuente: (352RS-02, 2010). | 105 |
| Figura 20 Traslapes de varillas de refuerzo longitudinal. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014). | 108 |
| Figura 21 Longitud de desarrollo del refuerzo a flexión en una viga continua, de la sección 9.7.3.2 del ACI 318-14. Fuente: (ACI, 2014). | 112 |
| Figura 22 Anclaje de una columna exterior del capítulo 25.4.3.1. del ACI 318-14 Fuente: (ingenieriacivilnormastecnicas, 2008). | 114 |
| Figura 23 Representación de cargas lineales en la escalera y descanso. Fuente: (autor) | 118 |
| Figura 24 Representación gráfica de momentos en escalera y descanso. Fuente: (Autor) | 118 |
| Figura 25 Corte de losa alivianada usada en la tabla . Fuente: (Autor) | 125 |
| Figura 26 Corte de losa alivianada usada en la Tabla 36 . Fuente: (Autor) | 125 |
| Figura 27 Vista en planta de plano arquitectónico de viga crítica. Fuente: (Autor) | 127 |
| Figura 28 Vista en planta de columna más cargada con su área tributaria. Fuente: (Autor) | 129 |
| Figura 29 Tipos de muros de corte. Fuente: (Cordova, 2015) | 131 |
| Figura 30 Modelo tridimensional. Fuente: (Autor) | 132 |

| | |
|--|-----|
| Figura 31 Definición de las propiedades del hormigón en el programa Etabs. Fuente: (Autor)..... | 133 |
| Figura 32 Definición de las propiedades del acero de refuerzo para elementos estructurales. Fuente: (Autor) | 134 |
| Figura 33 Definición de las dimensiones de viga 30cm x 25cm . Fuente: (Autor) | 135 |
| Figura 34 Definición de las dimensiones de viga 30cm x 50cm. Fuente: (Autor) | 135 |
| Figura 35 Definición de las dimensiones de viga 30cm x 45cm. Fuente: (Autor) | 136 |
| Figura 36 Definición de las dimensiones de viga 30cm x 30cm. Fuente: (Autor) | 136 |
| Figura 37 Inercia agrietadas de las vigas. Fuente: (Autor) | 137 |
| Figura 38 Definición de las dimensiones de columna 35cm x 40cm. Fuente: (Autor) . | 137 |
| Figura 39 Definición de las dimensiones de viga 45cm x 40cm. Fuente: (Autor) | 138 |
| Figura 40 Inercias agrietadas de las columnas. Fuente: (Autor)..... | 138 |
| Figura 41 Definición de las dimensiones de muro 30cm x 150cm. Fuente: (Autor)..... | 139 |
| Figura 42 Definición de las inercias agrietadas de muro 30cm x 150cm. Fuente: (Autor) | 140 |
| Figura 43 Definición de las dimensiones de muro 30cm x 150cm. Fuente: (Autor)..... | 141 |
| Figura 44 Definición de las inercias agrietadas igual a las no agrietadas de muro 30cm x 150cm. Fuente: (Autor)..... | 141 |
| Figura 45 espectro de diseño a 475años. Fuente: (Autor) | 147 |
| Figura 46 Deriva estática del sismo en dirección X. Fuente: (Autor) | 150 |
| Figura 47 Deriva estática del sismo en dirección Y. Fuente: (Autor)..... | 151 |
| Figura 48 Configuración estructuras de las dimensiones definitivas N+3.00m. Fuente: (Autor)..... | 152 |

| | |
|---|-----|
| Figura 49 Configuración estructuras de las dimensiones definitivas N+6.00m. Fuente: | |
| (Autor)..... | 153 |
| Figura 50 Configuración estructuras de las dimensiones definitivas N+9.00m. Fuente: | |
| (Autor)..... | 153 |
| Figura 51 Carga de datos para la generación del espectro de diseño en Etabs. Fuente: | |
| (Autor)..... | 155 |
| Figura 52 Ingreso de datos para la calibración dirección X. Fuente: (Autor) | 157 |
| Figura 53 Ingreso de datos para la calibración dirección Y. Fuente: (Autor) | 157 |
| Figura 54 Deriva dinámica del sismo en dirección X. Fuente: (Autor)..... | 158 |
| Figura 55 Deriva dinámica del sismo en dirección Y. Fuente: (Autor) | 159 |
| Figura 56 Diagrama fuerza axial pórtico B. Fuente: (Autor) | 160 |
| Figura 57 Diagrama fuerza axial pórtico C. Fuente: (Autor) | 161 |
| Figura 58 Diagrama fuerza axial pórtico D. Fuente: (Autor) | 162 |
| Figura 59 Diagrama fuerza axial pórtico E. Fuente: (Autor)..... | 162 |
| Figura 60 Diagrama fuerza axial pórtico F. Fuente: (Autor) | 163 |
| Figura 61 Diagrama fuerza axial pórtico G. Fuente: (Autor) | 163 |
| Figura 62 Diagrama fuerza axial pórtico 1. Fuente: (Autor)..... | 164 |
| Figura 63 Diagrama fuerza axial pórtico 2. Fuente: (Autor)..... | 164 |
| Figura 64 Diagrama fuerza axial pórtico 3. Fuente: (Autor)..... | 164 |
| Figura 65 Diagrama cortante pórtico B. Fuente: (Autor) | 165 |
| Figura 66 Diagrama cortante pórtico C. Fuente: (Autor) | 166 |
| Figura 67 Diagrama cortante pórtico D. Fuente: (Autor)..... | 166 |
| Figura 68 Diagrama cortante pórtico E. Fuente: (Autor)..... | 167 |

| | |
|---|-----|
| | 17 |
| Figura 69 Diagrama cortante pórtico F. Fuente: (Autor)..... | 167 |
| Figura 70 Diagrama cortante pórtico G. Fuente: (Autor)..... | 168 |
| Figura 71 Diagrama cortante pórtico 1. Fuente: (Autor)..... | 168 |
| Figura 72 Diagrama cortante pórtico 2. Fuente: (Autor)..... | 169 |
| Figura 73 Diagrama cortante pórtico 3. Fuente: (Autor)..... | 169 |
| Figura 74 Diagrama momento pórtico B. Fuente: (Autor)..... | 170 |
| Figura 75 Diagrama momento pórtico c. Fuente: (Autor)..... | 170 |
| Figura 76 Diagrama momento pórtico D. Fuente: (Autor)..... | 171 |
| Figura 77 Diagrama momento pórtico E. Fuente: (Autor)..... | 171 |
| Figura 78 Diagrama momento pórtico F. Fuente: (Autor)..... | 172 |
| Figura 79 Diagrama momento pórtico G. Fuente: (Autor)..... | 172 |
| Figura 80 Diagrama momento pórtico 1. Fuente: (Autor)..... | 173 |
| Figura 81 Diagrama momento pórtico 2. Fuente: (Autor)..... | 173 |
| Figura 82 Diagrama momento pórtico 3. Fuente: (Autor)..... | 174 |
| Figura 83 Vista 3D de fuerzas axiales de la edificación. Fuente: (Autor)..... | 174 |
| Figura 84 Vista 3D de cortantes de la edificación. Fuente: (Autor)..... | 175 |
| Figura 85 Vista 3D de momentos de la edificación. Fuente: (Autor)..... | 175 |
| Figura 86 Demanda de acero en mm ² de la viga 30cm x 50cm. Fuente: (Autor)..... | 183 |
| Figura 87 Demanda de acero en mm ² de la viga 30cm x 30cm. Fuente: (Autor)..... | 184 |
| Figura 88 Ingreso de factor de reducción de torsión viga 30cm x 30cm. Fuente: (Autor) | 187 |
| Figura 89 Demanda de acero en mm ² de la viga 30cm x 45cm. Fuente: (Autor)..... | 187 |
| Figura 90 Demanda de acero en mm ² de la viga 30cm x 25cm. Fuente: (Autor)..... | 188 |

| | |
|---|-----|
| | 18 |
| Figura 91 Losa de condiciones critica de diseño. Fuente: (Autor) | 191 |
| Figura 92 Diagrama momento en tonf-m para diseño de muro. Fuente: (Autor)..... | 195 |
| Figura 93 Diagrama cortante en tonf para el diseño de muro. Fuente: (Autor)..... | 195 |
| Figura 94 Diagrama fuerza axial para diseño de muro. Fuente: (Autor)..... | 196 |
| Figura 95 Diagrama para valores de Pier, cortante y momento. Fuente: (Autor)..... | 196 |
| Figura 96 Diagrama para valores de Pier, axial. Fuente: (Autor)..... | 197 |
| Figura 97 Profundidad aproximada de compresión por flexión. Para secciones con bridas, ajuste As, A y B considerando el ancho efectivo del ala. Fuente: (una guía extranjera) | 201 |
| Figura 98 Verificación de aprobación de los elementos de hormigón armado. Fuente: (Autor)..... | 204 |
| Figura 99 Grafica del modelo en la dirección X. Fuente: (Autor)..... | 205 |
| Figura 100 Grafica del modelo en la dirección Y. Fuente: (Autor) | 205 |
| Figura 101 D/C de los muros estructurales. Fuente: (Autor)..... | 206 |
| Figura 102 Asignación de rotulas plásticas a columnas y vigas del modelado. Fuente: (Autor)..... | 207 |
| Figura 103 Parámetros de asignación de rotulas plásticas en elementos frame. Fuente: (Autor)..... | 208 |
| Figura 104 Parámetros de asignación de rotulas plásticas en muros. Fuente: (Autor) .. | 208 |
| Figura 105 Curva de capacidad de la estructura dirección X. Fuente: (Autor) | 209 |
| Figura 106 Punto de desempeño para un sismo moderado en la dirección X. Fuente: (Autor)..... | 210 |
| Figura 107 Punto de desempeño para un sismo de diseño en la dirección X. Fuente: (Autor) | 211 |

Figura 108 Escala de colores de los niveles de desempeño. Fuente: (ASCE, 2017)..... 212

Figura 109 Curva de capacidad de la estructura dirección Y. Fuente: (Autor)..... 214

Figura 110 Punto de desempeño para un sismo moderado en la dirección Y. Fuente: (Autor)

..... 215

Figura 111 Punto de desempeño para un sismo de diseño en la dirección Y. Fuente: (Autor)

..... 216

Figura 112 Escala de colores de los niveles de desempeño. Fuente: (ASCE, 2017)..... 216

INDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1 Diámetros comerciales de aceros corrugados en Ecuador | 40 |
| Tabla 2 Cargas permanentes..... | 44 |
| Tabla 3 Cargas vivas. | 45 |
| Tabla 4 Factor de reducción de resistencia. | 46 |
| Tabla 5 Espesor mínimo de losas en una dirección macizas..... | 48 |
| Tabla 6 Espesor mínimo de losas en dos direcciones con vigas interiores. | 48 |
| Tabla 7 $A_{s_{min}}$ para losas en una y dos direcciones. | 49 |
| Tabla 8 Altura mínima para vigas no presforzadas | 51 |
| Tabla 9 Valores de R_u | 51 |
| Tabla 10 Factor de reducción de resistencia R | 60 |
| Tabla 11 Factor de importancia I | 60 |
| Tabla 12 Valores del factor Z | 62 |
| Tabla 13 F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. | 63 |
| Tabla 14 F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca. | 63 |
| Tabla 15 F_s : comportamiento no lineal de los suelos. | 64 |
| Tabla 16 Relación de amplificación espectral η | 64 |
| Tabla 17 Carga sísmica reactiva..... | 65 |
| Tabla 18 Datos del periodo aproximado de la NEC-15. | 67 |
| Tabla 19 Coeficientes en relación con el periodo de vibración de la estructura. | 67 |

| | |
|---|-----|
| | 21 |
| Tabla 20 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos | 73 |
| Tabla 21 Control de estabilidad..... | 74 |
| Tabla 22 Requisitos de la longitud del nudo L_o , el valor máximo de la tabla. | 76 |
| Tabla 23 Cuantías mínimas para estribos de confinamiento de la NEC-15..... | 77 |
| Tabla 24 Separación de estribos, el valor mínimo de la tabla se deberá usar. | 87 |
| Tabla 25 Resistencia nominal del nudo cortante V_n en sistema SI..... | 101 |
| Tabla 26 Resistencia nominal del nudo cortante V_n en sistema mks..... | 102 |
| Tabla 27 Tipos de adherencia en el nudo. | 105 |
| Tabla 28 Diámetros mínimos interior de doblado y geometría de gancho estándar para estribos, amarras y cerrados de confinamiento. | 106 |
| Tabla 29 Geometría de gancho de desarrollo estándar..... | 107 |
| Tabla 30 Longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción..... | 109 |
| Tabla 31 Factores de modificación de barras en tracción. | 109 |
| Tabla 32 Factores de modificación para barras en compresión. | 110 |
| Tabla 33 Factores para las barras con gancho en tracción. | 114 |
| Tabla 34 A_s min para losas en dos direcciones del ACI 318-14 sección 8.6.1.1..... | 116 |
| Tabla 35 Calculo de inercia para losa alivianada. | 124 |
| Tabla 36 Metrado de cargas de losa en dos direcciones..... | 125 |
| Tabla 37 Calculo de la irregularidad en elevación para tipo 1 | 142 |
| Tabla 38 Calculo de irregularidad en elevación tipo 2..... | 143 |
| Tabla 39 Calculo para irregularidad geométrica. | 143 |
| Tabla 40 Calculo para irregularidad torsional..... | 144 |

| | |
|--|-----|
| | 22 |
| Tabla 41 Calculo de irregularidad por retrocesos excesivos..... | 144 |
| Tabla 42 Datos y cálculos para los parámetros y generación del espectro, obtención de coeficiente de cortante | 145 |
| Tabla 43 Periodos y frecuencias de la estructura | 148 |
| Tabla 44 Porcentajes participativos de masa..... | 148 |
| Tabla 45 Masas de participación modal | 149 |
| Tabla 46 Carga reactiva de todos los pisos | 149 |
| Tabla 47 Derivas estáticas de la estructura. | 151 |
| Tabla 48 Dimensiones finales de las columnas en la estructura | 154 |
| Tabla 49 Cortantes en la base de la estructura sin calibrar..... | 155 |
| Tabla 50 Cortantes en la base calibrados. | 158 |
| Tabla 51 Derivas dinámicas de la estructura..... | 159 |
| Tabla 52 Calculo de armado transversal en columna sentido Y..... | 176 |
| Tabla 53 Calculo de armado transversal en columna sentido X | 176 |
| Tabla 54 Calculo de armado longitudinal y de confinamiento | 176 |
| Tabla 55 Calculo de armado transversal en columna sentido X | 177 |
| Tabla 56 Calculo de armado transversal en columna sentido Y..... | 177 |
| Tabla 57 Calculo de armado longitudinal y de confinamiento. | 178 |
| Tabla 58 Resumen de datos interactuantes de la columna 45cm x 40cm | 179 |
| Tabla 59 Resumen de datos interactuantes de la columna 35cm x 40cm | 180 |
| Tabla 60 Dimensiones y recubrimiento de viga..... | 183 |
| Tabla 61 Calculo de acero de refuerzo de la viga | 183 |
| Tabla 62 Dimensiones y recubrimiento de la viga. | 184 |

| | |
|--|-----|
| | 23 |
| Tabla 63 Calculo de acero de refuerzo de la viga. | 185 |
| Tabla 64 Resumen de datos interactuantes de la viga y datos para la verificación de torsión. | 185 |
| Tabla 65 Dimensiones y recubrimiento de la viga. | 188 |
| Tabla 66 Calculo de acero de refuerzo en la viga. | 188 |
| Tabla 67 Dimensiones y recubrimiento de la viga. | 189 |
| Tabla 68 Calculo de acero de refuerzo en la viga. | 189 |
| Tabla 69 Calculo del diseño a corte para vigas. | 190 |
| Tabla 70 Tabla de coeficientes de momentos negativos CV+CM | 191 |
| Tabla 71 Tabla de coeficientes de momentos para CM..... | 191 |
| Tabla 72 Coeficientes de momentos positivos para CV..... | 192 |
| Tabla 73 Calculo de la distribución de acero para losa. | 193 |
| Tabla 74 Descripción de la escala de colores de rotulas plásticas. | 212 |
| Tabla 75 Rotulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en la dirección X..... | 212 |
| Tabla 76 Descripción de la escala de colores de rotulas plásticas. | 217 |
| Tabla 77 Rotulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en la dirección Y..... | 217 |
| Tabla 78 APU de rubro 1 | 219 |
| Tabla 79 APU de rubro 2 | 220 |
| Tabla 80 APU de rubro 3. | 222 |
| Tabla 81 APU de rubro 4. | 223 |
| Tabla 82 APU de rubro 5. | 224 |

| | |
|--|-----|
| | 24 |
| Tabla 83 APU de rubro 6. | 226 |
| Tabla 84 APU de rubro 7 | 227 |
| Tabla 85 APU de rubro 8 | 229 |
| Tabla 86 APU de rubro 9. | 230 |
| Tabla 87 APU de rubro 10. | 231 |
| Tabla 88 APU de rubro 11..... | 233 |
| Tabla 89 APU de rubro 12. | 235 |
| Tabla 90 APU de rubro 13. | 236 |
| Tabla 91 APU de rubro 14. | 238 |
| Tabla 92 APU de rubro 15. | 240 |
| Tabla 93 APU de rubro 16. | 241 |
| Tabla 94 APU de rubro 17. | 243 |
| Tabla 95 APU de rubro 18. | 244 |
| Tabla 96 APU de rubro 19. | 246 |
| Tabla 97 APU de rubro 20. | 247 |
| Tabla 98 APU de rubro 21. | 249 |
| Tabla 99 APU de rubro 22. | 250 |
| Tabla 100 Presupuesto referencial. | 252 |

INDICE DE ECUACIONES

| | |
|------------|----|
| (1)..... | 39 |
| (2)..... | 39 |
| (3)..... | 39 |
| (4)..... | 39 |
| (5)..... | 39 |
| (6)..... | 45 |
| (7)..... | 45 |
| (8)..... | 45 |
| (9)..... | 45 |
| (10)..... | 45 |
| (11)..... | 45 |
| (12)..... | 45 |
| (13)..... | 45 |
| (14)..... | 45 |
| (15)..... | 45 |
| (16)..... | 46 |
| (17)..... | 46 |
| (18)..... | 46 |
| (19)..... | 46 |
| (20)..... | 46 |
| (21)..... | 46 |

| | |
|------------|----|
| | 26 |
| (22)..... | 49 |
| (23)..... | 49 |
| (24)..... | 49 |
| (25)..... | 51 |
| (26)..... | 51 |
| (27)..... | 52 |
| (28)..... | 52 |
| (29)..... | 52 |
| (30)..... | 52 |
| (31)..... | 52 |
| (32)..... | 52 |
| (33)..... | 54 |
| (34)..... | 54 |
| (35)..... | 54 |
| (36)..... | 54 |
| (37)..... | 54 |
| (38)..... | 54 |
| (39)..... | 54 |
| (40)..... | 55 |
| (41)..... | 56 |
| (42)..... | 58 |
| (43)..... | 58 |
| (44)..... | 59 |

| | |
|------------|----|
| | 27 |
| (45)..... | 66 |
| (46)..... | 66 |
| (47)..... | 66 |
| (48)..... | 69 |
| (49)..... | 69 |
| (50)..... | 70 |
| (51)..... | 70 |
| (52)..... | 72 |
| (53)..... | 74 |
| (54)..... | 74 |
| (55)..... | 78 |
| (56)..... | 78 |
| (57)..... | 78 |
| (58)..... | 78 |
| (59)..... | 78 |
| (60)..... | 78 |
| (61)..... | 78 |
| (62)..... | 79 |
| (63)..... | 82 |
| (64)..... | 82 |
| (65)..... | 82 |
| (66)..... | 82 |
| (67)..... | 82 |

| | |
|------------|----|
| | 28 |
| (68)..... | 82 |
| (69)..... | 82 |
| (70)..... | 82 |
| (71)..... | 83 |
| (72)..... | 83 |
| (73)..... | 83 |
| (74)..... | 83 |
| (75)..... | 83 |
| (76)..... | 83 |
| (77)..... | 83 |
| (78)..... | 83 |
| (79)..... | 84 |
| (80)..... | 84 |
| (81)..... | 84 |
| (82)..... | 84 |
| (83)..... | 84 |
| (84)..... | 85 |
| (85)..... | 85 |
| (86)..... | 85 |
| (87)..... | 87 |
| (88)..... | 87 |
| (89)..... | 87 |
| (90)..... | 87 |

| | |
|-------------|----|
| | 29 |
| (91)..... | 87 |
| (92)..... | 87 |
| (93)..... | 87 |
| (94)..... | 87 |
| (95)..... | 87 |
| (96)..... | 88 |
| (97)..... | 88 |
| (98)..... | 88 |
| (99)..... | 89 |
| (100)..... | 89 |
| (101)..... | 89 |
| (102)..... | 89 |
| (103)..... | 89 |
| (104)..... | 89 |
| (105)..... | 89 |
| (106)..... | 89 |
| (107)..... | 89 |
| (108)..... | 90 |
| (109)..... | 90 |
| (110)..... | 90 |
| (111)..... | 90 |
| (112)..... | 90 |
| (113)..... | 90 |

| | |
|-------------|----|
| | 30 |
| (114)..... | 90 |
| (115)..... | 90 |
| (116)..... | 94 |
| (117)..... | 94 |
| (118)..... | 94 |
| (119)..... | 94 |
| (120)..... | 94 |
| (121)..... | 94 |
| (122)..... | 95 |
| (123)..... | 95 |
| (124)..... | 95 |
| (125)..... | 95 |
| (126)..... | 95 |
| (127)..... | 95 |
| (128)..... | 95 |
| (129)..... | 95 |
| (130)..... | 96 |
| (131)..... | 96 |
| (132)..... | 98 |
| (133)..... | 98 |
| (134)..... | 98 |
| (135)..... | 98 |
| (136)..... | 98 |

| | |
|-------------|-----|
| | 31 |
| (137)..... | 100 |
| (138)..... | 100 |
| (139)..... | 100 |
| (140)..... | 100 |
| (141)..... | 101 |
| (142)..... | 101 |
| (143)..... | 101 |
| (144)..... | 101 |
| (145)..... | 101 |
| (146)..... | 101 |
| (147)..... | 102 |
| (148)..... | 102 |
| (149)..... | 102 |
| (150)..... | 102 |
| (151)..... | 103 |
| (152)..... | 103 |
| (153)..... | 109 |
| (154)..... | 109 |
| (155)..... | 111 |
| (156)..... | 111 |
| (157)..... | 114 |
| (158)..... | 117 |
| (159)..... | 117 |

| | |
|-------------|-----|
| | 32 |
| (160)..... | 117 |
| (161)..... | 117 |
| (162)..... | 117 |
| (163)..... | 119 |
| (164)..... | 119 |
| (165)..... | 119 |
| (166)..... | 119 |
| (167)..... | 119 |
| (168)..... | 121 |
| (169)..... | 121 |

INTRODUCCION

El análisis y diseño por desempeño sísmico de una edificación, se basa en adecuar daños controlados dentro de su tiempo de vida útil, tanto en sus componentes estructurales como no estructurales, dando una orientación no solo destinada a la prevención del colapso, si no a su vez considerando una funcionalidad acorde a las actividades de uso de dicha edificación.

Un objetivo de desempeño que amerite que la edificación permanezca operativa durante un evento sísmico de gran importancia se traduciría en altos costos de inversión, pero si por el contrario solo se considerase la parte de seguridad de vida, no se estarían cumplido los objetivos de uso propuestos en su diseño y tampoco se tendría en cuenta los intereses económicos de el o los propietarios o inversionistas.

Mediante el uso de análisis no lineales y de criterios enfocados a interpretar el desempeño de edificaciones de manera numérica, se pueden obtener derivas, rotulas plásticas, etc. Esto se traduce en estructuras que cumplirán requisitos propuestos tanto en el ámbito funcional como operacional para movimientos sísmicos de diseño, y a su vez constituyen la base para poder obtener la configuración estructural que ajuate mejor al uso de la edificación, a la zona sísmica y a las fuerzas laterales esperadas que la misma pueda experimentar.

OBJETIVOS

Objetivo General

Analizar y diseñar un edificio departamental de hormigón armado de 3 pisos con sistema dual de pórticos especiales resistentes a momentos y muros de corte, aplicando el método de diseño por desempeño.

Objetivos Específicos

- Realizar un pre - dimensionamiento de elementos estructurales.
- Definir el modelo estructural del edificio.
- Realizar el análisis no lineal pushover para conocer su desempeño.
- Diseñar los elementos estructurales del edificio residencial.
- Elaborar planos estructurales en base a la memoria de cálculo.

CAPITULO I

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1 Antecedentes

Una de las principales causas de colapso en una edificación es la producida por los terremotos que ocurren cuando, de forma súbita, se libera energía sísmica de deformación contenida en los contactos de placas tectónicas o en las caras de una falla geológica activa. Para el caso de Ecuador y explícitamente en la costa ecuatoriana un estudio realizado en el 2012 demostró que la costa ecuatoriana, que se encuentra sobre la placa sudamericana, se mueve a razón de 2 cm al año en dirección norte. (Marcelo, 2017)

En Ecuador, existen varias fuentes sismogénicas severas que han causado varios estragos en la historia. En 1906, ocurrió un terremoto gigantesco de magnitud Richter de 8.8 grados y tiene un periodo de recurrencia de 100 años, A 15 km de distancia de este epicentro, ocurrió otro sismo en 1958 que tuvo 7.6 grados. En 1998, ocurrió un sismo severo de magnitud 7.2 grados en la escala de Richter que destruyó la infraestructura de la ciudad de Bahía de Caráquez, en la provincia de Manabí. En el 2016, ocurrió un sismo muy severo de magnitud 7.8 grados en la escala de Richter, que generó una gran afectación en las estructuras de toda la provincia de Manabí y parte de la provincia de Esmeraldas.

En el pasado 16 de abril del 2016, en la ciudad de Manta las edificaciones escolares sufrieron daños de moderados a graves, sobre todo en la zona de Tarqui que mantiene cercanía a la zona costera de la ciudad y motivo por el cual se pudo evidenciar efectos tales como la licuefacción en los suelos dado a las propiedades de estos en dicha zona.

1.2 Justificación

El presente trabajo es de vital importancia ya que optar por el análisis y diseño por desempeño de estructuras de hormigón armado nos brinda una serie de ventajas significativas en el contexto de la ingeniería estructural actual.

Muchos de los edificios escolares de la ciudad de Chone no cuentan con un correcto diseño por desempeño, lo cual provoca que cuando experimentan un evento sísmico de gran magnitud no puedan continuar con su nivel ocupacional y deben suspender su uso afectando así al desarrollo y aprendizaje de los estudiantes que lo ocupan.

El diseño por desempeño permite una evaluación precisa y robusta bajo diferentes solicitaciones de carga, especialmente en eventos sísmicos extremos. Además, de diseñar estructuras que no solo cumplan con las normas mínimas requeridas, se puede lograr algo más de confiabilidad por las validaciones que se hacen de su desempeño estructural.

Este tipo de diseños permite lograr estructuras que cumplan uno o más objetivos de desempeño, ya que se puede establecer el nivel de daño estructural esperado cuando se presente un movimiento sísmico determinado.

1.3 Descripción general

La ciudad de Chone se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, ubicación en la cual se realizará el análisis y diseño del edificio residencial, por tal motivo constará con el análisis no lineal- pushover para poder determinar de forma eficiente el correcto desempeño de los elementos estructurales y cumplir con los objetivos de desempeño esperados, además de cumplir con las normas NEC-15 y ACI 318.

1.4 Ubicación y localización del proyecto

El proyecto del edificio escolar se encuentra ubicado en la ciudad de Chone, Ecuador, en la vía colorado, tal como se muestra en la figura.

Figura 1

Ubicación de zona de estudio del proyecto. Fuente: Autor.



Coordenadas geográficas de zona de proyecto:

Punto #1: Latitud: -0.688481° Longitud: -80.104013°

Punto #2: Latitud: -0.688367° Longitud: -80.103738°

Punto #3: Latitud: -0.688834° Longitud: -80.103485°

Punto #4: Latitud: -0.688957° Longitud: -80.103743°

CAPITULO II

2 FUNDAMENTOS TEORICOS

2.1 Estructuras de Hormigón Armado

Las estructuras de hormigón armado son construcciones que combinan materiales como el hormigón y el acero corrugado con la finalidad de fabricar elementos estructurales para los distintos sistemas de configuración estructurales existentes.

Las características de ambos materiales se basan en que el hormigón es resistente a la compresión y el acero actúa como refuerzo de este y es resistente a tracción y gracias a estas características se pueden utilizar en obras tales como edificios, muros, puentes, presas, muelles, etc.

2.2 Propiedades de los materiales

2.2.1 Hormigón

El hormigón nace de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, es muy utilizado en el campo de la ingeniería y la construcción, por lo que es un material de gran importancia y entre sus características más importantes podríamos mencionar su alta maleabilidad, gran consistencia, bajo coste y rápido secado.

2.2.1.1 Resistencia a la compresión (f'_c)

- ❖ Valor mínimo para el hormigón normal: $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ❖ $\lambda = 1$ Para hormigón de peso normal

2.2.1.2 Módulo de elasticidad del hormigón (E)

El ACI nos determina el módulo de elasticidad mediante la siguiente expresión:

$$E = 15100 * \sqrt{f'c} = \text{kgf/cm}^2 \quad (1)$$

Pero dado a la calidad de los materiales de las canteras de nuestro medio, y a tesis realizadas en la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, se utilizará el siguiente módulo de elasticidad.

$$E = 12000 * \sqrt{f'c} = \text{kgf/cm}^2 \quad (2)$$

2.2.1.3 Peso específico del hormigón (normal)

$$\gamma = 2400 \text{ kgf / cm}^3 \quad (3)$$

2.2.1.4 Módulo de Poisson

$$v = \frac{\text{Deformación Transversal}}{\text{Deformación Longitudinal}} \cong 0.20 \quad (4)$$

2.2.1.5 Módulo de Corte

$$Gc = \frac{E}{2(1 + v)} \quad (5)$$

2.2.1.6 Ductilidad del hormigón

La ductilidad del hormigón está influenciada por la relación entre la deformación última y la deformación en el límite elástico. Cuanto mayor sea esta relación, mayor será la ductilidad del hormigón.

El diagrama tensión-deformación del hormigón generalmente se divide en dos fases principales: elástica y plástica.

2.2.1.6.1 Fase Elástica

- El esfuerzo (tensión) es proporcional a la deformación.
- Al alcanzar el límite elástico, el hormigón comienza a comportarse de manera plástica.

2.2.1.6.2 Fase Plástica

- El hormigón continúa deformándose plásticamente con el aumento del esfuerzo.
- Se alcanza el punto de ruptura, donde el hormigón cede y la deformación continúa sin aumentar el esfuerzo.

2.2.2 Acero

En un diseño de estructuras de hormigón armado, se utilizan barras de acero corrugado que cumplan con las especificaciones técnicas de las normas INEN, mediante la siguiente tabla se puede evidenciar los diámetros comerciales en el país, con longitudes que van de 6 a 12 metros.

Tabla 1

Diámetros comerciales de aceros corrugados en Ecuador

| Diámetro nominal | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 25 | 28 | 32 | mm |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-----------------|
| Área = πr^2 | 0.503 | 0.786 | 1.131 | 1.539 | 2.011 | 2.545 | 3.142 | 3.801 | 4.909 | 6.158 | 8.043 | cm ² |
| Perímetro = $2 \pi r$ | 2.513 | 3.142 | 3.770 | 4.398 | 5.027 | 5.655 | 6.283 | 6.912 | 7.854 | 8.797 | 10.053 | cm |
| Masa | 0.395 | 0.617 | 0.888 | 1.208 | 1.578 | 1.998 | 2.466 | 2.984 | 3.853 | 4.843 | 6.313 | kg/m |
| Masa de 1 varilla | | | | | | | | | | | | |
| de 6 m | 2.370 | 3.702 | 5.328 | 7.248 | 9.468 | 11.988 | 14.796 | 17.904 | 23.118 | 29.004 | 37.878 | kg |
| de 9 m | 3.555 | 5.553 | 7.992 | 10.872 | 14.202 | 17.982 | 22.194 | 26.856 | 34.677 | 43.506 | 56.817 | kg |
| de 12 m | 4.740 | 7.404 | 10.656 | 14.496 | 18.936 | 23.976 | 29.592 | 35.808 | 46.236 | 58.008 | 75.756 | kg |
| | | | | | | | | | | | | |
| Número de varillas en 45.36 kg (1 quintal) | 19.139 | 12.253 | 8.513 | 6.258 | 4.791 | 3.784 | 3.006 | 2.533 | 1.962 | 1.564 | 1.198 | de 6 m |
| | 12.759 | 8.169 | 5.676 | 4.172 | 3.194 | 2.523 | 2.004 | 1.689 | 1.308 | 1.043 | 0.798 | de 9 m |
| | 9.570 | 6.126 | 4.257 | 3.129 | 2.395 | 1.892 | 1.533 | 1.267 | 0.981 | 0.782 | 0.599 | de 12 m |

Fuente: (INEN, 1984)

2.2.2.1 Resistencia a la fluencia

La resistencia a la fluencia del acero es: $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

2.2.2.2 Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción del acero es: $F_u = 6300 \text{ kgf/cm}^2$

2.2.2.3 Peso específico del acero

El peso específico del acero es de: 7850 kgf/m^3

2.2.2.4 Módulo de Poisson

El módulo de poisson del acero es de: 0.30

2.2.2.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del acero es de: 2000000 kgf/cm^2

2.2.2.6 Ductilidad del acero

El comportamiento del acero es considerablemente más dúctil que el del hormigón.

2.2.2.6.1 Fase Elástica:

- El material sufre deformaciones elásticas reversibles. Esto significa que, si se elimina la carga, el material vuelve a su forma original sin deformaciones permanentes. La pendiente de la curva en esta fase representa el módulo de Young.
- Al alcanzar el límite elástico, el acero inicia la fase de cedencia plástica. Es el punto en el que el material comienza a deformarse plásticamente, es decir, la deformación se vuelve permanente incluso después de eliminar la carga.

2.2.2.6.2 Fase Plástica:

- El acero sufre deformaciones plásticas significativas sin un aumento significativo de la tensión. La pendiente de esta fase se llama módulo de fluencia.

la deformación continúa hasta que se alcanza el punto de ruptura, pero a diferencia del hormigón, el acero ofrece una capacidad significativa de deformación plástica sin una ruptura inmediata. La tensión máxima alcanzada antes de la ruptura se llama tensión de ruptura.

Figura 2

Diagrama esfuerzo – deformación del acero. Fuente:



2.3 Descripción arquitectónica y estructural del edificio

2.3.1 Arquitectónica

La propuesta arquitectónica facilitada para el proyecto consta de un área de terreno de 366.55m^2 y un área constructiva de 266.44m^2 , su geometría en planta se asemeja típicamente a una planta rectangular así mismo, en su elevación; elevándose por 9m. este proyecto consta de 3 pisos, en su distribución de espacios tenemos el primer espacio siendo la sala, el segundo espacio la cocina, consecutivo el comedor, el espacio cuatro es el cuarto master, el quinto espacio es un

dormitorio normal, el sexto espacio un baño social y el séptimo espacio una sala de oficina. Consta con un amplio patio trasero y un triple estacionamiento.

2.3.2 Estructural

El sistema estructural adoptado para realizar este proyecto es un sistema dual, el cual consta de dos muros centrales en el eje largo y un total de 9 columnas para conformar los pórticos especiales a momentos, se estima el uso de zapata corrida debido a que los muros necesitan una distribución lineal para la correcta disipación de cargas y así evitar de mejor manera los asentamientos diferenciales.

Los materiales idóneos para elaborar los elementos estructurales constan del cemento, ripio, arena, agua y acero de refuerzo; se consideró un hormigón armado con una resistencia a la compresión de $f'c$ 240kg/cm² y un acero de refuerzo con una resistencia a la fluencia de 4200kg/cm².

2.4 Asignación y definición de cargas del proyecto.

“A través de las definiciones arquitectónicas y de ingeniería de los proyectos de edificaciones es posible estimar, con un grado de precisión aceptable, la magnitud de las cargas que actuarían sobre la estructura” (Romo, 2008)

2.4.1 Tipos de carga

2.4.1.1 Carga permanente

Las cargas permanentes (o cargas muertas) están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC-SE-CG-Cargas, 2014)

En la tabla se muestran los diferentes pesos de los materiales que generan uso frecuente, esto de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de Construcción, yacente en su capítulo Cargas no Sísmicas

Tabla 2

Cargas permanentes

| Material | Peso unitario |
|--|---------------|
| | kN/m^3 |
| Hormigón simple | 22.00 |
| Hormigón armado | 24.00 |
| Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos) | 19.00 |
| Ladrillo cerámico perforado (20% a 30% de huecos) | 14.00 |
| Ladrillo cerámico hueco (40% a 50% de huecos) | 10.00 |
| Ladrillo artesanal | 16.00 |
| Bloque hueco de hormigón | 12.00 |
| Bloque hueco de hormigón alivianado | 8.50 |
| Cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5 | 20.00 |
| Contra pisos y recubrimientos | kN/m^2 |
| Baldosa de mármol reconstituido con, mortero de cemento: por cada cm, de espesor | 0.22 |
| Contra piso de hormigón simple, por cada cm, de espesor | 0.22 |

Fuente: (NEC-SE-CG-Cargas, 2014)

2.4.1.2 Cargas vivas.

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras (NEC-SE-CG-Cargas, 2014). Apreciamos en la siguiente tabla las diversas aplicaciones de carga viva de acorde a la funcionalidad que vaya a estar destinada la estructura.

Tabla 3

Cargas vivas.

| Ocupación o uso | Carga uniforme kN/m^2 |
|--|----------------------------|
| Balcones | 4.80 |
| Cubiertas planas, inclinadas y curvas | 0.70 |
| Cubiertas destinadas para área de paseo | 3.00 |
| Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión | 4.80 |
| Escaleras residenciales unifamiliares y bifamiliares | 2.00 |
| Residencias (habitaciones) | 2.00 |

Fuente: (NEC-SE-CG-Cargas, 2014)

2.4.1.3 Combinaciones de cargas

En las combinaciones de cargas, siempre se van a diseñar los elementos estructurales para la situación más desfavorable, por ello en las **ecuaciones (6) - (21)** detallamos los diferentes casos de combinación para cada sollicitación.

$$1.4D \quad (6)$$

$$1.2D + 1.6L \quad (7)$$

$$12D + 1.6L + 0.5Lr \quad (8)$$

$$1.2D + 1.6Lr + L \quad (9)$$

$$1.2D + L + SeX \quad (10)$$

$$1.2D + L - SeX \quad (11)$$

$$1.2D + L + SeY \quad (12)$$

$$1.2D + L - SeY \quad (13)$$

$$1.2D + L + SdX \quad (14)$$

$$1.2D + L + SdY \quad (15)$$

| | |
|--------------|------------|
| $0.9D + SeX$ | 46 (16) |
| $0.9D - SeX$ | (17) |
| $0.9D + SeY$ | (18) |
| $0.9D - SeY$ | (19) |
| $0.9D + SdX$ | (20) |
| $0.9D + SdY$ | (21) |

2.4.1.4 Inercias de las secciones agrietadas

La (NEC-SE-DS-PS, 2014) define que para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias de los elementos estructurales con las siguientes consideraciones:

Tabla 4

Factor de reducción de resistencia.

| Solicitud | Factor de reducción de resistencia ϕ |
|---|---|
| Secciones controladas por tracción | 0.90 |
| Tracción axial | 0.90 |
| Secciones controladas por compresión: | 0.75 |
| ⊕ Elementos con refuerzo transversal en espiral | 0.75 |
| ⊖ Otros elementos reforzados (secciones con estribos) | 0.75 |
| Cortante y torsión | 0.75 |
| Muros | 0.60 |
| Aplastamiento | 0.65 |

Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)

2.5 Pre dimensionamiento de elementos estructurales de hormigón armado

El pre dimensionamiento de vigas y columnas es el procedimiento previo al cálculo de dimensionado que es necesario llevar a cabo en estructuras hiperestáticas antes de poder calcular con precisión los esfuerzos sobre las mismas. Con el pre dimensionamiento se establecen unas dimensiones orientadas de las secciones transversales de vigas y pilares que sirven de base para un cálculo de comprobación y reajuste de las dimensiones definitivas de las secciones (Vasquez Vasquez, 2020).

En los diseños estructurales el contar con un pre - dimensionamiento es crucial, ya que el ingeniero calculista con criterios y basado en normativas de construcción vigentes debe hacer un prediseño óptimo para de esta manera se gestione eficientemente el tiempo en sus análisis estructurales; al término del análisis y posterior de realizar los debidos chequeos estructurales de parámetros sismorresistentes, se dotara de un diseño eficiente que no estará sobredimensionado asegurando la calidad y el correcto desempeño sísmico del proyecto.

2.5.1 Losas

Cumpliendo la función de servir como un soporte de cargas vivas y muertas, las cuales generalmente también se las llaman losas de entrepiso; estas pueden ser construidas como: maciza o llena, aligerada, colaborante, entre otras.

2.5.1.1 Pre dimensionamiento de losas

Por medio de las tablas de la ACI 318 – 14 hemos obtenido los espesores, dato clave para

*empezar el pre dimensionamiento; en el caso de las losas unidireccionales, se muestran en la **Tabla 5** del ACI 318-*

14 sección 7.3.1.1; la Fuente:

Tabla 6 es para el espesor mínimo de las losas bidireccionales, del ACI 318-14 sección 8.3.1.2; la **Tabla 7** está el acero mínimo de refuerzo para las losas unidireccionales y bidireccionales del ACI 318-14 sección 7.6.1.1.

Tabla 5

Espesor mínimo de losas en una dirección macizas.

| <i>Condición de apoyo</i> | <i>h mínimo</i> |
|---------------------------------|-----------------|
| <i>Simplemente apoyadas</i> | ln/20 |
| <i>Un extremo continuo</i> | ln/14 |
| <i>Ambos extremos continuos</i> | ln/28 |

Fuente: (ACI, 2014)

Tabla 6

Espesor mínimo de losas en dos direcciones con vigas interiores.

| αfm | <i>Espesor mínimo, (h)</i> |
|----------------------------|--|
| $\alpha fm \leq 0.2$ | <i>Se aplica capítulo 8.3.1.1. ACI 318-14</i> |
| $0.2 < \alpha fm \leq 0.2$ | Mayor de: $h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0.2)}$ 125 |
| $\alpha fm > 0.2$ | Mayor de: $h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$ 90 |

Fuente: (ACI, 2014)

$$\alpha fm = \frac{Ecb * lb}{Ecs * ls} = \frac{b * \frac{h^3}{12}}{b * \frac{h^3}{12}} > 2 \quad (22)$$

$$\alpha fm > 0.2 \quad (23)$$

Tabla 7

As_{min} para losas en una y dos direcciones.

| TIPO DE REFUERZO | FY, MPA | AS _{MIN} MM ² |
|---|----------|---|
| REFUERZO CORRUGADO | <420MPA | 0.002*As |
| BARRAS CORRUGADAS O REFUERZO DE ALAMBRE ELECTROSOLDADO | ≥ 420MPA | Mayor de: $\frac{0.0018*420}{fy} * As$ 0.0014 * As |

Fuente: (ACI, 2014)

Nota: Si el prediseño no cumple con la Fuente:

Tabla 6, se proceden a calcular las deflexiones, de tal manera de no exceder los límites establecidos por el ACI 318-14

2.5.1.2 Formula simplificada para la altura de losa maciza.

$$h_{min} = \frac{\ln (800 + 0.0712 * fy)}{36000} \quad (24)$$

Donde:

⊖ **h_{min}**: altura mínima de losa (m)

⊖ **h**: altura de losa (m)

- ⊖ **In:** luz de mayor dimensión (m)
- ⊖ **fy:** fluencia del acero (4200 kgf/cm²)
- ⊖ **β:** relación de luz libre en la dirección larga y la dirección corta de la losa
- ⊖ **α_{fm}:** relación de inercia de la viga e inercia de la losa
- ⊖ **E_{cb}:** módulo de elasticidad de la viga (kgf/cm²)
- ⊖ **E_{cs}:** módulo de elasticidad de la losa (kgf/cm²)
- ⊖ **I_b:** inercia de la viga (cm²)
- ⊖ **I_s:** inercia de la losa (cm⁴)
- ⊖ **A_s:** área de acero (cm²)
- ⊖ **A_{smin}:** área de acero mínimo (cm²)

2.5.2 Vigas

Elementos estructurales de hormigón armado, que se diseñan para soportar cargas lineales, concentradas o uniformes, estas en una única dirección; este tipo de elemento tiende actuar primordialmente en marcos rígidos de vigas y columnas, en ciertos casos como vigas de acople en la conexión de muros estructurales. Son elementos muy importantes que llegan a ser diseñados principalmente a flexión, cortante y en algunos casos a torsión; en su tipología logramos encontrar las vigas banda y peraltadas, las cuales son frecuentemente usadas en las edificaciones del Ecuador.

2.5.2.1 Pre dimensionamiento de vigas

En el pre dimensionamiento de vigas se hace uso del reglamento del ACI 318-14, además en la NEC-15 especifica que para el uso de pórticos especiales resistentes a momentos, la base mínima de la viga será de 20cm para zonas no sísmicas y de 30cm para zona sísmicas y debe ser al menos 0.75h, la luz libre por otro lado no será menor a 4d; en la **Tabla 8** mostramos la altura

mínima para vigas no presforzadas, que si cumple estos requerimientos, en este caso no será necesario inducir un chequeo por deflexiones; en la **Tabla 9** hay valores de R_u para cada f'_c de hormigón.

Tabla 8

Altura mínima para vigas no presforzadas

| <i>Condición de apoyo</i> | <i>Altura mínima (h)</i> |
|---------------------------------|--------------------------|
| <i>Simplemente apoyadas</i> | $ln/16$ |
| <i>Un extremo continuo</i> | $ln/18.5$ |
| <i>Ambos extremos continuos</i> | $ln/21$ |
| <i>En voladizo</i> | $Ln/8$ |

Fuente: (ACI, 2014)

Formulas prácticas para determinar la altura de viga:

$$h = \frac{ln}{12} \quad (25)$$

$$h = \frac{ln}{10} \quad (26)$$

Tabla 9

Valores de R_u

| F'C (KGF/CM²) | RU (KGF/CM²) |
|---------------------------------|--------------------------------|
| 210 | 39.72 |
| 240 | 45.39 |
| 280 | 52.96 |
| 300 | 56.74 |
| 350 | 66.19 |
| 420 | 67.1 |

Fuente: (armado, 2014)

$$qul = \frac{qu * s}{3} * \left(\frac{3 - m^2}{2}\right) \quad (27)$$

$$Mu = \phi * Mn \quad (28)$$

$$Mu = \phi * Ru * b * d^2 \quad (29)$$

$$h = d + r \quad (30)$$

$$Mu = \frac{Wn * ln^2}{10} \quad (31)$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu * 10^5}{\phi * Ru * b}} \quad (32)$$

Donde:

- ⊖ **Mu:** momento ultimo de viga (Ton-m)
- ⊖ **Mn:** momento nominal (Ton-m)
- ⊖ **b:** ancho de la viga (cm)
- ⊖ **h:** altura de la viga (cm)
- ⊖ ϕ : factor de reducción
- ⊖ **d:** peralte efectivo de la viga (cm)
- ⊖ **r:** recubrimiento (cm)
- ⊖ **ln:** longitud de vano (m)
- ⊖ **qu:** carga ultima (Ton-m²)
- ⊖ **qul:** carga ultima de trapezoidal a lineal (Ton-m)
- ⊖ **h_{min}:** altura mínima

2.5.3 columnas

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal (Nilson, 2001)

Las columnas son los elementos estructurales encargadas de transmitir las cargas de la vivienda a la cimentación. Además, son los elementos de confinamiento laterales de los muros, donde deben diseñarse a flexo compresión y cortante; existen muchos tipos de columnas, donde las más comunes son las cuadradas, rectangulares y circulares (profesionales, 2014)

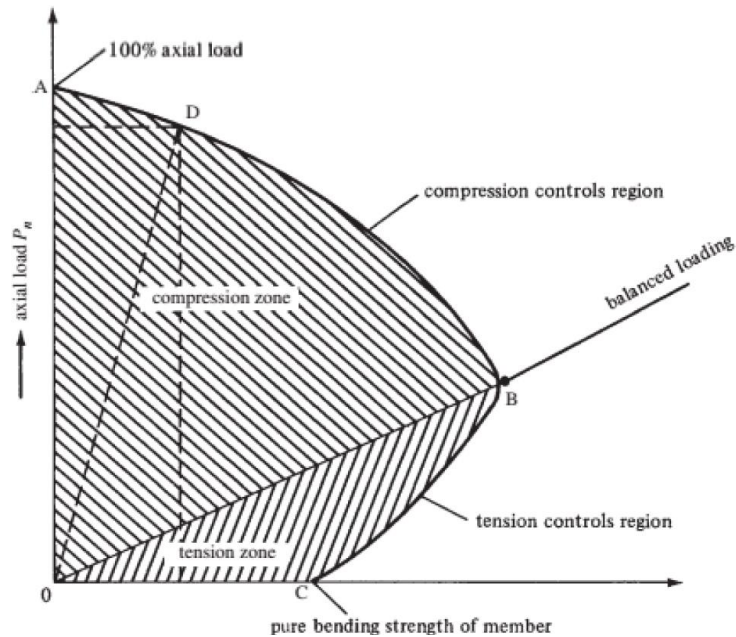
2.5.3.1 Pre dimensionamiento de columnas

Las columnas están sometidas a flexión y fuerzas axiales, en otras palabras, trabaja a flexo compresión; el diagrama de interacción de una columna el cual se conforma por momentos y cargas últimas; para el pre dimensionamiento de columnas existen muchos autores como Arnal, Fargier, que por medio de coeficientes determinan las dimensiones de la columna.

El cálculo del área tributaria es uno de los primeros pasos para pre dimensionar una columna, consiguiente determinar el P_o y con ayuda de la ecuación # del ACI 318-14 sección 22.4.2.2, despejamos y obtenemos el área de columna. Según lo que podemos encontrar en la norma las dimensiones mínimas de las columnas es de 30cm de cada lado, con respecto a su cuantía que debe cumplir entre el 1% al 3% según los requerimientos de la NEC-15

Figura 3

Diagrama de iteración de columna. Fuente: (McCormac, 2017)



Nota: a 1/3 se encuentra la zona de tensión desde el punto B, c y 0 como se aprecia en la

Figura 3 que es la zona más crítica durante el sismo

$$P_o = q_u * N \quad (33)$$

$$P_o = 0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \quad (34)$$

$$P_o = 0.85 * f'c(A_g) + f_y * A_{st} \quad (35)$$

$$P_{balanceado} = P_o * \frac{1}{3}; (columna en zona ductil)$$

$$P_o = (0.85 * f'c * A_g + f_y * A_{st}) * \frac{1}{3} \quad (36)$$

$$A_{st} = \rho * A_g \quad (37)$$

$$A_g = \frac{(P_o * 3) * 1000 * F}{0.85 * f_y + \rho * f_y} \quad (38)$$

$$A_t = \left(\frac{Lx1}{2} + \frac{Lx2}{2} \right) + \left(\frac{Ly1}{2} + \frac{Ly2}{2} \right) \quad (39)$$

$$B = L = \sqrt{Ag}$$

Donde:

- ⊖ **Po:** resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero (Ton)
- ⊖ **Ag:** área bruta del hormigón (cm²)
- ⊖ **Ast:** área total del acero longitudinal (cm²)
- ⊖ **f'c:** resistencia a la compresión del hormigón (kgf/cm²)
- ⊖ **fy:** resistencia a la fluencia del acero (kgf/cm²)
- ⊖ **ρ:** cuantía de acero de la columna
- ⊖ **N:** número de pisos
- ⊖ **Qu:** carga ultima (carga factorizada que llega a la columna) (Ton/m)
- ⊖ **B:** ancho de la columna (cm)
- ⊖ **L:** profundidad de la columna (cm)
- ⊖ **F:** factor sísmico
- ⊖ **At:** área tributaria

2.5.4 Escaleras

“Es la ruta completa de recorrido, incluyendo la escalera y cualquier descanso que forma parte de esta ruta” citar

Este tipo de elementos conformados de hormigón armado, suelen estar constituidos por tramos inclinados, peldaños y su respectivo descanso en la mayoría de sus casos. Se han llegado a presentar diferentes tipos de estas y los más frecuentes son:

- ⊖ Escaleras de dos tramos con descansos
- ⊖ Escaleras transversalmente en voladizo
- ⊖ Escaleras continuas
- ⊖ Escaleras orto poligonales

2.5.4.1 Pre dimensionamiento de escaleras

Las escaleras se diseñan como una losa armada en una dirección, considerando su longitud para la obtención de los momentos. Por temas arquitectónicos se recomienda que tengan un ángulo de 20° - 50° para brindar una buena conformidad al usuario, donde influyen bastante el dimensionamiento de los peldaños, del paso y contrapaso; para pendientes menores a lo usual es recomendable adoptar rampas (Harmsen, 2002)

Dentro del ACI 318-14 muestra en la **tabla**, criterios para realizar un pre dimensionamiento de escaleras, esto como elementos unidireccionales simplemente apoyados:

$$t = \frac{Ln}{20} \quad (41)$$

Donde:

- ⊖ **T:** espesor de escalera
- ⊖ **Ln:** longitud de vano

2.6 Análisis estructurales

Este paso es importante debido a que, nos permite determinar cuál será el comportamiento de la estructura durante el paso de un evento sísmico, así encontramos los esfuerzos internos de los elementos estructurales, dichos esfuerzos actúan directamente de forma resistente ante las sollicitaciones presentadas.

Estos análisis como el análisis estático lineal y el dinámico lineal, realizados en el modelo estructural sobre todo en sus elementos como columnas, vigas, muros de corte y losas, que hemos predestinado en el pre dimensionamiento es para efectuar los debidos chequeos estructurales siendo cortante basal, torción, periodo fundamental de la estructura, masa participativa, índice Q de estabilidad, derivas estáticas y dinámicas, caso de con llegar a cumplir estos criterios establecidos en la NEC-15 se procede a modificar la configuración estructural con criterios estructurales, siendo uno de los más frecuentes el aumento o disminución de rigidez ya sea global o por eje, según el criterio no cumplido; una vez verificado que todos estos criterios cumplan, se procede a diseñar los elementos estructurales correspondientes.

2.6.1 Espectro elástico e inelástico de la NEC-

Es idóneo definir un espectro elástico y el factor de reducción R, con el fin de realizar un análisis lineal dinámico.

“el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño” (NEC-SE-DS-PS, 2014), se detallan en la **Figura 4**, tal simbología utilizad se connotan en la **Figura 5**.

Para conseguir definir un espectro elástico de diseño, debemos obtener el factor de la zona sísmica Z, el tipo de suelo del sitio donde el proyecto se realizará, los factores de los coeficientes de amplificación de suelo siendo: F_a , F_d y F_s ; de acorde con las tablas

Figura 4

Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones. Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

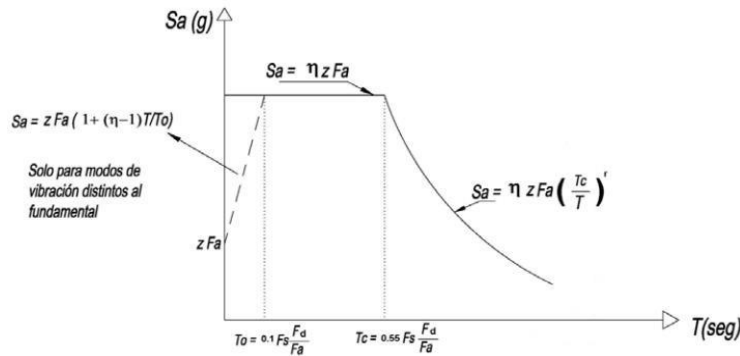


Figura 5

Datos de espectro elástico. Fuente (NEC-SE-DS-PS, 2014)

| | |
|--------|--|
| Dónde: | |
| η | Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado. |
| F_a | Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio |
| F_d | Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio |
| F_s | Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos |
| S_a | Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura |
| T | Período fundamental de vibración de la estructura |
| T_0 | Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño |
| T_c | Período 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, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g |

$$S_a = \eta * Z * F_a; \text{ Para } 0 \leq T \leq T_c \quad (42)$$

$$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; \text{ Para } 0 \leq T \leq T_c \quad (43)$$

Donde:

- ⊖ **r**: factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto:
- ⊖ $r=1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- ⊖ $r= 1.5$ para tipo de suelo E

los límites para el periodo de vibración T_c

$$T_c = 0.55F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (44)$$

En la **Tabla 10** de la NEC-15, no indica los factores de reducción de sobre resistencia que debemos escoger para ejecutar el análisis estructural, estos valores deben ser rigurosamente seleccionarlos para el tipo de estructura a realizar; así mismo el factor de importancia hace referencia al tipo de uso que tendrá la edificación, tal como se muestra en la **Tabla 11**.

Tabla 10

Factor de reducción de resistencia R.

| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|--|----------|
| Sistemas Duales | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales). | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas). | 8 |
| Sistemas Estructurales Dúctiles | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras. | 7 |
| Pórticos resistentes a momentos | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. | 8 |
| Otros sistemas estructurales para edificaciones | |
| Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado. | 5 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda. | 5 |
| Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada | |
| Pórticos resistentes a momento | |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros. | 3 |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia | 2.5 |
| Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos. | 2.5 |
| Muros estructurales portantes | |
| Mampostería no reforzada, limitada a un piso. | 1 |
| Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos. | 3 |
| Mampostería confinada, limitada a 2 pisos. | 3 |
| Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos. | 3 |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

Tabla 11

Factor de importancia I

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coefficiente I |
|-----------------------------------|---|----------------|
| Edificaciones esenciales | Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. | 1.5 |
| Estructuras de ocupación especial | Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente | 1.3 |
| Otras estructuras | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores | 1.0 |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

2.6.2 Zona de ubicación y característica.

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z , que representan la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinara una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z (NEC-SE-DS-PS, 2014), de esta manera se presenta el mapa geográfico del Ecuador, donde están las diversas zonas sísmicas en la **Figura 6** y el valor Z que se adoptara de acorde a la zona del mapa en la **Tabla 12**.

Figura 6

Zona sísmica para diseño y factor de zona. Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

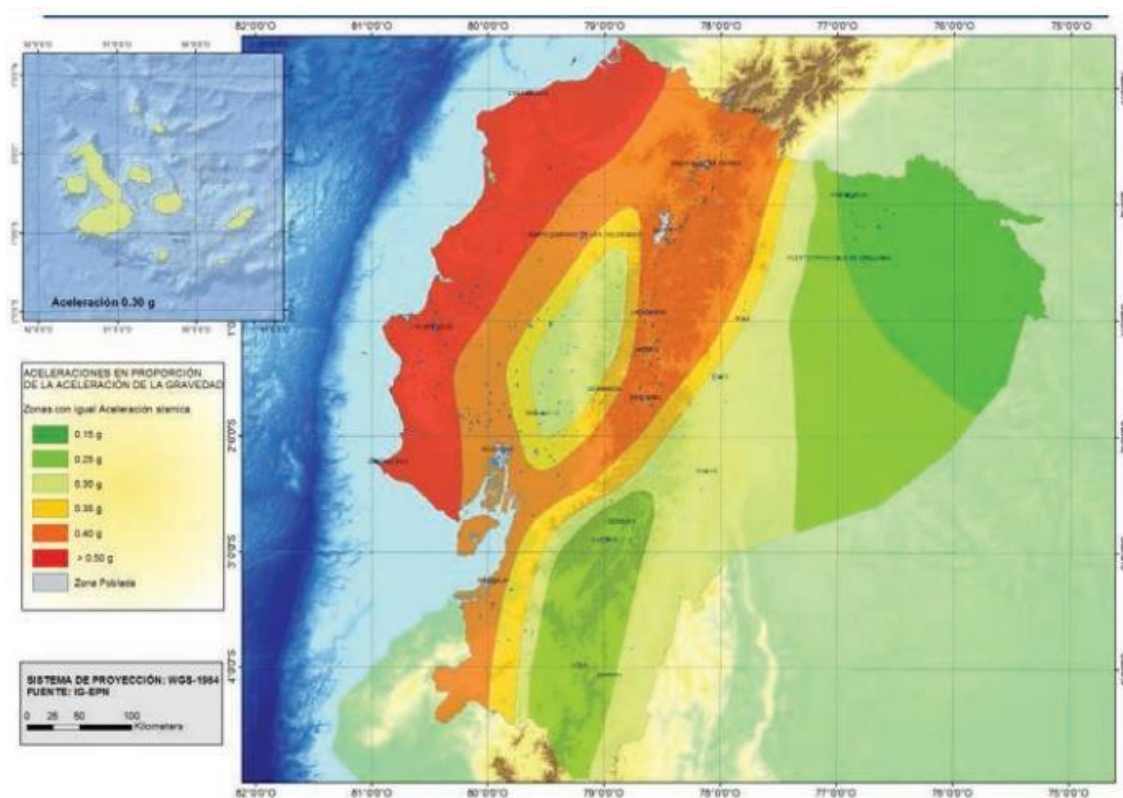


Tabla 12

Valores del factor Z

| Zona sísmica | I | II | III | IV | V | VI |
|-------------------------------------|------------|------|------|------|------|----------|
| Valor factor Z | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥ 0.50 |
| Caracterización del peligro sísmico | Intermedia | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy alta |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

2.6.3 Coeficientes de perfil de suelo

Tabla 13

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

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|--|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.23 | 1.2 | 1.18 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.2 | 1.12 |
| E | 1.8 | 1.4 | 1.25 | 1.1 | 1.0 | 0.85 |
| F | Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 | | | | | |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

Tabla 14

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|---|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.15 | 1.11 | 1.06 |
| D | 1.62 | 1.45 | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.11 |
| E | 2.1 | 1.75 | 1.7 | 1.65 | 1.6 | 1.5 |
| F | Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

Tabla 15

Fs: comportamiento no lineal de los suelos.

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|---|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| B | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| C | 0.85 | 0.94 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 |
| D | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 |
| E | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2 |
| F | Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 | | | | | |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

2.6.4 Valor de η según ubicación del sitio

Es la razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Tabla 16

Relación de amplificación espectral η .

| | | |
|--------|------|---|
| η | 1.8 | Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas) |
| η | 2.48 | Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos |
| η | 2.6 | Provincias del oriente |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

2.6.5 Cortante basal estático

2.6.5.1 Cortante basal de diseño

“El cortante basal es una fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructural, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma” (NEC-SE-DS-PS, 2014)

Una edificación se puede calcular mediante la obtención de fuerzas laterales (DBF), por métodos como el estático o dinámica; en cuestión del método dinámico el cual podemos obtener por el método de análisis dinámico espectral y análisis dinámico paso a paso en el tiempo, de esta manera, podemos decir que la configuración estructural tanto en elevación y en planta tiene un grado de intervención importante.

2.6.5.2 Carga sísmica reactiva W

Tabla 17

Carga sísmica reactiva.

| W=D | Casos generales |
|------------------------------|------------------------|
| W=D+0.25L_i | Bodegas y almacenaje |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

Donde:

- ⊖ **D:** carga muerta total de la estructura
- ⊖ **L:** carga viva de piso

2.6.5.3 Cortante de piso

Este método de cortante basal es cual el aplicar fuerzas a la estructura de forma progresiva, las cuales son equivalentes a las fuerzas cortantes de cada piso, de esta manera las cargas se irán acumulando desde el nivel superior hasta la base, así, la base será en la que las fuerzan tendrán mayor participación y de esa manera es la que debe resistir más que los niveles superiores.

Obtener el periodo fundamental de la estructura y su aceleración de suelo, variedad de autores hacen una referencia al factor de $0.1 * N$, donde N es el número de pisos existentes, esta es una manera de asumir rápidamente el periodo de una estructura mas no es un valor real si no uno referencial; el verdadero valor debe ser calculado por el método espectral, aunque, el programa comercial ETABS también nos lo puede proporcionar, al obtener esos datos, podemos calcular el coeficiente C de la estructura para el análisis estático

$$V = C * W \quad (45)$$

$$V = \frac{I * Sa}{\phi_p * \phi_E * R} * W \quad (46)$$

$$C = \frac{I * Sa}{\phi_p * \phi_E * R} * W \quad (47)$$

2.6.5.4 Periodo de la NEC-15

Dentro de la NEC-15 podemos encontrar un periodo de la estructura el cual será correspondiente al periodo de la cortante basal estático, así como vemos, por otro lado, los valores que corresponden para los diferentes tipos de estructuras con sus sistemas estructurales los vemos en la **Tabla 18**; así mismo, el coeficiente k el cual se relaciona directamente con el periodo de la estructura se encuentra en la **Tabla 19**.

Tabla 18

Datos del periodo aproximado de la NEC-15.

| Tipo de estructura | C_t | α |
|--|-------|----------|
| Estructuras de acero | | |
| Sin arriostramientos | 0.072 | 0.8 |
| Con arriostramientos | 0.073 | 0.75 |
| Pórticos especiales de hormigón armado | | |
| Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras | 0.055 | 0.9 |
| Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75 |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

Tabla 19

Coefficientes en relación con el periodo de vibración de la estructura.

| T(seg) | Cálculo de (k) |
|---|----------------|
| T<0.5 | 1 |
| $T \geq 0.5 - 2.5 \leq T$ | $0.75+50\%T$ |
| T>2.5 | 2 |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

Este periodo que se obtiene de la NEC-15, no deberá ser mayor al 30% del periodo fundamental de la estructura.

Donde:

⊖ **I:** factor de importancia como se muestra en la **tabla**

⊖ **Sa:** aceleración del suelo (m/s)

- ⊖ **W:** peso del edificio (carga muerta) o peso reactivo de la estructura (Ton)
- ⊖ **Ø_P:** factor de reducción en planta
- ⊖ **Ø_E:** factor de reducción en elevación
- ⊖ **T:** periodo fundamental de la estructura (s)
- ⊖ **M:** masa (kg)
- ⊖ **k:** rigidez (kg/m)
- ⊖ **R:** factor de reducción sísmica
- ⊖ **C:** coeficiente C
- ⊖ **V:** carga sísmica estática en el sentido x-y (Ton)

2.6.6 *Cortante basal dinámico*

En el análisis espectral se usará, el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones, o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro definidas en la sección de la norma. Se aplicará obligatoriamente este método para todo tipo de estructuras irregulares (NEC-SE-DS-PS, 2014)

Si el cortante basal obtenido es demasiado bajo nos indica que la aceleración es relativamente baja, dando como resultado un periodo de vibración en la estructura muy elevado, para que esto no suceda y la estructura no sea muy flexible, la masa de participación modal deberá ser mayor o igual al 90% del cortante.

2.6.6.1 **Condición del cortante basal dinámico**

Este criterio que establece parámetros para el cortante dinámico en la base, el cual se obtiene mediante el análisis dinámico y no debe ser:

- ⊖ $V_{\min} < 80\%$ del cortante basal estático para estructuras regulares

⊖ $V_{\min} < 85\%$ del cortante basal estático para estructuras irregulares

Formula de cortante basal detallada y explicada con anterioridad

$$V = \frac{I * Sa}{\Phi_p * \Phi_E * R} * W \quad (48)$$

En la normativa NEC-15 nos especifica un factor de reducción o calibración para el cortante basal dinamico, esto es para cuando este mismo no llega a cumplir con las condiciones establecidas, así como apreciamos en la **ecuación** (49)

$$factor = \frac{V_{min}}{Vp} \quad (49)$$

Donde:

- ⊖ V_{\min} : cortante mínimo dinámico
- ⊖ V : cortante basal estático
- ⊖ Vp : cortante basal dinámico
- ⊖ **Factor**: factor de corrección del cortante basal dinámico

2.6.7 Derivas

En el diseño de las estructuras, es interesante conocer cuáles son las derivas elásticas en cada uno de los pisos, con la finalidad de verificar si estas se encuentran dentro de los límites permisibles descritos por las normativas sísmicas. En el caso de no cumplir se deberán realizar las respectivas modificaciones, para obtener un diseño sismorresistente que satisfaga los requerimientos sísmicos normativos (Aguilar, 2012).

La deriva es el desplazamiento lateral relativo de un piso, en particular por la acción de una fuerza horizontal, con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Para obtenerla es muy sencillo, se encuentra la diferencia entre el desplazamiento del piso superior y el desplazamiento del piso inmediato inferior (NEC-SE-DS-PS, 2014).

$$\gamma_{elas} = \frac{q_i - q_{i-1}}{h_{piso}} \quad (50)$$

2.6.7.1 Deriva inelástica

Al cumplir con la obtención de las derivas elásticas, debemos proceder a obtener las derivas inelásticas las cuales deben cumplir con los requisitos de la NEC-15, dicha condición se presenta en la **ecuación**, al agrietar las secciones brutas de hormigón como vigas, columnas y muros de corte se usa el factor de 0.75 en caso contrario se usar el valor correspondiente de 1 en la **ecuación** (51).

$$\gamma_{inel} = 0.75 * R * \gamma_{elas} \quad (51)$$

2.6.7.2 Valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales

- ⊖ **0.5 ig:** para viga (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable).
- ⊖ **0.8 ig:** para columnas
- ⊖ **0.6 ig:** para muros estructurales:
 - para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación
 - para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo

- en ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro
- para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada

Dentro de la normativa NEC-15 de peligrosidad sísmica, las derivas no deberán superar el 2%, caso contrario de deberá modificar la distribución estructural, verificando si la deriva supera en aspecto global o solo para un eje de estudio en específico.

2.6.8 Torsión

Cada uno de los valores propios, este asociado a un modo de vibración, estos modos de vibración indican que comportamiento va a tener la estructura durante un evento sísmico o una excitación dinámica, por este motivo es importante fijarse en el primer modo de vibración, ya que puede indicar que la estructura va a tener un buen o mal comportamiento sísmico (Aguilar, 2012).

Los modos de vibración son adimensionales; se pueden obtener los modos de vibración reemplazando los valores propios; el primer y segundo modo de vibración deben ser traslacionales y el tercero debe ser rotacional, para que la estructura tenga buen comportamiento sísmico o excitación dinámica; el número de modos de vibración se debe considerar en el análisis que todos los modos de vibración contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración (NEC-SE-DS-PS, 2014).

La masa de participación modal se ve involucrada en todos los modos de vibración, esta debe ser mayor o igual al 90% o algunos autores consideran hasta el 80% del primer y segundo modo de vibración para que sea representativa, por otro lado, el porcentaje de torsión debe ser

bajo, de esta manera algunos autores toman como referencia un estimado entre el 15% y 20% de torción máxima.

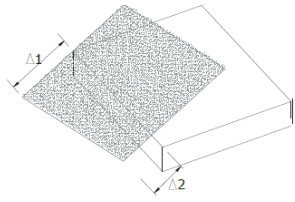
2.6.9 Irregularidad torsional

Esta irregularidad se considera cuando el máximo desplazamiento de piso obtenido mediante el análisis estructural el cual incluye la torsión, desde un extremo de la estructura transversal a un eje supera el 1.2 veces al promedio de los demás valores de desplazamientos relativos del piso; se detalla con la ecuación (52) tal cual muestra la **Figura 7**.

$$\Delta \geq \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) * 1.2 \quad (52)$$

Figura 7

Irregularidad torsional de la estructura. Fuente: (NEC-SE-DS-Peligro sismico,2014)

| | |
|---|---|
| <p>Tipo 1 - Irregularidad torsional</p> <p>$\phi_{pi}=0.9$</p> $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p> |  |
|---|---|

Donde:

Δ1: desplazamiento mayor de la estructura por acción sísmica

Δ2: desplazamiento menor de la estructura por acción sísmica

Δ: desplazamiento mayor entre **Δ1** y **Δ2** de la estructura por acción sísmica

2.6.10 Asentamientos admisibles

“En cimentaciones la seguridad para el estado límite de servicio, resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, de los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo” (NEC-SE-GC, 2014), como detallo en la **Tabla 20** de valores aceptables.

Tabla 20

Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos

| TIPO DE CONSTRUCCIÓN | Δ_{max} |
|--|----------------|
| (a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores | L /1000 |
| (b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería | L /500 |
| (c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores | L /300 |
| (d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores | L /160 |

Fuente: (NEC-SE-GC, 2014)

2.6.11 Índice Q de estabilidad.

“Los efectos $P-\Delta$ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura” (NEC-SE-DS-PS, 2014)

“Cuando se tienen desplazamientos laterales significativos, el peso propio tiende a voltearla, de tal manera que, en la estructura deformada, por la acción sísmica, actúan cargas

adicionales los mismos que son tomados en cuenta cuando se analiza con teoría de segundo origen”

(Aguiar, 2012).

Este tipo de control nos permite identificar si la edificación será sujeta o no a un volcamiento, siendo el caso de ser considerable, se deberá aplicar lo establecido en la normativa NEC-15; para la verificación o chequeo de este índice de estabilidad se detalla en la **Tabla 21**; la **ecuación (53)**.

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * H_i} \quad (53)$$

Tabla 21

Control de estabilidad.

Índice Q – Control de estabilidad

| | | |
|----------|---------------|------------------------------|
| Q | <0.1 | No necesita efectos P-Δ |
| Q | ≥ 0.1 – 0.3 ≤ | Necesita Efectos P-Δ |
| Q | >0.3 | Prohibido, de sebe rediseñar |

Fuente: (NEC-SE-DS-PS, 2014)

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (54)$$

Debemos realizar el producto $f_{P-\Delta}$:

- ⊗ Derivas de piso calculadas
- ⊗ Fuerzas internas
- ⊗ Momentos de la estructura que aparecen por cargas laterales de diseño

Donde:

- ⊖ $f_{p-\Delta}$: factor de mayoración
- ⊖ Q_i : índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
- ⊖ P_i : suma de la carga vertical total sin mayoración, incluyendo el peso muerto y carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
- ⊖ Δ_i : deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso
- ⊖ V_i : cortante del piso i
- ⊖ h_i : altura del piso i considerado

2.7 Diseño y chequeos de elementos de hormigón armado

2.7.1 *Diseño de columnas*

Requisitos para elementos a flexo comprensión.

- ⊖ Sean parte de pórticos especiales resistentes a momentos o estructuras con demandas de cargas sísmicas.
- ⊖ Las fuerzas axiales del elemento no excedan $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$.
- ⊖ Que la relación menor con la mayor, con respecto a la altura libre sea mayor a cuatro veces la dimensión mayor a la sección transversal del elemento.
- ⊖ La dimensión mínima de la columna para pórticos especiales resistentes a momentos es de 300mm
- ⊖ La cuantía del acero longitudinal puede ser desde 1% - 6% como indica el ACI 318-14, pero en la vida practica es muy dificil ajustar una cuantía mayor al 4%, por tanto, la NEC-15 da unos límites de cuantía que son del 1% - 3%.

2.7.2 Refuerzo transversal

En los elementos en flexo – comprensión se debe proporcionar un confinamiento especial según una longitud L_o (longitud de confinamiento), medida a partir de la cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rotula plástica debido a acciones sísmicas (citar NEC HM); la NEC-15 precisamente en el capítulo de hormigón armado, sección de columnas, vemos dichos límites para estos elementos tal como se aprecia en la **Figura 8, Figura 9, Tabla 22**, así como el diseño para estribos en la **Tabla 23**.

Tabla 22

Requisitos de la longitud del nudo L_o , el valor máximo de la tabla.

| | |
|--------------|---|
| B o H | Lado mayor de la sección de la columna |
| H/6 | La altura de entre piso que divide para 6 |
| 45mm | 45cm desde la cara del nudo |

Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)

Figura 8

Separación de estribos de columna. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)

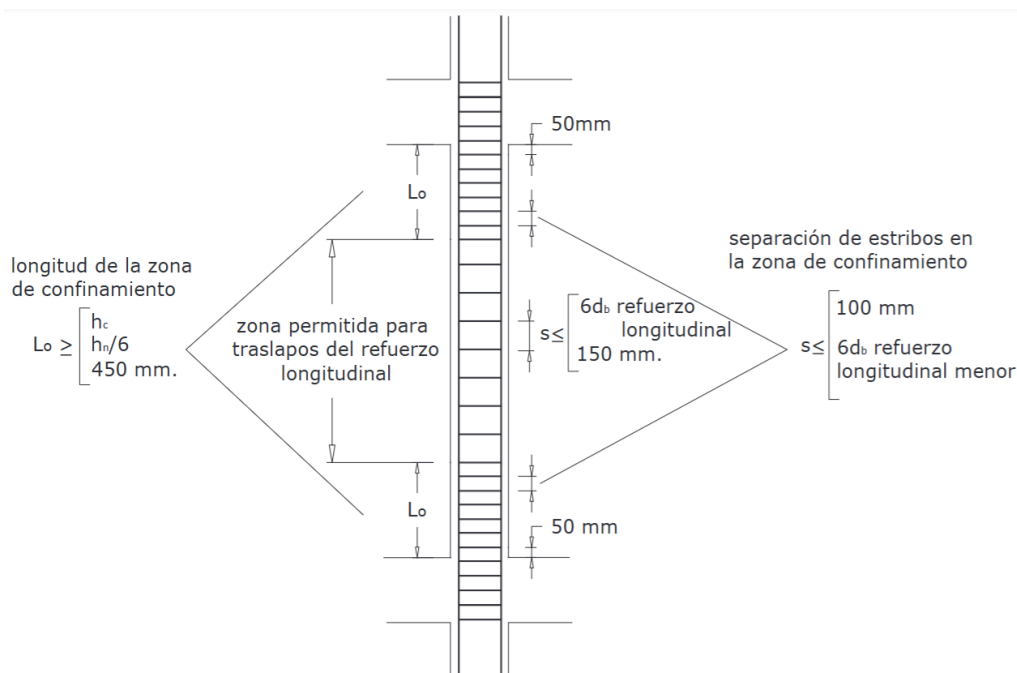


Tabla 23

Cuantías mínimas para estribos de confinamiento de la NEC-15.

Tabla 15: **Cuantías mínimas para estribos de confinamiento (Fuente ACI 318S-14, 18.7.5.4)**

| Refuerzo Transversal | Condición | Expresiones Aplicables | |
|---|--|-------------------------|--|
| $A_{sh}/s_b c$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos | $P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c \leq 70 \text{ MPa}$ | Mayor de (a) y (b) | $0.3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (b) |
| | $P_u > 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c > 70 \text{ MPa}$ | Mayor de (a), (b) y (c) | $0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (c) |
| P_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares | $P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c \leq 70 \text{ MPa}$ | Mayor de (d) y (e) | $0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (e) |
| | $P_u > 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c > 70 \text{ MPa}$ | Mayor de (d), (e) y (f) | $0.35 * k_f * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (f) |

Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)

Dentro de la norma de hormigón armado, tenemos la **ecuación (59)** y **ecuación (60)**, las cuales sirven para determinar el acero de refuerzo en las columnas, de estas se deberá escoger el valor más alto.

$$A_g = b_{col} * h_{col} \quad (55)$$

$$bc = b_{col} - 2 * rec \quad (56)$$

$$bc = h_{col} - 2 * rec \quad (57)$$

$$A_{ch} = bc * hc \quad (58)$$

De las siguientes escogemos el valor más predominante de A_{sh} :

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * bc * f'c}{fy} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (59)$$

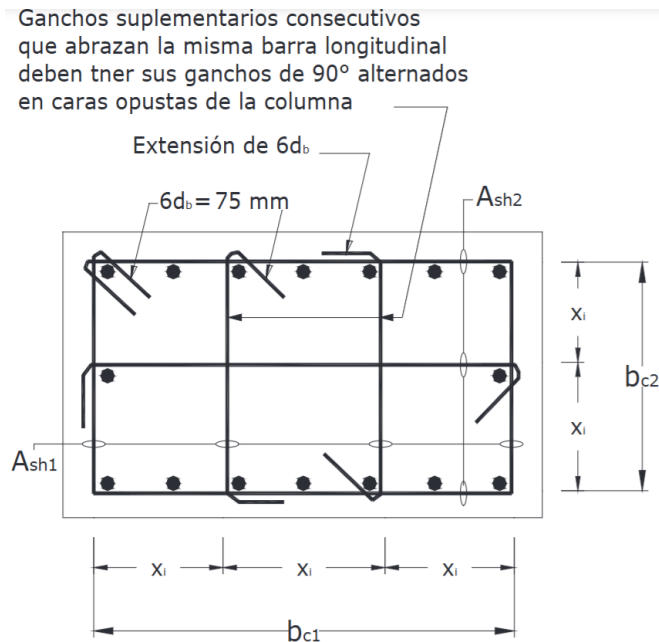
$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{fy} \quad (60)$$

Cantidad en números de estribos:

$$Num\emptyset est = \frac{A_{sh}}{\left(\pi * \frac{\emptyset estribo^2}{400} \right)} \quad (61)$$

Figura 9

Descripción de refuerzo transversal para columnas. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)



Como se muestra en la **Figura 9** la distancia existente entre centro y centro de las ramas del estribo no excederá 35cm.

Observamos que por otro lado la separación entre barras longitudinales (s_o) no excede los 15cm en soporte lateral por estribo o vincha.

$$s_o = 10 + \left(\frac{35 - hx}{3} \right) \leq 15 \text{ cm} \quad (62)$$

Donde:

- ⊖ s_o : espaciamiento centro a centro de los estribos dentro de la zona confinada (L_o)
- ⊖ hx : espaciamiento de ramas de estribos
- ⊖ A_{ch} : área confinada de la columna (cm^2)

- ⊖ **bc:** base confinada de la columna (cm)
- ⊖ **hc:** altura confinada de la columna (cm)
- ⊖ **b_{col}:** base de la columna (cm)
- ⊖ **h_{col}:** altura de la columna (cm)
- ⊖ **rec:** recubrimiento de la columna (cm)
- ⊖ **Øestribo:** diámetro del estribo (mm)
- ⊖ **s:** separación de estribos (cm)
- ⊖ **f'c:** resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm²)
- ⊖ **A_{sh}:** área total de las varillas que están conformados por los estribos y vinchas.
- ⊖ **Ag:** área bruta de la columna (cm²)
- ⊖ **NumØest:** número de estribos (número de ramas)
- ⊖ **Pu:** carga ultima de diseño (Ton)
- ⊖ **Lo:** zona de confinamiento (cm)

2.7.3 *Diseño de vigas*

Este tipo de elemento estructural suele estar sometido a diversas categorías de demandas; dichas demandas deberán ser soportadas por la capacidad de tal elemento, las más frecuentes son:

- ⊖ Flexión: $\phi M_n \geq M_u$
- ⊖ Cortante: $\phi V_n \geq V_u$
- ⊖ Torsión: $\phi T_n \geq T_u$

2.7.4 *Diseño a flexión.*

En concordancia con el código ACI 318, analizamos la sección asumiendo una distribución lineal de su deformación unitaria ϵ_t y un bloque que trabaja a compresión de acorde al código

previo mencionado; la resistencia que aporte el refuerzo longitudinal en la zona de compresión será despreciada (NEC-SE-HM, 2014).

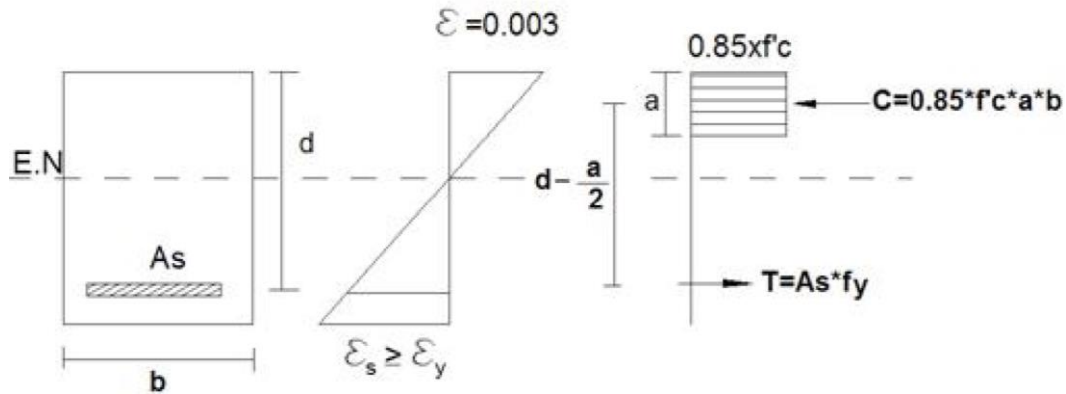
Las siguientes características deben ser cumplidas para las vigas en pórticos especiales resistentes a momento, las cuales son:

- ⊖ Resistir cargas sísmicas
- ⊖ Resistir fuerzas por flexión
- ⊖ Las fuerzas axiales mayoradas de la viga a compresión (P_u), no deben exceder ($0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$) en ninguna combinación, caso contrario se deberá diseñar como una columna
- ⊖ El ancho mínimo de la viga principal debe ser de 25cm
- ⊖ El peralte mínimo debe cumplir con la **Tabla 8**, en caso contrario se deberán controlar deflexiones y agrietamientos.

En la **Figura 10** podemos apreciar la obtención del bloque de compresión (a), la cual al ver la imagen identificamos que la parte superior del hormigón estará trabajando a compresión, mientras que la inferior estará tensionada, también se detallan sus límites de deformación unitaria, de esta manera al igualar dichas fuerzas logramos despejar tal bloque (a).

Figura 10

Esfuerzos y deformación en la viga. Fuente: (armado, 2014).



$$C = T \quad (63)$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot c \cdot a = A_s \cdot f_y \quad (64)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (65)$$

$$M_u = \phi M_n \quad (66)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (67)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}}{2} \right) \quad (68)$$

$$k = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \quad (69)$$

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u \cdot 10^5}{\phi \cdot k \cdot d \cdot f_y}} \right) \quad (70)$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u * 10^5}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right) \quad (71)$$

2.7.4.1 Cuantía

Dentro de las zonas sísmicas, la cuantía balanceada no deberá exceder el 50%; en caso de que el elemento viga supere el más 1% de cuantía máxima, procedemos a cambiar sección.

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \right) \quad (72)$$

$$\beta_1 = \begin{cases} \text{si } \left(\frac{170kgf}{cm^2} \leq f'c \leq \frac{280kgf}{cm^2} \right) = 0.85; & \text{si } \left(\frac{280kgf}{cm^2} \leq f'c \leq \frac{550kgf}{cm^2} \right) = 0.85 - \frac{0.05 * \left(f'c - \frac{280kgf}{cm^2} \right)}{\frac{70kgf}{cm^2}}; & \text{si } f'c > \frac{550kgf}{cm^2} = 0.65 \end{cases} \quad (73)$$

$$\beta_1 = 0.85 \left(\text{para hormigones de } \frac{210kgf}{cm^2} \right) \quad (74)$$

$$\rho_{max} = 0.50 * \rho_{bal} \quad (75)$$

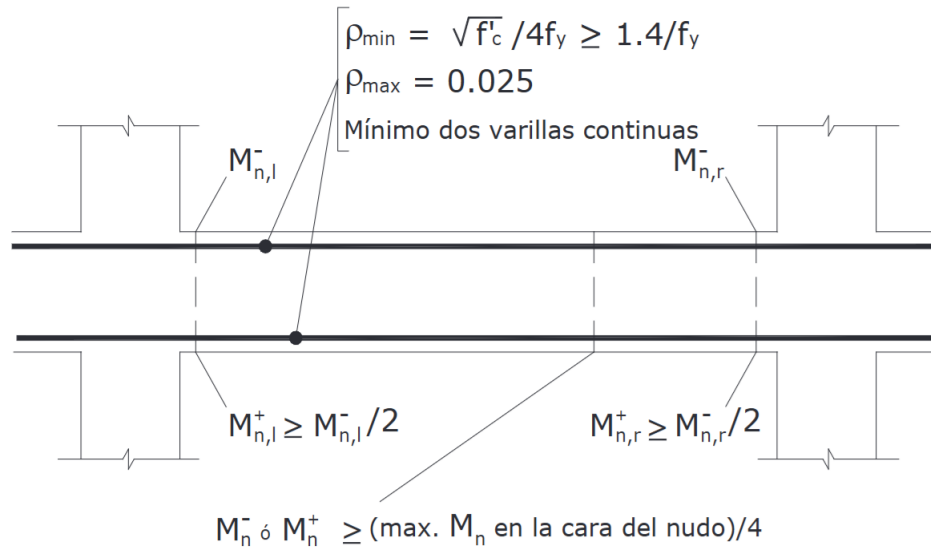
$$\rho_{temp} = 0.0018 \quad (76)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (77)$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d \quad (78)$$

Figura 11

Requisitos a flexión del refuerzo longitudinal de SMF. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014).



Área de acero mínimo (A_{smin}), donde se escoge el mayor de los 3 de (A_{smin}).

$$A_{smin} = \frac{A_{s(-)max}}{4} \quad (79)$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (80)$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \quad (81)$$

$$A_{smin} \geq A_s \leq A_{smax}; \text{"cumple ok"} \quad (82)$$

$$A_{s(+)} \geq 50\% * A_{s(-)}; \text{"cumple ok"} \quad (83)$$

Separación de varillas:

$$s = \frac{b - 2 * rec - \frac{2 * \phi_{estribo}}{10} - \frac{2 * \phi_{esq}}{10} - \frac{\#varint * \phi_{int}}{10}}{\frac{\#var * \phi_{longitudinal}}{10} - 1} \quad (84)$$

$$s_{min} = 2.54cm; \phi_{longitudinal} \quad (85)$$

$$s \geq s_{min} \text{ cumple"; "no cumple"} \quad (86)$$

Donde:

- ⊖ ϕ : factor de reducción a flexión 0.90
- ⊖ $\phi_{longitudinal}$: diámetro de varilla longitudinal (mm)
- ⊖ $\phi_{estribo}$: diámetro de varilla transversal (mm)
- ⊖ ϕ_{esq} : diámetro de varillas longitudinales esquineras (mm)
- ⊖ ϕ_{int} : diámetro de varillas longitudinales intermedias (mm)
- ⊖ **#varint**: número de varillas intermedias en la viga
- ⊖ **#var**: número de varillas de la sección
- ⊖ **s**: separación de varillas de la sección (cm)
- ⊖ **C**: compresión
- ⊖ **T**: tracción
- ⊖ **a**: altura de bloque de compresión (cm)
- ⊖ **A_s**: área de acero requerido (cm²)
- ⊖ **A_{s-}**: área de acero superior (cm²)
- ⊖ **A_{s+}**: área de acero inferior (cm²)
- ⊖ **s**: separación de varillas (cm)
- ⊖ **A_{smin}**: área de acero mínima (cm²)
- ⊖ **A_{smax}**: área de acero máxima (cm²)

- ⊖ **b:** base de la viga (cm)
- ⊖ **d:** peralte efectivo de la viga (cm)
- ⊖ **rec:** recubrimiento (cm)
- ⊖ **f'c:** resistencia a la compresión del hormigón (kgf/cm²)
- ⊖ **fy:** fluencia del acero (kgf/cm²)
- ⊖ **M_u:** momento de diseño (Ton-m)
- ⊖ **M_n:** momento de resistencia nominal (Ton-m)
- ⊖ **ρ_{bal}:** cuantía balanceada
- ⊖ **ρ_{max}:** cuantía máxima
- ⊖ **ρ_{temp}:** cuantía de temperatura
- ⊖ **ρ:** cuantía de diseño
- ⊖ **ρ_{bal}:** módulo de elasticidad del acero (2100000 kgf/cm²)

2.7.4.2 Capacidad de momento

Por motivos del momento reversible, la capacidad del momento positivo debe ser mayor o igual al 50% del negativo; el armado del acero de refuerzo deberá estar conformado por dos varillas longitudinales de extremo a extremo, siendo estas continuas.

2.7.5 Diseño a corte

El diámetro mínimo deberá ser de 10mm o mayor para este tipo de diseño, así mismo para lo que concierne en estribos por traslape; el primer estribo deberá ir a 5cm de la cara de la columna, esto en cada extremo de este elemento y para cualquier tipo de estructuras se deberá cumplir; la demanda por cortante no deberá ser mayor a la capacidad de la viga tal cual se detalla en la **ecuación (87)**.

En regiones donde se requiera refuerzo de confinamiento, los estribos se deben colocar de tal manera, que todas las varillas esquineras y las varillas colocadas a más de 150mm de las anteriores, estén unidas a la esquina del estribo o a un amarre suplementario (NEC-SE-HM, 2014)

Tabla 24

Separación de estribos, el valor mínimo de la tabla se deberá usar.

| | |
|---|-----------------|
| S | 6*Ølongitudinal |
| S | 6*Øestribo |
| S | 20cm |
| S | d/4 |

Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)

$$V_u < \phi V_n \quad (87)$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad (88)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (89)$$

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d \quad (90)$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d / 1000 \quad (91)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (92)$$

$$V_s = n * A_v * f_y \quad (93)$$

$$V_s = \frac{d * A_v * f_y}{s} \quad (94)$$

$$A_v = \#ramas * \frac{\pi * \left(\frac{\phi_{estribo}}{10}\right)^2}{4} \quad (95)$$

$$s = \frac{d * A_v * f_y}{V_s} \quad (96)$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{f_y * d} \quad (97)$$

2.7.5.1 Cortante por agrietamiento

En la norma del ACI 318-14 sección 22.5.1.2. indica que las dimensiones de la viga deben cumplir la **ecuación** (98), esta sostiene en limitar la fisuración.

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2 * \sqrt{f'_c} * b * d); \text{ cumple"; "se agrieta"} \quad (98)$$

Donde:

- ⊖ **V_u**: esfuerzo de corte de demanda mayorada de la sección (Ton)
- ⊖ **V_n**: resistencia nominal a cortante de la viga (Ton)
- ⊖ **V_c**: resistencia cortante del hormigón (Ton)
- ⊖ **V_s**: resistencia cortante del acero (Ton)
- ⊖ **λ**: 1 para peso normal de hormigón
- ⊖ **f'c**: resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm²)
- ⊖ **f_y**: fluencia del acero
- ⊖ **b**: base de la viga (cm)
- ⊖ **d**: peralte efectivo (cm)
- ⊖ **A_v**: área de los estribos (cm²)
- ⊖ **#ramas**: número de ramas en la viga
- ⊖ **Ø_{estribo}**: diámetro del estribo de la viga (mm)

- ⊖ ϕ : factor de reducción a corte 0.75
- ⊖ s : separación de estribos, como se muestra los requerimientos mínimos en la **Tabla 24**(cm)

2.7.6 diseño por capacidad

Debido a que cuando diseñamos las vigas en los extremos se forman rotulas plásticas debido a la condición de doble curvatura, es importante diseñar estribos por capacidad, así como se muestra en la **ecuación (99)**.

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{Ln}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{Ln} \right) \quad (99)$$

$$V_u = V_p(\text{hiperestatico}) + V_g(\text{isostatico}) \quad (100)$$

$$M_u = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (101)$$

$$a = \frac{\alpha * A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} \quad (102)$$

$$M_{pr} = \alpha * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) * 10^{-5} \quad (103)$$

$$V_p = \frac{\Sigma M_{pr}}{Ln} \quad (104)$$

$$V_e = V_u = V_g + V_p \quad (105)$$

$$V_g = \frac{W_u * Ln}{2} \quad (106)$$

$$W_u = (1.2 * D + 1.0 * L); ACI 318 - 14 \quad (107)$$

Cortante que resiste el hormigón:

$$V_c = 0 \text{ si: } "V_p \geq 0.5 * V_e; P_u \leq 0.05 * f'c * Ag" \quad (108)$$

$$V_e = \emptyset * (V_s + V_c) \quad (109)$$

$$V_e = \emptyset * n * A_v * f_y \quad (110)$$

$$V_e = \frac{\emptyset * d * A_v * f_y}{s} \quad (111)$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{V_e}{\emptyset} - V_c}{f_y * d} \quad (112)$$

$$s = \frac{\emptyset * d * A_v * f_y}{V_e * 1000} \quad (113)$$

$$A_v \geq A_{vmin}; \text{"cumple"; "no cumple"} \quad (114)$$

$$A_{vmin} = \left(0.20 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}; 3.5 * \frac{b * s}{f_y} \right) \quad (115)$$

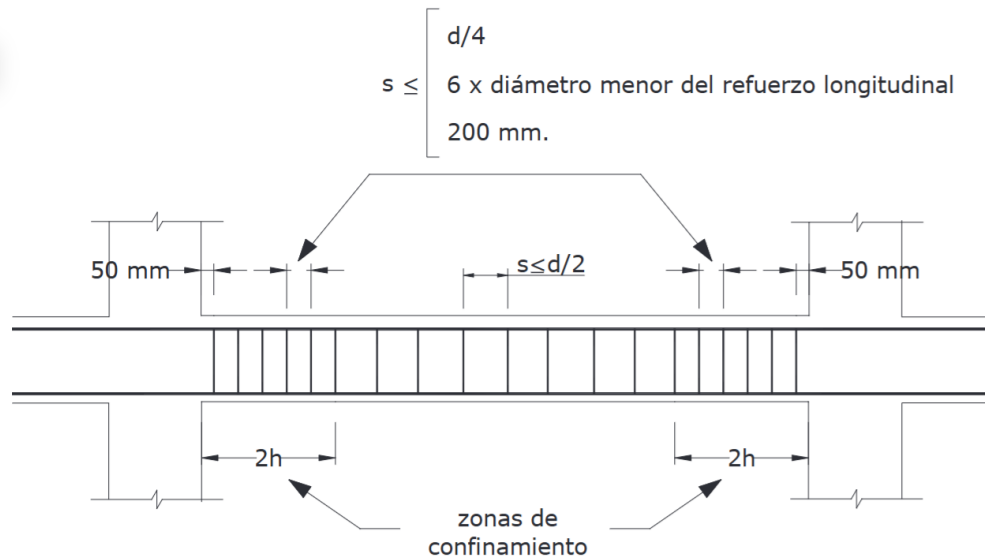
Donde:

- ⊖ **M_i+M_j**: momentos resistentes negativos inicial y final.
- ⊖ **M_i+M_j**: momentos resistentes positivos inicial y final
- ⊖ **V_p**: corte probable o corte hiperestático (Ton)
- ⊖ **V_e**: corte de diseño (Ton)
- ⊖ **V_g**: cortante gravitacional (Ton)
- ⊖ **W_u**: carga vertical repartida (Ton/m)
- ⊖ **D**: carga muerta (Ton/m)
- ⊖ **L**: carga viva (Ton/m)
- ⊖ **M_{pr}**: momento probable de la viga (Ton-m)
- ⊖ **α**: 1.25 deformación de varillas durante evento sísmico

- ⊖ **A_s**: área de acero longitudinal de las vigas (cm²)
- ⊖ **A_{vmin}**: área de acero mínimo a corte del ACI 318-14 cap. 9.6.3.3 (cm²)
- ⊖ **f_y**: fluencia del acero (kgf/ cm²)
- ⊖ **f'c**: resistencia a la compresión del hormigón (kgf/ cm²)
- ⊖ **L_n**: luz libre de la viga (m)
- ⊖ **d**: peralte efectivo de la viga (cm)
- ⊖ **b**: base de la viga: (cm)
- ⊖ **M_u**: momento de diseño (Ton-m)
- ⊖ **a**: altura de bloque a compresión (cm)
- ⊖ **Ø**: factor de resistencia para el diseño por capacidad 0.75
- ⊖ **P_u**: fuerza axial (Ton)
- ⊖ **A_g**: área de la sección de la viga (cm²)
- ⊖ **s**: separación de los estribos en zona confinada y no confinada

Figura 12

Separación de estribos en vigas SMF. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)



2.7.7 Diseño a torsión

la torsión es una sollicitación que se presenta cuando se aplica un momento en el eje longitudinal de un elemento estructural; cuando un elemento de hormigón armado está sometido a torsión pura, se agrieta, teniéndose fisuras a 45° , debido a la tensión diagonal, para el diseño y análisis de una viga se debe comprobar que no falla por torsión (armado, 2014).

Denotamos en la **Figura 13** el área de confinamiento de una viga de hormigón armado, la cual esta predestinada para el análisis en diseño a torsión, así mismo, en la **Figura 14** vemos el comportamiento de una viga sometida a torsión, para simplificar temas de cálculo consideramos que sus grietas están a 45°

Figura 13

Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante. Fuente: (armado, 2014).

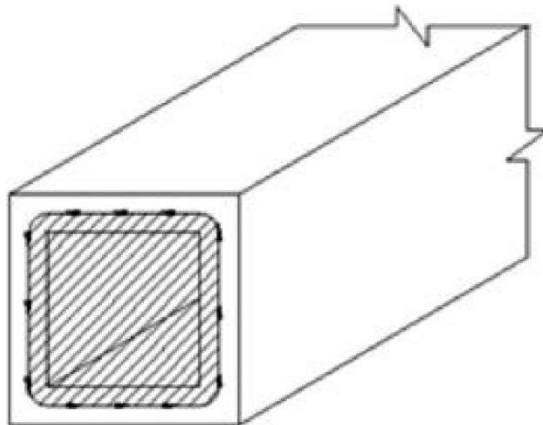
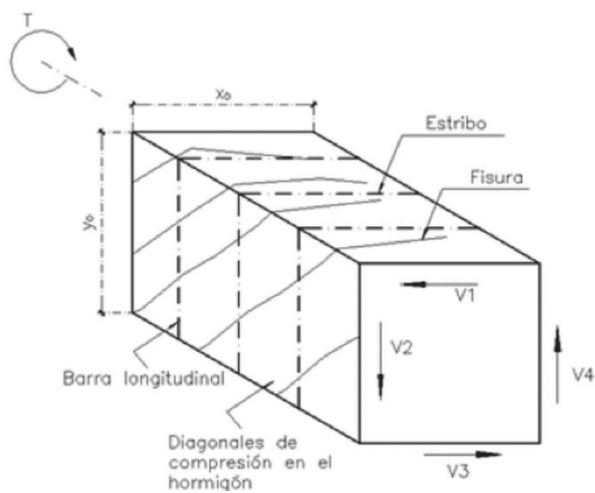


Figura 14

Características del comportamiento a torsión. Fuente: (armado, 2014).



2.7.7.1 verificación de diseño por torsión

este tipo de elementos se deben diseñar por torsión cuando llegamos a tener momentos del mismo tipo actuando sobre ella, para esto tenemos tres factores existentes, T_u , T_{th} , T_{cr} , aquí debemos elegir con sumo criterios entre las condiciones siguientes

$$T_u > \phi T_{th}; \text{"se debe diseñar por torsion"} \quad (116)$$

$$\phi T_{th} = \phi * 0.27 * \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (117)$$

$$T_c = 0.33 * \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (118)$$

$$T_u < \phi T_{cr}; \text{"se puede diseñar por compatibilidad y usar con } T_{cr} \text{ como } T_u \text{"}$$

$$A_{cp} = b * h \quad (119)$$

$$A_{cp} = 2 * b + 2 * h \quad (120)$$

$$\sqrt{f'c} \leq \frac{27kgf}{cm^2}; \text{"cumple"} \quad (121)$$

2.7.7.2 Verificación de dimensiones para secciones solidas

Para este tipo de situación, debemos revisar si las condiciones de la **ecuación** se cumplen o no, de ser el caso de cumplir, los efectos por torsión se llegan a despreciar, para el caso contrario habrá que diseñar un refuerzo para torsión agregando así los valores de V_u , T_u , esto en la razón de que son aquellos los que actúan dentro de la combinación para tal diseño; si la **ecuación** (122) no cumple, el criterio a seguir es aumentar la sección de la viga, de tal manera de esta misma podemos

despejar para determinar los valores A_{oh} , P_n , de la sección a aumentar tal como vemos en la **Figura**

13.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b * d}\right)^2 + \left(\frac{T_u * P_n}{1.7 * A_{oh}^2}\right)^2} \leq \left(\phi * \frac{V_c}{b * d} + 2 * \sqrt{f'c}\right); \text{"mantener dimensiones"} \quad (122)$$

$$A_{oh} = \left(b - 2 * rec - 2 * \frac{\phi_{estribo}}{10}\right) * \left(h - 2 * rec - 2 * \frac{\phi_{estribo}}{10}\right) \quad (123)$$

$$P_h = 2 * \left(b - 2 * rec - 2 * \frac{\phi_{estribo}}{10}\right) + 2 * \left(h - 2 * rec - 2 * \frac{\phi_{estribo}}{10}\right) \quad (124)$$

$$A_o = 0.85 * A_{oh} \quad (125)$$

2.7.7.3 Diseño de estribos por torsión

Para el diseño de estribos por torsión, simplemente se debe aumentar el área transversal de acero por torsión, al área de acero transversal con el que está diseñado, y este debe ser mayor al área de acero mínimo por torsión, o se optara por colocar el área de acero mínimo de corte para torsión.

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} \quad (126)$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 * A_o * f_{y_{est}} * \cot(\theta)} \quad (127)$$

$$A_{vt} = \frac{A_v + 2 * A_t}{s}; \text{"con este se diseñan los estribos"} \quad (128)$$

$$A_{vtmin} = \frac{A_v + 2 * A_t}{s} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b}{f_{y_{est}}} * \frac{3.5 * b}{f_{y_{est}}}; \text{"se debe comprobar el acero minimo"} \quad (129)$$

2.7.7.4 Diseño de acero longitudinal por torsión

Diseñamos el acero que va en la longitudinal por torsión, este debe ser colocado en razón al perímetro de la viga; se lo conoce también como el acero paramento, siendo colocado en las caras laterales de la viga, donde se deberá realizar el cálculo del acero mínimo, siendo el caso de que no se cumpla con el mínimo, se podrá escoger el mínimo por torsión.

$$A_{l_{min}} = \frac{1.33 * \sqrt{f'c} * A_{cp}}{f_{y_{long}}} - \frac{A_t}{s} * P_n * \frac{f_{y_{est}}}{f_{y_{long}}} \quad (130)$$

$$A_l = \frac{T_n}{2 * A_0 * f_{y_{est}} * \cot(\theta)} * P_n \quad (131)$$

Donde:

- ⊖ **V_u**: cortante ultimo (Ton)
- ⊖ **V_c**: resistencia a corte del hormigón (Ton)
- ⊖ **b**: base de la viga (cm)
- ⊖ **h**: altura de la viga (cm)
- ⊖ **rec**: recubrimiento de la viga (cm)
- ⊖ **d**: peralte efectivo de la viga (cm)
- ⊖ **T_u**: momento de torsión (Ton/m)
- ⊖ **T_n**: torsión nominal (Ton)
- ⊖ **T_{cr}**: torsión de fisuración (Ton)
- ⊖ **T_{th}**: umbral de torsión (Ton)
- ⊖ **A_{cp}**: área encerrada por el perímetro exterior de la sección de hormigón (cm²)
- ⊖ **P_{cp}**: perímetro exterior de la sección de hormigón (cm)

- ⊖ A_o : área total encerrada por la trayectoria del flujo cortante (cm^2)
- ⊖ A_l : área de acero longitudinal por torsión o para refuerzo de piel en la viga (cm^2)
- ⊖ A_t : área de acero por torsión (cm^2)
- ⊖ A_v : área de acero por corte (cm^2)
- ⊖ $A_{v\text{t}}$: área de acero de los estribos mínimos (cm^2)
- ⊖ A_{vt} : sumatoria de área de estribos y estribos a torsión (cm^2)
- ⊖ $f'c$: resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm^2)
- ⊖ $f_{y\text{est}}$: fluencia del acero del estribo ($4200\text{kgf}/\text{cm}^2$)
- ⊖ $f_{y\text{long}}$: fluencia del acero del estribo ($4200\text{kgf}/\text{cm}^2$)
- ⊖ λ : 1 para peso normal de hormigón
- ⊖ A_{oh} : área encerrada en la zona de confinamiento (cm^2)
- ⊖ P_n : perímetro encerrado en la zona de confinamiento (cm)
- ⊖ θ : Angulo a 45 grados donde se produce grietas
- ⊖ \emptyset : factor de reducción a torsión 0.75
- ⊖ $\emptyset_{\text{estribo}}$: acero transversal (mm)

2.7.8 Columna fuerte – viga débil

Este tipo de criterio se debe realizar en el proceso del diseño de una estructura, sobre todo en el nudo donde se encuentren dos o más elementos estructurales, para este criterio la capacidad de la columna debe ser mayor a 1.2 veces la capacidad de la viga, en el caso de las cubiertas podemos despreciar esta verificación debido a que los valores estarán por debajo del 1.2 veces, por tal razón esta revisión es aceptada; en la **Figura 15** se detalla cual sería el comportamiento.

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 * \Sigma M_{nb} \quad (132)$$

$$M_p = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (133)$$

$$a = \frac{A_s * \alpha * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (134)$$

$$\frac{\text{capacidad de columna}}{\text{capacidad de viga}} \geq 1.2 \quad (135)$$

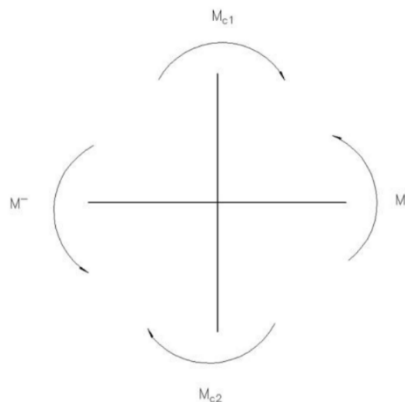
$$\frac{1.2 * \text{capacidad de viga}}{\text{capacidad de columna}} \leq 1.00 \quad (136)$$

Donde:

- ⊖ **M_{nc}**: momento nominal de la columna (Ton-m)
- ⊖ **M_{nb}**: momento nominal de la viga (Ton-m)
- ⊖ **f_y**: fluencia del acero (kgf/ cm²)
- ⊖ **A_s**: área de acero de la viga (cm²)
- ⊖ **d**: peralte efectivo de la viga (cm)
- ⊖ **α**: 1.25 deformación de varillas durante evento sísmico
- ⊖ **b**: base de la viga (cm)
- ⊖ **f'_c**: resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm²)
- ⊖ **a**: altura del bloque a compresión (cm)

Figura 15

Momentos en la unión viga - columna. Fuente: (armado, 2014).



2.7.9 Diseño de nudo

“Esta sección aplica a nudos viga – columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas” (ACI, 2014).

En el código ACI 318-14, precisamente en el capítulo 15 detalla requisitos para el diseño de los nudos, y es que en los sistemas estructurales de pórticos resistentes a momentos hay elementos importantes como el nudo, columna y viga, las cuales por la zona de alta sismicidad en la que se desarrollan es imprescindible diseñar estos nudos rígidos.

2.7.9.1 Tipos de nudo viga – columna

- ⊖ Tipo 1, es el diseño del nudo para pórticos especiales resistentes a momentos, por el cual, su diseño solo cumple con los requisitos del ACI 318-14, aquí se excluye el capítulo 18.
- ⊖ Tipo 2, es el diseño en donde sus miembros deberán disipar energía, por medio de deformaciones en el rango inelástico, su diseño está basado en la sección 18.8 del ACI 318-14, por ende, su diseño se determina por medio de resistencia probable a

flexión de los miembros, pero sin la utilización de factores de reducción de resistencia

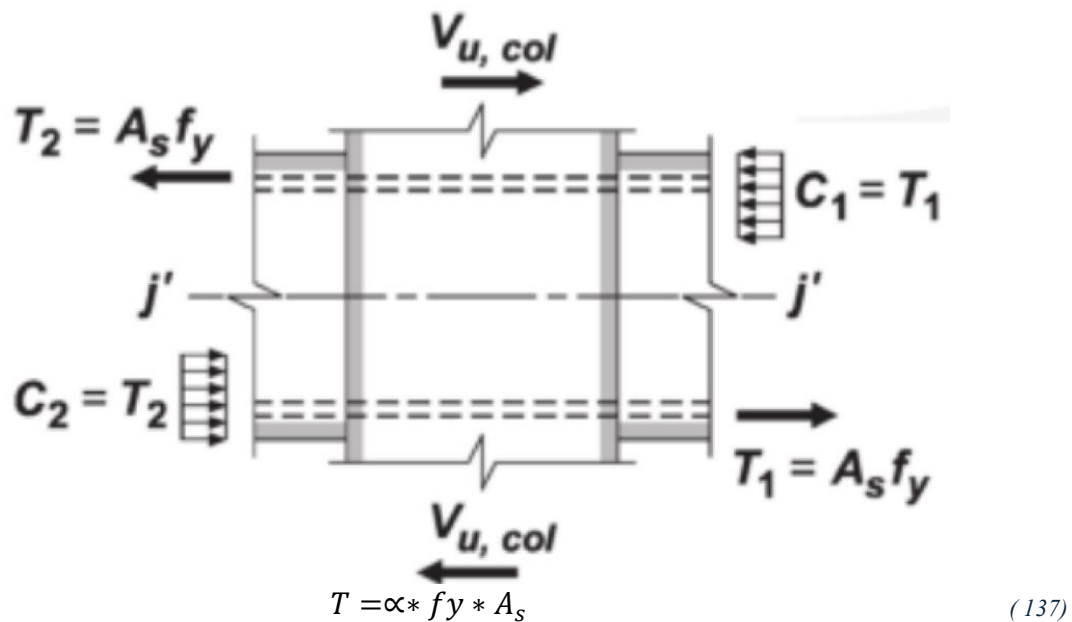
2.7.9.2 Modos de falla

- ⊖ Falla de resistencia a corte
- ⊖ Falla de adherencia

2.7.9.3 Falla de resistencia a corte como se muestra en la figura

Figura 16

Fuerzas actuantes en el nudo a la falla de resistencia al corte. Fuente: (Manual, 2021).



$$b_{viga} \geq 0.75 * b_{col} \text{ "confinada"} \quad (138)$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H_{piso}} \quad (139)$$

$$M_{pr} = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (140)$$

$$a = \frac{\alpha * A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (141)$$

V_j Cortante actuante:

$$V_j = T1 + C2 - V_{col} \quad (142)$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales:

$$C2 = T2 \quad (143)$$

Esto debe resistir la conexión para que tenga un buen comportamiento dúctil:

$$V_j = T1 + T2 - V_{col} \quad (144)$$

$$b_j = (b_{j1} = (b_{viga} + h_{col})); b_{j2} = (b_{viga} + 2 * c); "se escoge el valor menor de los 2 b_j" \quad (145)$$

$$A_j = h_{col} * b_j \quad (146)$$

Tabla 25

Resistencia nominal del nudo cortante V_n en sistema SI.

| Configuración del nudo | V _n |
|---|--|
| Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras ^[1] | 1.7λ√f' _c A _j ^[2] |
| Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas ^[1] | 1.2λ√f' _c A _j ^[2] |
| Para otros casos | 1.0λ√f' _c A _j ^[2] |

Fuente: (ACI, 2014)

Tabla 26

Resistencia nominal del nudo cortante V_n en sistema mks

| Configuración de los nudos | $V_c = V_n$ |
|--|------------------------------------|
| Nudos confinados en sus cuatro caras con vigas | $5.3 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$ |
| Nudos confinados en sus tres o dos caras con vigas | $4.0 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$ |
| Otros casos | $3.2 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$ |

Fuente: (ACI, 2014)

$$\phi = 0.85 \quad (147)$$

$$\phi * V_c \geq V_j \quad (148)$$

$$\left(\alpha * A_j * \sqrt{f'c} \geq \frac{V_j}{\phi} \right) = V_n \quad (149)$$

$$eff = \frac{V_j}{\phi * V_c} \text{ "eficiencia"} \quad (150)$$

Figura 17

Área efectiva del nudo. Fuente: (ACI, 2014).

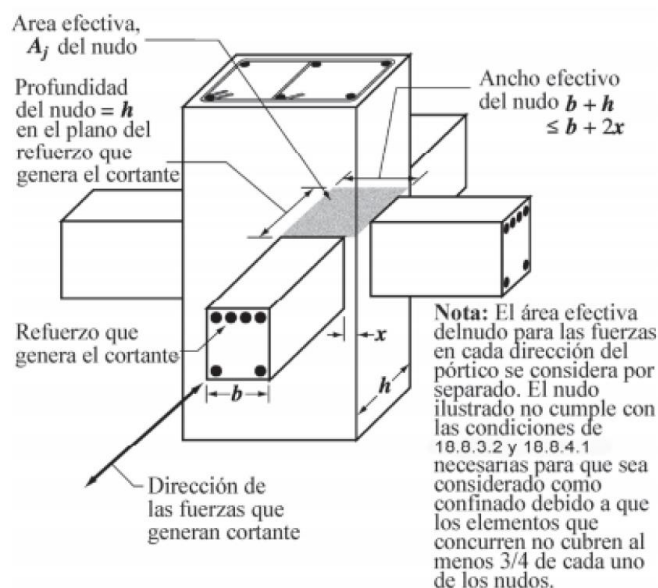
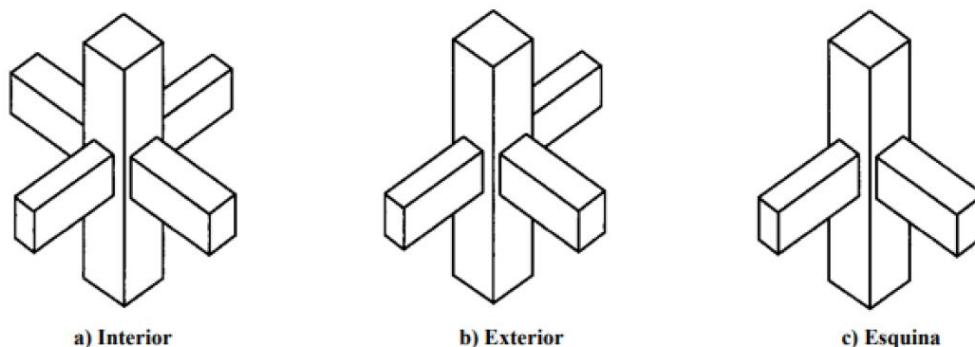


Figura 18

Conexiones típicas viga - columna. Fuente: (352RS-02, 2010).



Tipo de nudo con una sola viga en una dirección

$$V_{col} = \frac{M_{pr2}}{H_{piso}} \quad (151)$$

De esta manera deberá resistir la conexión para que su comportamiento sea bueno y dúctil:

$$V_j = T2 - V_{col} \quad (152)$$

Donde:

- ⊖ V_{col} : corte en la columna (Ton)
- ⊖ $T1$: capacidad de la viga que está conformada por los momentos probables (Ton)
- ⊖ α : 1.25 deformación de varillas durante un evento sísmico
- ⊖ b_j : base del ancho efectivo del nudo (cm)
- ⊖ h_j : altura del ancho efectivo del nudo (cm)
- ⊖ M_{pr} : momento probable de la viga (Ton-m)

- ⊖ **H_{piso}**: altura de piso (m)
- ⊖ **f_y**: fluencia del acero (kgf/ cm²)
- ⊖ **d**: peralte efectivo de la viga (cm)
- ⊖ **b**: base de la viga (cm)
- ⊖ **A_s**: área de acero (cm²)
- ⊖ **V_j**: corte actuante (Ton)
- ⊖ **b_j**: ancho efectivo del nudo (cm)
- ⊖ **h_j**: profundidad del nudo (cm)
- ⊖ **A_j**: ancho efectivo (cm)
- ⊖ **V_n**: resistencia nominal del nudo cortante (Ton)
- ⊖ **Ø**: factor de resistencia para el nudo (0.85)
- ⊖ **f'c**: resistencia a compresión del hormigón (kgf/ cm²)
- ⊖ **a**: altura del bloque a compresión (cm)
- ⊖ **x**: espacio de viga y columna en sus extremos (cm)
- ⊖ **db_{viga}**: diámetro de varilla en viga (cm)
- ⊖ **H_{col}**: profundidad de columna (cm)
- ⊖ **λ**: peso normal para hormigón (1)
- ⊖ **eff**: eficiencia o resistencia del nudo “no debe ser menor a 1”

2.7.9.4 Falla por adherencia

Esfuerzos de adherencia para el nudo de la sección 18.8.2.3. del ACI 318-14

En la norma del ACI 318-14 en la sección 18.8.2.3, muestra el refuerzo longitudinal de una viga que atraviesa el nudo viga – columna, para concretos de peso normal, la dimensión de la

columna paralela al refuerzo de la viga, no debe ser menor o igual que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro, o 26 veces el diámetro de la barra longitudinal más larga concretos livianos (ACI, 2014).

Esta forma de falla ocurre cuando el acero de refuerzo de la viga experimenta deslizamiento a lo largo del nudo estructural, lo que provoca la pérdida de su anclaje. Por esta razón, se recomienda el uso de ganchos en las juntas externas; en el caso de las juntas internas, aunque no sea obligatorio emplear ganchos, la falla puede evitarse siempre que se garantice una longitud de anclaje adecuada medida desde la cara de la columna, tal y como se muestra en la **Figura 19** y la **Tabla 27**.

Figura 19

Esfuerzo de adherencia en barras que atraviesa el nudo del ACI 352RS-02. Fuente: (352RS-02, 2010).

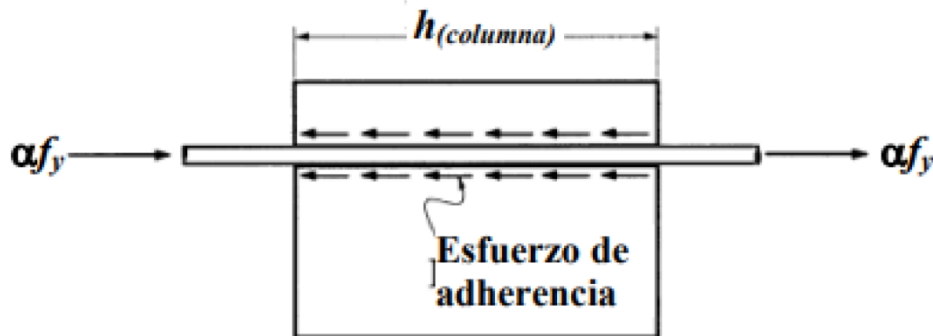


Tabla 27

Tipos de adherencia en el nudo.

| Tipo de concreto | Esfuerzo de adherencia |
|-------------------------|-----------------------------------|
| Concreto de peso normal | $20 * db_{viga}(cm) \leq h_{col}$ |

| | |
|-------------------------|-----------------------------------|
| Concreto de peso ligero | $26 * db_{viga}(cm) \leq h_{col}$ |
|-------------------------|-----------------------------------|

Fuente: (ACI, 2014)

2.7.9.5 Estribos para el nudo

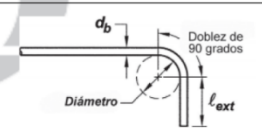
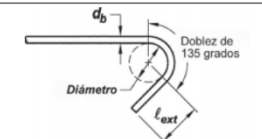
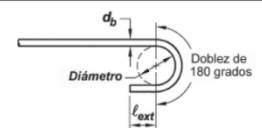
Tras realizar el adecuado diseño por separación de estribos por confinamiento de la columna este deberá ser más que suficiente, siendo el caso de no cumplirse con la sección 18.8.3 del ACI 318-14, se puede decir que, si el nudo consta de vigas en todas sus caras, y mientras el ancho de la viga sea el 75% de la profundidad de la columna, podemos reducir el refuerzo del nudo hasta en un 50%

2.7.10 Diseño de ganchos estándar y amarras

En la norma del ACI 318-14 muestra los diámetros de dobléz en la **Tabla 28** y la **Tabla 29** para la longitud del gancho dependiendo del tipo.

Tabla 28



Diámetros mínimos interior de doblado y geometría de gancho estándar para estribos, amarras y cerrados de confinamiento.

| Tipo de gancho estándar | Diámetro de la barra | Diámetro interior mínimo de doblado, mm | Extensión recta ¹¹ ℓ_{ext} , mm | Tipo de gancho estándar |
|-------------------------|----------------------|---|--|--|
| Gancho de 90 grados | No. 10 a No. 16 | $4d_b$ | Mayor de $6d_b$ y 75 mm |  |
| | No. 19 a No. 25 | $6d_b$ | $12d_b$ | |
| Gancho de 135 grados | No. 10 a No. 16 | $4d_b$ | Mayor de $6d_b$ y 75 mm |  |
| | No. 19 a No. 25 | $6d_b$ | | |
| Gancho de 180 grados | No. 10 a No. 16 | $4d_b$ | Mayor de $4d_b$ y 65 mm |  |
| | No. 19 a No. 25 | $6d_b$ | | |

Fuente: (ACI, 2014)

Tabla 29

Geometría de gancho de desarrollo estándar.

| Tipo de gancho estándar | Diámetro de la barra | Diámetro interior mínimo de doblado, mm | Extensión recta ⁽¹⁾ ℓ_{ext} , mm | Tipo de gancho estándar |
|-------------------------|----------------------|---|---|---|
| Gancho de 90 grados | No. 10 a No. 25 | $6d_b$ | $12d_b$ |  |
| | No. 29 a No. 36 | $8d_b$ | | |
| | No. 43 y No. 57 | $10d_b$ | | |
| Gancho de 180 grados | No. 10 a No. 25 | $6d_b$ | Mayor de $4d_b$ y 65 mm |  |
| | No. 29 a No. 36 | $8d_b$ | | |
| | No. 43 y No. 57 | $10d_b$ | | |

Fuente: (ACI, 2014)

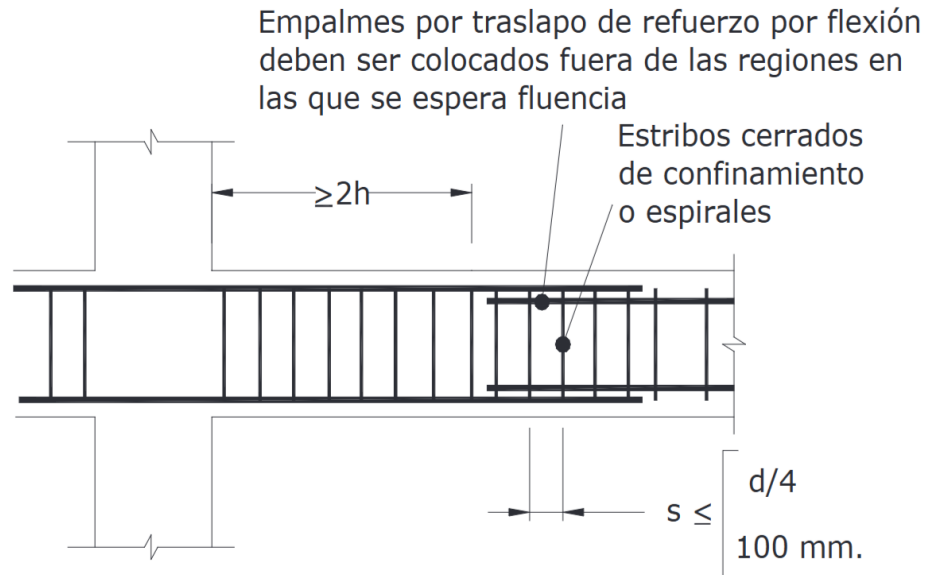
2.7.11 Longitud de desarrollo y empalmes de refuerzo

En los elementos estructurales como columnas, vigas y muros, los empalmes o traslapes del refuerzo longitudinal deberán limitarse a un máximo del 50% del acero.

En ningún caso los empalmes por traslape deben ubicarse en los nudos estructurales, ni dentro de las zonas protegidas de vigas y columnas, ni en las regiones donde se prevea la formación de rotulas plásticas, conforme a lo establecido mediante un análisis no lineal. Asimismo, es fundamental garantizar una adecuada separación de los estribos en las zonas donde se dispongas empalmes por traslape, tal como se ilustra en los detalles constructivos correspondientes, así como en la **Figura 20**

Figura 20

Traslapes de varillas de refuerzo longitudinal. Fuente: (NEC-SE-HM, 2014).



2.7.11.1 Longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo constituye un aspecto fundamental en el diseño de estructuras de hormigón armado y no está asociada a la aplicación de un factor de resistencia. En este contexto, se distinguen dos tipos principales: la longitud de desarrollo para barras sometidas a tracción y la longitud de desarrollo para barras sometidas a compresión

Longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción

Manifestada en tres condiciones de las cuales se deberá escoger la mayor de estas; esta primera condición la encontramos en la **Tabla 30** y a su vez debemos usar los factores de modificación que corresponden a la **Tabla 31**; para la segunda condición tenemos la fórmula de la **ecuación (153)**, la cual encontramos en el ACI 318-14 en su sección 25.4.3.1; y por último la tercera condición es que será la longitud de 300mm.

Tabla 30

Longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción.

| Espaciamiento y recubrimiento | Barras No. 19 ó menores y alambres corrugados | Barras No. 22 y mayores |
|---|--|--|
| <p>Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslapo no menor que d_b, recubrimiento libre al menos d_b, y no menos estribos a lo largo de ℓ_d que el mínimo del Reglamento</p> <p>o</p> <p>espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslapo no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b</p> | $\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ | $\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ |
| Otros casos | $\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ | $\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ |

Fuente: (ACI, 2014)

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} * d_b \quad (153)$$

$$K_{tr} = \frac{40 * A_{tr}}{s * n} \quad (154)$$

Tabla 31

Factores de modificación de barras en tracción.

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---------------------------------------|---|-------------------------|
| Concreto de peso liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso liviano, donde f_{ct} se específica | De acuerdo con 19.2.4.3 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ^[1] ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$ | 1.5 |
| | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Tamaño ψ_s | Para barras No. 22 y mayores | 1.0 |
| | Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados | 0.8 |
| Ubicación ^[1] ψ_t | Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal | 1.3 |
| | Otra | 1.0 |

Fuente: (ACI, 2014)

Longitud de desarrollo para barras corrugadas en compresión

Aquí también presentamos tres condiciones y esta longitud deberá ser mayor a esas tres condicionantes: las dos primeras condiciones las detallamos en la **ecuación (155)** y la **ecuación (156)**, la tercera se adopta el valor de 200mm; las ecuaciones antes mencionadas deben usar los factores de modificación correspondiente a la **Tabla 32**.

Tabla 32

Factores de modificación para barras en compresión.

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---------------------------------------|---|-------------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto liviano | 0.75 |
| | Concreto liviano, cuando se especifica f_{ct} | De acuerdo con 19.2.4.3 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Refuerzo de confinamiento ψ_r | Refuerzo encerrado dentro de (1), (2), (3) ó (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm. (3) Estribos de barra No. 13 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado ≤ 100 mm (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 100 mm, centro a centro. | 0.75 |
| | Otra | 1.0 |

Fuente: (ACI, 2014)

$$l_{dc} = \frac{0.075 * f_y * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f'_c}} * d_b \quad (155)$$

$$l_{dc} = 0.004 * f_y * \psi_r * d_b \quad (156)$$

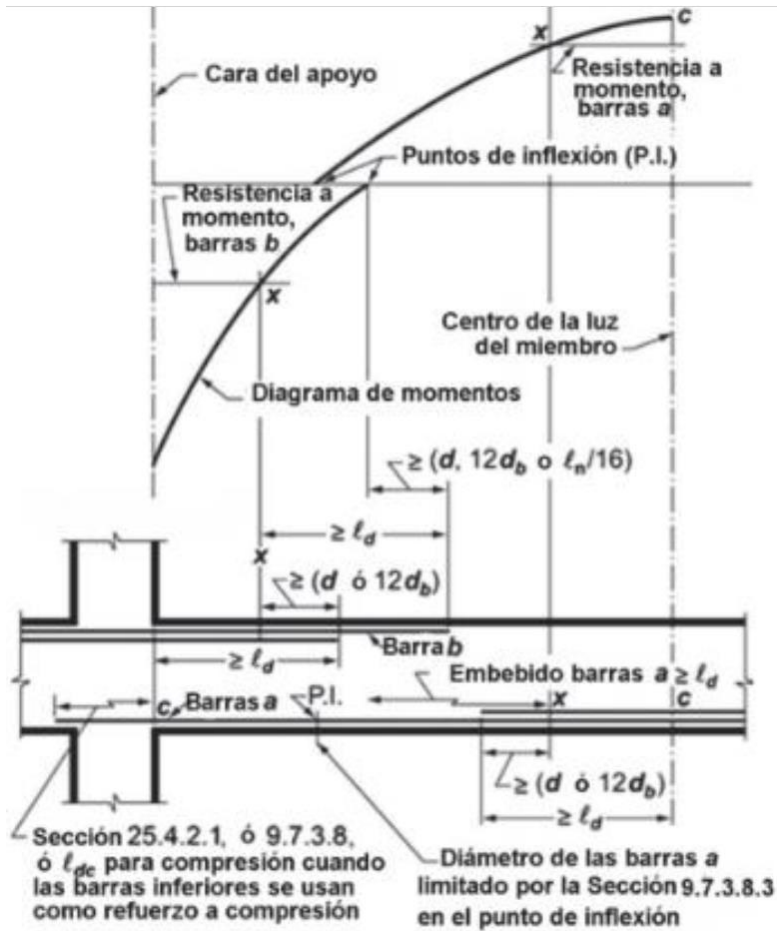
Donde:

- ⊖ l_d : longitud de desarrollo en tracción (m)
- ⊖ l_{dc} : longitud de desarrollo en compresión (m)
- ⊖ K_{tr} : índice de refuerzo transversal (cm)
- ⊖ d_b : diámetro de la varilla longitudinal (mm)
- ⊖ A_{tr} : área del número de ramas de la viga (cm²)
- ⊖ s : separación de estribos en el refuerzo longitudinal (cm)
- ⊖ n : número de varillas del refuerzo longitudinal

- ⊖ C_b : distancia de localización de aceros de refuerzos (cm)
- ⊖ λ : peso normal del hormigón igual a 1
- ⊖ f_y : fluencia del acero (kgf/cm^2)
- ⊖ f'_c : resistencia a la compresión del concreto (kgf/cm^2)
- ⊖ Ψ_t : factor de determinación del diámetro de ubicación
- ⊖ Ψ_s : factor de determinación del diámetro de tamaño
- ⊖ Ψ_e : factor de determinación del diámetro de epóxico
- ⊖ Ψ_r : factor de refuerzo de confinamiento

Figura 21

Longitud de desarrollo del refuerzo a flexión en una viga continua, de la sección 9.7.3.2 del ACI 318-14. Fuente: (ACI, 2014).



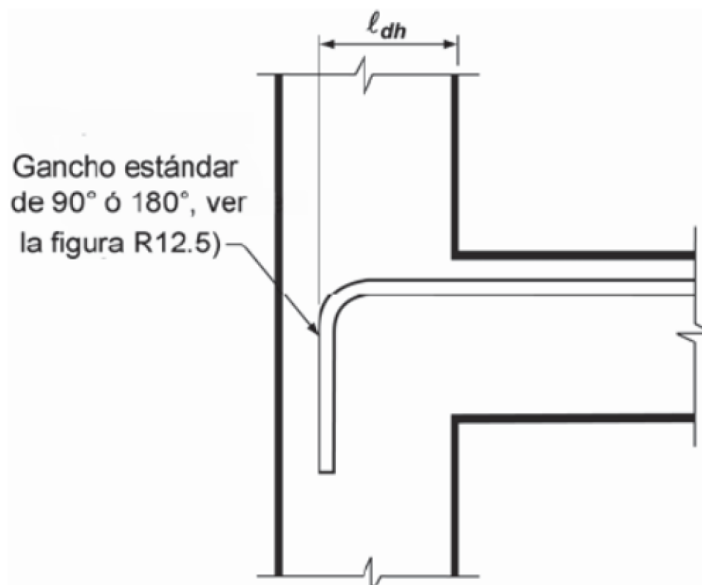
2.7.11.2 Longitud de desarrollo de ganchos en tracción

Se debe cumplir para columnas exteriores tal como se ve en la **Figura 22**; determinando tres condiciones, por la cual se escoge la longitud mayor de estas, la primera la vemos en la **ecuación(157)**, la segunda es directamente 8 veces el diámetro de la varilla de refuerzo, la tercera también es adoptar el valor de 150mm; para la primera condición se deberá usar los factores de la **Tabla 33**.

Figura 22

Anclaje de una columna exterior del capítulo 25.4.3.1. del ACI 318-14 Fuente:

(ingenieriacivilnormastecnicas, 2008).



$$l_{dh} = \frac{0.075 * f_y * \psi_e * \psi_c * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f'_c}} * d_b \quad (157)$$

Tabla 33

Factores para las barras con gancho en tracción.

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---|---|------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ψ_c | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Recubrimiento ψ_c | Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) ≥ 65 mm. y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho ≥ 50 mm | 0.7 |
| | Otras | 1.0 |
| Confinamiento del refuerzo $\psi_r^{[2]}$ | Para ganchos de 90 grados de barras No. 36 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de ℓ_{dh} con estribos ^[1] perpendiculares a ℓ_{dh} con $s \leq 3d_b$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ^[1] perpendiculares a ℓ_{ext} con $s \leq 3d_b$ | 0.8 |
| | Para ganchos de 180 grados de barra No. 36 y menores que se encuentran confinados con estribos ^[2] perpendiculares a ℓ_{ext} con $s \leq 3d_b$ | |
| | Otros | 1.0 |

Fuente: (ACI, 2014)

Donde:

- ⊗ ℓ_{dh} : longitud de desarrollo de ganchos en tracción (m)
- ⊗ d_b : diámetro de la varilla longitudinal (mm)
- ⊗ λ : peso normal del hormigón igual a 1
- ⊗ f_y : fluencia del acero (kgf/ cm²)
- ⊗ f'_c : resistencia a la compresión del concreto (kgf/ cm²)

- ⊖ Ψ_c : factor de recubrimiento
- ⊖ Ψ_e : factor de determinación del diámetro de epóxico
- ⊖ Ψ_r : factor de refuerzo de confinamiento

2.7.12 Diseño de losas

Las losas de hormigón armado son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión (Romo, 2008).

Existen diversos métodos y herramientas computacionales para el diseño de losas; sin embargo, el proceso debe iniciar con un adecuado pre dimensionamiento, seguido del metrado de todas las cargas que actúan sobre la losa y la determinación de las sollicitaciones de diseño. Posteriormente, se procede al dimensionamiento de los elementos de hormigón armado, definiendo la cuantía de acero requerida en la losa, sin omitir la verificación de la resistencia cortante, de esta manera en la **tabla** se muestra el acero mínimo para las losas.

Tabla 34

As min para losas en dos direcciones del ACI 318-14 sección 8.6.1.1.

| Tipo de refuerzo | f_y , MPa | $A_{s,min}$, mm ² | |
|--|----------------|-------------------------------|-------------------------------------|
| Refuerzo corrugado | < 420 MPa | 0.0020 A_g | |
| Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado | ≥ 420 MPa | Mayor de: | $\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$ |
| | | | 0.0014 A_g |

Fuente: (ACI, 2014)

2.7.13 Diseño de escaleras

2.7.13.1 Escalera de dos tramos con descanso

Aquí diseñamos prácticamente una losa maciza unidireccionalmente, de esta manera el cálculo de cuantía de acero será en la dirección larga y por ende su sección transversal será una cuantía mínima, este diseño de escalera se realiza considerando que esta simplemente apoyada con ayuda de la **Tabla 5**, de esta manera determinamos el espesor mínimo de la escalera y el descanso.

2.7.13.2 Diseño a flexión de escalera y descanso

$$t = \frac{ln}{20}; \frac{ln}{25} \quad (158)$$

$$(\alpha) = \tan^{-1} \left(\frac{ch}{h} \right) \quad (159)$$

$$\cos(\alpha) = \frac{h}{hip} \quad (160)$$

$$hm = \frac{t}{\cos(\alpha)} + \frac{ch}{2} \quad (161)$$

$$d = h - rec \quad (162)$$

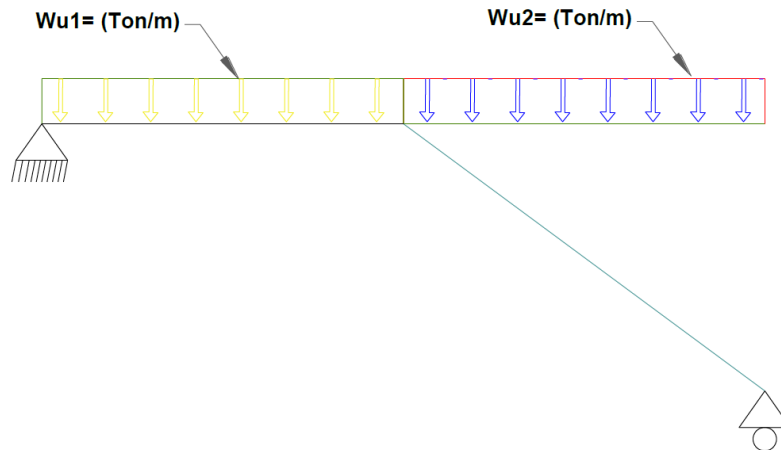
2.7.13.3 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas es necesario determinar el peso propio de la escalera y del descanso, así como los acabados previstos y las cargas vivas, estas últimas de acuerdo con la **Tabla 3** de la NEC-15. Con el fin de simplificar el cálculo, las cargas distribuidas se transforman en cargas lineales. Posteriormente, se realiza el metrado considerando la combinación de carga $1.2*CM+1.6*CV$. En la **Figura 23** se presenta la representación de dichas cargas lineales,

correspondiente a la sumatoria de las cargas muertas y vivas, las cuales finalmente se expresan como cargas lineales para su análisis.

Figura 23

Representación de cargas lineales en la escalera y descanso. Fuente: (autor)

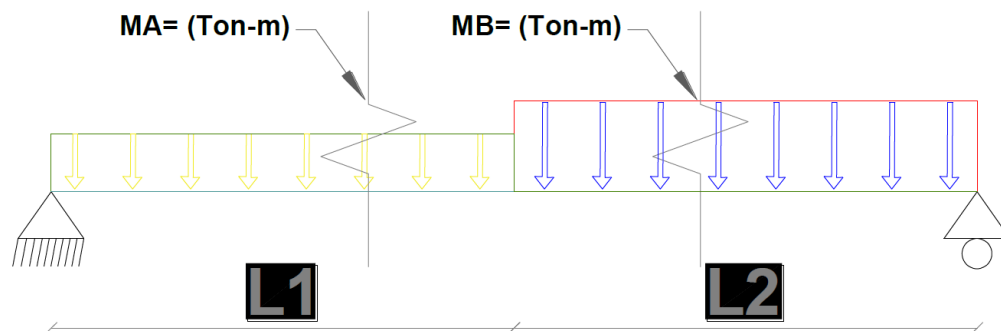


2.7.13.4 Momentos de diseño

Tras la obtención de las cargas que actúan tanto en el tramo de la escalera como en el descanso, así como se ve en la **Figura 24** en sus respectivos cortes MA y MB, se deberá calcular los momentos de diseño que servirán para el idóneo análisis estructural.

Figura 24

Representación gráfica de momentos en escalera y descanso. Fuente: (Autor)



$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right) \quad (163)$$

$$\rho_{max} = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \beta_1 * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005} \right) \quad (164)$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d \quad (165)$$

$$As = \rho * b * d \quad (166)$$

@ = separación máxima será de 45cm

$$As_{min} \geq As \leq As_{max} \quad (167)$$

Para el diseño del refuerzo de la escalera y del descanso se deben cumplir los requisitos normativos establecidos, verificando que el área de acero no sea inferior al mínimo exigido ni supere el área máxima permitida.

La escalera se modela como un elemento simplemente apoyado; por lo tanto, en el diseño teórico no se considera refuerzo superior asociado a momentos negativos. No obstante, en la práctica profesional y como criterio de seguridad frente a acciones sísmicas, algunos ingenieros adoptan un refuerzo superior equivalente a una fracción del momento positivo, mientras que otros autores proponen distribuir dicho momento para el cálculo del hacer superior. En este trabajo y con un enfoque conservador, se adopta la misma área de refuerzo inferior para el refuerzo superior.

Donde:

⊖ **t:** espesor de la escalera (m)

⊖ **hm:** altura media

- ⊖ **ln:** longitud de escalera (m)
- ⊖ **L₁:** longitud de descanso
- ⊖ **L₂:** longitud de escalera
- ⊖ **ch:** contrahuella (cm)
- ⊖ **h:** huella (cm)
- ⊖ **ρ:** cuantía
- ⊖ **ρ_{max}:** cuantía máxima
- ⊖ **A_{Smin}:** área de acero mínima (cm²)
- ⊖ **A_{Smax}:** área de acero máxima (cm²)
- ⊖ **A_S:** área de acero (cm²)
- ⊖ **M_u:** momento ultimo (Ton-m)
- ⊖ **C_{m1}:** carga muerta del descanso (Ton/ m²)
- ⊖ **C_{m2}:** carga muerta de la escalera (Ton/ m²)
- ⊖ **C_{v1}:** carga viva del descanso (Ton/ m²)
- ⊖ **C_{v2}:** carga viva de la escalera (Ton/ m²)
- ⊖ **P_{pescalera}:** peso propio de la escalera
- ⊖ **P_{pdescanso}:** peso propio de peldaños
- ⊖ **b:** base de diseño (100) (cm)
- ⊖ **d:** peralte (cm)
- ⊖ **Ø:** factor de reducción (0.9)
- ⊖ **W_{u1}:** carga ultima distribuida en el descanso (Ton/m)
- ⊖ **W_{u2}:** carga ultima distribuida en la escalera (Ton/m)
- ⊖ **MA:** momento en el tramo de descanso (Ton-m)

- ⊖ **MB:** momento en el tramo de la escalera (Ton-m)
- ⊖ **f'c:** resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm²)
- ⊖ **fy:** fluencia del acero (kgf/cm²)

2.7.13.5 diseño a corte

El diseño a cortante de la escalera se realiza considerando que se trata de un elemento no confinado; por lo tanto, únicamente se verifica que el espesor de la losa sea suficiente para resistir el cortante ultimo evaluado a una distancia (d) desde la sección critica. Esta verificación resulta especialmente relevante en la parte superior del tramo de la escalera, donde se concentran las mayores solicitaciones de cortante.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d \quad (168)$$

$$\phi V_c \geq V_u(d) \quad (169)$$

Donde:

V_c: resistencia del hormigón

V_u(d): cortante ultimo a una distancia (d)

λ: 1 para peso normal del hormigón

b: base de diseño

d: peralte efectivo de la escalera

f'c: resistencia a compresión del hormigón

CAPITULO III

3 ANALISIS DE RESULTADOS ESTRUCTURALES

En este capítulo presentamos el proceso que hemos realizado para ejecutar los análisis estructurales, junto con el análisis previo del plano arquitectónico, datos adoptados de un estudio de suelo, su zonificación sísmica donde se realizara la estructura; con todos estos datos preliminares se procede a pre dimensionar la estructura, en específico los elementos a usar, para de esta manera modelar en el programa comercial Etabs, con sus materiales y especificaciones correspondientes.

Tras finalizar los análisis estáticos y dinámicos lineales respectivamente, verificamos los resultados obtenidos para que de esta manera ver si cumplen con los criterios pertinente según la normativa vigente y códigos ACI, con ello diseñamos los elementos estructurales y procedemos a ejecutar los análisis no lineales y determinar el desempeño sísmico de la estructura.

3.1 Estudio de suelos

En base a los datos proporcionados, y al análisis pertinente que involucra todo un estudio de suelo, tanto en campo y laboratorio se nos proporcionó un suelo tipo D, sin nivel freático debido a la altura del terreno.

3.2 Materiales de la estructura

En la presente estructura, hemos definido los materiales para el respectivo desarrollo del cálculo; los cuales serán diseñados con un hormigón cuya resistencia a la compresión es de $f'c=240\text{kgf/cm}^2$, y varillas de acero corrugadas con una fluencia de $f_y=4200\text{ kgf/cm}^2$, tal y como

se detalló en la **Tabla 1**; de esta manera los materiales y propiedades a ingresar en el programa comercial Etabs son:

$$\lambda = 1$$

$$E_c = 12000 \cdot \sqrt{f'_c} = 1859032.006 \text{ Ton/m}^2$$

$$\nu = 0.20$$

$$G_c = 774596.6692 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_u = 6300 \text{ kgf/cm}^2$$

3.3 Determinación de cargas muertas, vivas y combinaciones de carga

Debido a que el edificio tendrá un uso residencial, la carga viva adoptada con referencia en la **Tabla 3** es de 200kgf/m, consiguiente la carga muerta se la determinar con la **Tabla 2**, brevemente en el pre diseño se realiza la totalidad del proceso, de la misma manera las combinaciones de cargas se ven en las ecuaciones principales.

3.4 Pre dimensionamiento de elementos estructurales de hormigón armado

Este paso es clave, debido a que, en el diseño de la estructura de hormigón armado, tal como son sus elementos estructurales, se debe realizar un análisis modal, en este análisis uno define dimensiones de los elementos mediante el respectivo prediseño del mismo y sus respectivas solicitaciones de cargas. Se debe hacer mención que este análisis modal tiene un carácter iterativo, dicho proceso culmina con verificar si los elementos cumplen o no con lo establecido en la normativa de construcción vigente; así mismo, si se empieza con un plano arquitectónico con una estructura de carácter regular el proceso de iteración durante el modelado, análisis y diseño se reducirá considerablemente, debido a que se hará un pre diseño más optimo.

3.4.1 Pre dimensionamiento de losas

Para este caso se realiza el presenta una losa aliviana bidireccionalmente, la cual cumple con la relación entre sus largos menor a 2; aplicando el método de Steiner se obtiene la dimensión de una losa alivianada tal como se vio en la **Tabla 35**.

$$h = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(1.023)} = 10 \text{ cm}$$

Tabla 35

Calculo de inercia para losa alivianada.

| FIGURA | ÁREA | YI | ÁREA*YI | INERCIA | YT | di=YT-YI | ÁREA*di ² |
|-----------|----------|------|---------|-------------|-------|----------|----------------------|
| 1 | 250 | 22.5 | 5625 | 520.8333333 | 16.94 | -5.56 | 7716.04938 |
| 2 | 200 | 10 | 2000 | 6666.666667 | | 6.94 | 9645.06173 |
| Sumatoria | 450 | | 7625 | 7187.5 | | | 17361.1111 |
| Inercia T | 24548.61 | | | | | | |

Fuente: Autor.

La inercia de la losa maciza es de 7159cm⁴, por ende, es menor a la inercia de la viga, ahora calculamos la altura equivalente

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}}$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * 24548,61}{50}} = 18,06 \text{ cm}$$

Obtuvimos una losa maciza de altura 18.06cm, mediante una relación de inercia tenemos una altura equivalente de losa alivianada de 25cm

Figura 25

Corte de losa alivianada usada en la tabla. Fuente: (Autor)

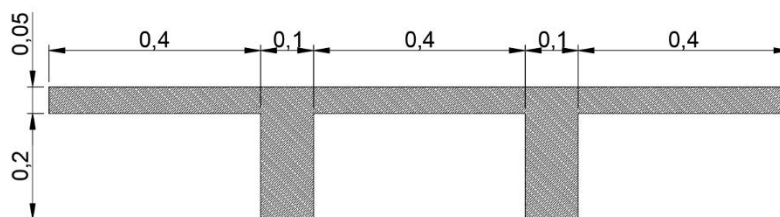


Figura 26

Corte de losa alivianada usada en la Tabla 36. Fuente: (Autor)

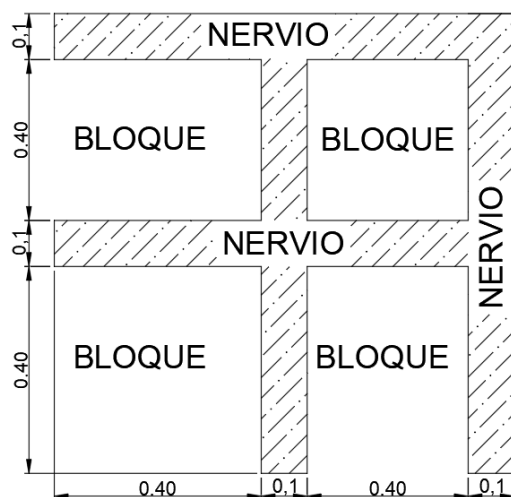


Tabla 36

Medrado de cargas de losa en dos direcciones.

PESO UNITARIO DE LOSA ALIVIANADA EN DOS DIRECCIONES NIVEL +3.00m; +6.00m; +9.00m

| | | |
|-----------------------------|--|------------------------|
| Loseta de compresión | $0.05\text{m} \cdot 2.40\text{Ton/m}^3$ | 0.120 Ton/m^3 |
| Nervios | $2 \cdot (1.80\text{m}) \cdot 0.10\text{m} \cdot 0.20\text{m} \cdot 2.40\text{ Ton/m}^3$ | 0.175 Ton/m^3 |
| Bloques | $8\text{ bloques} \cdot 10\text{kg}/1000\text{kg}$ | 0.08 Ton/m^3 |

SUMATORIA DE PESO LOSA ALIVIANADA EN DOS DIRECCIONES:

126
0.375 Ton/m³

PESO DE ACABADOS

| | Nivel +3.00m; +6.00m | | Nivel +9.00m |
|---------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|
| Mampostería | 0.200 Ton/m ³ | Mampostería | 0.000 Ton/m ³ |
| Cerámica | 0.020 Ton/m ³ | Cerámica | 0.020 Ton/m ³ |
| Instalaciones | 0.010 Ton/m ³ | Instalaciones | 0.010 Ton/m ³ |
| Enlucidos | 0.040 Ton/m ³ | Enlucidos | 0.040 Ton/m ³ |
| Impermeabilización | 0.000 Ton/m ³ | Impermeabilización | 0.100 Ton/m ³ |
| Σacabados | 0.270 Ton/m³ | Σacabados | 0.170 Ton/m³ |
| Σtotal | 0.500 Ton/m³ | Σtotal | 0.500 Ton/m³ |

Fuente: Autor.

| Piso | Carga muerta | Carga viva |
|---------------------|--------------------------|--------------------------|
| Nivel +3.00m | 0.270 Ton/m ³ | 0.200 Ton/m ³ |
| Nivel +6.00m | 0.270 Ton/m ³ | 0.200 Ton/m ³ |
| Nivel 9.00m | 0.170 Ton/m ³ | 0.200 Ton/m ³ |

Fuente: Autor.

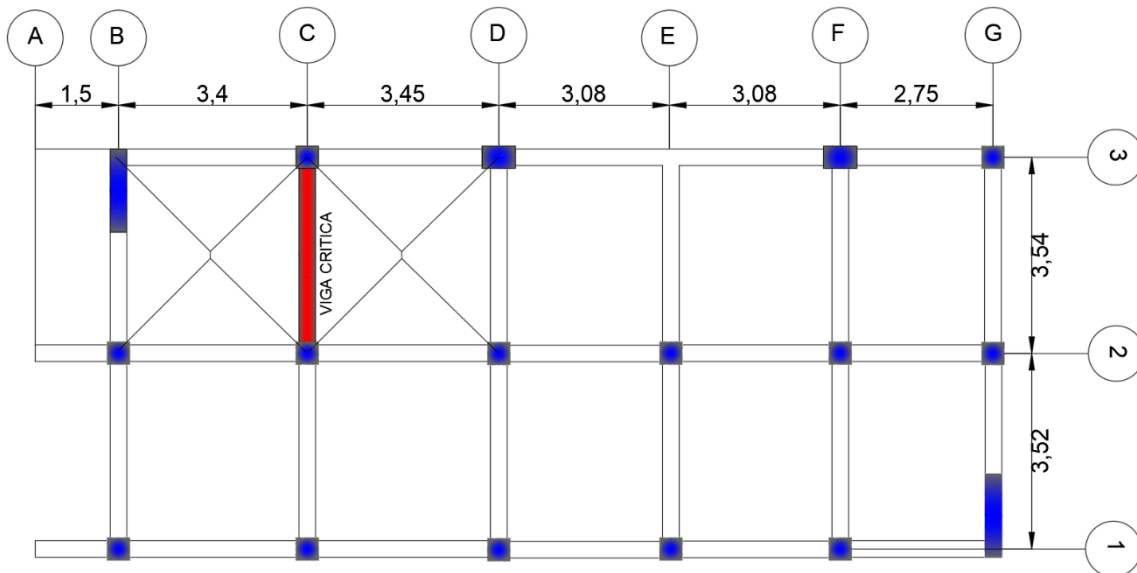
3.4.2 Pre dimensionamiento de vigas

Dentro de una estructura que llega a estar conformadas con vigas principales y secundarias, estas deberán soportar cargas verticales y sísmicas, de esta manera se diseñan como elementos que conforman a un pórtico especial resistente a momento, por otro lado, las vigas secundarias no tendrán tantos requisitos que cumplir.

En este caso elegimos la viga más cargada según vemos en el plano arquitectónico, aunque también podemos observar una viga que presentar mayor longitud, pero con arriostramiento medio, por eso hemos escogido la viga que se muestra en la **Figura 27**; al ser un edificio de uso residencial, las dimensiones de todas sus vigas serán las mismas para de esta manera mantener la rigidez global, no obstante, la viga arriostrada si tendrá dimensiones diferentes debido a la luz por la que esta se desarrolla.

Figura 27

Vista en planta de plano arquitectónico de viga critica. Fuente: (Autor)



$$qu = 1.2CM + 1.6CV$$

$$qu = 1.2 \left(\frac{0.270Ton}{m^2} + \frac{0.330Ton}{m^2} \right) + 1.6 \left(\frac{0.200Ton}{m^2} \right)$$

$$qu = \frac{1.040Ton}{m^2}$$

$$quL1 = \frac{qu * s}{3} * \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) = \frac{1.040Ton}{m^2} * 3.05m * \left(\frac{3 - \left(\frac{3.05m}{3.14m} \right)^2}{2} \right) = \frac{1.087Ton}{m}$$

$$quL2 = \frac{qu * s}{3} * \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) = \frac{1.040Ton}{m^2} * 3.05m * \left(\frac{3 - \left(\frac{3.05m}{3.14m} \right)^2}{2} \right) = \frac{1.087Ton}{m}$$

$$qu = quL1 + quL2 = \frac{2.174Ton}{m}$$

$$qu_{viga} = 0.30m * 0.30m * \frac{2.4Ton}{m^2} * 1.2 = \frac{0.2592Ton}{m}$$

$$qu = Wn = 0.2592 + 2.174 = \frac{2.43Ton}{m}$$

$$Mu = \frac{Wn * Ln^2}{10} = \frac{\frac{2.43Ton}{m} * (3.14m)^2}{10} = 2.39 * 1.2 = 2.87Ton * m$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu * 10^5}{\phi * Ru * b}} = \sqrt{\frac{2.87Ton * m * 10^5}{0.90 * 39.72 * 30}} = 16.35cm$$

$$h = d + r + \phi_{est} + \frac{\phi}{2} = 16.35cm + 4cm + 1cm + 0.7cm = 22.05cm$$

Se obtuvo un valor de 22.05cm para el peralte de la viga, pero vamos adoptar un valor de 30cm debido a que es el mínimo establecido según la norma vigente para construcciones de alto grado sísmico; de esta manera determinamos que todas las vigas serán de 25cm x 30cm

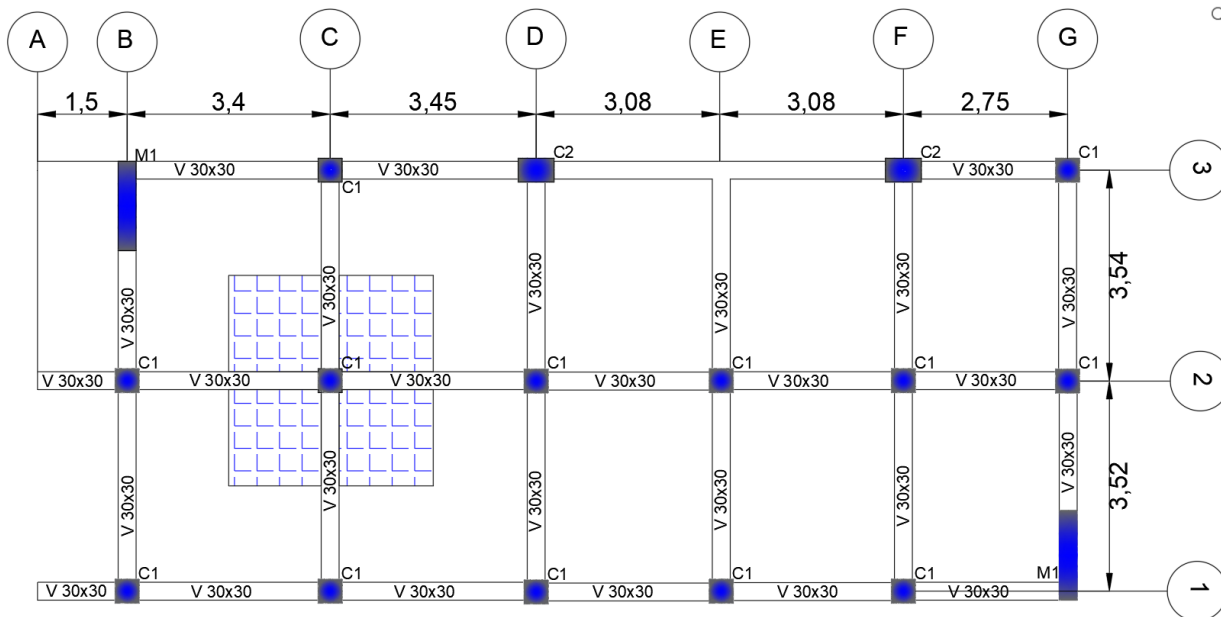
3.4.3 Pre dimensionamiento de columnas

Para realizar este proceso, primero identificamos la columna con mayor área de aportación, y esta será nuestro objeto de estudio para el prediseño, tal como se muestra en la **Figura 28** nuestra

columna C1 es la que se realizara, para ellos determinamos la carga ultima de cada piso tal cual el procedimiento de la viga; procedemos a obtener P_o , la cual se encuentra a un tercio de la distancia en sí, esta zona suele estar tensionada y de esta manera para obtener el área de la columna simplemente despejamos la formula.

Figura 28

Vista en planta de columna más cargada con su área tributaria. Fuente: (Autor)



$$P_u = q_u * N$$

$$P_o = 0.85 * f'c * A_g + f_y * A_{st}$$

$$P_o = (0.85 * f'c * A_g + f_y * \rho * A_{st}) * 1/3$$

$$A_{st} = \rho * A_g = 0.012 * A_g$$

$$A_g = \frac{(P_o * 3) * 1000 * F}{0.85 * f_y + \rho * f_y} = \frac{3 * P_u(\text{Ton}) * 1000 * 1.2}{0.85 * \frac{240\text{kgf}}{\text{cm}^2} + 0.012 * \frac{4200\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 15 * P_u$$

$$At = \left(\frac{3.54}{2} + \frac{3.52}{2} \right) + \left(\frac{3.4}{2} + \frac{3.45}{2} \right) = 12.09m^2$$

$$Pu = At * (qu * N) = 12.09m^2 * \left(\frac{2.43Ton}{\frac{m}{2}} * 3 \right) = 44.06Ton$$

$$Ag = 15 * Pu = 15 * 44.06Ton = 660.9cm^2$$

$$B = L = \sqrt{Ag} = \sqrt{660.9} = 24.51cm \therefore 30cm$$

Al estar dentro de una zona sísmica y por la normativa adoptamos dimensiones de 30cm x 30cm, las cuales serían las dimensiones mínimas especificadas.

3.4.4 Pre dimensionamiento de muros

Debido a que en las normativas no existe como tal una ecuación o consideración innata para realizar el debido pre dimensionamiento de este tipo de elementos, el Dr. Pablo Caiza, nos otorga una inecuación a forma de condición a implementar

$$10cm \geq h \geq \frac{l}{25}$$

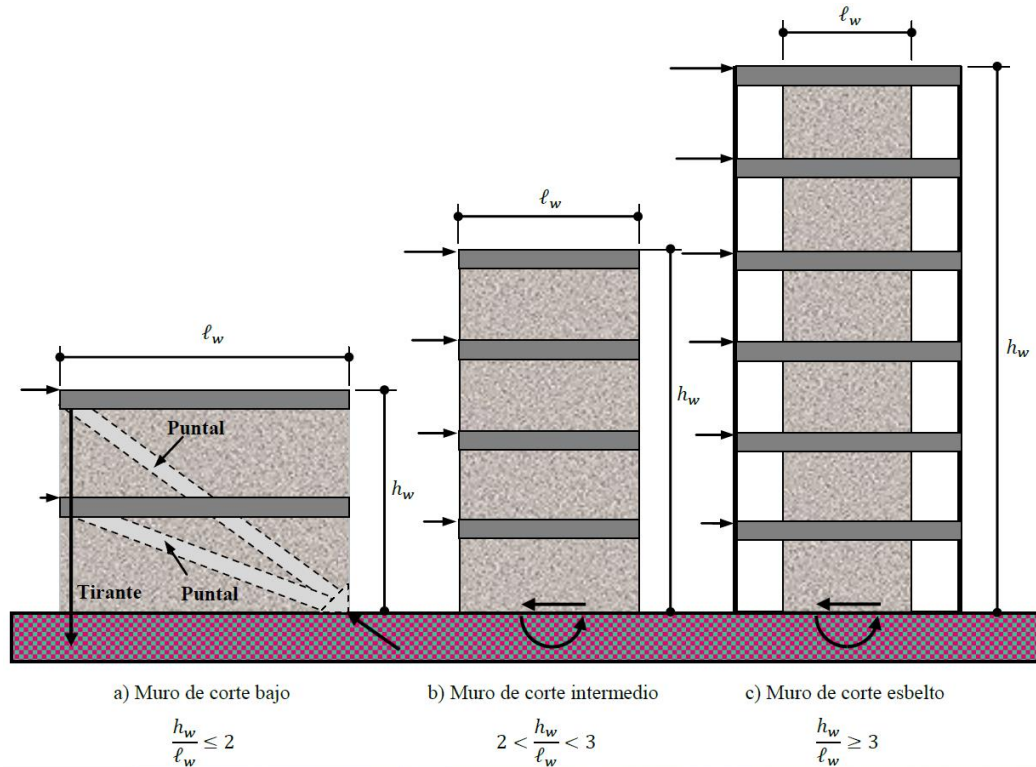
$$10cm \geq h \geq \frac{1.5}{25}$$

$$10cm \geq h \geq 0.06cm$$

Al ver que se cumple la condición se puede decir que el espesor del muro podría ser directamente 10cm, pero esta condición, se ve limitada a los muros a compresión, es decir a muros que están limitados a uno o dos pisos y se diseñan bajo el método del puntal – tensor, tal y como vemos en la **Figura 29**; nosotros presentamos un caso de muro de corte esbelto y no uno de corte bajo.

Figura 29

Tipos de muros de corte. Fuente: (Cordova, 2015)



$$\frac{9m}{1.5m} \geq 3$$

$$6 \geq 3$$

Como se demostró, nuestro muro es esbelto, y anteriormente habíamos manifestado mediante proceso matemático el espesor del mismo seria de 10cm, pero al funcionar esa condición para muros de corte bajo, nosotros podemos estimar según varios autores espesor para zonas sísmicas de $t \geq 200\text{mm}$; como criterio propio ingenieril y evitar que el muro falle por esbeltes o llegue a ser muy frágil en el eje menor, se adoptara un espesor de muro de 300mm; de esta manera logramos homogenizar el sistema dual y mantener un sistema dual de pórticos especiales sismo

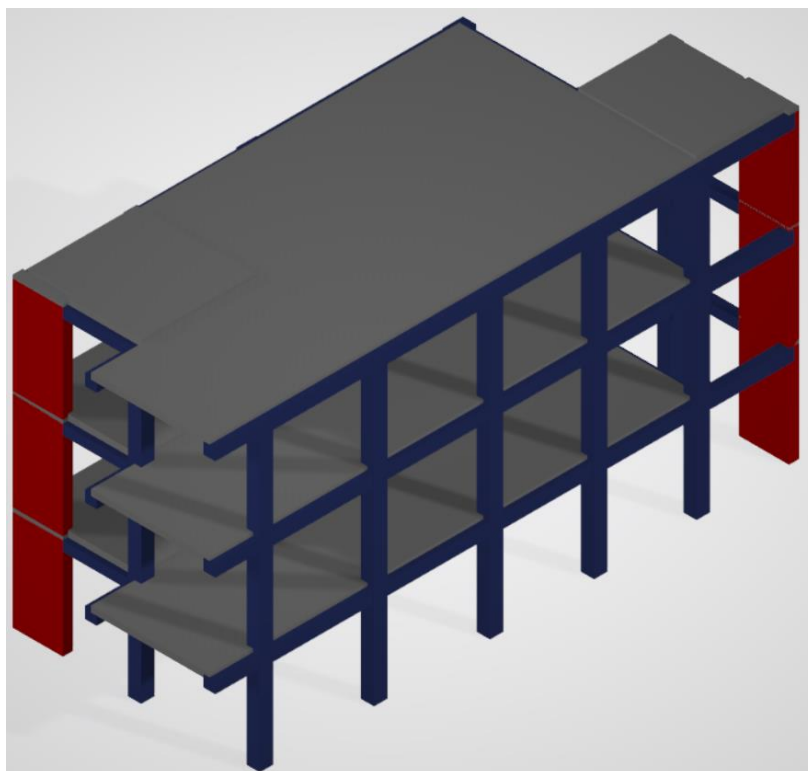
resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales; con un valor de reducción de resistencia sísmica de 8

3.5 Modelación de la estructura en Etabs

Se modela la configuración estructural previamente obtenida en los capítulos de pre diseño de los elementos estructurales, en los cuales obtuvimos las dimensiones de los mismos para su debido modelamiento, así como se muestra en la **Figura 30**; de esta manera poder determinar los patrones y casos de cargas correspondientes para ver el comportamiento que tendrá durante un evento sísmico. Dentro de este proceso se definirán los materiales a usar, el espectro de diseño correspondiente, datos para el cortante basal estático y dinámico.

Figura 30

Modelo tridimensional. Fuente: (Autor)



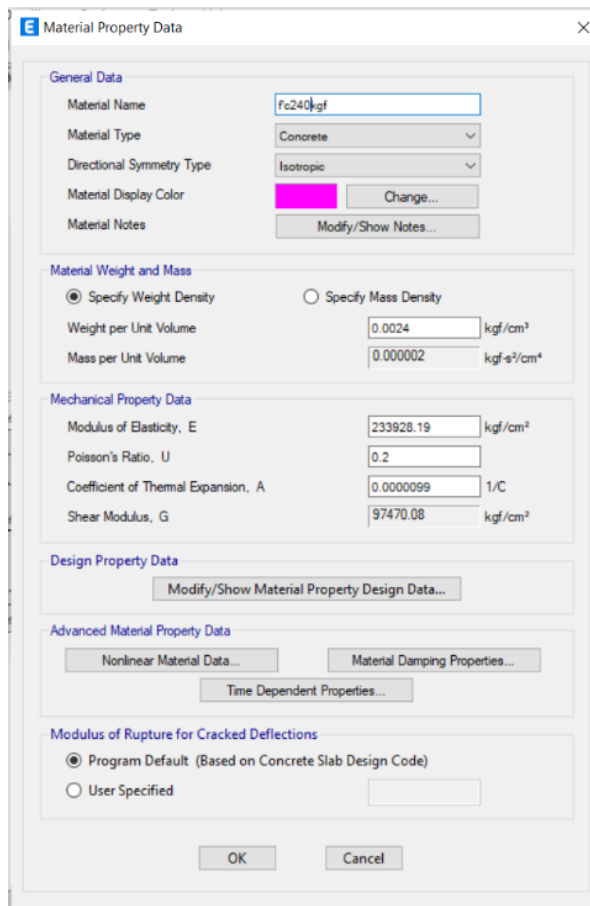
3.5.1 Determinación general de los aspectos del proyecto en el programa Etabs

3.5.1.1 Designación de materiales en el programa Etabs.

En la **Figura 31** se muestra el ingreso de las propiedades del hormigón al programa Etabs, tal material es de utilidad para el diseño de todos los elementos estructurales usados en la edificación de este proyecto

Figura 31

Definición de las propiedades del hormigón en el programa Etabs. Fuente: (Autor)

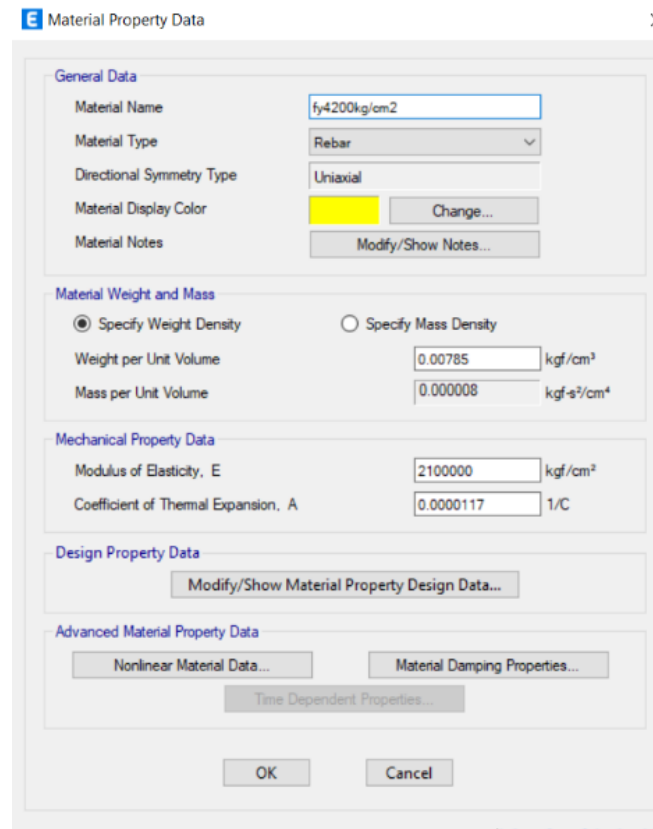


En la **Figura 32** se puede apreciar el ingreso de las propiedades del acero de refuerzo al programa Etabs, dicho material nos será de utilidad para el diseño de acero de los elementos estructurales.

Figura 32

Definición de las propiedades del acero de refuerzo para elementos estructurales.

Fuente: (Autor)



3.5.1.2 Designación de secciones de elementos estructurales en el programa

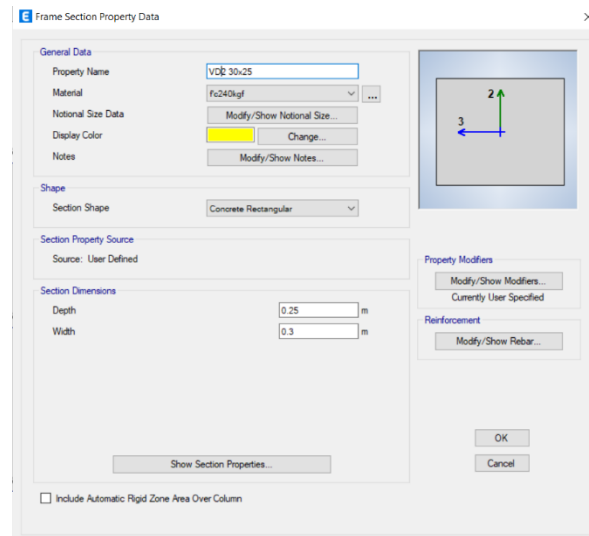
Etabs.

⊖ Vigas

En la **Figura 33** se presenta la debida designación de las secciones de los elementos tipo vigas, con su correspondiente inercia agrietada a utilizar en los pisos 1 – 2 – 3 para poder generar el modelado en el programa Etabs.

Figura 33

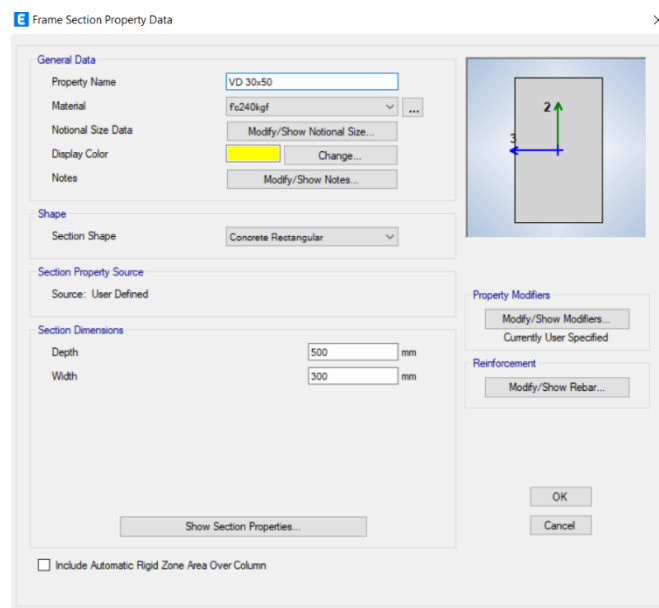
Definición de las dimensiones de viga 30cm x 25cm . Fuente: (Autor)



En la **Figura 34** designamos las secciones de viga a usar en los pisos 1 – 2 , las cuales servirán para el modelado y análisis de la edificación.

Figura 34

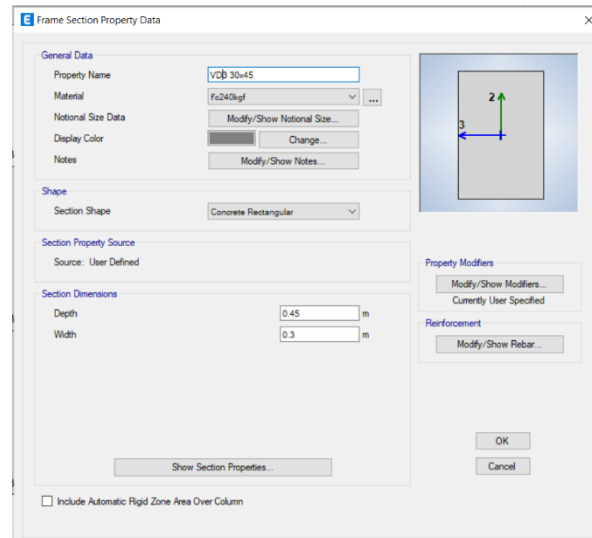
Definición de las dimensiones de viga 30cm x 50cm. Fuente: (Autor)



En la **Figura 35** mostramos la designación de las secciones de las vigas a implementar en el piso 3, para el correspondiente diseño en el programa Etabs.

Figura 35

Definición de las dimensiones de viga 30cm x 45cm. Fuente: (Autor)



En la **Figura 36** designamos las secciones de viga a usar en los pisos 1 – 2, las cuales servirán para el modelado y análisis de la edificación.

Figura 36

Definición de las dimensiones de viga 30cm x 30cm. Fuente: (Autor)

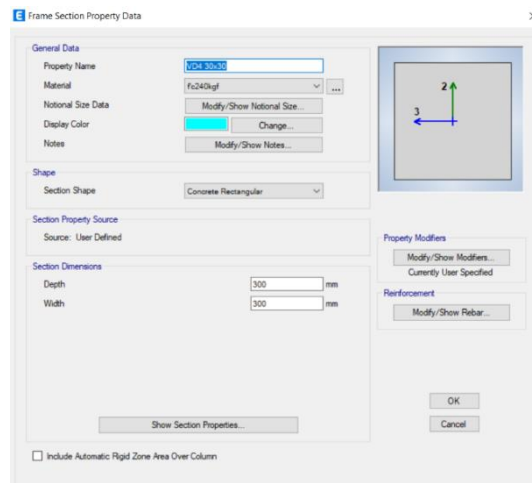
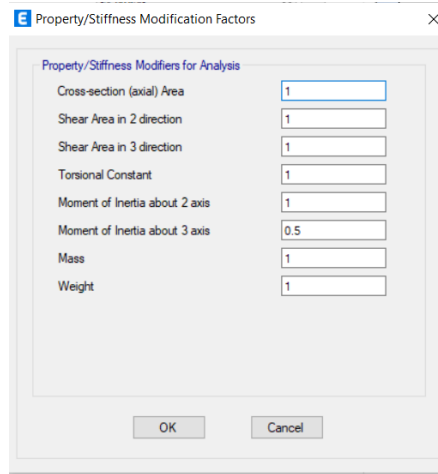


Figura 37

Inercia agrietadas de las vigas. Fuente: (Autor)



⊖ Columnas

En las **Figura 38** se presenta la debida designación de las secciones de los elementos tipo columnas con sus debidas inercias agrietadas a utilizar en los pisos 1 – 2 – 3 para poder generar el modelado en el programa Etabs.

Figura 38

Definición de las dimensiones de columna 35cm x 40cm. Fuente: (Autor)

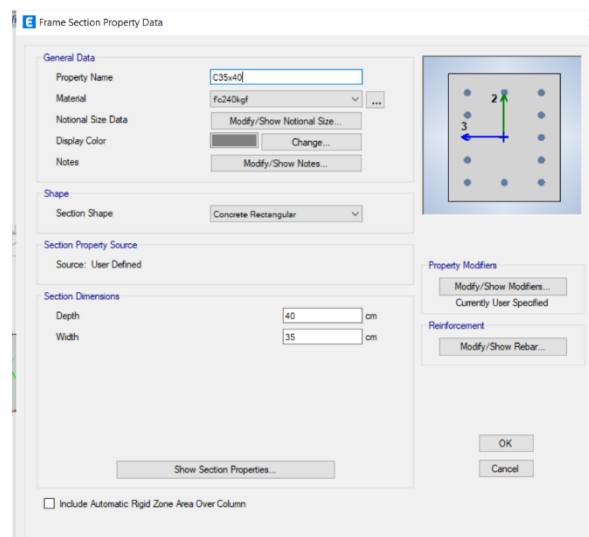


Figura 39

Definición de las dimensiones de viga 45cm x 40cm. Fuente: (Autor)

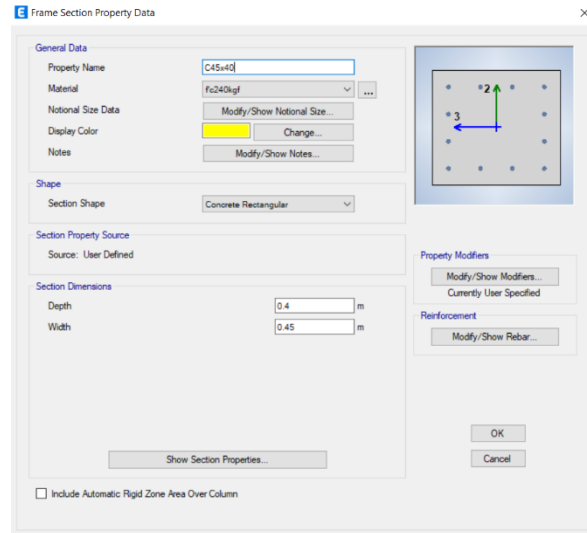
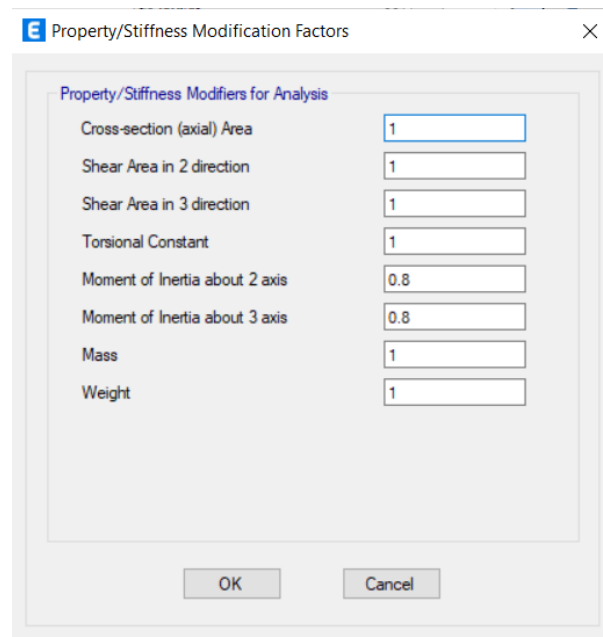


Figura 40

Inercias agrietadas de las columnas. Fuente: (Autor)

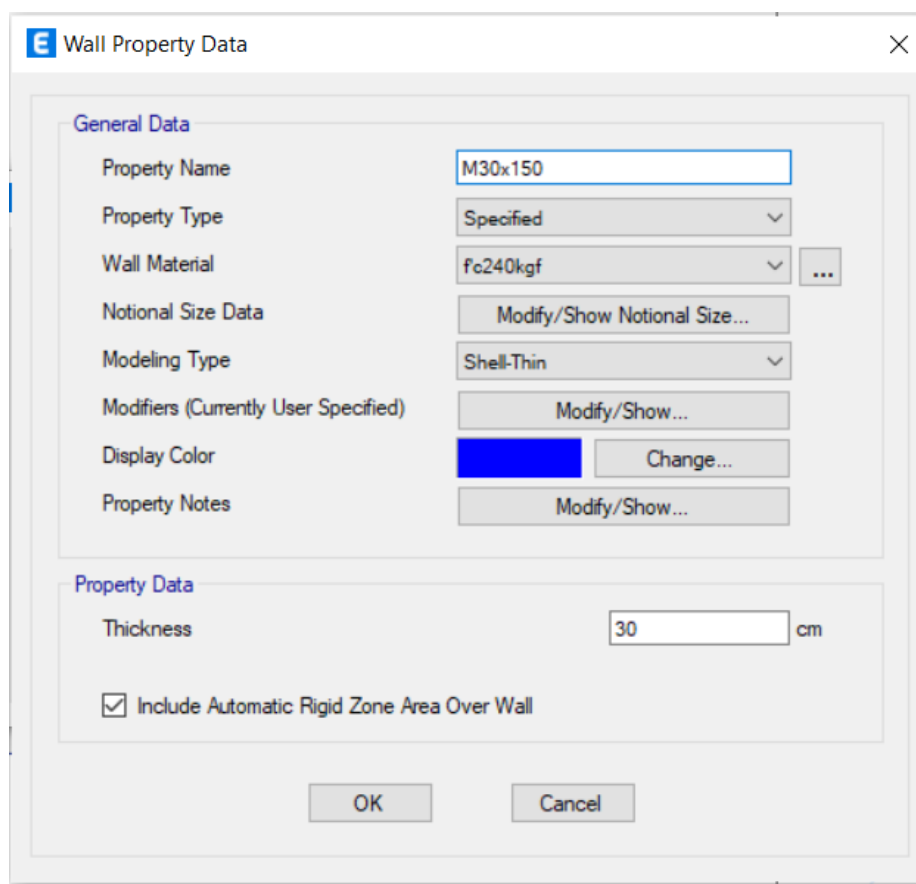


⊖ Muros

En las **Figura 41** se presenta la debida designación de las secciones de los elementos tipo muros con sus debidas inercias agrietadas a utilizar en los pisos 1 – 2 para poder generar el modelado en el programa Etabs.

Figura 41

Definición de las dimensiones de muro 30cm x 150cm. Fuente: (Autor)

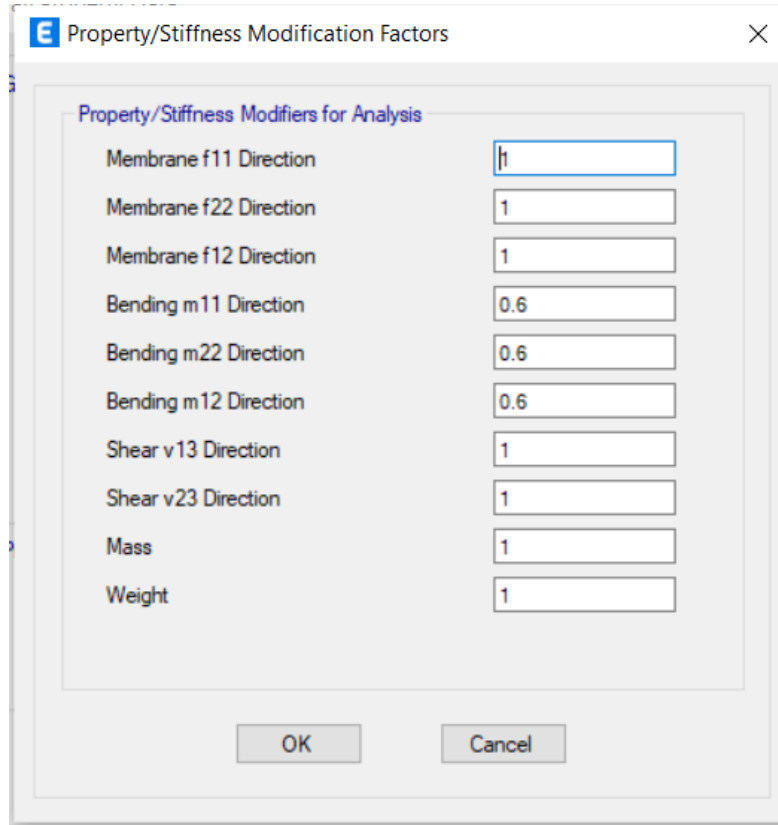


| General Data | |
|--------------------------------------|------------------------------|
| Property Name | M30x150 |
| Property Type | Specified |
| Wall Material | fc240kgf |
| Notional Size Data | Modify/Show Notional Size... |
| Modeling Type | Shell-Thin |
| Modifiers (Currently User Specified) | Modify/Show... |
| Display Color | Change... |
| Property Notes | Modify/Show... |

| Property Data | |
|-------------------------------------|---|
| Thickness | 30 cm |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall |

Figura 42

Definición de las inercias agrietadas de muro 30cm x 150cm. Fuente: (Autor)

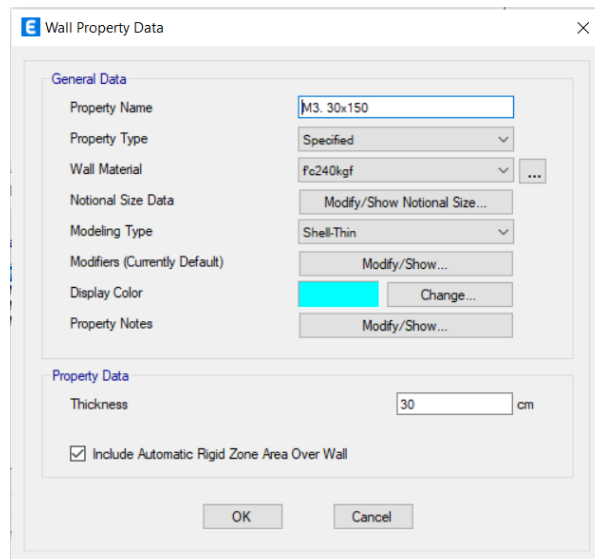


| Property/Stiffness Modifiers for Analysis | Value |
|---|-------|
| Membrane f11 Direction | 1 |
| Membrane f22 Direction | 1 |
| Membrane f12 Direction | 1 |
| Bending m11 Direction | 0.6 |
| Bending m22 Direction | 0.6 |
| Bending m12 Direction | 0.6 |
| Shear v13 Direction | 1 |
| Shear v23 Direction | 1 |
| Mass | 1 |
| Weight | 1 |

En las **Figura 43 - Figura 44** se presenta la debida designación de las secciones de los elementos tipo muros con sus debidas inercias agrietadas a utilizar en el piso 3 para poder generar el modelado en el programa Etabs. No significa que se haya prediseñado o diseñado un tipo de sección muro diferente para este piso, la ocurrencia yace en que las inercias agrietadas en este piso son iguales a las inercias no agrietadas

Figura 43

Definición de las dimensiones de muro 30cm x 150cm. Fuente: (Autor)



The screenshot shows a software dialog box titled "Wall Property Data". It is divided into two main sections: "General Data" and "Property Data".

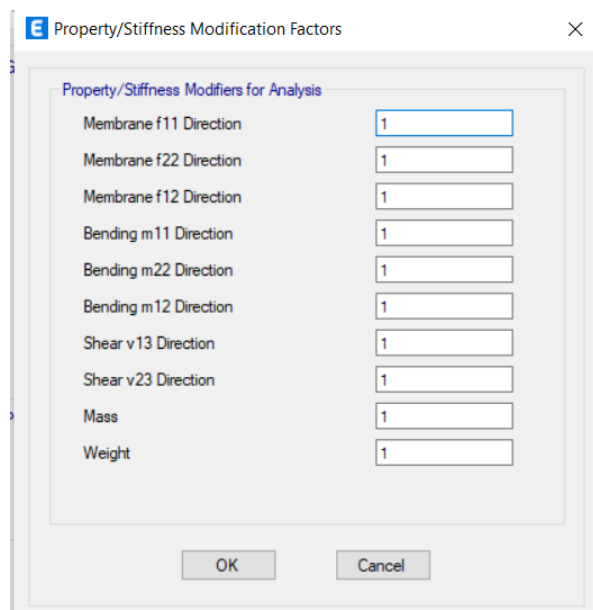
- General Data:**
 - Property Name: M3. 30x150
 - Property Type: Specified
 - Wall Material: fc240kgf
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Modeling Type: Shell-Thin
 - Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
 - Display Color: Change...
 - Property Notes: Modify/Show...
- Property Data:**
 - Thickness: 30 cm
 - Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom of the dialog.

Figura 44

Definición de las inercias agrietadas igual a las no agrietadas de muro 30cm x 150cm.

Fuente: (Autor)



The screenshot shows a software dialog box titled "Property/Stiffness Modification Factors". It contains a list of modification factors for analysis, each with a corresponding input field set to the value "1".

| Property/Stiffness Modifiers for Analysis | Value |
|---|-------|
| Membrane f11 Direction | 1 |
| Membrane f22 Direction | 1 |
| Membrane f12 Direction | 1 |
| Bending m11 Direction | 1 |
| Bending m22 Direction | 1 |
| Bending m12 Direction | 1 |
| Shear v13 Direction | 1 |
| Shear v23 Direction | 1 |
| Mass | 1 |
| Weight | 1 |

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom of the dialog.

3.5.2 *Determinación de irregularidades*

Se realiza el debido chequeo de irregularidades, valores que posteriormente nos servirán para obtener el coeficiente basal estático y también para la generación del espectro de diseño.

3.5.2.1 Irregularidad en elevación

Se determino que esta estructura no presenta irregularidad en planta en los tres tipos que demanda la NEC, así como se puede corroborar en la **Tabla 37**; la nomenclatura “N/A” que se llega a encontrar dentro de las tablas no hace mención a que no cumple, si no que hace referencia a que para ese piso o caso en específico la comprobación no aplica debido a que carece de datos o se divide para un valor de 0

Tabla 37

Calculo de la irregularidad en elevación para tipo 1

| <i>Tipo 1 - Piso flexible</i> | | | |
|-------------------------------|--------------|-------------------|----------------|
| Nivel | Kx (Tonf/cm) | Comprobación 1 | Comprobación 2 |
| 3 | 178.631 | N/A | N/A |
| 2 | 218.5976 | Regular | Regular |
| 1 | 305.7022 | Regular | Regular |
| Nivel | Ky | Comprobación 1 | Comprobación 2 |
| 3 | 82.018 | N/A | N/A |
| 2 | 170.0359 | Regular | Regular |
| 1 | 431.9674 | Regular | Regular |

Fuente: Autor.

La NEC nos especifica que esta relación de masas no puede ser mayor a 1.5 veces a la de sus pisos adyacentes, a primera observación vemos en la **Tabla 38** que no cumplimos ya que existe una relación con valor >1.5 , no obstante, al ser una relación que considera el piso de la cubierta no se tomara en cuenta y se exceptuara ya que este piso siempre es el más liviano de las estructuras.

Tabla 38

Calculo de irregularidad en elevación tipo 2.

| <i>Tipo 2 - Distribución de masa</i> | | | | |
|--------------------------------------|--------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| TABLE: Mass Summary by Story | | | | |
| | Piso | Masa (kgf·s ² /cm) | M _i /M _{i-1} | M _i /M _{i+1} |
| | Loseta | 84.9258 | 0.61 | N/A |
| | Segundo Piso | 138.6267 | 0.99 | 1.63 |
| | Primer piso | 139.381 | N/A | 1.01 |

Fuente: Autor

En la **Tabla 39** la dimensión en planta del sistema no debe ser mayor a 1.3 veces la de un piso adyacente

Tabla 39

Calculo para irregularidad geométrica.

| <i>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</i> | | |
|--|---|--------------|
| a | b | Comprobación |
| 3 | 3 | Regular |

Fuente: Autor

3.5.2.2 Irregularidad en planta

Cuando se diseña y trabaja con muros de corte, un problema habitual a superar es la presencia de torción la cual corresponde a este tipo de irregularidad, al haber realizado un pre dimensionamiento optimo del muro para que trabaje homogéneamente con el sistema de pórtico y

que ninguno de los dos predomine en el dominio de la rigidez ya sea local o global; esta relación de torción no debe ser mayor a 1.2, así como lo demostramos en la **Tabla 40**.

Tabla 40

Calculo para irregularidad torsional.

| <i>Tipo 1 - Irregularidad torsional</i> | | | |
|---|--------------------|----------------|---------------------|
| Max Drift X | Avg Drift X | Ratio X | Comprobación |
| 0.001232 | 0.001112 | 1.108 | Regular |
| 0.001993 | 0.001877 | 1.062 | Regular |
| 0.001782 | 0.001714 | 1.04 | Regular |
| Max Drift Y | Avg Drift Y | Ratio Y | Comprobación |
| 0.2824 | 0.2392 | 1.181 | Regular |
| 0.2836 | 0.2428 | 1.168 | Regular |
| 0.1403 | 0.1201 | 1.169 | Regular |

Fuente: Autor

Se evidencia que la implantación del proyecto presenta retrocesos excesivos en las esquinas, lo cual nos otorga la irregularidad en planta de este proyecto, tal y como podemos observar en la **Tabla 41**.

Tabla 41

Calculo de irregularidad por retrocesos excesivos.

| <i>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</i> | |
|--|----------------|
| A | 2.75 Irregular |
| B | 17.25 |

| | | |
|----------|------|-----------|
| C | 3.53 | Irregular |
| D | 7.06 | |

Fuente: Autor.

3.5.3 Análisis estático

3.5.3.1 Elaboración del espectro NEC-15

En el apartado de (zona de ubicación y característica) se mostraron los factores a considerar para poder realizar el espectro de elástico y reducido, el cual también considera factores como la ubicación, el tipo de suelo que para este proyecto es un suelo tipo D presente en el cantón Chone de la provincia de Manabí. El factor de reducción R será de 8 debido al tipo de sistema estructural a implementar la cual se clasifica como pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.

A continuación, adjuntamos la **Tabla 42** de cálculo programada para la obtención del espectro.

Tabla 42

Datos y cálculos para los parámetros y generación del espectro, obtención de coeficiente de cortante

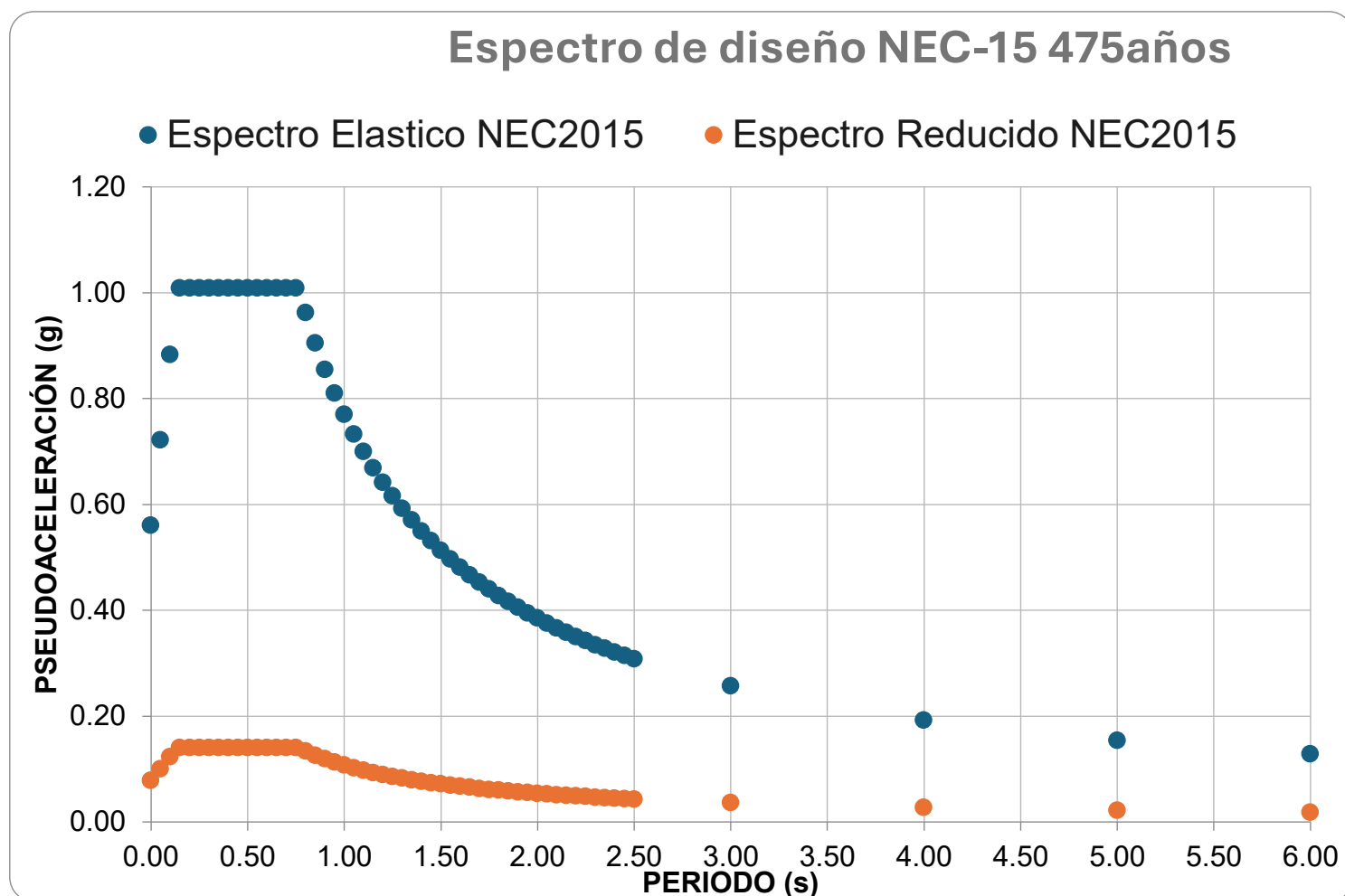
| | | | Capítulo | Página |
|---|---------------|-------|----------|--------|
| Factor de importancia | I= | 1.000 | 4.1 | 39 |
| Categoría Sísmica | Zona Sísmica= | VI | 3.1.1 | 27 |
| Valor de factor Z | Z= | 0.500 | 3.1.1 | 27 |
| Perfil del Suelo | Suelo Tipo= | D | 3.2.1 | 29 |
| Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto | Fa= | 1.120 | 3.2.2 a) | 31 |

| | | | | |
|--|--|-------|----------|-------|
| Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca | Fd= | 1.110 | 3.2.2 b) | 31 |
| Comportamiento no lineal de los suelos | Fs= | 1.400 | 3.2.2 c) | 32 |
| Factor usado en el espectro de diseño elástico | r= | 1.000 | 3.3.1 | 34 |
| relación de amplificación espectral | η = | 1.800 | 3.3.1 | 34 |
| Altura de la edificación en metros | hn= | 9.000 | | |
| Tipo Estructura | Pórticos Espaciales de H.A. con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | | | |
| Coeficiente que depende del tipo de edificio | Ct= | 0.055 | 6.3.3 | 62 |
| | α = | 0.750 | 6.3.3 | 62 |
| Periodo de Vibración Método 1 | Ta CODIGO= | 0.286 | 6.3.3 a) | 62 |
| Periodo de Vibración Método 2 | 1.3 * Ta Código | 0.372 | 6.3.3 b) | 63 |
| Periodo Límite de Vibración | To= | 0.139 | 3.3 | 35 |
| Periodo de Vibración | Ta= | 0.286 | 6.3.3 a) | 62 |
| Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño | Tc= | 0.763 | 3.3.1 | 34 |
| Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T | k= | 1.000 | 6.3.5 | 67 |
| Aceleración Espectral | Sa(Ta)= | 1.008 | 3.3.1 | 34 |
| Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural | R= | 8 | 6.3.4 b) | 64-65 |
| Irregularidad en planta | ΦP = | 0.900 | 5.2 | 48-52 |
| Irregularidad en elevación | ΦE = | 1.000 | 5.2 | 48-52 |
| | C= | 0.140 | 6.3.2 | 61 |

Fuente: Autor.

Figura 45

espectro de diseño a 475 años. Fuente: (Autor)



Tras la correcta programación de la hoja de Excel hemos obtenido el espectro, así mismo, los valores de coeficiente (C) y el factor K, también obtuvimos los periodos de vibración de la estructura a considerar.

$$T_{a1} = 0.286$$

$$Ta2 = 0.3183$$

$$1.3 * TaCodigo = 0.372$$

$$C = 0.14$$

$$K = 1.00$$

3.5.3.2 Modos de vibración de la estructura y porcentajes de participación

Visualizamos los 12 modos de vibración de la estructura, en la **Tabla 43**, en la misma podemos observar que su primer modo es considerado el periodo fundamenta de la misma.

Tabla 43

Periodos y frecuencias de la estructura

| TABLE: Modal Periods And Frequencies | | | | | |
|--------------------------------------|------|---------------|----------------------|---------------------|--|
| Case | Mode | Period sec | Frequency cyc/sec | CircFreq rad/sec | Eigenvalue rad ² /sec ² |
| Modal | 1 | 0.318 | 3.141 | 19.7361 | 389.5129 |
| Modal | 2 | 0.299 | 3.348 | 21.0366 | 442.5365 |
| Modal | 3 | 0.221 | 4.524 | 28.4254 | 808.0042 |
| Modal | 4 | 0.102 | 9.799 | 61.5702 | 3790.8886 |
| Modal | 5 | 0.078 | 12.88 | 80.9258 | 6548.9837 |
| Modal | 6 | 0.065 | 15.379 | 96.6288 | 9337.12 |
| Modal | 7 | 0.055 | 18.197 | 114.3374 | 13073.0402 |
| Modal | 8 | 0.043 | 23.473 | 147.4854 | 21751.9529 |
| Modal | 9 | 0.03 | 33.273 | 209.0635 | 43707.5291 |
| Modal | 10 | 0.025 | 40.472 | 254.2911 | 64663.9566 |
| Modal | 11 | 0.023 | 42.791 | 268.8628 | 72287.1981 |
| Modal | 12 | 0.012 | 85.062 | 534.4572 | 285644.4965 |

Fuente: Autor.

Porcentajes de participación

Tabla 44

Porcentajes participativos de masa

TABLE: Modal Load Participation Ratios

| Case | ItemType | Item | Static % | Dynamic % |
|--------------|--------------|------|-------------|--------------|
| Modal | Acceleration | UX | 100 | 100 |
| Modal | Acceleration | UY | 100 | 100 |
| Modal | Acceleration | UZ | 0 | 0 |

Fuente: Autor.

En la **Tabla 45** de masas de participación modal, se nos dispone que se deberá considerar todos los modos de vibración, donde su porcentaje de masa este entre los límites de 80% - 90%

Tabla 45

Masas de participación modal

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

| Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ |
|--------------|------|---------------|-------------|--------|----|--------|--------|-------|--------|-------------|--------|
| Modal | 1 | 0.318 | 0.0101 | 0.7436 | 0 | 0.0101 | 0.7436 | 0 | 0.3129 | 0.0023 | 0.0024 |
| Modal | 2 | 0.299 | 0.8585 | 0.0079 | 0 | 0.8686 | 0.7515 | 0 | 0.0036 | 0.1705 | 0.0077 |
| Modal | 3 | 0.221 | 0.009 | 0.0032 | 0 | 0.8776 | 0.7547 | 0 | 0.0002 | 0.0016 | 0.7404 |
| Modal | 4 | 0.102 | 0.0973 | 0.0002 | 0 | 0.9749 | 0.7549 | 0 | 0.0003 | 0.761 | 0.0015 |
| Modal | 5 | 0.078 | 0.0001 | 0.1859 | 0 | 0.975 | 0.9408 | 0 | 0.5192 | 0.0006 | 0.0001 |
| Modal | 6 | 0.065 | 0.025 | 0.0001 | 0 | 0.9999 | 0.9408 | 0 | 0.0003 | 0.0634 | 0.0003 |
| Modal | 7 | 0.055 | 0.00001565 | 0.0001 | 0 | 0.9999 | 0.9409 | 0 | 0.0004 | 0.0005 | 0.1884 |
| Modal | 8 | 0.043 | 0.00003934 | 0.0428 | 0 | 1 | 0.9837 | 0 | 0.1184 | 0.0001 | 0.0043 |
| Modal | 9 | 0.03 | 0.000002523 | 0.0001 | 0 | 1 | 0.9838 | 0 | 0.0002 | 0.000002572 | 0.0001 |
| Modal | 10 | 0.025 | 0.00001504 | 0.004 | 0 | 1 | 0.9878 | 0 | 0.0111 | 0.00002906 | 0.0116 |
| Modal | 11 | 0.023 | 0 | 0.0105 | 0 | 1 | 0.9983 | 0 | 0.0292 | 0.000001352 | 0.0392 |
| Modal | 12 | 0.012 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0.0007 | 0 | 0.0009 |

Fuente: Autor.

3.5.3.3 Peso reactivo de la estructura

Tabla 46

Carga reactiva de todos los pisos

| Story | Output Case | Case Type | Location | P |
|---------------|-------------|-----------|----------|----------|
| | | | | tonf |
| Story3 | RC | LinStatic | Bottom | 97.8513 |
| Story2 | RC | LinStatic | Bottom | 240.5092 |
| Story1 | RC | LinStatic | Bottom | 383.26 |

Fuente: Autor.

3.5.3.4 Verificaciones y derivas estáticas

Para obtener el valor en porcentaje de las derivas inelásticas, podemos hacer uso de la **ecuación**. En las **Figura 46** podemos observar los valores máximos de las derivas inelásticas, tanto para el sentido “X” como para el sentido “Y”.

Figura 46

Deriva estática del sismo en dirección X. Fuente: (Autor)

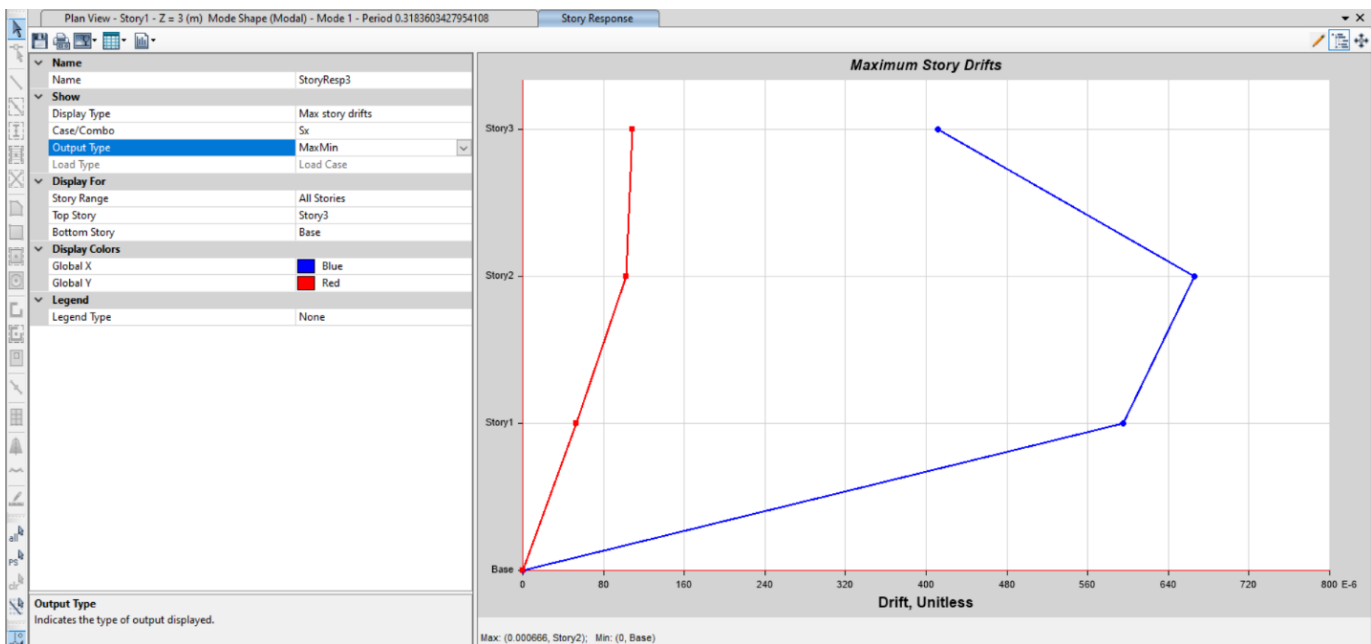
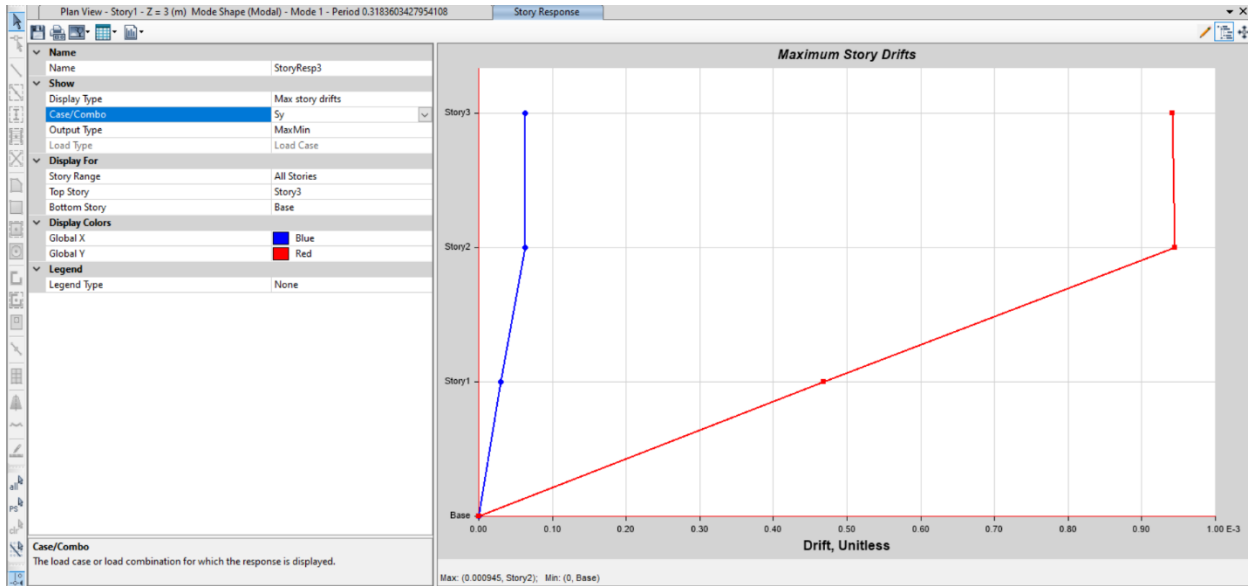


Figura 47

Deriva estática del sismo en dirección Y. Fuente: (Autor)



El valor de para el sentido “X” es de 0.000666 y para el sentido “Y” es de 0.000945, dichos valores serán calculados en las **ecuaciones** para su debida obtención en porcentajes y posterior comprobación con la normativa vigente.

$$\gamma_{inelX} = 0.75 * 8 * 0.000666 = 0.3996\% < 2\% \text{ **Cumple**}$$

$$\gamma_{inelY} = 0.75 * 8 * 0.000945 = 0.567\% < 2\% \text{ **Cumple**}$$

Tabla 47

Derivas estáticas de la estructura.

| Derivas estáticas con respecto al cortante Basal. | | |
|--|------------------------|--------------------------|
| Sentido | Deriva Elástica | Deriva Inelástica |
| X | 0.000666 | 0.3996% |
| Y | 0.000945 | 0.567% |

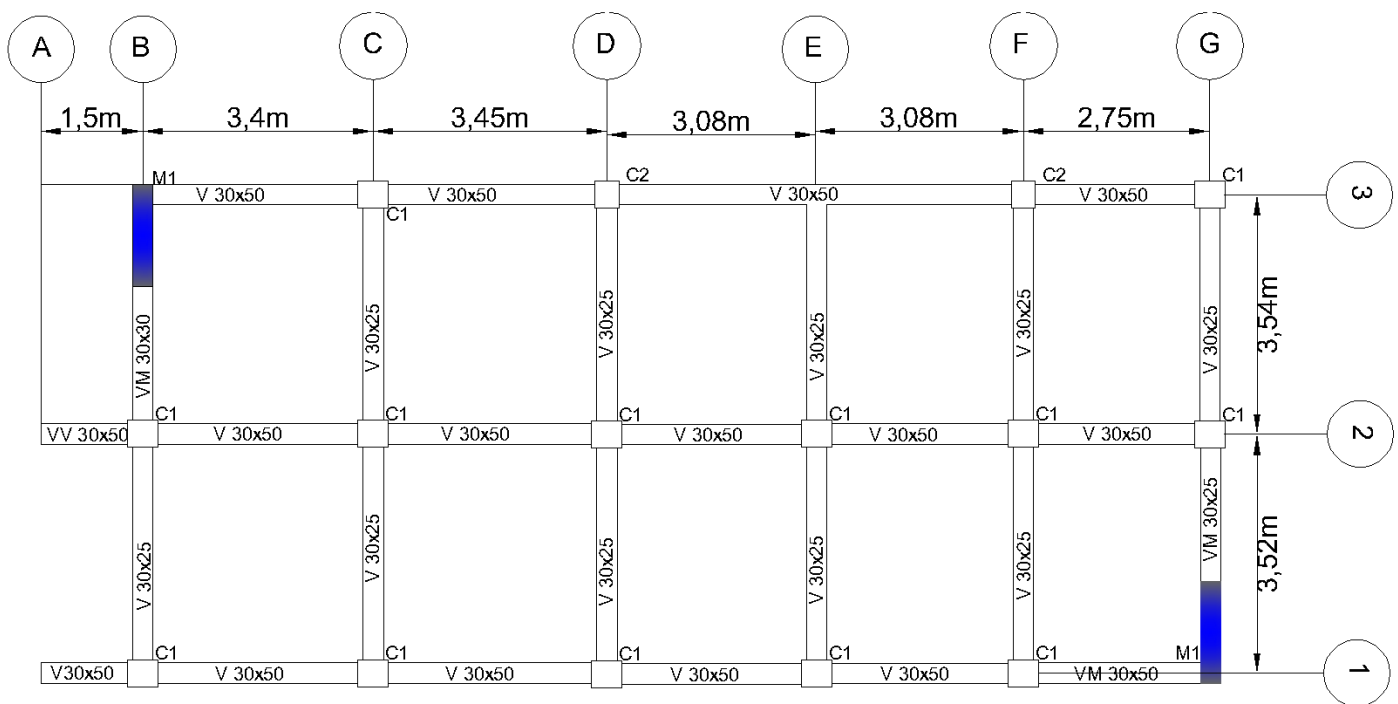
Fuente: Autor.

3.5.4 Dimensiones finales de la estructura

Una vez analizado y cumplido el cortante basal estático y dinámico, así como sus modos de vibración, hemos obtenido las dimensiones finales de para el diseño de los elementos estructurales tal y como se muestran en las **Figura 48 - Figura 50**.

Figura 48

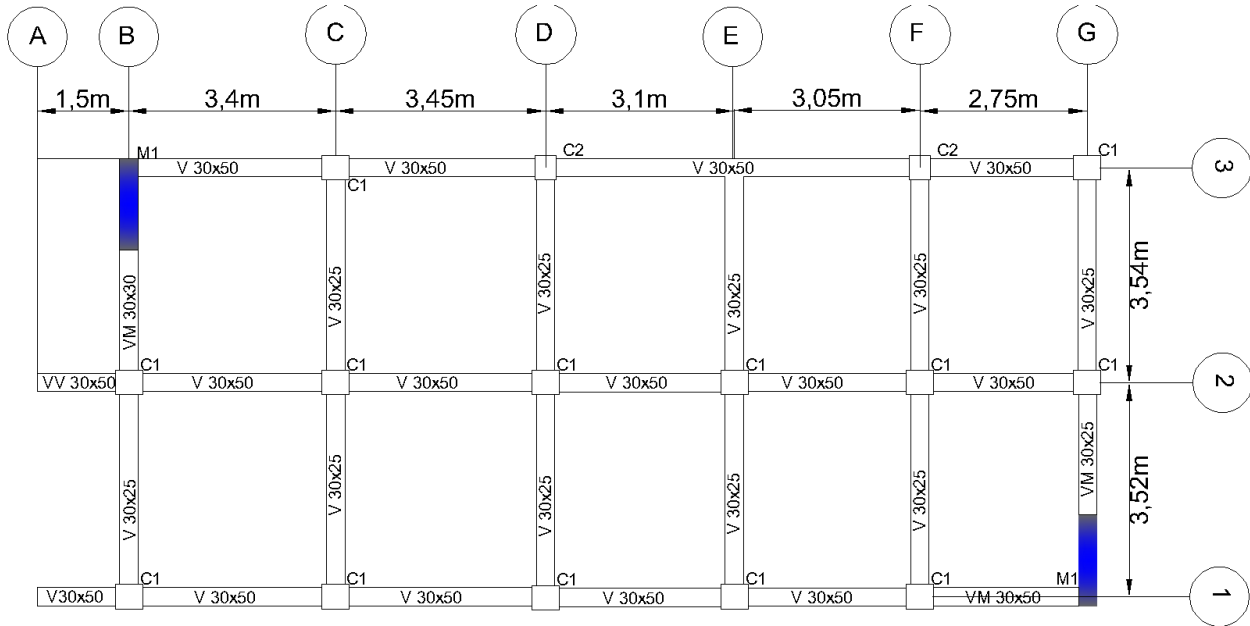
Configuración estructuras de las dimensiones definitivas N+3.00m. Fuente: (Autor)



VISTA EN PLANTA N+3.00m

Figura 49

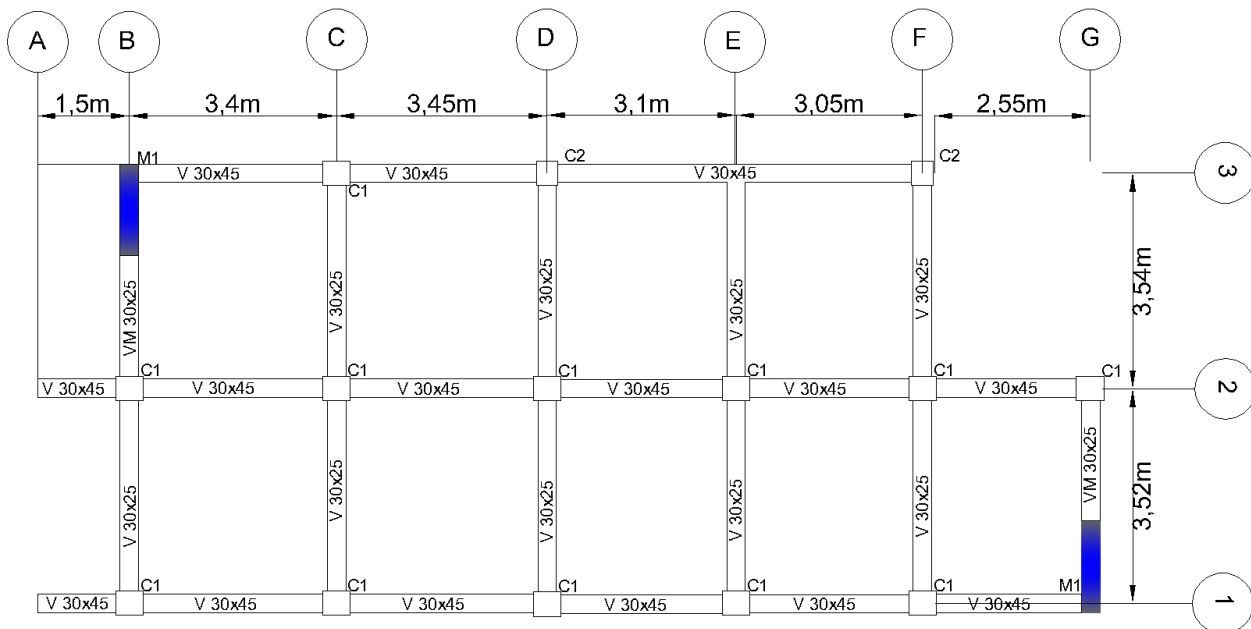
Configuración estructuras de las dimensiones definitivas N+6.00m. Fuente: (Autor)



VISTA EN PLANTA N+6.00m

Figura 50

Configuración estructuras de las dimensiones definitivas N+9.00m. Fuente: (Autor)



VISTA EN PLANTA N+9.00m

A continuación, colocamos la **Tabla 48** en la que se muestran las dimensiones de las columnas y muros adoptados finalmente.

Tabla 48

Dimensiones finales de las columnas en la estructura

| Tipo | Dimensiones (cm) - Nivel |
|-------------|---------------------------------|
| C1 | 45x40 (N+0.00 – N+9.00) |
| C2 | 35x40 (N+0.00 – N+9.00) |
| M1 | 30*150 (N+0.00 – N+9.00) |

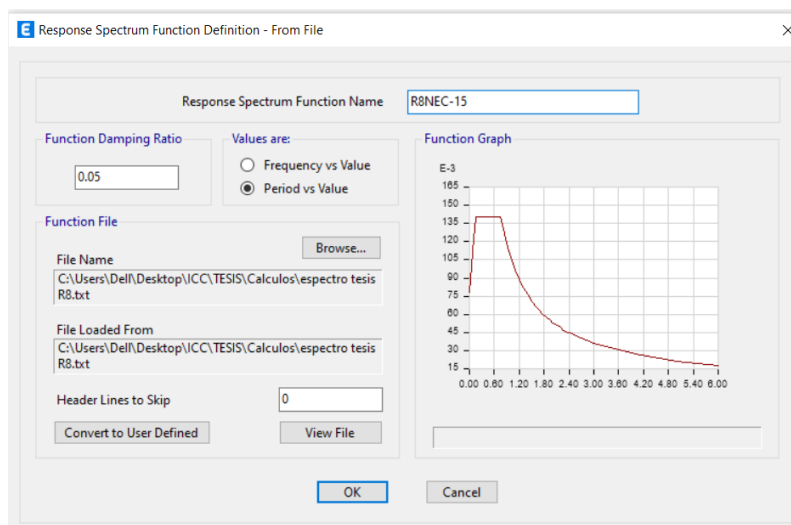
Fuente: Autor.

3.5.5 Análisis dinámico

Se ha cargado debidamente al programa Etabs el espectro de diseño previamente obtenido, tal y como se ve en la **Figura 51**; de esta manera para obtener los valores de la cortante basal dinámica y verificar si requiere o no calibración de la misma. Así mismo, con este procedimiento obtendremos las respectivas derivas dinámicas de la estructura.

Figura 51

Carga de datos para la generación del espectro de diseño en Etabs. Fuente: (Autor)



3.5.5.1 Calibración del cortante basal

La (NEC-SE-DS-PS, 2014) establece que el valor del cortante dinámico total en la base, determinado por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- ⊖ Menor al 80% del cortante basal V calculado por el método estático para estructuras regulares.
- ⊖ Menor al 0% del cortante basal V calculado por el método estático para estructuras irregulares.

Tabla 49

Cortantes en la base de la estructura sin calibrar.

| CARGA/ COMBO | FX | FY | FZ |
|-----------------|--------|--------|-------|
| | (ton) | (ton) | (ton) |
| Sismo X | -51.88 | 0 | 0 |
| Sismo Y | 0 | -51.88 | 0 |

| | | | |
|-----------------------|--------------|--------------|----------|
| Espectro X Max | 45.26 | 2.42 | 0 |
| Espectro Y Max | 2.42 | 39.58 | 0 |

Fuente: Autor.

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 85\%$$

$$\text{Sentido X} = \frac{45.26}{51.88} = 87\% \quad \text{Cumple}$$

$$\text{Sentido Y} = \frac{39.58}{51.88} = 76\% \quad \text{No Cumple}$$

Se obtuvieron los porcentajes y se determinó que en el sentido “Y” no cumple con el criterio establecido, para aquello procedemos a calcular los coeficientes de calibración usando las siguientes ecuaciones.

$$\frac{V_E}{V_D} * 0.85$$

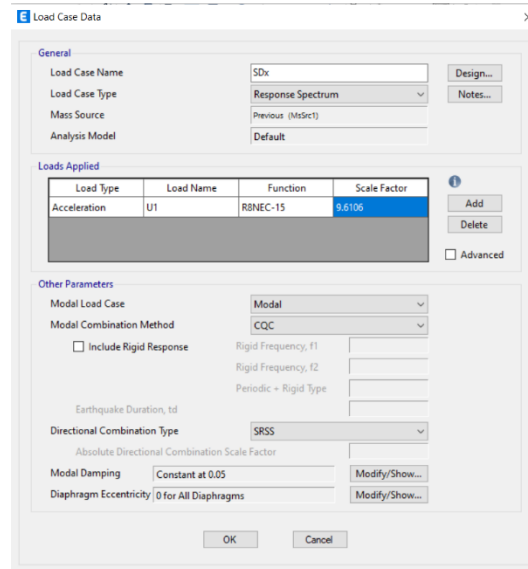
$$FC_X = \frac{51.88}{45.26} * 0.85 = 0.98$$

$$FC_Y = \frac{51.88}{39.58} * 0.85 = 1.12$$

Hemos calculado los factores, aunque la calibración iba únicamente para el sentido “Y”, se ha evidenciado que en el sentido “X” el factor de relación no es igual a 1, así que procedemos también a calibrar en ese sentido con la finalidad de que la gravedad trabaje a un factor de 1 de su totalidad.

Figura 52

Ingreso de datos para la calibración dirección X. Fuente: (Autor)



Load Case Data

General

Load Case Name: SDx [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (MsSrc1)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|--------------|-----------|----------|--------------|
| Acceleration | U1 | RBNEC-15 | 9.6106 |

[Add] [Delete] [Advanced]

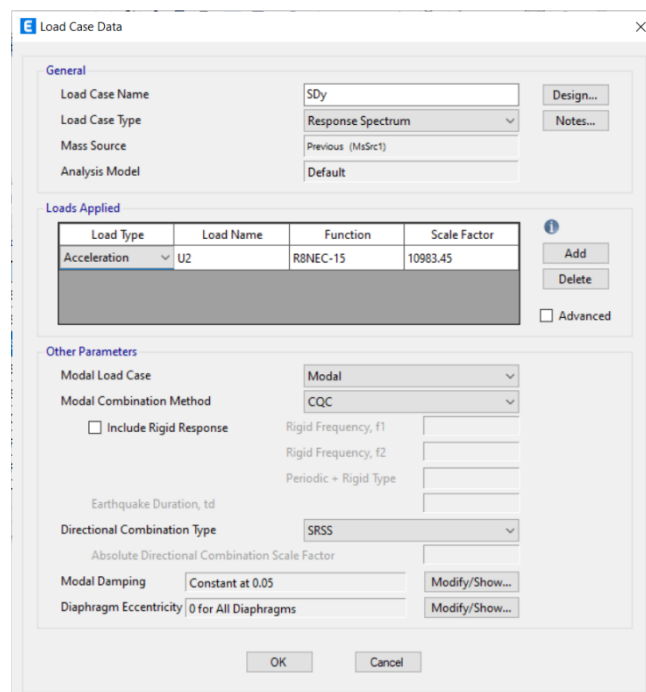
Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, t_d:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 53

Ingreso de datos para la calibración dirección Y. Fuente: (Autor)



Load Case Data

General

Load Case Name: SDy [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (MsSrc1)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|--------------|-----------|----------|--------------|
| Acceleration | U2 | RBNEC-15 | 10983.45 |

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, t_d:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Tabla 50

Cortantes en la base calibrados.

| CARGA/ COMBO | FX | FY | FZ |
|-----------------|---------------|---------------|-------|
| | (ton) | (ton) | (ton) |
| Sismo X | -51.88 | 0 | 0 |
| Sismo Y | 0 | -51.88 | 0 |
| Espectro X Max | 44.33 | 3.30 | 0 |
| Espectro Y Max | 3.77 | 44.49 | 0 |

Fuente: Autor.

$$\text{Sentido X} = \frac{44.33}{52.41} = 85\% \quad \text{Cumple}$$

$$\text{Sentido y} = \frac{44.49}{52.41} = 86\% \quad \text{Cumple}$$

3.5.5.2 Verificación de derivas dinámicas

En las **Figura 54 - Figura 55** se observan los valores obtenidos en el programa Etabs de las derivas dinámicas para el eje “x” tanto como para el eje “Y”

Figura 54

Deriva dinámica del sismo en dirección X. Fuente: (Autor)

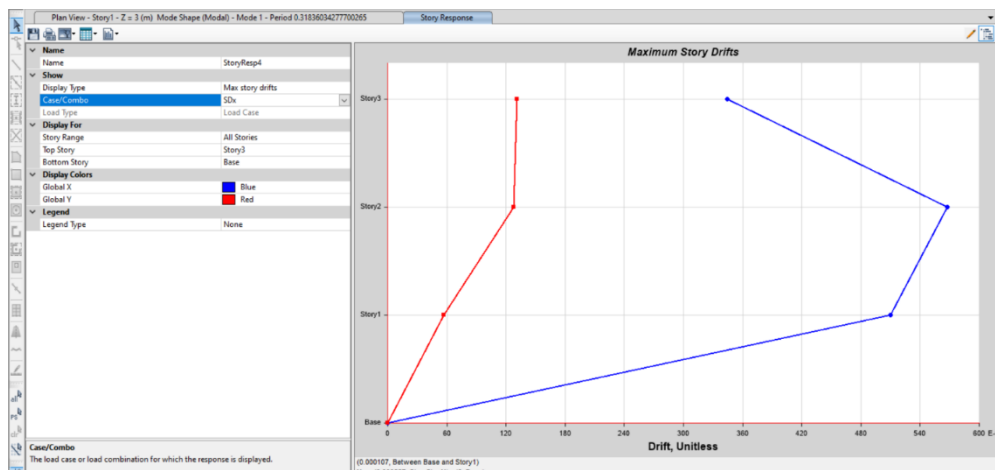
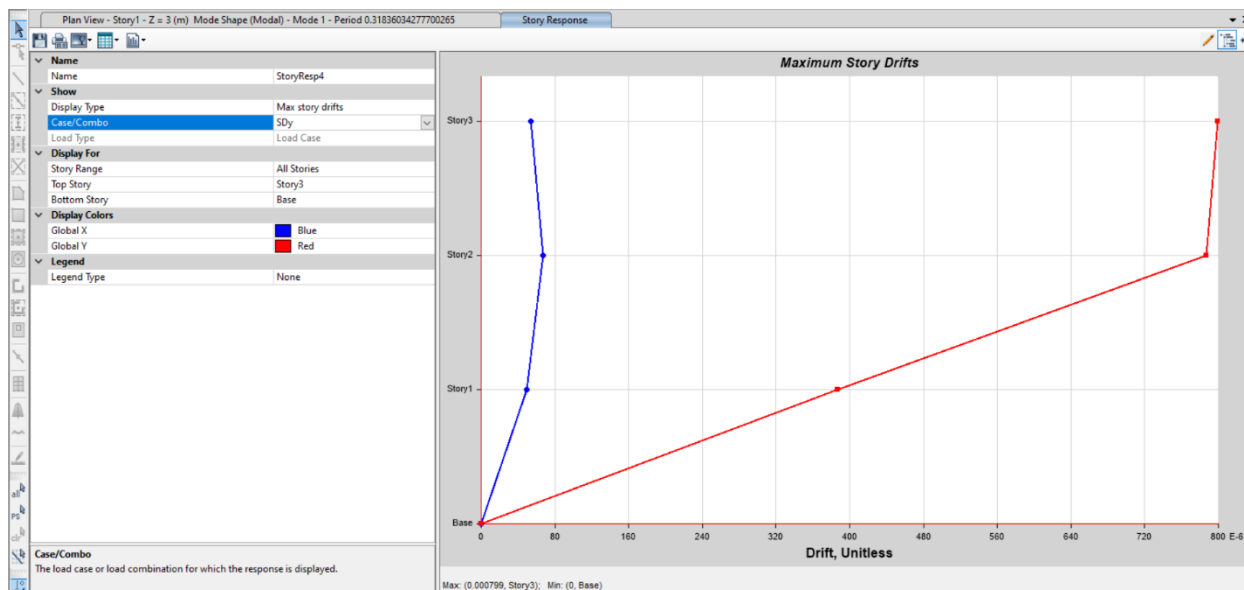


Figura 55

Deriva dinámica del sismo en dirección Y. Fuente: (Autor)



El valor de para el sentido “X” es de 0.000567 y para el sentido “Y” es de 0.000799, dichos valores serán calculados en las ecuaciones para su debida obtención en porcentajes y posterior comprobación con la normativa vigente.

$$\gamma_{inelX} = 0.75 * 8 * 0.000567 = 0.3402\% < 2\% \text{ **Cumple**}$$

$$\gamma_{inelY} = 0.75 * 8 * 0.000799 = 0.4794\% < 2\% \text{ **Cumple**}$$

Tabla 51

Derivas dinámicas de la estructura

| Derivas estáticas con respecto al cortante Basal. | | |
|--|------------------------|--------------------------|
| Sentido | Deriva Elástica | Deriva Inelástica |
| X | 0.000567 | 0.3402% |
| Y | 0.000799 | 0.4794% |

Fuente: Autor.

3.6 Diseño y chequeo de los elementos estructurales

Tras haber realizado el análisis modal de la edificación, procedemos a realizar el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado, con ayuda del programa comercial Etabs que hemos venido trabajando, obtendremos datos como, momentos, cortantes, cuantías de acero, demanda – capacidad de los elementos, entre otras verificaciones.

El programa Etabs, analiza, diseña, chequea y comprueba que los elementos estén dentro de los criterios que la normativa y códigos vigentes nos solicitan, no obstante, para mejorar el proceso de diseño de la losa alivianada de entre piso, usaremos una hoja electrónica de cálculo en Excel. El proceso de diseño de los muros estructurales también será realizado en una hoja electrónica de cálculo en este caso en Mathcad

3.6.1 Presentación de resultados y diagramas del modelo estructural

En las **Figura 56 - Figura 64** presentamos las fuerzas axiales (tonf) de diseño de los elementos que conforman la estructura, con la envolvente viendo los valores max – min.

Figura 56

Diagrama fuerza axial pórtico B. Fuente: (Autor)

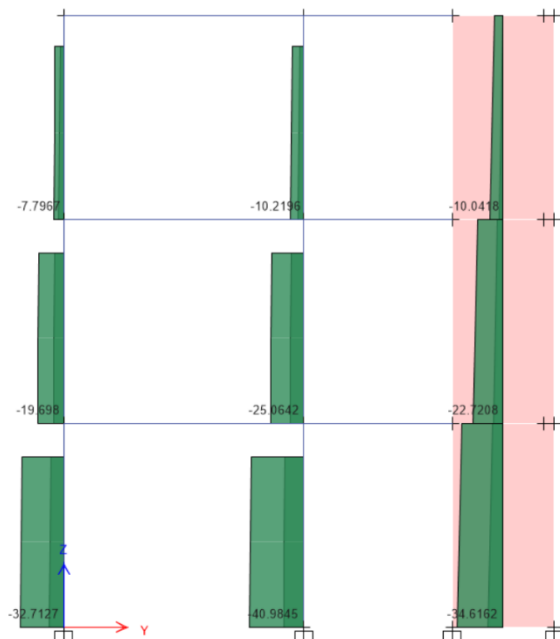


Figura 57

Diagrama fuerza axial pórtico C. Fuente: (Autor)

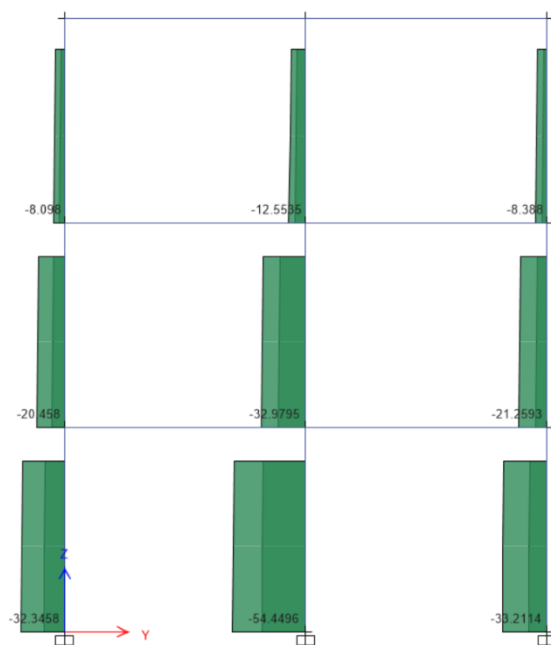


Figura 58

Diagrama fuerza axial pórtico D. Fuente: (Autor)

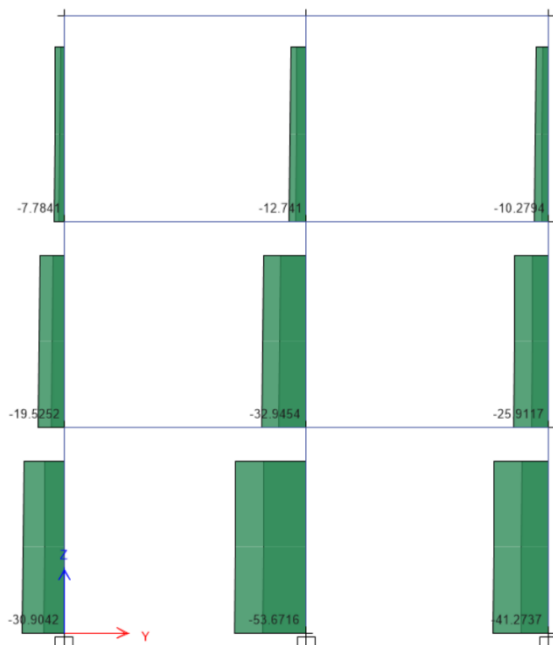


Figura 59

Diagrama fuerza axial pórtico E. Fuente: (Autor)

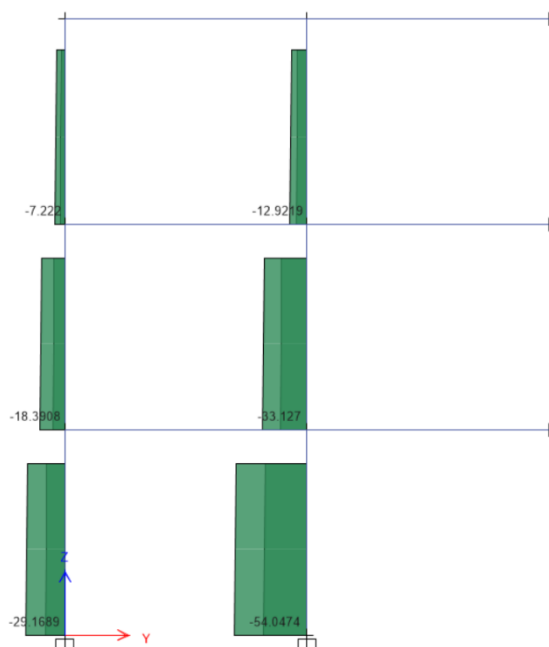


Figura 60

Diagrama fuerza axial pórtico F. Fuente: (Autor)

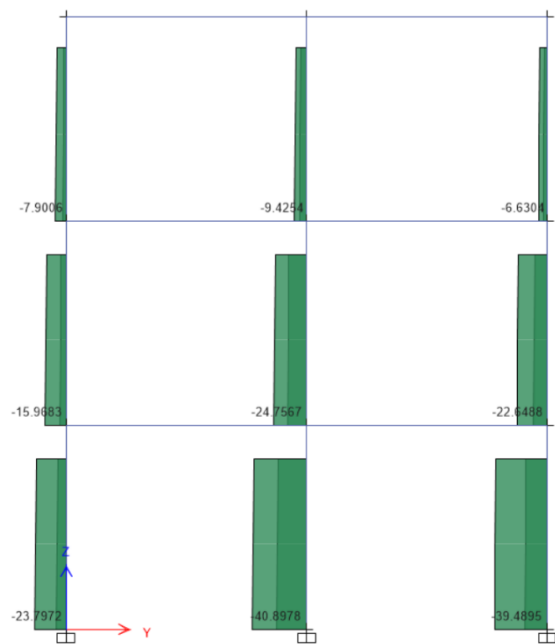


Figura 61

Diagrama fuerza axial pórtico G. Fuente: (Autor)

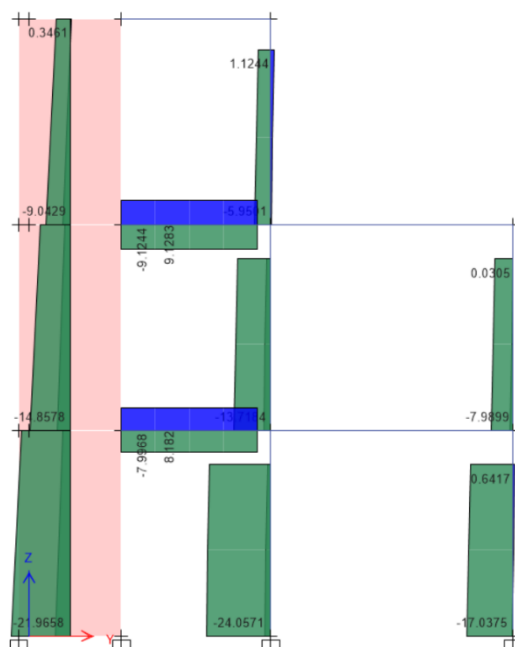


Figura 62

Diagrama fuerza axial pórtico 1. Fuente: (Autor)

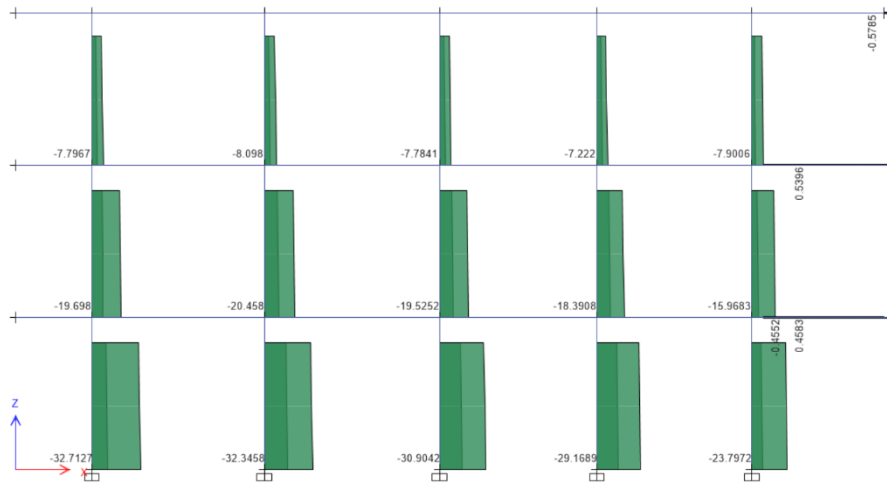


Figura 63

Diagrama fuerza axial pórtico 2. Fuente: (Autor)

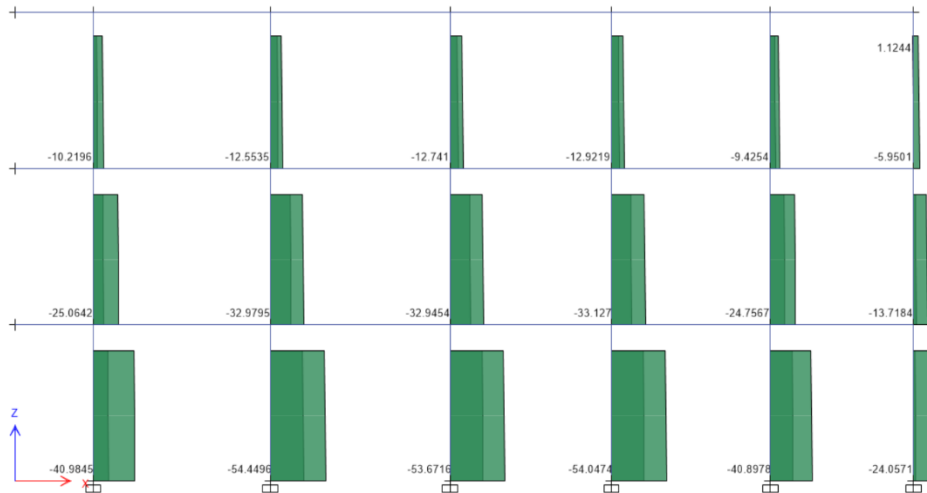
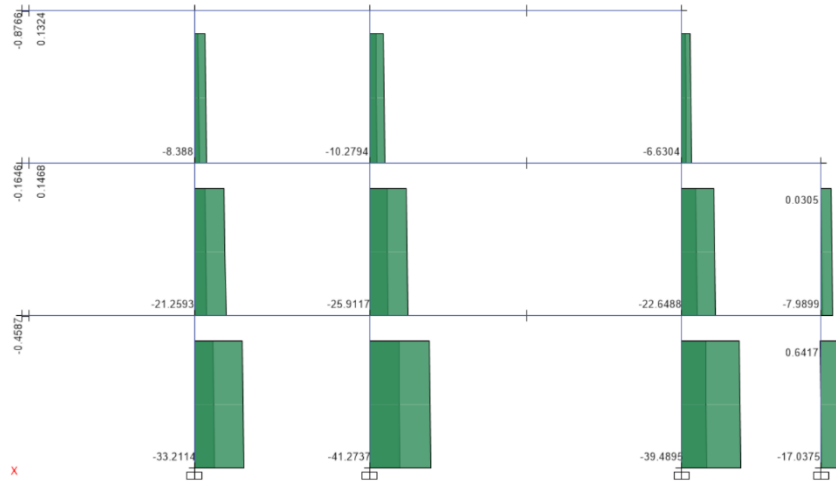


Figura 64

Diagrama fuerza axial pórtico 3. Fuente: (Autor)



En las **Figura 65 - Figura 73** presentamos las fuerzas cortantes (tonf) de diseño de los elementos que conforman la estructura, con la envolvente viendo los valores max – min.

Figura 65

Diagrama cortante pórtico B. Fuente: (Autor)

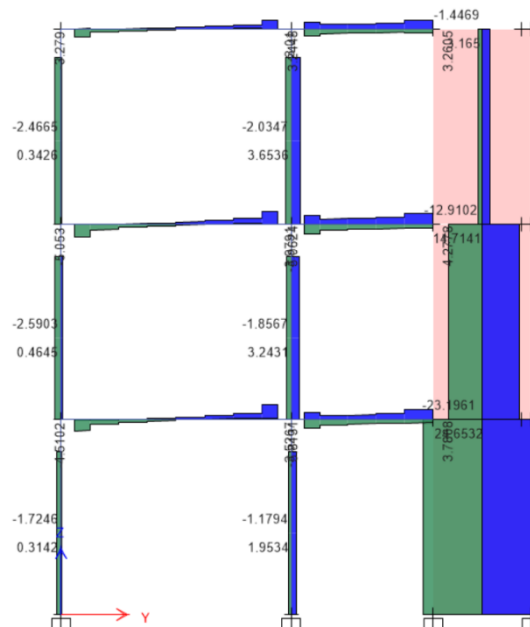


Figura 66

Diagrama cortante pórtico C. Fuente: (Autor)

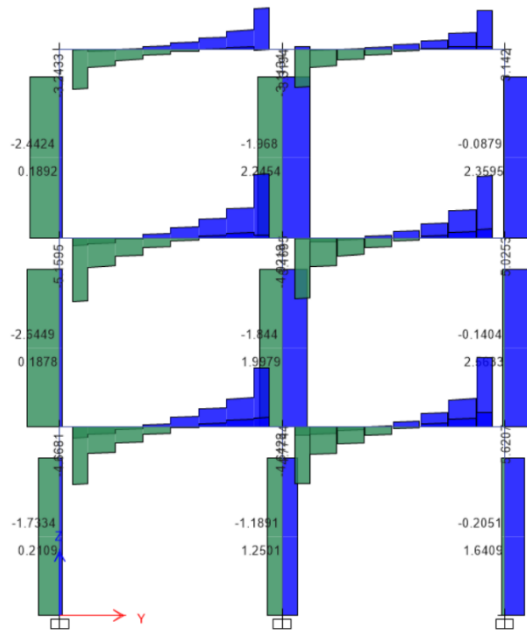


Figura 67

Diagrama cortante pórtico D. Fuente: (Autor)

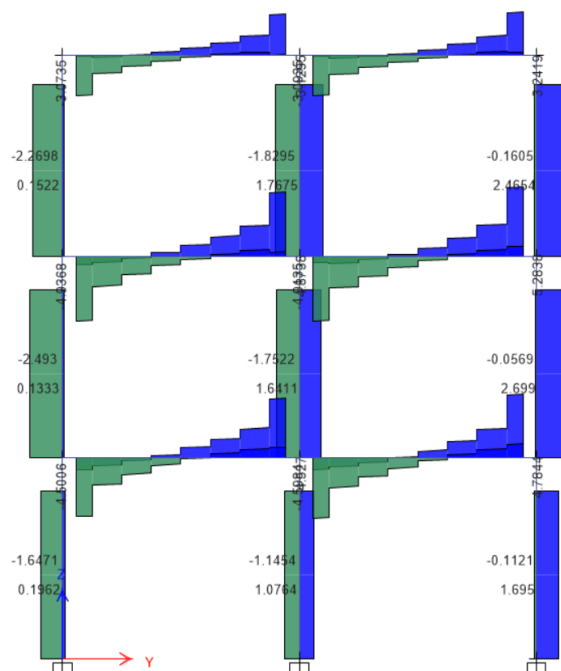


Figura 68

Diagrama cortante pórtico E. Fuente: (Autor)

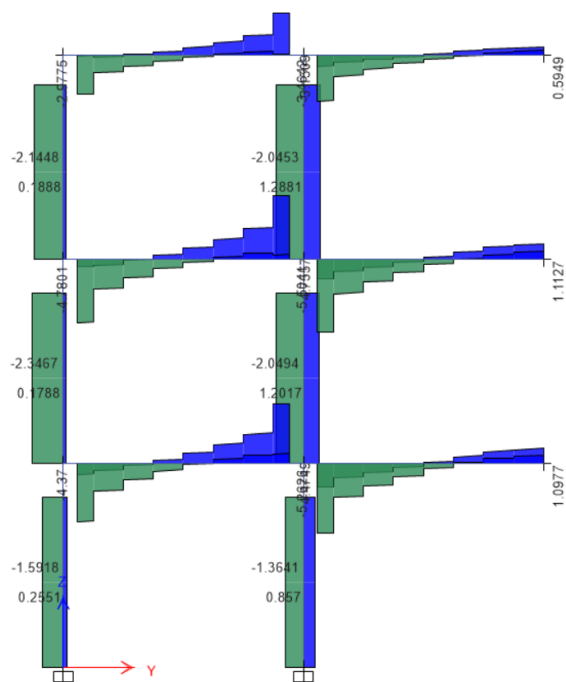


Figura 69

Diagrama cortante pórtico F. Fuente: (Autor)

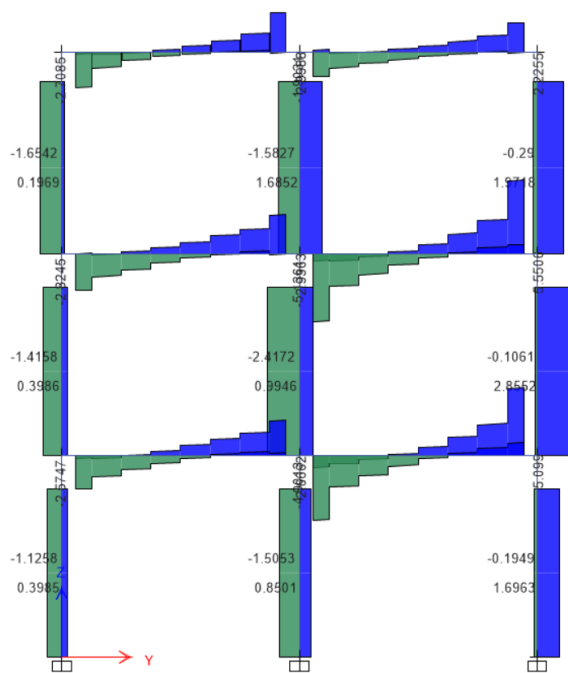


Figura 70

Diagrama cortante pórtico G. Fuente: (Autor)

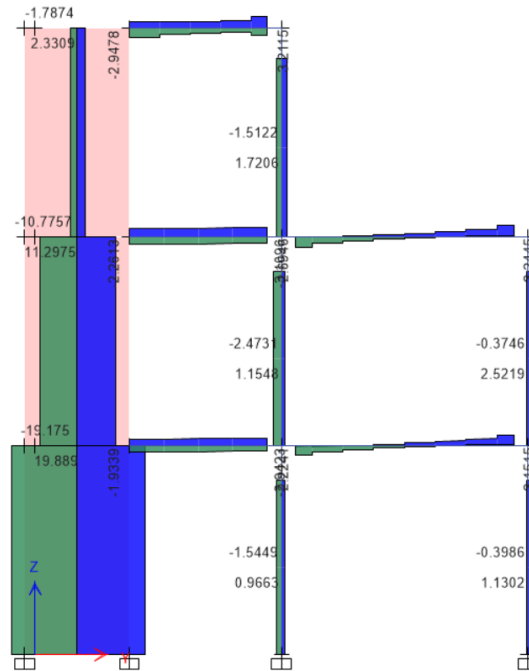


Figura 71

Diagrama cortante pórtico I. Fuente: (Autor)

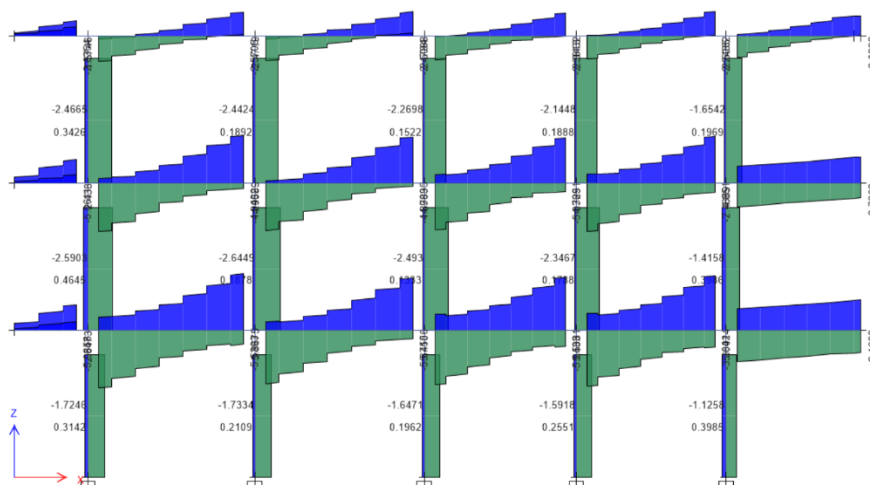


Figura 72

Diagrama cortante pórtico 2. Fuente: (Autor)

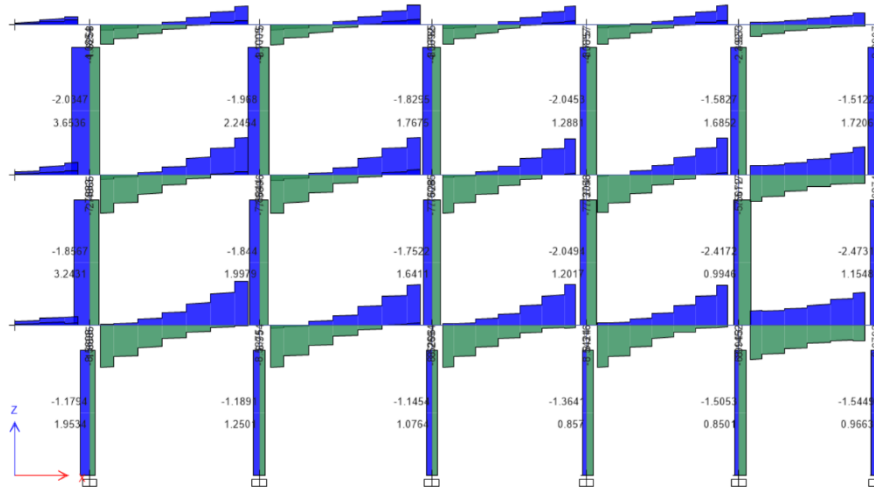
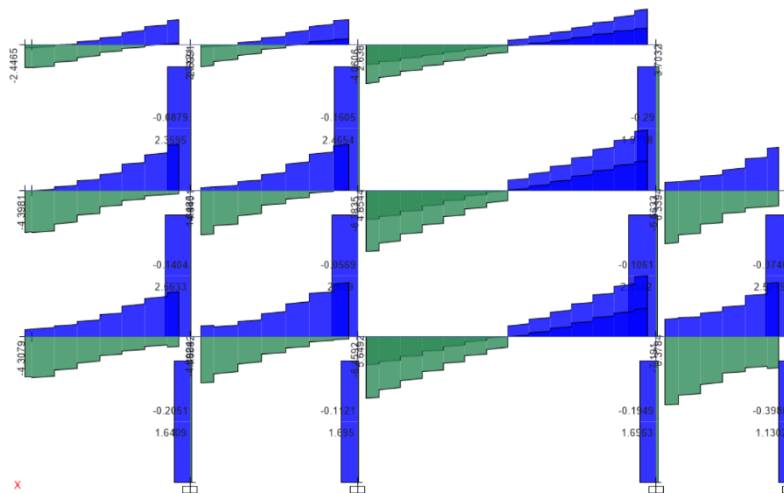


Figura 73

Diagrama cortante pórtico 3. Fuente: (Autor)



En las **Figura 74 - Figura 82** presentamos los momentos (tonf-m) de diseño de los elementos que conforman la estructura, con la envoltura viendo los valores max – min.

Figura 74

Diagrama momento pórtico B. Fuente: (Autor)

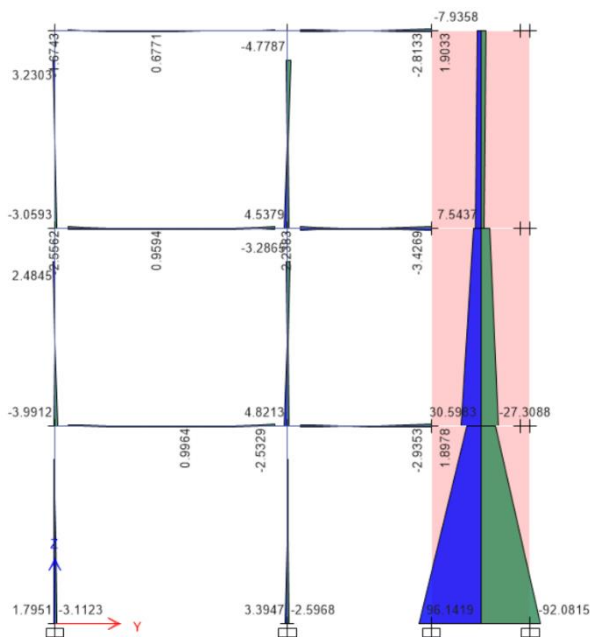


Figura 75

Diagrama momento pórtico c. Fuente: (Autor)

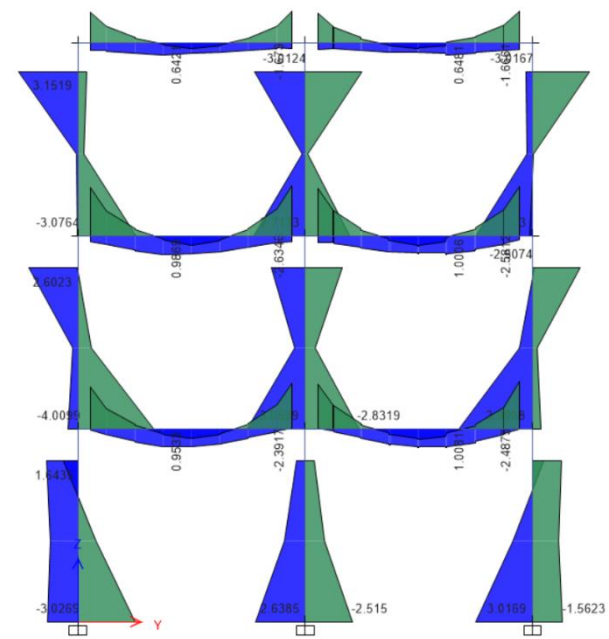


Figura 76

Diagrama momento pórtico D. Fuente: (Autor)

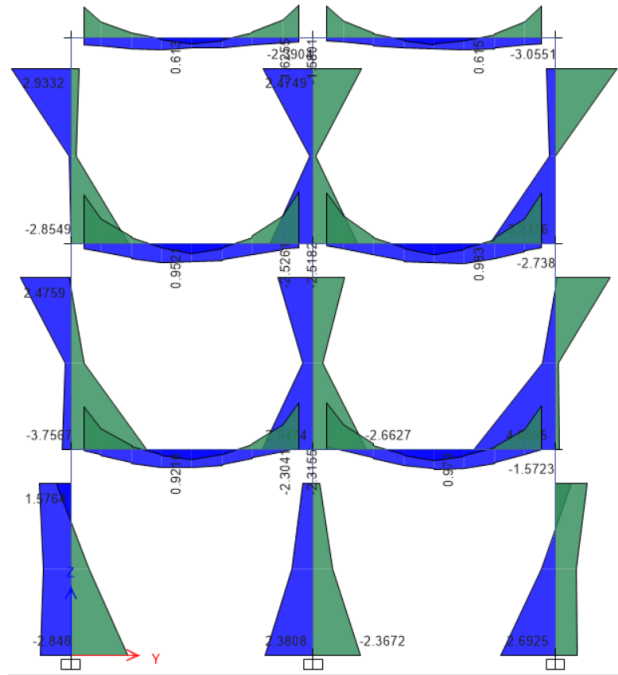


Figura 77

Diagrama momento pórtico E. Fuente: (Autor)

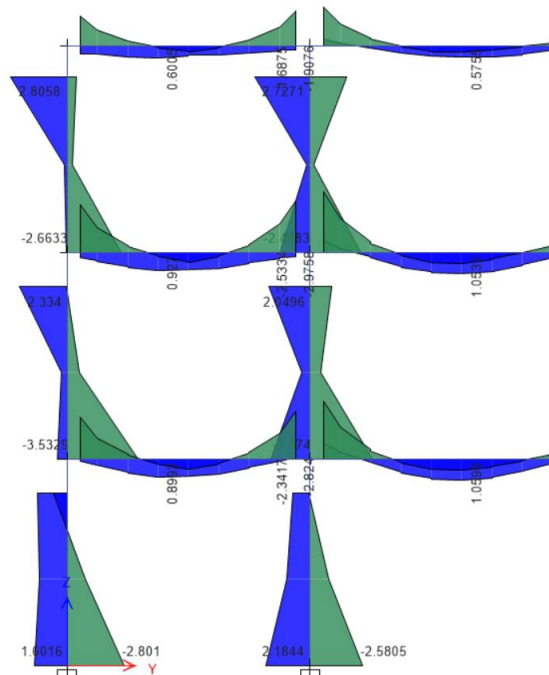


Figura 78

Diagrama momento pórtico F. Fuente: (Autor)

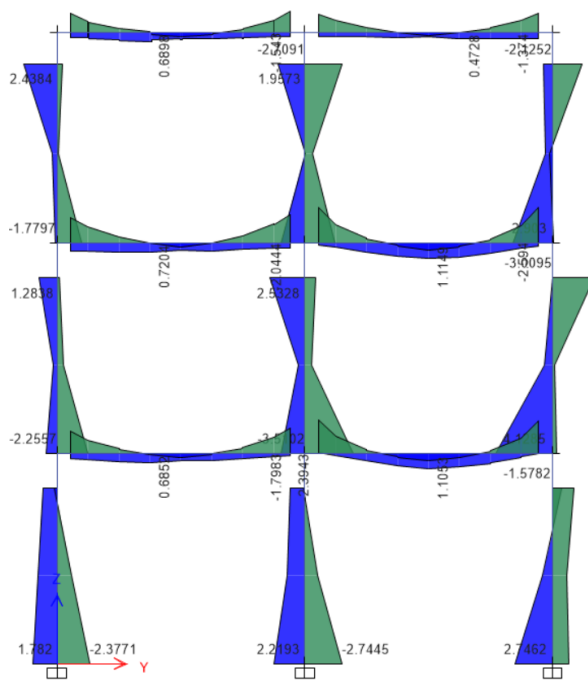


Figura 79

Diagrama momento pórtico G. Fuente: (Autor)

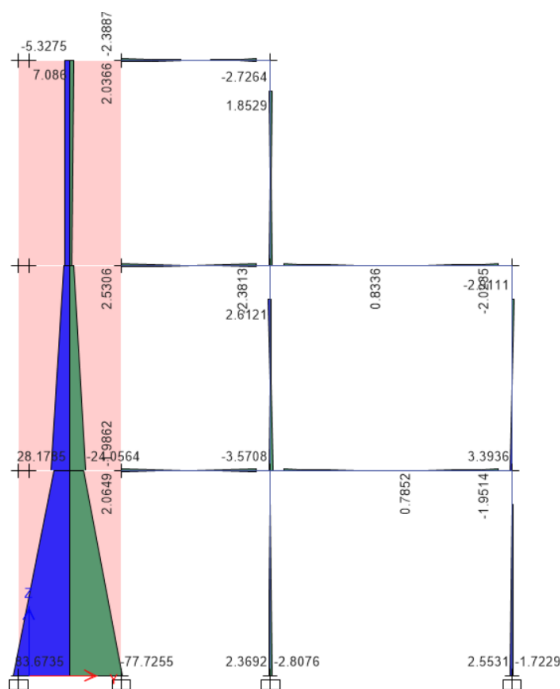


Figura 80

Diagrama momento pórtico 1. Fuente: (Autor)

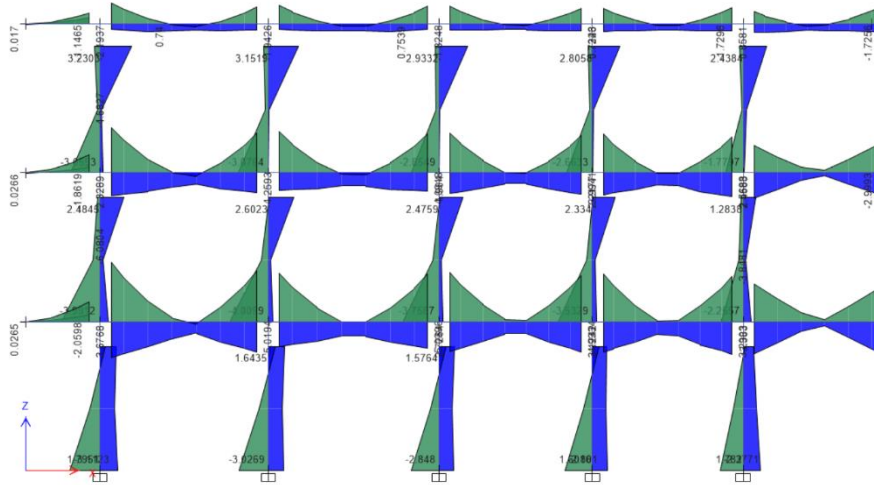


Figura 81

Diagrama momento pórtico 2. Fuente: (Autor)

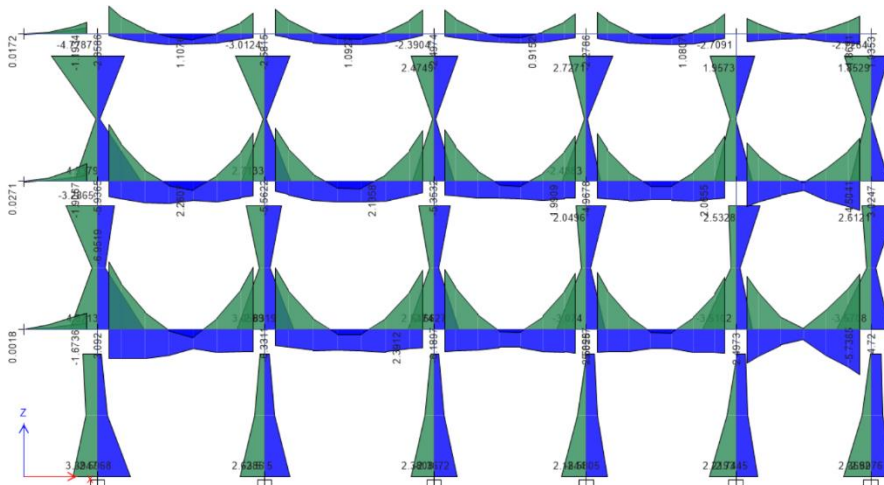


Figura 82

Diagrama momento pórtico 3. Fuente: (Autor)

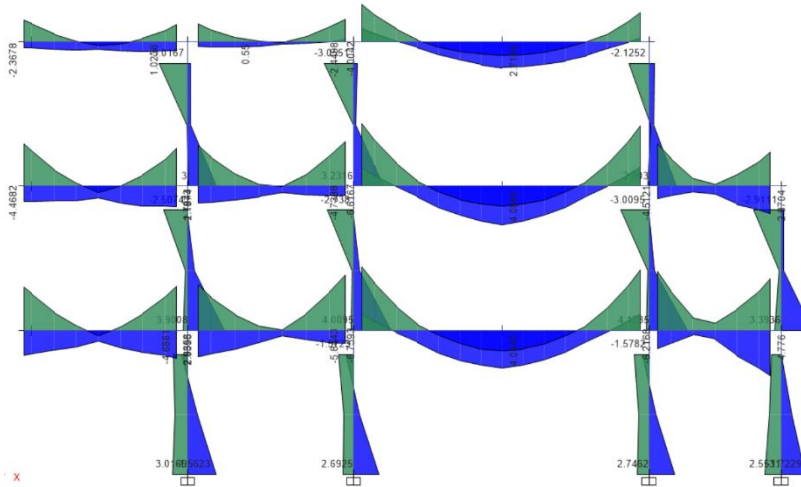


Figura 83

Vista 3D de fuerzas axiales de la edificación. Fuente: (Autor)

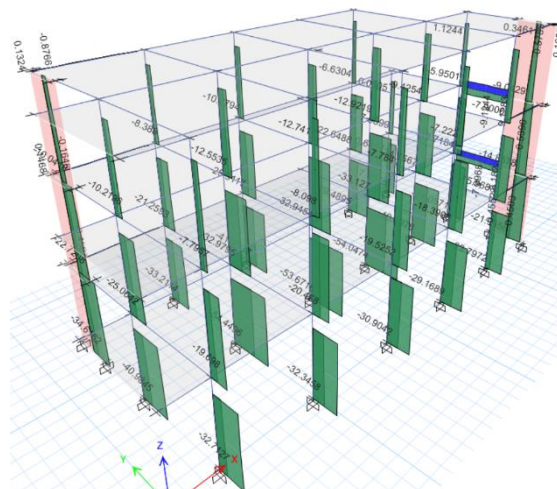


Figura 84

Vista 3D de cortantes de la edificación. Fuente: (Autor)

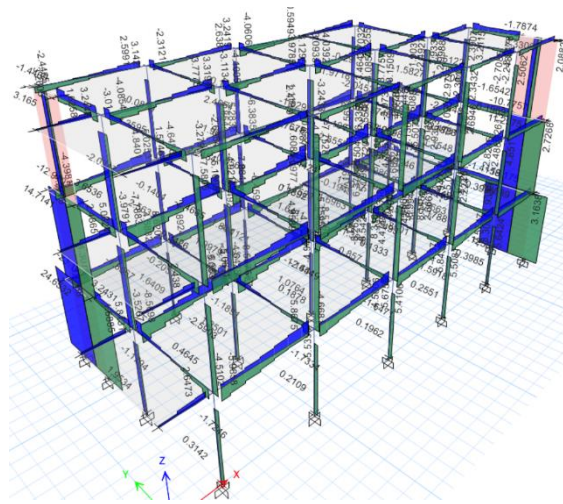
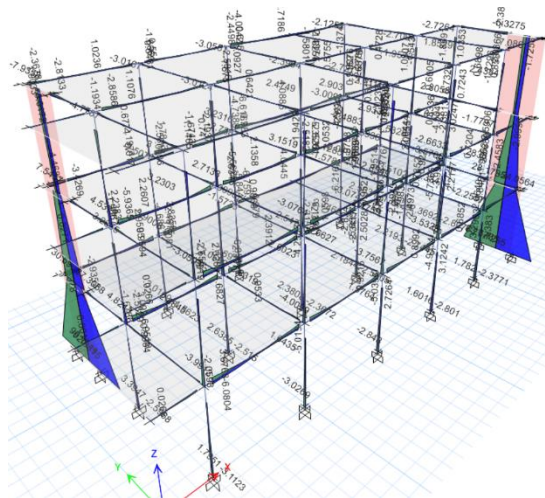


Figura 85

Vista 3D de momentos de la edificación. Fuente: (Autor)



3.6.2 Diseño de columnas

En la **Tabla 52** se observan los datos del armado transversal de la columna C1, correspondiente al eje más crítico siendo el C2 respectivo al plano arquitectónico. La hoja electrónica de Excel fue la herramienta implementada para la realización de este armado.

Tabla 52

Calculo de armado trasversal en columna sentido Y

| ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS (EJE 2) | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--|---------------------------|-----------------------------------|---------|------------|---------------------------------------|
| Piso | Longitud (m) | b ₁ (cm) | b _{ch} (cm) | A _g (cm ²) | A _{ch} (cm ²) | L _o (cm) | L _x (cm) | S _{min} (cm) | S _{max} (cm) | A _{sh,req} (cm ²) | Ø _{estribo} (mm) | A _v (cm ²) | # Ramas | # Estribos | Armadura transversal en confinamiento |
| 1 | 3.00 | 40 | 32 | 1800 | 1184 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.40 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |
| 2 | 3.00 | 40 | 32 | 1800 | 1184 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.40 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |
| 3 | 3.00 | 40 | 32 | 1800 | 1184 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.40 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |

Fuente: Autor.

En la **Tabla 53** detallamos los valores calculados en la hoja electrónica de Excel para el eje 1 de la columna C1

Tabla 53

Calculo de armado trasversal en columna sentido X

| ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS (EJE 1) | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--|---------------------------|-----------------------------------|---------|------------|---------------------------------------|
| Piso | Longitud (m) | b ₁ (cm) | b _{cv} (cm) | A _g (cm ²) | A _{ch} (cm ²) | L _o (cm) | L _x (cm) | S _{min} (cm) | S _{max} (cm) | A _{sh,req} (cm ²) | Ø _{estribo} (mm) | A _v (cm ²) | # Ramas | # Estribos | Armadura transversal en confinamiento |
| 1 | 3.00 | 45 | 37 | 1800 | 1184 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.77 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |
| 2 | 3.00 | 45 | 37 | 1800 | 1184 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.77 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |
| 3 | 3.00 | 45 | 37 | 1800 | 1184 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.77 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |

Fuente: Autor.

En la **Tabla 54** observamos el armado longitudinal y confinamiento de la columna C1, en la que disponemos la cantidad de varillas alrededor interno de la columna para su debido confinamiento, así como su cuantía obtenida siendo de 1.2%, dicha cuantía entra en lo establecido de estar entre el 1% y el 3%.

Tabla 54

Calculo de armado longitudinal y de confinamiento

| ARMADO LONGITUDINAL Y CONFINAMIENTO DE LAS COLUMNAS | | | | | | | |
|---|---------------------|---------------------|------------|---------------|-----------------------|-----------------------------------|---------|
| Piso | b ₁ (cm) | b ₂ (cm) | # Varillas | Diametro (mm) | Armadura longitudinal | A _s (cm ²) | Cuantía |
| 1 | 40 | 45 | 12 | 14 | 12Ø14 | 18.47 | 1.03% |
| 2 | 40 | 45 | 12 | 14 | 12Ø14 | 18.47 | 1.03% |
| 3 | 40 | 45 | 12 | 14 | 12Ø14 | 18.47 | 1.03% |

Fuente: Autor.

En la **Tabla 55** se observan los datos del armado transversal de la columna C2, correspondiente al eje donde presentamos una viga de sección indistinta y fuera del rango de la mayoría presente en la implantación D3 respectivo al plano arquitectónico. La hoja electrónica de Excel fue la herramienta implementada para la realización de este armado.

Tabla 55

Calculo de armado trasversal en columna sentido X

| ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS (EJE 1) | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--|---------------------------|-----------------------------------|---------|------------|---------------------------------------|
| Piso | Longitud (m) | b ₁ (cm) | b _{ch} (cm) | A _g (cm ²) | A _{ch} (cm ²) | L _o (cm) | L _x (cm) | S _{min} (cm) | S _{max} (cm) | A _{sh,req} (cm ²) | Ø _{estribo} (mm) | A _v (cm ²) | # Ramas | # Estribos | Armadura transversal en confinamiento |
| 1 | 3.00 | 35 | 27 | 1400 | 864 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.41 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |
| 2 | 3.00 | 35 | 27 | 1400 | 864 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.41 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |
| 3 | 3.00 | 35 | 27 | 1400 | 864 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.41 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |

Fuente: Autor.

En la **Tabla 56** detallamos los valores calculados en la hoja electrónica de Excel para el eje 2 de la columna C2

Tabla 56

Calculo de armado trasversal en columna sentido Y

ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS (EJE 2)

| Piso | Longitud (m) | b ₁ (cm) | b _{cv} (cm) | A _g (cm ²) | A _{ch} (cm ²) | L _o (cm) | L _x (cm) | S _{min} (cm) | S _{max} (cm) | A _{sh,req} (cm ²) | Ø _{estribo} (mm) | A _v (cm ²) | # Ramas | # Estribos | Armadura transversal en confinamiento |
|------|--------------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--|---------------------------|-----------------------------------|---------|------------|---------------------------------------|
| 1 | 3.00 | 40 | 32 | 1400 | 864 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.86 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |
| 2 | 3.00 | 40 | 32 | 1400 | 864 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.86 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |
| 3 | 3.00 | 40 | 32 | 1400 | 864 | 50 | 200 | 8.4 | 10 | 2.86 | 10 | 0.79 | 4 | 10 Est. | 10 Est. Ø10 @.8.4 cm |

Fuente: Autor.

En la **Tabla 57** observamos el armado longitudinal y confinamiento de la columna C2, en la que disponemos la cantidad de varillas alrededor interno de la columna para su debido confinamiento, así como su cuantía obtenida siendo de 1.32%, dicha cuantía entra en lo establecido de estar entre el 1% y el 3%.

Tabla 57

Calculo de armado longitudinal y de confinamiento.

ARMADO LONGITUDINAL Y CONFINAMIENTO DE LAS COLUMNAS

| Piso | b ₁ (cm) | b ₂ (cm) | # Varillas | Diámetro (mm) | Armadura longitudinal | A _s (cm ²) | Cuantía |
|------|---------------------|---------------------|------------|---------------|-----------------------|-----------------------------------|---------|
| 1 | 35 | 40 | 12 | 14 | 12Ø14 | 18.47 | 1.32% |
| 2 | 35 | 40 | 12 | 14 | 12Ø14 | 18.47 | 1.32% |
| 3 | 35 | 40 | 12 | 14 | 12Ø14 | 18.47 | 1.32% |

Fuente: Autor.

3.6.2.1 Diagrama de interacción

Debido a que la columna critica es aquella en la que se producen los momentos más grandes y se llega a producir poca carga axial, se debe chequear cada combinación de carga por aquel motivo, a diferencia de la viga que se puede optar por su envolvente o la combinación de carga más crítica. el programa Etabs ya nos brinda resultados del diagrama de interacción, aunque también se lo puede generar en hojas de cálculo electrónicas como Excel, Matlab o Mathcad; en

este caso haremos el diagrama de las columnas C2 de (40x45) cm datos mostrados en la **Tabla 58** y de la D3 de (35x40) cm datos mostrados en la **Tabla 59**.

Tabla 58

Resumen de datos interactuantes de la columna 45cm x 40cm

Column Element Details (Envelope)

| Level | Element | Unique Name | Section ID | Length (mm) | LLRF | Type |
|--------|---------|-------------|------------|-------------|-------|--------------|
| Story1 | C11 | 13 | C40x45 | 3000 | 0.626 | Sway Special |

Section Properties

| b (mm) | h (mm) | dc (mm) | Cover (Torsion) (mm) |
|--------|--------|---------|----------------------|
| 450 | 400 | 59 | 27.3 |

Material Properties

| E_c (tonf/mm ²) | f'_c (tonf/mm ²) | Lt.Wt Factor (Unitless) | f_y (tonf/mm ²) | f_{ys} (tonf/mm ²) |
|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------------|----------------------------------|
| 2.3393 | 0.0024 | 1 | 0.042 | 0.042 |

Design Code Parameters

| ϕ_T | ϕ_{CTied} | $\phi_{CSpiral}$ | ϕ_{Vns} | ϕ_{Vs} | ϕ_{Vjoint} |
|----------|----------------|------------------|--------------|-------------|-----------------|
| 0.9 | 0.65 | 0.75 | 0.85 | 0.6 | 0.85 |

Longitudinal Reinforcement Design for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

| Column End | Rebar Area mm ² | Rebar % |
|------------|-------------------------------|------------|
| Top | 1800 | 1 |
| Bottom | 1800 | 1 |

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

| Column End | Design P_u tonf | Design M_{u2} tonf-mm | Design M_{u3} tonf-mm | Station Loc mm | Controlling Combo |
|------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------|---------------------|
| Top | 48.759 | 7627.65 | -46.59 | 2600 | Comb5.1= 1.2D+L+Sex |
| Bottom | 48.0571 | 6647.92 | -1309.08 | 0 | Comb5.2= 1.2D+L-Sex |

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

| Column End | Rebar A_v /s mm ² /mm | Design V_{u2} tonf | Station Loc mm | Controlling Combo |
|------------|---------------------------------------|-------------------------|-------------------|-------------------|
| Top | 0.38 | 1.4577 | 2600 | Comb7.6= 0.9D+Syd |

| Column End | Rebar A_v /s mm ² /mm | Design V_{u2} tonf | Station Loc mm | Controlling Combo |
|------------|---------------------------------------|-------------------------|-------------------|-------------------|
| Bottom | 0.38 | 1.4577 | 0 | Comb7.6= 0.9D+Syd |

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

| Column End | Rebar A_v /s mm ² /mm | Design V_{u3} tonf | Station Loc mm | Controlling Combo |
|------------|---------------------------------------|-------------------------|-------------------|-------------------|
| Top | 0.33 | 5.833 | 2600 | Comb7.6= 0.9D+Syd |
| Bottom | 0.33 | 5.833 | 0 | Comb7.6= 0.9D+Syd |

Joint Shear Check/Design

| | Joint Shear Ratio | Shear $V_{u,Tot}$ tonf | Shear V_c tonf | Joint Area mm ² | Controlling Combo |
|-------------------|----------------------|------------------------------|------------------------|----------------------------------|----------------------|
| Major(V_{u2}) | 0.303 | 22.87 | 75.4184 | 180000 | Comb5.1= 1.2D+L+Sex |
| Minor(V_{u3}) | 0.509 | 47.9518 | 94.273 | 180000 | Comb5.1= 1.2D+L+Sex |

Beam/Column Capacity Ratios

| | 6/5(B/C) Ratio | Column/Beam Ratio | SumBeamCap Moments tonf-mm | SumColCap Moments tonf-mm | Controlling Combo |
|---------------------|-------------------|----------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| Major ₃₃ | 0.136 | 8.831 | 3507.35 | 31244.92 | Comb7.2= 0.9D-Sxe |
| Minor ₂₂ | 0.467 | 2.572 | 14125.28 | 36330.15 | Comb7.2= 0.9D-Sxe |

Fuente: Autor.

Tabla 59

Resumen de datos interactuantes de la columna 35cm x 40cm

Column Element Details (Envelope)

| Level | Element | Unique Name | Section ID | Length (mm) | LLRF | Type |
|--------|---------|-------------|------------|-------------|-------|--------------|
| Story1 | C8 | 10 | C35x40 | 3000 | 0.715 | Sway Special |

Section Properties

| b (mm) | h (mm) | dc (mm) | Cover (Torsion) (mm) |
|--------|--------|---------|----------------------|
| 350 | 400 | 60 | 27.3 |

Material Properties

| E_c (tonf/mm ²) | f'_c (tonf/mm ²) | Lt.Wt Factor (Unitless) | f_y (tonf/mm ²) | f_{ys} (tonf/mm ²) |
|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------------|----------------------------------|
| 2.3393 | 0.0024 | 1 | 0.042 | 0.042 |

Design Code Parameters

| Φ_T | Φ_{CTied} | $\Phi_{CSpiral}$ | Φ_{Vns} | Φ_{Vs} | Φ_{Vjoint} |
|----------|----------------|------------------|--------------|-------------|-----------------|
| 0.9 | 0.65 | 0.75 | 0.85 | 0.6 | 0.85 |

Longitudinal Reinforcement Design for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

| Column End | Rebar Area mm ² | Rebar % |
|------------|-------------------------------|------------|
| Top | 2048 | 1.46 |
| Bottom | 1400 | 1 |

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

| Column End | Design P_u tonf | Design M_{u2} tonf-mm | Design M_{u3} tonf-mm | Station Loc mm | Controlling Combo |
|------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------|---------------------|
| Top | 21.7262 | -11296.31 | -1043.33 | 2400 | Comb7.6= 0.9D+Syd |
| Bottom | 36.2924 | 4670.1 | 1063.62 | 0 | Comb5.2= 1.2D+L-Sex |

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

| Column End | Rebar A_v / s mm ² /mm | Design V_{u2} tonf | Station Loc mm | Controlling Combo |
|------------|--|-------------------------|-------------------|-------------------|
| Top | 0.29 | 1.3201 | 2400 | Comb7.6= 0.9D+Syd |
| Bottom | 0.29 | 1.3201 | 0 | Comb7.6= 0.9D+Syd |

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

| Column End | Rebar A_v / s mm ² /mm | Design V_{u3} tonf | Station Loc mm | Controlling Combo |
|------------|--|-------------------------|-------------------|-------------------|
| Top | 0.33 | 8.6385 | 2400 | Comb7.6= 0.9D+Syd |
| Bottom | 0.33 | 8.6385 | 0 | Comb7.6= 0.9D+Syd |

Joint Shear Check/Design

| | Joint Shear Ratio | Shear $V_{u,Tot}$ tonf | Shear V_c tonf | Joint Area mm ² | Controlling Combo |
|-------------------|----------------------|------------------------------|------------------------|----------------------------------|----------------------|
| Major(V_{u2}) | 0.161 | 11.8216 | 73.3235 | 140000 | Comb5.1= 1.2D+L+Sex |
| Minor(V_{u3}) | 0.702 | 51.4739 | 73.3235 | 140000 | Comb5.1= 1.2D+L+Sex |

Beam/Column Capacity Ratios

| | 6/5(B/C) Ratio | Column/Beam Ratio | SumBeamCap Moments tonf-mm | SumColCap Moments tonf-mm | Controlling Combo |
|---------------------|-------------------|----------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| Major ₃₃ | 0.07 | 17.051 | 1470.37 | 31181.27 | Comb7.4= 0.9D-Sye |
| Minor ₂₂ | 0.895 | 1.341 | 20919.1 | 28046.77 | Comb7.4= 0.9D-Sye |

Fuente: Autor.

Para que se cumplan lo resultados previos verificamos lo siguiente

$$Pu \leq \frac{0.3 * Ag * f'c}{1000}; f'c \leq 70Mpa$$

$$\frac{0.3 * (40 * 45) * 240}{1000} = 129.6Ton$$

$$48.759ton \leq 129.6ton; "cumple"$$

$$\frac{0.3 * (35 * 40) * 240}{1000} = 129.6Ton$$

$$36.2924ton \leq 100.8ton; "cumple"$$

3.6.3 Diseño de vigas

La obtención de valores para el diseño de vigas se realizó con el programa Etabs, habiendo realizado los chequeos correspondientes y tras llevar a cabo el análisis líneas, se proceden a diseñar aplicando las combinaciones de cargas. Cada viga presenta una combinación de carga desfavorable, con la cual se diseñará dicho elemento.

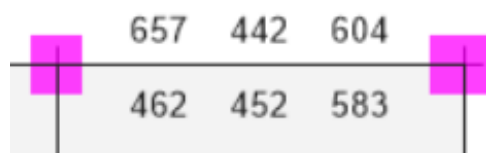
A continuación, se presenta el diseño de vigas a flexión, corte y torsión, con los resultados obtenidos del Etabs, será un total de 9 diseño de vigas, debido a que presentamos vigas de diferentes dimensiones distribuidas en los 3 pisos de la edificación

3.6.3.1 Diseño de viga 30cm x 50cm

En la **Figura 86** observamos el caso más crítico de la viga con sección 30cm x50cm, la cual se encuentra en la luz que comprende el eje F3 – G3.

Figura 86

Demanda de acero en mm² de la viga 30cm x 50cm. Fuente: (Autor)



En la **Tabla 61** observamos los resultados del diseño a flexión de la viga, los cuales posteriormente serán ingresados al programa Etabs para el chequeo correspondiente del diseño de los elementos de hormigón armado.

Tabla 60

Dimensiones y recubrimiento de viga

| | |
|---------------|--------|
| Base | 300 mm |
| Altura | 500 mm |
| recubrimiento | 40 mm |
| ΦESTRIBO | 10 mm |

Fuente: Autor.

Tabla 61

Calculo de acero de refuerzo de la viga

| | $A_{s,req}$ (mm ²) | # barras | d_b (mm) | $A_{s,dis1}$ (mm ²) | d_t (mm) | d (mm) | $A_{s,min}$ (mm ²) | $A_{s,max}$ (mm ²) | $A_{s,dis}$ (mm ²) | $A_{s,dis}/A_{s,req}$ | Comprobación de cuantías según NEC |
|-----------|-----------------------------------|-------------|---------------|------------------------------------|---------------|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Izq(-) | 657 | 5 | 14 | 770 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 770 | 1.17 | OK |
| Medio (-) | 442 | 0 | 12 | - | - | 57 | - | - | - | - | - |
| Der (-) | 604 | 5 | 14 | 770 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 770 | 1.27 | OK |
| Izq (+) | 462 | 5 | 14 | 770 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 770 | 1.67 | OK |
| Medio (+) | 452 | 0 | 14 | - | - | 57 | - | - | - | - | - |
| Der (+) | 583 | 5 | 14 | 770 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 770 | 1.32 | OK |

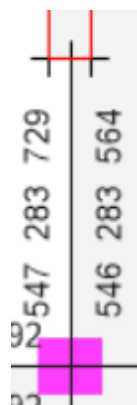
Fuente: Autor.

3.6.3.2 Diseño de viga VM 30cm x 30cm

En la **Figura 87** observamos el caso más crítico de la viga con sección 30cm x30cm, la cual se encuentra en la luz que comprende el eje B2 – B3

Figura 87

Demanda de acero en mm² de la viga 30cm x 30cm. Fuente: (Autor)



En la **Tabla 63** observamos los resultados del diseño a flexión de la viga, los cuales posteriormente serán ingresados al programa Etabs para el chequeo correspondiente del diseño de los elementos de hormigón armado.

Tabla 62

Dimensiones y recubrimiento de la viga.

| | | |
|---------------|-----|----|
| Base | 300 | mm |
| Altura | 300 | mm |
| recubrimiento | 40 | mm |
| ΦESTRIBO | 10 | mm |

Fuente: Autor.

Tabla 63

Calculo de acero de refuerzo de la viga.

| | $A_{s,req}$ (mm ²) | # barras | d_b (mm) | $A_{s,dis1}$ (mm ²) | d_t (mm) | d (mm) | $A_{s,min}$ (mm ²) | $A_{s,max}$ (mm ²) | $A_{s,dis}$ (mm ²) | $A_{s,dis}/A_{s,req}$ | Comprobación de cuantías según NEC |
|-----------|-----------------------------------|-------------|---------------|------------------------------------|---------------|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Izq(-) | 547 | 5 | 14 | 770 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 770 | 1.41 | OK |
| Medio (-) | 283 | 0 | 14 | - | - | 56 | - | - | - | - | - |
| Der (-) | 729 | 5 | 14 | 770 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 770 | 1.06 | OK |
| Izq (+) | 546 | 5 | 14 | 770 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 770 | 1.41 | OK |
| Medio (+) | 283 | 0 | 14 | - | - | 56 | - | - | - | - | - |
| Der (+) | 564 | 5 | 14 | 770 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 770 | 1.36 | OK |

Fuente: Autor.

Podemos observar que la viga al realizar el diseño en el programa Etabs nos arroja un valor de fallo a cortante debido a la torsión, para verificar si se debe o no realizar un diseño a torsión realizamos el cálculo correspondiente, viendo los valores de la resistencia a la torsión en condiciones ultimas y la torsión de fisuración; valores que podemos ver en la **Tabla 64**.

Tabla 64

Resumen de datos interactuantes de la viga y datos para la verificación de torsión.

Beam Element Details

| Level | Element | Unique Name | Section ID | Combo ID | Station Loc | Length (m) | LLRF | Type |
|--------|---------|-------------|------------|---------------------|-------------|------------|------|--------------|
| Story1 | B11 | 37 | VD4 30x30 | Comb5.5= 1.2D+L+Sxd | 2.18 | 2.18 | 1 | Sway Special |

Section Properties

| b (m) | h (m) | b_f (m) | d_s (m) | d_{ct} (m) | d_{cb} (m) |
|-------|-------|-----------|-----------|--------------|--------------|
| 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0 | 0.06 | 0.06 |

Material Properties

| E_c (tonf/m ²) | f_c (tonf/m ²) | Lt.Wt Factor (Unitless) | f_y (tonf/m ²) | f_{ys} (tonf/m ²) |
|------------------------------|------------------------------|-------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| 2339281.94 | 2400 | 1 | 42000 | 42000 |

Design Code Parameters

| ϕ_T | ϕ_{CTied} | $\phi_{CSpiral}$ | ϕ_{Vns} | ϕ_{Vs} | ϕ_{Vjoint} |
|----------|----------------|------------------|--------------|-------------|-----------------|
| 0.9 | 0.65 | 0.75 | 0.75 | 0.6 | 0.85 |

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

| | Design Moment tonf-m | Design P_u tonf | -Moment Rebar m^2 | +Moment Rebar m^2 | Minimum Rebar m^2 | Required Rebar m^2 |
|------------------|-------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|
| Top (+2 Axis) | -1.0686 | 0 | 0.00012 | 0 | 0.000241 | 0.000241 |
| Bottom (-2 Axis) | 0.5343 | 0 | 0 | 0.000059 | 0.000241 | 0.000241 |

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

| Shear V_{u2} tonf | Shear ϕV_c tonf | Shear ϕV_s tonf | Shear V_p tonf | Rebar A_v /s m^2/m |
|------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------------|
| O/S #45 | 0 | 6.291 | 4.7238 | 0.00083 |

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

| T_u tonf-m | $T_{u,Design}$ tonf-m | ϕT_{th} tonf-m | ϕT_{cr} tonf-m | Rebar A_t /s m^2/m | Rebar A_t m^2 |
|-----------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------|
| 0.9389 | 0.9389 | 0.208 | 0.8318 | 0.00039 | 0.000332 |

O/S #45 Shear stress de ti shear force and torsion together exceeds maximum allowed.

Fuente: Autor.

$$T_u > T_{cr}$$

$$672.19 \text{tonf} - \text{mm} > 630.17 \text{tonf} - \text{mm}; \text{"no se debe diseñar por torsion"}$$

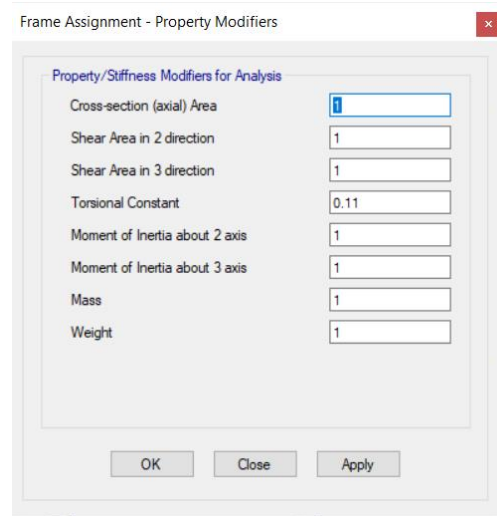
Al obtener el resultado del criterio se procede a calcular el valor de la constante de torsión, valor que se ingresara en el programa Etabs.

$$1 - \frac{0.9389 \text{tonf} - \text{m}}{0.8318 \text{tonf} - \text{m}} = 0.11$$

Procedemos hacer la correcta asignación de la constante calculada en el programa Etabs, así conseguiremos bajo norma y código la reducción correspondiente.

Figura 88

Ingreso de factor de reducción de torsión viga 30cm x 30cm. Fuente: (Autor)

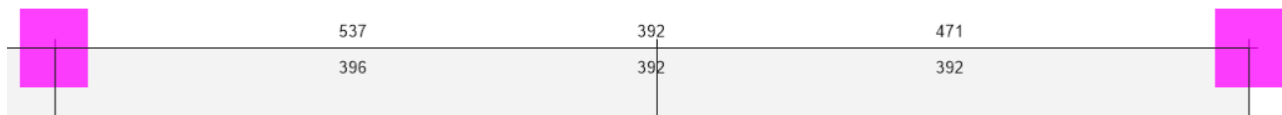


3.6.3.3 Diseño de viga 30x45

En la **Figura 89** observamos el caso más crítico de la viga con sección 30cm x45cm, la cual se encuentra en la luz que comprende el eje D3 – F3.

Figura 89

Demanda de acero en mm² de la viga 30cm x 45cm. Fuente: (Autor)



En la **Tabla 66** observamos los resultados del diseño a flexión de la viga, los cuales posteriormente serán ingresados al programa Etabs para el chequeo correspondiente del diseño de los elementos de hormigón armado.

Tabla 65

Dimensiones y recubrimiento de la viga.

| | |
|----------------|--------|
| Base | 300 mm |
| Altura | 450 mm |
| recubrimiento | 40 mm |
| Φ ESTRIBO | 10 mm |

Fuente: Autor.

Tabla 66

Calculo de acero de refuerzo en la viga.

| | $A_{s,req}$ (mm ²) | # barras | d_b (mm) | $A_{s,dis1}$ (mm ²) | d_t (mm) | d (mm) | $A_{s,min}$ (mm ²) | $A_{s,max}$ (mm ²) | $A_{s,dis}$ (mm ²) | $A_{s,dis}/A_{s,req}$ | Comprobación de cuantías según NEC |
|---------------|-----------------------------------|-------------|---------------|------------------------------------|---------------|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Izq(-) | 537 | 4 | 14 | 616 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 616 | 1.15 | OK |
| Medio (-) | 392 | 0 | 14 | - | - | 57 | - | - | - | - | - |
| Der (-) | 471 | 4 | 14 | 616 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 616 | 1.31 | OK |
| Izq (+) | 396 | 4 | 14 | 616 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 616 | 1.55 | OK |
| Medio (+) | 392 | 0 | 14 | - | - | 57 | - | - | - | - | - |
| Der (+) | 392 | 4 | 14 | 616 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 616 | 1.57 | OK |

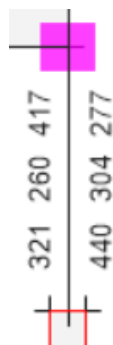
Fuente: Autor.

3.6.3.4 Diseño de viga 30x25cm

En la **Figura 90** observamos el caso más crítico de la viga con sección 30cm x45cm, la cual se encuentra en la luz que comprende el eje G1 – G2.

Figura 90

Demanda de acero en mm² de la viga 30cm x 25cm. Fuente: (Autor)



En la **Tabla 68** observamos los resultados del diseño a flexión de la viga, los cuales posteriormente serán ingresados al programa Etabs para el chequeo correspondiente del diseño de los elementos de hormigón armado.

Tabla 67

Dimensiones y recubrimiento de la viga.

| | |
|---------------|--------|
| Base | 300 mm |
| Altura | 250 mm |
| recubrimiento | 40 mm |
| ΦESTRIBO | 10 mm |

Fuente: Autor.

Tabla 68

Calculo de acero de refuerzo en la viga.

| | $A_{s,req}$ (mm ²) | # barras | d_b (mm) | $A_{s,dis1}$ (mm ²) | d_t (mm) | d (mm) | $A_{s,min}$ (mm ²) | $A_{s,max}$ (mm ²) | $A_{s,dis}$ (mm ²) | $A_{s,dis}/A_{s,req}$ | Comprobación de cuantías según NEC |
|-----------|-----------------------------------|-------------|---------------|------------------------------------|---------------|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Izq(-) | 321 | 3 | 14 | 462 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 462 | 1.44 | OK |
| Medio (-) | 260 | 0 | 14 | - | - | 57 | - | - | - | - | - |
| Der (-) | 417 | 3 | 14 | 462 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 462 | 1.11 | OK |
| Izq (+) | 440 | 3 | 14 | 462 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 462 | 1.05 | OK |
| Medio (+) | 304 | 0 | 14 | - | - | 57 | - | - | - | - | - |

| | | | | | | | | | | | |
|---------|-----|---|----|-----|-----|----|-----|------|-----|------|----|
| Der (+) | 277 | 3 | 14 | 462 | 443 | 57 | 452 | 1659 | 462 | 1.67 | OK |
|---------|-----|---|----|-----|-----|----|-----|------|-----|------|----|

Fuente: Autor.

3.6.3.5 Diseño a cortante de vigas

Tabla 69

Calculo del diseño a corte para vigas.

| Tipo viga | Base (cm) | Altura (cm) | Øbarra (mm) | Øestribo (mm) | #ramas | d (cm) | s _{min} (mm) | A _{v,min} /s (mm ² /m) | V _u (tonf) | V _c (tonf) | ØV _s (tonf) | A _{v,req} /s (mm ² /m) | A _{v,dis} /s (mm ² /m) | Refuerzo transversal |
|-----------|-----------|-------------|-------------|---------------|--------|--------|-----------------------|--|-----------------------|-----------------------|------------------------|--|--|----------------------|
| 30x50 | 45.00 | 50.00 | 14.00 | 10.00 | 2 | 44.30 | 100 | 1037.41 | 9.13 | 0.00 | 12.17 | 1351.61 | 1570.80 | Ø10@.10cm |
| 30x25 | 30.00 | 25.00 | 14.00 | 10.00 | 2 | 19.30 | 100 | 691.60 | 3.96 | 0.00 | 5.28 | 912.58 | 1570.80 | Ø10@.10cm |
| 30x45 | 30.00 | 45.00 | 14.00 | 10.00 | 2 | 39.30 | 100 | 691.60 | 4.89 | 0.00 | 6.52 | 923.98 | 1570.80 | Ø10@.10cm |
| 30x30 | 30.00 | 30.00 | 14.00 | 10.00 | 2 | 24.30 | 100 | 691.60 | 5.73 | 0.00 | 7.64 | 1455.63 | 1570.80 | Ø10@.10cm |

Fuente: Autor.

3.6.4 Diseño de la losa

En edificaciones residenciales el tipo de losa que con frecuencia se llega a encontrar es la losa aliviana el diseño de la losa se usa los datos del prediseño de la misma, así como el método de los coeficientes los cuales encontraremos en las **tablas**, además, el proceso se realizó en una hoja electrónica de Excel tal y como se ve en la **Tabla 73**. De esta manera, tras realizar el proceso de cálculo de manera satisfactoria se determinó el uso de varilla de 12mm tanto para la parte superior como inferior

En la **Figura 91**, vemos el paño de losa de referencia a diseñar, debido a que presenta la mayor participación de cargas, con una carga muerta de 0.5ton/m² y una carga viva de 0.48ton/m², esto debido a que presenta característica de corredor, tras ocurrir un sismo será el paño de losa con mayor afluencia de personas.

Figura 91

Losa de condiciones critica de diseño. Fuente: (Autor)

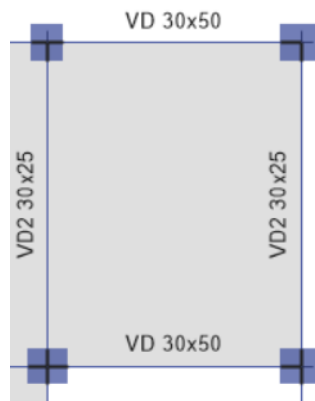


Tabla 70

Tabla de coeficientes de momentos negativos CV+CM

| m=la/lb | | COEFICIENTES DE MOMENTO NEGATIVO PARA CARGA VIVA+CARGA MUERTA (marcelopardo.com) | | | | | | | | |
|---------|--------|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 | Caso 5 | Caso 6 | Caso 7 | Caso 8 | Caso 9 |
| 1 | Ca-neg | | 0.045 | | 0.050 | 0.075 | 0.071 | | 0.033 | 0.061 |
| | Cb-neg | | 0.045 | 0.076 | 0.050 | | | 0.071 | 0.061 | 0.033 |
| 0.95 | Ca-neg | | 0.050 | | 0.055 | 0.079 | 0.075 | | 0.038 | 0.065 |
| | Cb-neg | | 0.041 | 0.072 | 0.045 | | | 0.067 | 0.056 | 0.029 |
| 0.9 | Ca-neg | | 0.055 | | 0.060 | 0.080 | 0.079 | | 0.043 | 0.068 |
| | Cb-neg | | 0.037 | 0.070 | 0.040 | | | 0.062 | 0.052 | 0.025 |
| 0.85 | Ca-neg | | 0.060 | | 0.066 | 0.082 | 0.083 | | 0.049 | 0.072 |
| | Cb-neg | | 0.031 | 0.065 | 0.034 | | | 0.057 | 0.046 | 0.021 |
| 0.8 | Ca-neg | | 0.065 | | 0.071 | 0.083 | 0.086 | | 0.055 | 0.075 |
| | Cb-neg | | 0.027 | 0.061 | 0.029 | | | 0.051 | 0.041 | 0.017 |
| 0.75 | Ca-neg | | 0.069 | | 0.076 | 0.085 | 0.088 | | 0.061 | 0.078 |
| | Cb-neg | | 0.022 | 0.056 | 0.024 | | | 0.044 | 0.036 | 0.014 |
| 0.7 | Ca-neg | | 0.074 | | 0.081 | 0.086 | 0.091 | | 0.068 | 0.081 |
| | Cb-neg | | 0.017 | 0.050 | 0.019 | | | 0.038 | 0.029 | 0.011 |
| 0.65 | Ca-neg | | 0.077 | | 0.085 | 0.087 | 0.093 | | 0.074 | 0.083 |
| | Cb-neg | | 0.014 | 0.043 | 0.015 | | | 0.031 | 0.024 | 0.008 |
| 0.6 | Ca-neg | | 0.081 | | 0.089 | 0.088 | 0.095 | | 0.080 | 0.085 |
| | Cb-neg | | 0.010 | 0.035 | 0.011 | | | 0.024 | 0.018 | 0.006 |
| 0.55 | Ca-neg | | 0.084 | | 0.092 | 0.089 | 0.096 | | 0.085 | 0.086 |
| | Cb-neg | | 0.007 | 0.028 | 0.008 | | | 0.019 | 0.014 | 0.005 |
| 0.5 | Ca-neg | | 0.086 | | 0.094 | 0.090 | 0.097 | | 0.089 | 0.088 |
| | Cb-neg | | 0.006 | 0.022 | 0.006 | | | 0.014 | 0.010 | 0.003 |

Tabla 71

Tabla de coeficientes de momentos para CM.

COEFICIENTES DE MOMENTO POSITIVO PARA CARGA MUERTA (marcelopardo.com)

| m=la/lb | | Caso | | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 1 | Ca-dl | 0.036 | 0.018 | 0.018 | 0.027 | 0.027 | 0.033 | 0.027 | 0.020 | 0.023 |
| | Cb-dl | 0.036 | 0.018 | 0.027 | 0.027 | 0.018 | 0.027 | 0.033 | 0.023 | 0.020 |
| 0.95 | Ca-dl | 0.040 | 0.020 | 0.021 | 0.030 | 0.028 | 0.036 | 0.031 | 0.022 | 0.024 |
| | Cb-dl | 0.033 | 0.016 | 0.025 | 0.024 | 0.015 | 0.024 | 0.031 | 0.021 | 0.017 |
| 0.9 | Ca-dl | 0.045 | 0.022 | 0.025 | 0.033 | 0.029 | 0.039 | 0.035 | 0.025 | 0.026 |
| | Cb-dl | 0.029 | 0.014 | 0.024 | 0.022 | 0.013 | 0.021 | 0.028 | 0.019 | 0.015 |
| 0.85 | Ca-dl | 0.050 | 0.024 | 0.029 | 0.036 | 0.031 | 0.042 | 0.040 | 0.029 | 0.028 |
| | Cb-dl | 0.026 | 0.012 | 0.022 | 0.019 | 0.011 | 0.017 | 0.025 | 0.017 | 0.013 |
| 0.8 | Ca-dl | 0.056 | 0.026 | 0.034 | 0.039 | 0.032 | 0.045 | 0.045 | 0.032 | 0.029 |
| | Cb-dl | 0.023 | 0.011 | 0.020 | 0.016 | 0.009 | 0.015 | 0.022 | 0.015 | 0.010 |
| 0.75 | Ca-dl | 0.061 | 0.028 | 0.040 | 0.043 | 0.033 | 0.048 | 0.051 | 0.036 | 0.031 |
| | Cb-dl | 0.019 | 0.009 | 0.018 | 0.013 | 0.007 | 0.012 | 0.020 | 0.013 | 0.007 |
| 0.7 | Ca-dl | 0.068 | 0.030 | 0.046 | 0.046 | 0.035 | 0.051 | 0.058 | 0.040 | 0.033 |
| | Cb-dl | 0.016 | 0.007 | 0.016 | 0.011 | 0.005 | 0.009 | 0.017 | 0.011 | 0.006 |
| 0.65 | Ca-dl | 0.074 | 0.032 | 0.054 | 0.050 | 0.036 | 0.054 | 0.065 | 0.044 | 0.034 |
| | Cb-dl | 0.013 | 0.006 | 0.014 | 0.009 | 0.004 | 0.007 | 0.014 | 0.009 | 0.005 |
| 0.6 | Ca-dl | 0.081 | 0.034 | 0.062 | 0.053 | 0.037 | 0.056 | 0.073 | 0.048 | 0.036 |
| | Cb-dl | 0.010 | 0.004 | 0.011 | 0.007 | 0.003 | 0.006 | 0.012 | 0.007 | 0.004 |
| 0.55 | Ca-dl | 0.088 | 0.035 | 0.071 | 0.056 | 0.038 | 0.058 | 0.081 | 0.052 | 0.037 |
| | Cb-dl | 0.008 | 0.003 | 0.009 | 0.005 | 0.002 | 0.004 | 0.009 | 0.005 | 0.003 |
| 0.5 | Ca-dl | 0.095 | 0.037 | 0.080 | 0.059 | 0.039 | 0.061 | 0.089 | 0.056 | 0.038 |
| | Cb-dl | 0.006 | 0.002 | 0.007 | 0.004 | 0.001 | 0.003 | 0.007 | 0.004 | 0.002 |

Tabla 72

Coefficientes de momentos positivos para CV

COEFICIENTES DE MOMENTO POSITIVO PARA CARGA VIVA (marcelopardo.com)

| m=la/lb | | Caso | | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 1 | Ca-ll | 0.036 | 0.027 | 0.027 | 0.032 | 0.032 | 0.035 | 0.032 | 0.028 | 0.030 |
| | Cb-ll | 0.036 | 0.027 | 0.032 | 0.032 | 0.027 | 0.032 | 0.035 | 0.030 | 0.028 |
| 0.95 | Ca-ll | 0.040 | 0.030 | 0.031 | 0.035 | 0.034 | 0.038 | 0.036 | 0.031 | 0.032 |
| | Cb-ll | 0.033 | 0.025 | 0.029 | 0.029 | 0.024 | 0.029 | 0.032 | 0.027 | 0.025 |
| 0.9 | Ca-ll | 0.045 | 0.034 | 0.035 | 0.039 | 0.037 | 0.042 | 0.040 | 0.035 | 0.036 |
| | Cb-ll | 0.029 | 0.022 | 0.027 | 0.026 | 0.021 | 0.025 | 0.029 | 0.024 | 0.022 |
| 0.85 | Ca-ll | 0.050 | 0.037 | 0.040 | 0.043 | 0.041 | 0.046 | 0.045 | 0.040 | 0.039 |
| | Cb-ll | 0.026 | 0.019 | 0.024 | 0.023 | 0.019 | 0.022 | 0.026 | 0.022 | 0.020 |
| 0.8 | Ca-ll | 0.056 | 0.041 | 0.045 | 0.048 | 0.044 | 0.051 | 0.051 | 0.044 | 0.042 |
| | Cb-ll | 0.023 | 0.017 | 0.022 | 0.020 | 0.016 | 0.019 | 0.023 | 0.019 | 0.017 |
| 0.75 | Ca-ll | 0.061 | 0.045 | 0.051 | 0.052 | 0.047 | 0.055 | 0.056 | 0.049 | 0.046 |
| | Cb-ll | 0.019 | 0.014 | 0.019 | 0.016 | 0.013 | 0.016 | 0.020 | 0.016 | 0.013 |
| 0.7 | Ca-ll | 0.068 | 0.049 | 0.057 | 0.057 | 0.051 | 0.060 | 0.063 | 0.054 | 0.050 |
| | Cb-ll | 0.016 | 0.012 | 0.016 | 0.014 | 0.011 | 0.013 | 0.017 | 0.014 | 0.011 |
| 0.65 | Ca-ll | 0.074 | 0.053 | 0.064 | 0.062 | 0.055 | 0.064 | 0.070 | 0.059 | 0.054 |
| | Cb-ll | 0.013 | 0.010 | 0.014 | 0.011 | 0.009 | 0.010 | 0.014 | 0.011 | 0.009 |
| 0.6 | Ca-ll | 0.081 | 0.058 | 0.071 | 0.067 | 0.059 | 0.068 | 0.077 | 0.065 | 0.059 |
| | Cb-ll | 0.010 | 0.007 | 0.011 | 0.009 | 0.007 | 0.008 | 0.011 | 0.009 | 0.007 |
| 0.55 | Ca-ll | 0.088 | 0.062 | 0.080 | 0.072 | 0.063 | 0.073 | 0.085 | 0.070 | 0.063 |
| | Cb-ll | 0.008 | 0.006 | 0.009 | 0.007 | 0.005 | 0.006 | 0.009 | 0.007 | 0.006 |
| 0.5 | Ca-ll | 0.095 | 0.066 | 0.088 | 0.077 | 0.067 | 0.078 | 0.092 | 0.076 | 0.067 |
| | Cb-ll | 0.006 | 0.004 | 0.007 | 0.005 | 0.004 | 0.005 | 0.007 | 0.005 | 0.004 |

Tabla 73

Calculo de la distribución de acero para losa.

| | | | | |
|---------------------|-------------|-----------------|----------------|----------------|
| | | CVE | 0.48 | |
| | | (ton/m2 | | |
| b (cm) | 10 | CM | 0.5 | |
| | | (ton/m2) | | |
| h (cm) | 25 | | | |
| r (cm) | 4 | | | |
| | | D (mm) | A (mm2) | A (cm2) |
| f'c | 0.24 | 8 | 50.265 | 0.503 |
| (ton/cm2) | | | | |
| fy (ton/cm2) | 4.2 | 10 | 78.540 | 0.785 |
| | | 12 | 113.097 | 1.131 |
| | | 14 | 153.938 | 1.539 |
| lb (m) | 3.54 | 16 | 201.062 | 2.011 |
| la (m) | 2.75 | 18 | 254.469 | 2.545 |
| m | 0.776836158 | 20 | 314.159 | 3.142 |
| | | 22 | 380.133 | 3.801 |

| | | | | | |
|-----------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|
| lb libre | 3.14 | | | | |
| (m) | | | | | |
| la libre | 2.35 | | | | |
| (m) | | | | | |
| Ca (-) | 0.08627 | Ca (+) | 0.04639 | Ca (+) | 0.05285 |
| Cb (-) | 0 | Cb (+) | 0.0136 | Cb (+) | 0.01921 |
| Ma (-) | 0.651750871 | Ma (+) | 0.153713265 | Ma (+) | 0.224151648 |
| Ton-m | | Ton-m | | Ton-m | 0.377864913 |
| Mb (-) | 0 | Mb (+) | 0.080454336 | Mb (+) | 0.145461439 |
| Ton-m | | Ton-m | | Ton-m | 0.225915775 |

borde discontinuo

| | |
|---------------------------|-------|
| Mb (-)* ton- m | 0.075 |
| Ma (-)* ton- m | 0.126 |

| | | | |
|--------------------|-------------|--------------------|-------------|
| Mu (Ton-m) | 0.325875435 | Mu (Ton-m) | 0.188932457 |
| As (cm2) | 0.465536336 | As (cm2) | 0.269903509 |
| D (mm) | 12 | D (mm) | 12 |
| Asdis (cm2) | 1.130973355 | Asdis (cm2) | 1.131 |
| pmin | 0.003333333 | pmin | 0.003333333 |
| Asmin (cm2) | 0.7 CUMPLE | Asmin (cm2) | 0.7 CUMPLE |
| pmax | 0.01 | pmax | 0.01 |
| Asmax (cm2) | 2.1 CUMPLE | Asmax (cm2) | 2.1 CUMPLE |

Fuente: Autor.

3.6.5 Diseño de muros

Tras realizar los respectivos análisis para la obtención de datos de diseño en el programa Etabs, determinamos los valores de cortante, fuerza axial y momento que actúan en el muro; dichos valores nos servirán para verificar si las dimensiones adoptadas en el pre diseño se mantienen o se cambiaran. En el diseño de acero también influyen los datos realizados y para su debida verificación de elementos de borde.

Figura 92

Diagrama momento en tonf-m para diseño de muro. Fuente: (Autor)

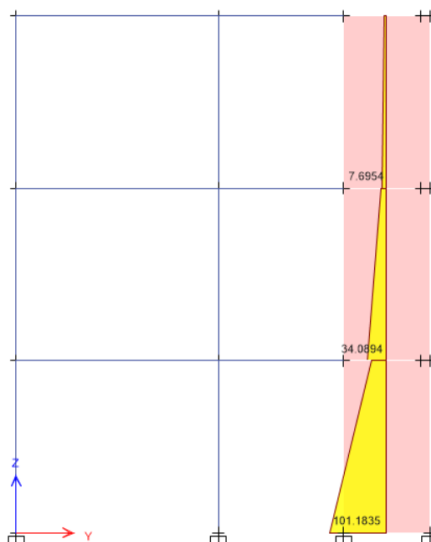


Figura 93

Diagrama cortante en tonf para el diseño de muro. Fuente: (Autor)

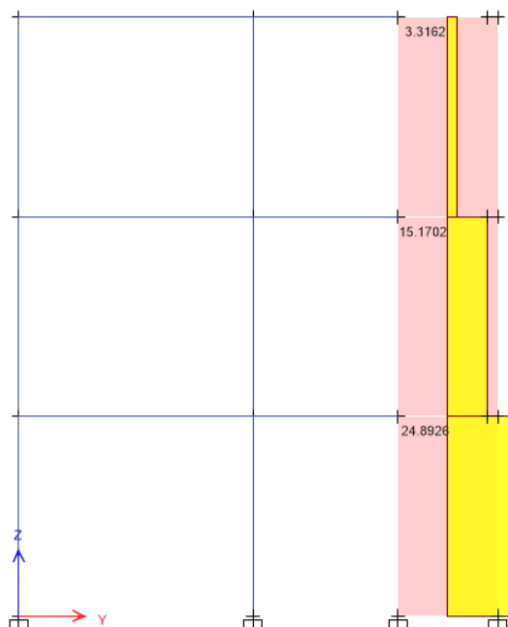


Figura 94

Diagrama fuerza axial para diseño de muro. Fuente: (Autor)

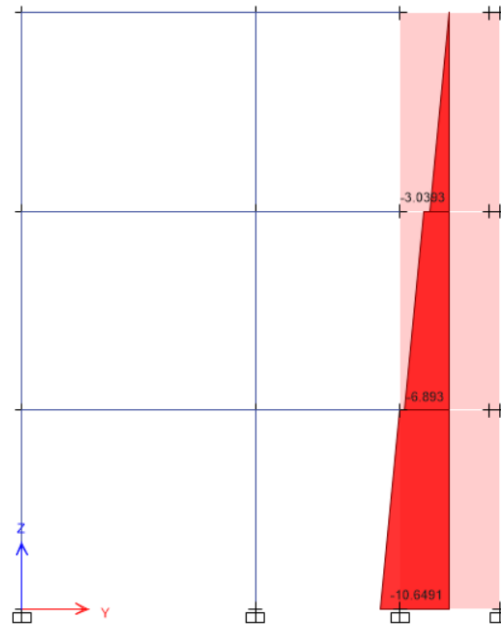


Figura 95

Diagrama para valores de Pier, cortante y momento. Fuente: (Autor)

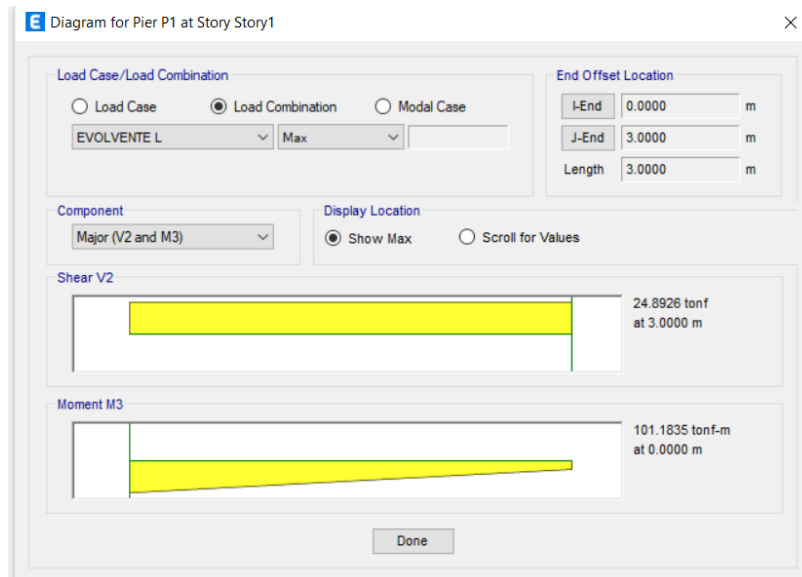
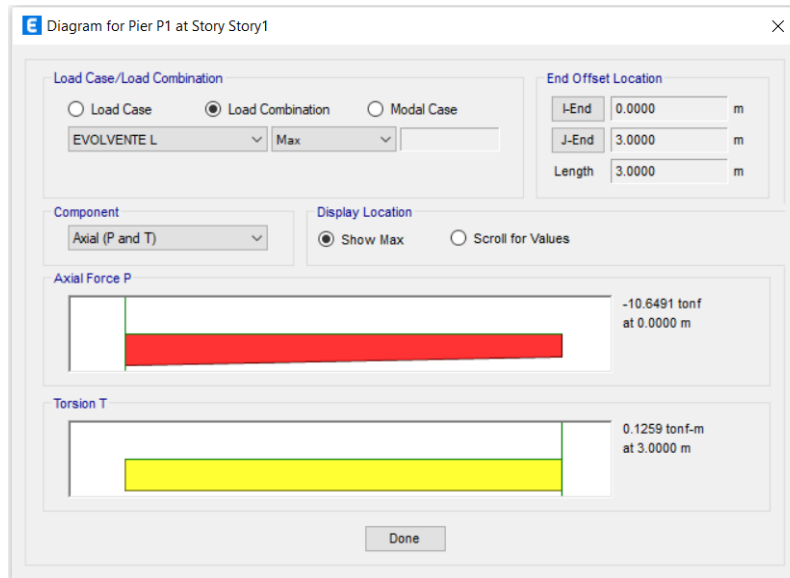


Figura 96

Diagrama para valores de Pier, axial. Fuente: (Autor)



Los valores a usar para la verificación y aceptación de primeras dimensiones son:

$$Vu = 24.89Ton$$

$$Mu = 101.1835ton - m$$

$$Pu = 10.6491Ton$$

3.6.5.1 Cálculo de factor ω para efectos dinámicos

En la siguiente **ecuación** el valor de N hace referencia al número total de pisos de la edificación.

$$\omega = \left(0.9 + \frac{N}{10}\right) N < 6$$

$$\omega = \left(0.9 + \frac{3}{10}\right) = 0.6$$

3.6.5.2 Control de la sección necesaria por cortante y por derivas.

$$V_n = 1.6 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w$$

$$V_n = 1.6 * \sqrt{\frac{240kgf}{cm^2}} * 30cm * 150cm = 111541.9204kgf$$

$$V'_u = \omega * \phi_o * V_u$$

$$V'_u = 0.6 * 1.4 * 24.89tonf = 20.90tonf$$

$$V'_u \leq \phi V_n$$

$$20.90tonf \leq 0.75 * 111.54tonf$$

$$20.90tonf \leq 83.65tonf; \text{"cumple"}$$

$$\text{si } b_w = 30cm; l_w = \frac{20900kgf}{0.75 * 1.6 * \sqrt{\frac{240kgf}{cm^2}} * 30cm} = 37.47cm$$

$$37.47cm < 150cm; \text{"cumple longitud de muro"}$$

$$\text{si } l_w = 150cm; b_w = \frac{20900kgf}{0.75 * 1.6 * \sqrt{\frac{240kgf}{cm^2}} * 150cm} = 7.49cm$$

$$7.49cm < 30cm; \text{"cumple espesor de muro"}$$

Se verifico que las secciones adoptadas al inicio para el muro estructural son óptimas y cumplen en el control de cortante y deriva; procedemos al diseño del elemento, caso contrario que el valor calculado de la longitud y el espesor hayan sido mayores a los adoptados se recomienda

rediseñar y redondear al 5cm más cercano para mayor facilidad de modelado y de análisis matemático.

3.6.5.3 Diseño a flexo compresión

Aquí detallamos los cálculos y ecuaciones a considerar para el equilibrio en la base del muro.

$$T_{s1} = \rho_{1min} * b_w * (0.6 * l_w) * f_y$$

$$T_{s1} = 0.0025 * 30cm * 0.6 * 150cm * \frac{4200kgf}{cm^2} = 28350kgf$$

$$M_u = 101.1835tonf - m$$

$$M_{M,CS} = \frac{101.1835tonf - m}{0.9} = 112.426tonf - m$$

$$T_{s1} * 0.4 * l_w$$

$$28.35tonf * 0.4 * 1.5m = 17.01tonf - m$$

$$P_u * X_p = 10.649tonf * 0.75m = 7.986tonf - m$$

3.6.5.4 Elementos especiales de borde

Se chequea y verifica si se necesitan elementos de borde, de la misma forma se proceden a definir su armado de ser necesarios. Estos elementos de ser necesarios diseñarlos son fundamentales, debido a que ayudan a confinar de una forma masa técnica el muro, nos brindan mayor ductilidad al muro y para este caso de muro esbelto quedan bien, reducen el efecto de aplastamiento; aparte de evitar fallas prematuras también controlan la rotación plástica, toman la tracción sísmica y ayudan a estabilizar el muro.

$$T_{s2} = \frac{M_{M,CS} - (P_u * X_p) - (T_{s1} * 0.4 * l_w)}{0.8 * l_w}$$

$$T_{s2} = \frac{112.4226\text{tonf} - m - 7.986\text{tonf} - m - 17.01\text{tonf} - m}{0.8 * 1.5m} = 72.858\text{tonf}$$

$$A_{s2} = \frac{T_{s2}}{f_y}$$

$$A_{s2} = \frac{72858.83\text{kgf}}{4200\text{kgf/cm}^2} = 17.347\text{cm}^2$$

17.347cm² o 12Ø14mm

$$\frac{S_u}{h_w} \leq 0.02$$

$$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(\frac{1.5 * S_u}{h_w}\right)}$$

$$c \geq \frac{1500\text{mm}}{600 * (1.5 * 0.02)} = 83.33\text{mm}$$

$$\frac{P_u}{A_g * f'_c}$$

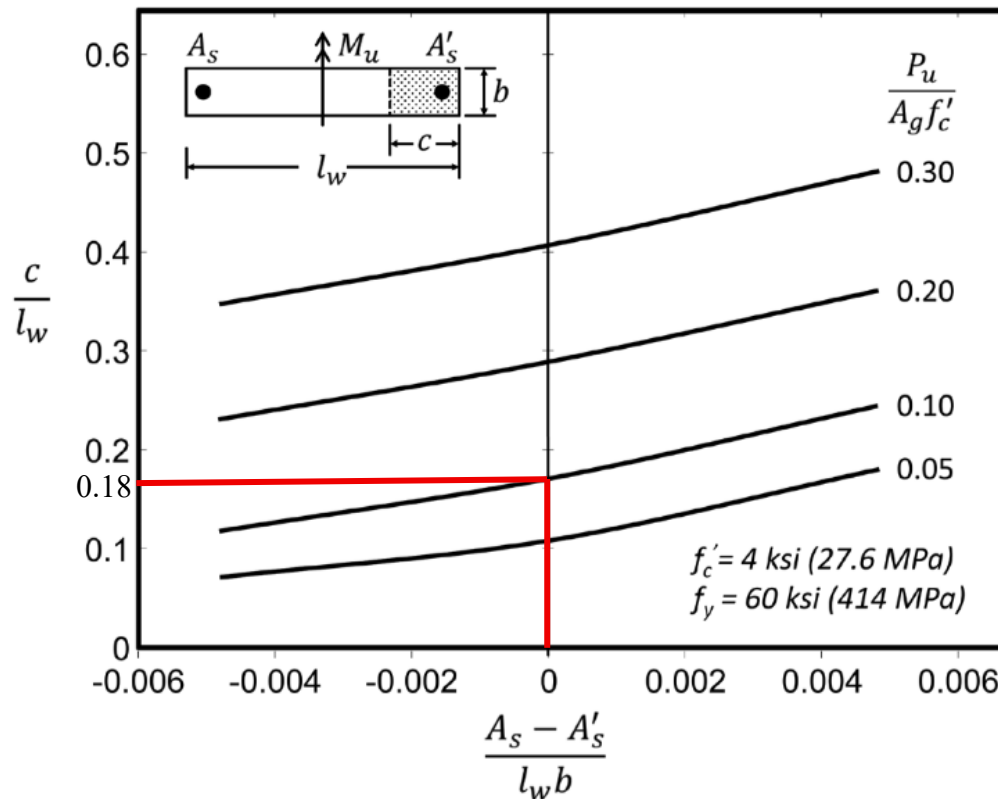
$$\frac{10649.1\text{kfg}}{30\text{cm} * 150\text{cm} * 240\text{kgf/cm}^2} = 0.1$$

$$\frac{A_s * A'_s}{l_w * b} = 0; \text{"esto debido a que el armado del muro es simetrico"}$$

Figura 97

Profundidad aproximada de compresión por flexión. Para secciones con bridas, ajuste

As, A y B considerando el ancho efectivo del ala. Fuente: (una guía extranjera)



$$\frac{c}{l_w} = 0.18$$

$$c = 0.18 * 150\text{cm} = 27\text{cm}$$

27cm > 8.33cm; "se necesitan elementos de borde"

$$l_{be} \geq \text{MAX} \left[c - 0.1 * l_w; \frac{c}{2} \right]$$

$$0.27\text{m} - 0.1 * 1.5\text{m} = 0.12\text{m}$$

$$\frac{0.27m}{2} = 0.135m$$

$l_{be} \geq 0.135m$; "la longitud del elemento de borde sera mayor o igual"

Se evidencio que si se necesitan elementos especiales de borde los cuales ya fueron diseñados y adoptamos una longitud de elemento de borde de 40cm y la cuantía de $12\varnothing 14mm$, esto con el fin de que la unión con los elementos viga sean optimas ya que si se adopta la longitud calculada podríamos generar un nudo rígido frágil.

3.6.5.5 Detallamiento especial

Haciendo referencia al recubrimiento y longitud de anclaje de las varillas horizontales a los elementos de borde.

$r = 4cm$; "para muros exteriores"

$$l_{dh} > 4$$

$$l_{dh} \geq \left[0.24 * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * d_b; 8d_b; 150mm \right] MAX$$

$$0.24 * \frac{420Mpa}{\sqrt{24Mpa}} * d_b = 20.57d_b = 20.57 * 1.4cm = 28.8cm$$

$$8d_b = 8 * 1.4cm = 11.2cm$$

$$l_{dh} \geq 28.8cm$$

3.6.5.6 Espaciamiento y área de estribos.

$$s \leq \min \left[\frac{b_w}{4}; 6d_{blong}; 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right); 15cm \right]$$

$$\frac{b_w}{4} = \frac{30cm}{4} = 7.5cm$$

$$6d_{blong} = 6 * 1.4cm = 8.4cm$$

$$l_w - 2l_{be} = 1.5m - 2 * 0.4m = 0.7m$$

$$h_x \leq 35cm$$

$$n_{barras} = 5$$

$$n_{espacios} = n_{barras} - 1 = 5 - 1 = 4$$

$$h_x = \frac{l_w - 2l_{be}}{n_{espacios}} = \frac{0.7m}{3} = 0.23m$$

$$10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) = 10 + \left(\frac{35 - 23cm}{3}\right) = 17.5cm$$

$$s \leq 7.5cm$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} \geq \left[0.3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_y}; 0.09 * \frac{f'_c}{f_y} \right]$$

$$0.3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_y} = 0.3 * \left(\frac{40cm * 30cm}{32cm * 22cm} - 1\right) * \frac{24Mpa}{420Mpa} = 0.0120$$

$$0.09 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.09 * \frac{24Mpa}{420Mpa} = 0.00514$$

$$b_{c1} = 32cm \rightarrow A_{sh1} = 0.012 * 7.5cm * 32cm = 2.88cm^2 \therefore 4\emptyset 10$$

$$b_{c2} = 22cm \rightarrow A_{sh2} = 0.012 * 7.5cm * 22cm = 1.92cm^2 \therefore 3\emptyset 10$$

$$\rho_{min} < \rho_{diseño} < \rho_{optimo} < \rho_{no\ recomendable}$$

$$\rho_{min} = 0.25\%$$

$$\rho_{diseño} = 0.68\%$$

$$\rho_{optimo} = 0.5\% \sim 0.8\%$$

$$\rho_{no\ recomendable} = 2\% \sim 4\%$$

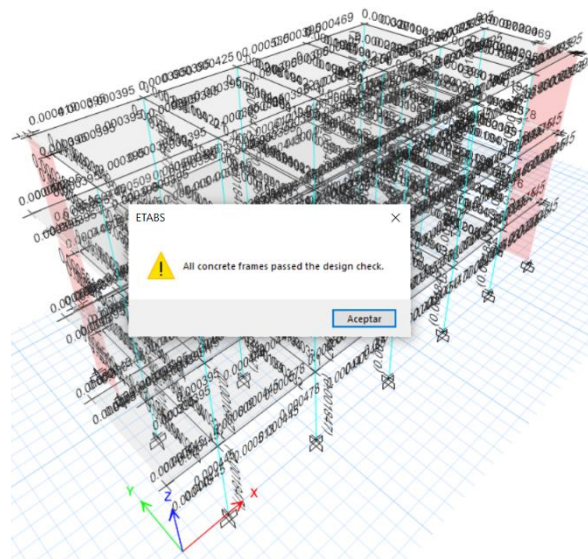
$0.25\% < 0.68\% < 0.5\% \sim 0.8\% < 2\% \sim 4\%$; "cumple"

3.6.6 Verificación y chequeo de los elementos de hormigón armado

Tras realizar los correspondientes diseños de aceros, ingresamos al programa Etabs y verificamos si pasan el diseño.

Figura 98

Verificación de aprobación de los elementos de hormigón armado. Fuente: (Autor)



3.6.7 Verificación de columna fuerte – viga débil

Al realizar la verificación del criterio columna fuerte – viga débil mediante la condición que establece que la sumatoria de la capacidad de momento de las columnas deberá ser un 20% mayor que la capacidad de momento de las vigas en los nudos de cada pórtico. Se determino que el presente modelo en la dirección X, presenta un 67% de nudos que cumplen el criterio, mientras que un 33% no lo cumple. Mientras tanto en la dirección Y, un 67.1% de nudos cumplen el criterio, sin embargo, un 32.9% no cumplen tal y como se visualiza en las figuras

Figura 99

Grafica del modelo en la dirección X. Fuente: (Autor)

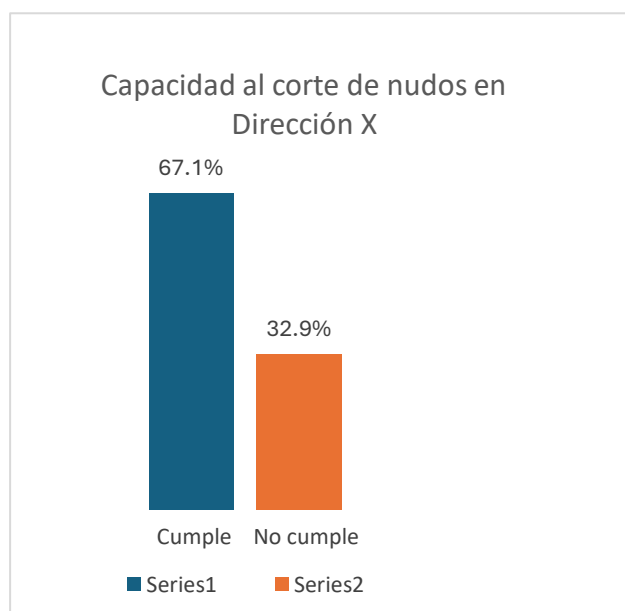
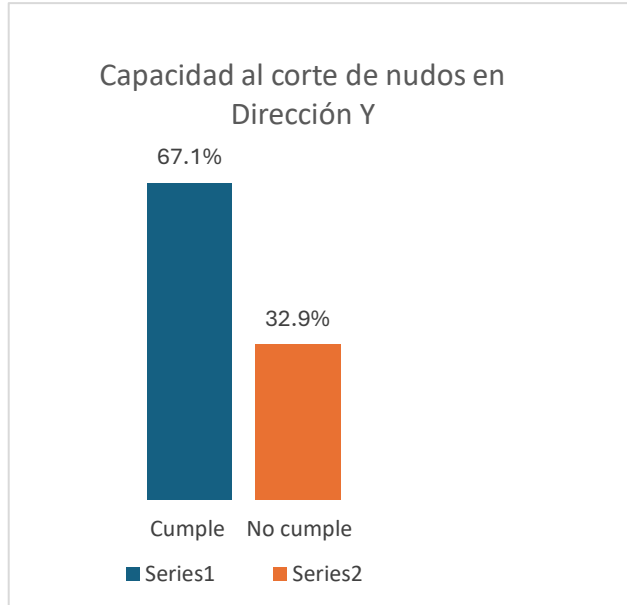


Figura 100

Grafica del modelo en la dirección Y. Fuente: (Autor)

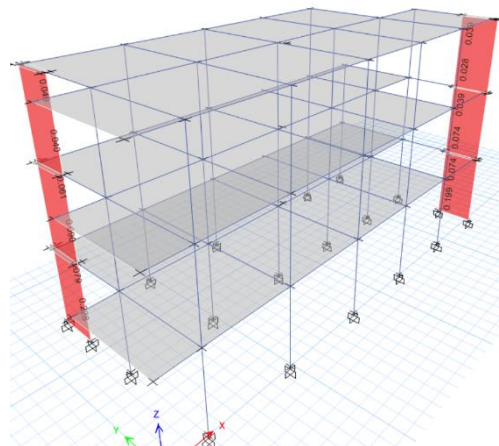


3.6.8 Verificación de D/C de los muros

Al realizar la verificación de la demanda capacidad de los elementos estructurales tipo muros, se evidencia que en la planta baja donde se producen las mayores demandas para este tipo de elementos, obtenemos que están trabajando entre el 0.2 y el 0.25 de capacidad, el cual al ser un valor muy por debajo del 1, estos no presentan falla de concepción ni de diseño y trabajan de manera homogénea en el sistema.

Figura 101

D/C de los muros estructurales. Fuente: (Autor)



3.6.9 *Análisis no lineal estático de la estructura*

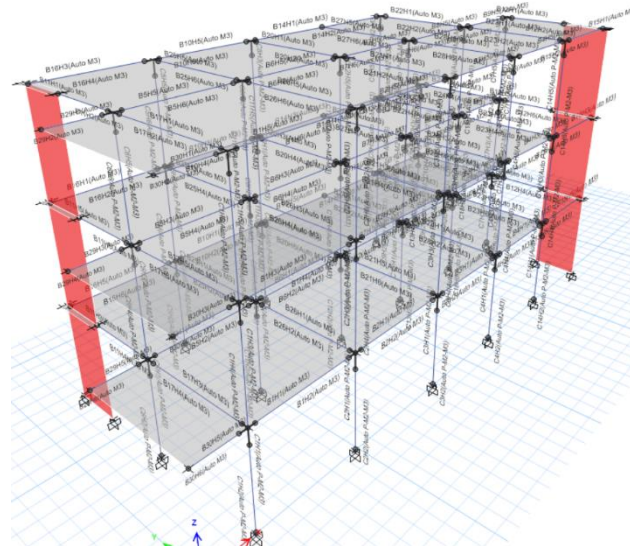
En esta sección, se especifican los lineamientos para ejecutar el análisis pushover del modelo en estudio, para este caso se crearon los modelos a ejecución siendo para las direcciones X y Y.

3.6.9.1 **Asignación de rotulas y zonas plásticas**

En la **Figura 102**, se observa la asignación debida de las rotulas plásticas para los elementos estructurales de vigas, columnas y muros; aquí también se dejó definido los patrones de carga para el análisis no lineal.

Figura 102

Asignación de rotulas plásticas a columnas y vigas del modelado. Fuente: (Autor)

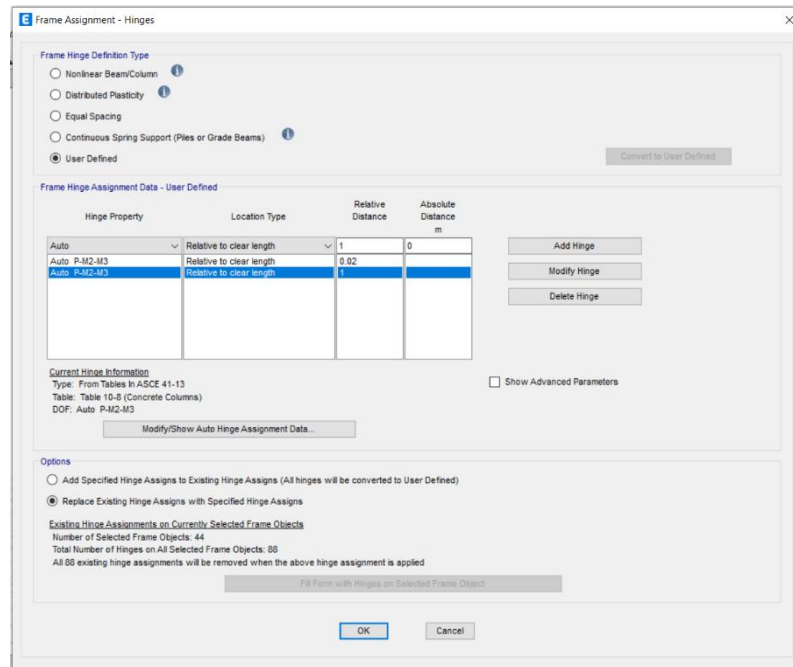


⊖ **Rotulas en columnas y vigas.**

El software Etabs nos brinda la opción de rotulas automatizadas, estas condiciones están ligadas a la normativa ASCE/SEI 41-17, de esta manera, quedan asignadas tal y como se muestra en la **Figura 103**.

Figura 103

Parámetros de asignación de rotulas plásticas en elementos frame. Fuente: (Autor)

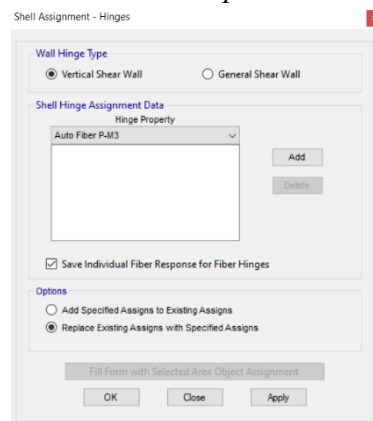


⊕ Rotulas en muros

El software también nos brinda una opción igual que para columnas y muros, pero en este caso se aplican como rotulas de elemento fibroso, y de tal manera quedan asignadas tal y como se muestra en la **Figura 104**.

Figura 104

Parámetros de asignación de rotulas plásticas en muros. Fuente: (Autor)



3.6.9.2 Resultados del análisis.

Curva de capacidad y puntos de desempeño

Para el presente modelo se obtuvo la curva de capacidad monitoreando el desplazamiento en el centro de masas del diafragma del último nivel de la estructura. Seguidamente se aplicó el método de los coeficientes para generar las curvas bilineales de fuerza – desplazamiento.

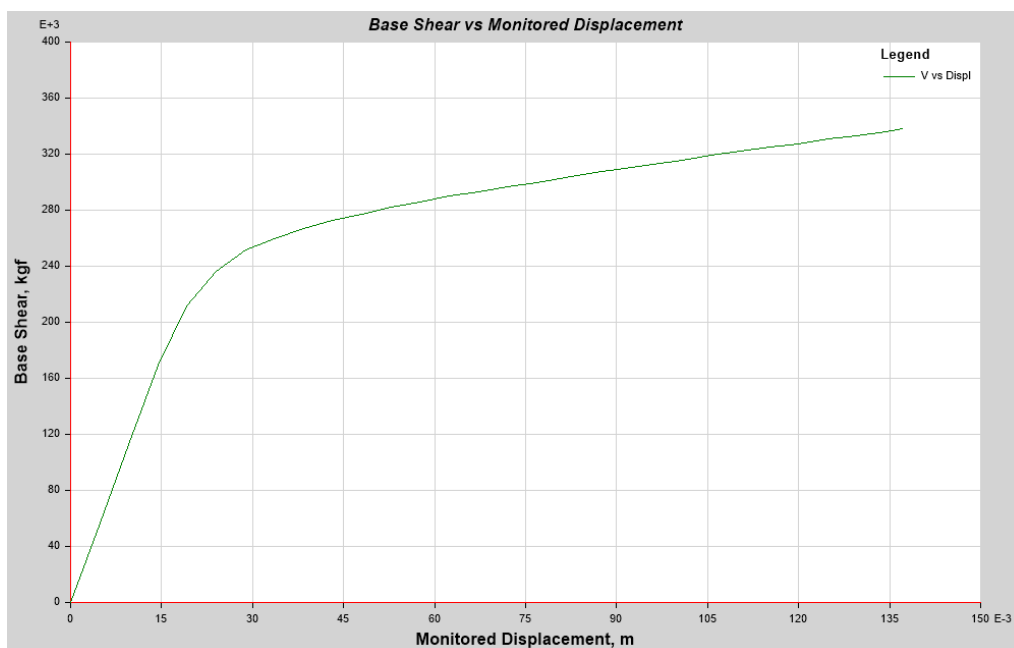
Se identificaron los puntos de desempeño para el modelo en las diferentes direcciones de análisis tal y como se pueden visualizar a continuación

⊖ Modelado en la dirección X

En la **Figura 105**, se presenta la curva de capacidad del edificio en estudio, en ella se observa una resistencia al corte presenta un desplazamiento de 13.7076cm bajo una fuerza de corte basal de 338487Kgf.

Figura 105

Curva de capacidad de la estructura dirección X. Fuente: (Autor)

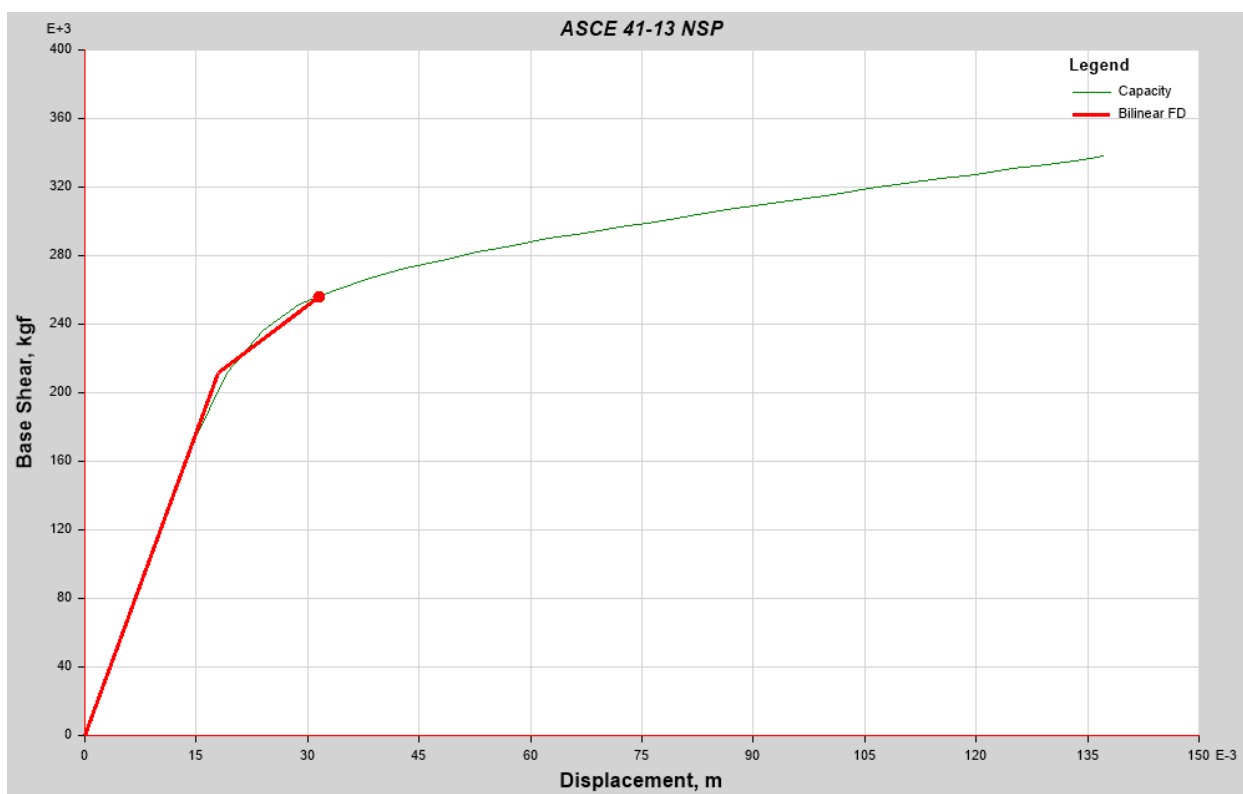


Mediante la curva de capacidad se realizó la aplicación del método de los coeficientes y determinación del punto de desempeño ante un sismo moderado y luego ante el sismo de diseño. Para el sismo moderado, su unto de desempeño se sitúa en 3.1465cm de desplazamiento con una fuerza de corte basal de 256107.02Kgf.

En la **Figura 106**, se puede visualizar el punto de desempeño de la estructura, su punto de fluencia se encuentra en un desplazamiento de 1.8011cm y una fuerza de cortante basal de 211867Kgf.

Figura 106

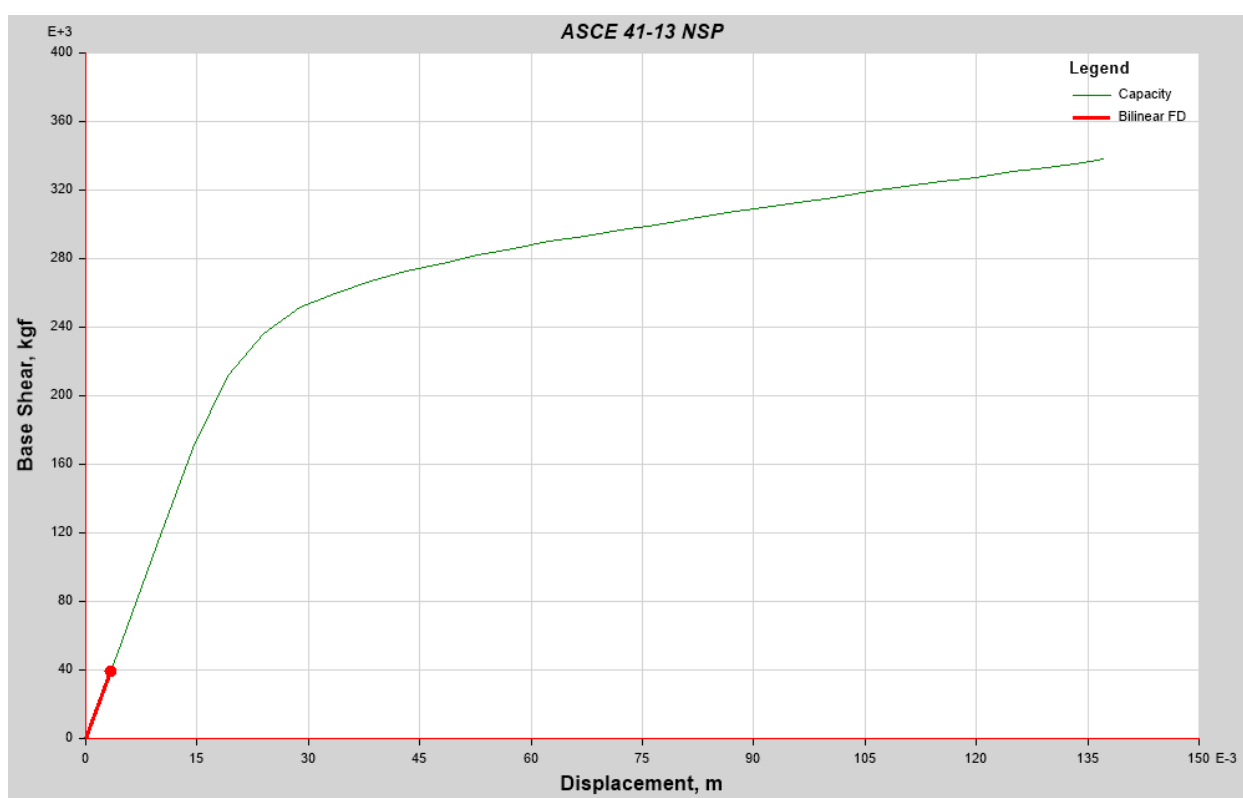
Punto de desempeño para un sismo moderado en la dirección X. Fuente: (Autor)



Durante el sismo de diseño, que se puede visualizar en la **Figura 107**, el punto de desempeño habría un desplazamiento de 0.3311cm con una fuerza de corte basal de 38942.66Kgf, mientras que el punto de fluencia se registra en el mismo punto, se puede decir que para el sismo de diseño entra en el objetivo de “totalmente operacional”

Figura 107

Punto de desempeño para un sismo de diseño en la dirección X. Fuente: (Autor)



3.6.9.3 Resultados de rotulas plásticas

Después de realizados los análisis respectivos, se presentan las rotulas plásticas con su respectiva escala de colores que se visualiza en **Figura 108**. Estos colores representan los rangos de los niveles de desempeño de una estructura.

Figura 108

Escala de colores de los niveles de desempeño. Fuente: (ASCE, 2017)



Tabla 74

Descripción de la escala de colores de rotulas plásticas.

| COLOR | DESCRIPCIÓN DEL RANGO DE CADA COLOR |
|---------|---|
| Negro | Desde que la estructura comienza a ceder hasta el nivel de ocupación inmediata. |
| Verde | Desde el nivel de desempeño de ocupación inmediata hasta el de seguridad de vida. |
| Celeste | Desde el nivel de desempeño de seguridad de vida hasta el de prevención al colapso. |
| Rojo | Desde el nivel de desempeño de prevención al colapso hasta el colapso. |

Fuente: (ASCE, 2017)

Pushover en la dirección X

En este apartado se detallan los pasos del análisis no lineal pushover para el modelo dirección X

En la **Tabla 75**, se resalta en negrita el paso 7 que representa el desplazamiento aproximado en el cual se alcanza el punto de desempeño ante el sismo moderado y el paso 1 donde se presenta el desplazamiento y los puntos de desempeño ante el sismo de diseño.

Tabla 75

Rotulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en la dirección X.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

| Step | Monitored Displ m | Base Force kgf | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
|----------|----------------------|-------------------|------------|----------|----------|----------|------------|
| 0 | 0 | 0 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 1 | 0.0048 | 56463.41 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 2 | 0.0096 | 112927.59 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 3 | 0.0144 | 169116.52 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 4 | 0.0192 | 211983.71 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 5 | 0.024 | 236309.15 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 6 | 0.0288 | 251345.3 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 7 | 0.0336 | 259922.82 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 8 | 0.0384 | 267106.7 | 246 | 12 | 0 | 0 | 258 |
| 9 | 0.0432 | 272570.48 | 240 | 18 | 0 | 0 | 258 |
| 10 | 0.048 | 277440.77 | 239 | 19 | 0 | 0 | 258 |
| 11 | 0.0528 | 282133.77 | 230 | 28 | 0 | 0 | 258 |
| 12 | 0.0576 | 286124.51 | 214 | 44 | 0 | 0 | 258 |
| 13 | 0.0624 | 289855.73 | 211 | 47 | 0 | 0 | 258 |
| 14 | 0.0672 | 293019.71 | 202 | 56 | 0 | 0 | 258 |
| 15 | 0.072 | 296907.41 | 198 | 60 | 0 | 0 | 258 |
| 16 | 0.0768 | 299917.39 | 198 | 60 | 0 | 0 | 258 |
| 17 | 0.0816 | 303594.73 | 198 | 60 | 0 | 0 | 258 |
| 18 | 0.0864 | 306574.83 | 198 | 60 | 0 | 0 | 258 |
| 19 | 0.0912 | 309871.5 | 197 | 61 | 0 | 0 | 258 |
| 20 | 0.096 | 312805.74 | 196 | 62 | 0 | 0 | 258 |
| 21 | 0.1008 | 315935.2 | 195 | 63 | 0 | 0 | 258 |
| 22 | 0.1056 | 319590.93 | 195 | 63 | 0 | 0 | 258 |
| 23 | 0.1104 | 322170.69 | 194 | 64 | 0 | 0 | 258 |
| 24 | 0.1152 | 325277.85 | 194 | 64 | 0 | 0 | 258 |
| 25 | 0.12 | 327566.19 | 194 | 64 | 0 | 0 | 258 |
| 26 | 0.1248 | 330701.42 | 194 | 64 | 0 | 0 | 258 |
| 27 | 0.1296 | 333397.61 | 194 | 64 | 0 | 0 | 258 |
| 28 | 0.1344 | 336119.15 | 194 | 64 | 0 | 0 | 258 |
| 29 | 0.137076 | 338486.85 | 194 | 64 | 0 | 0 | 258 |

Fuente: Propia

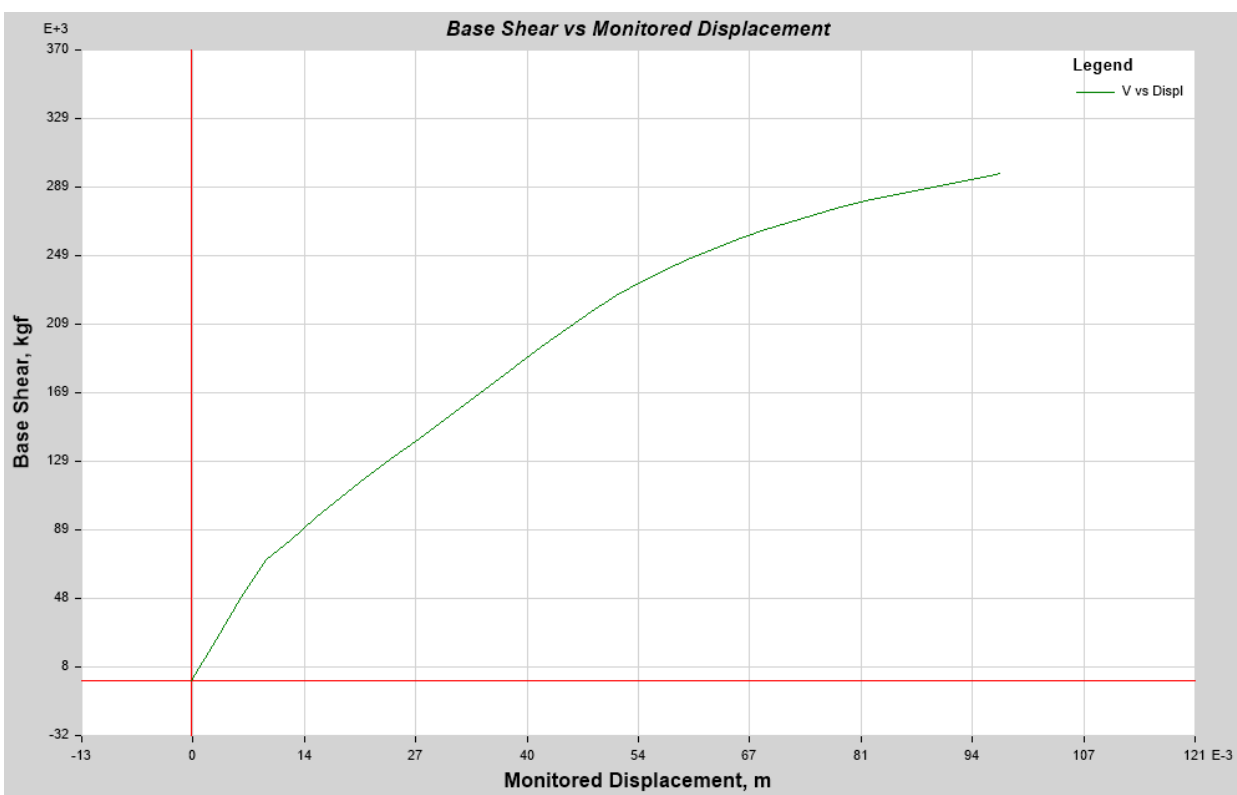
Se visualizan los niveles de desempeño alcanzados en el paso 3 por los elementos estructurales frente a la acción del sismo moderado en la dirección X. El 4.65% de las rotulas indican ocupación inmediata, afectando a 12 rotulas. Estas rotulas al final llegan a afectar a varios elementos, con 24.8% de rotulas representativos, entrando en el objetivo de totalmente operacional haciendo entrada al objetivo de ocupación inmediata.

⊖ **Modelado en la dirección Y**

En la **Figura 109**, se presenta la curva de capacidad del edificio en estudio, en ella se observa una resistencia al corte presenta un desplazamiento de 9.7097cm bajo una fuerza de corte basal de 297302Kgf.

Figura 109

Curva de capacidad de la estructura dirección Y. Fuente: (Autor)

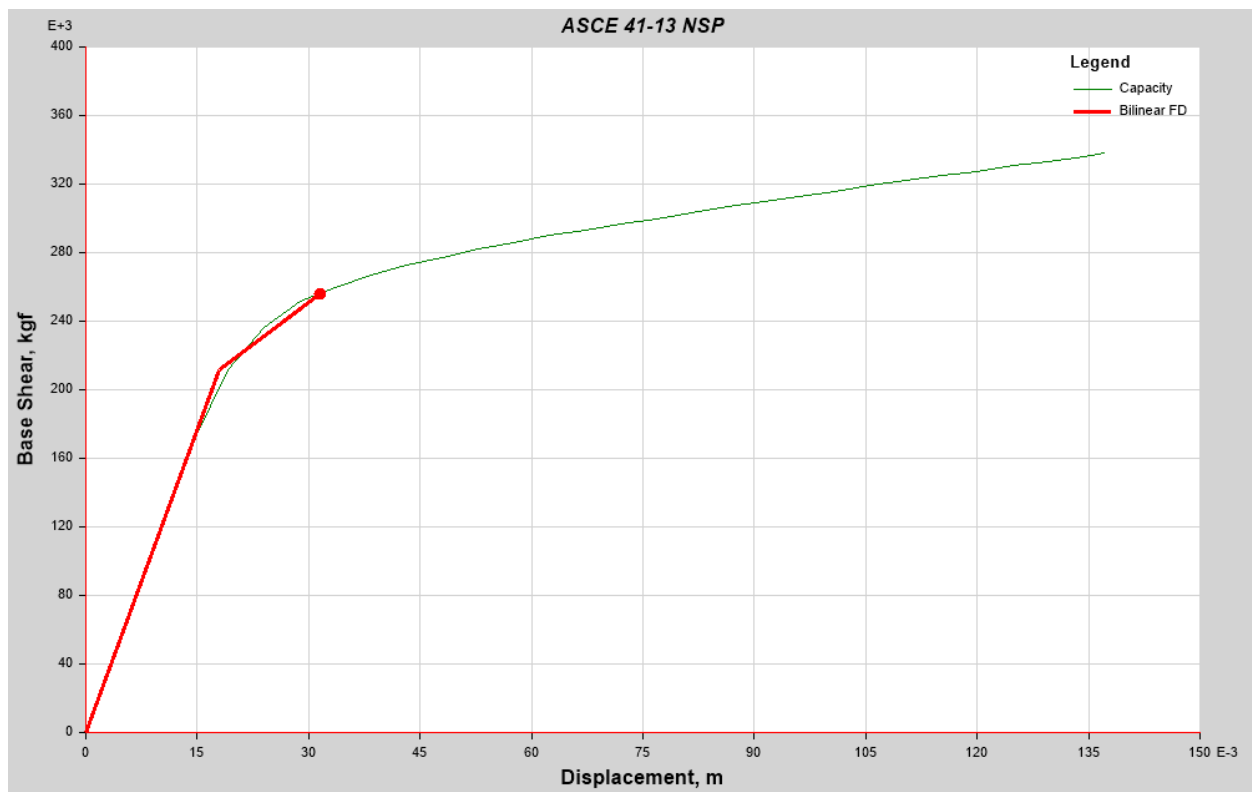


Mediante la curva de capacidad se realizó la aplicación del método de los coeficientes y determinación del punto de desempeño ante un sismo moderado y luego ante el sismo de diseño. Para el sismo moderado, su unto de desempeño se sitúa en 6.3197cm de desplazamiento con una fuerza de corte basal de 253671.44Kgf.

En la **Figura 110**, se puede visualizar el punto de desempeño de la estructura, su punto de fluencia se encuentra en un desplazamiento de 1.2603cm y una fuerza de cortante basal de 101030Kgf.

Figura 110

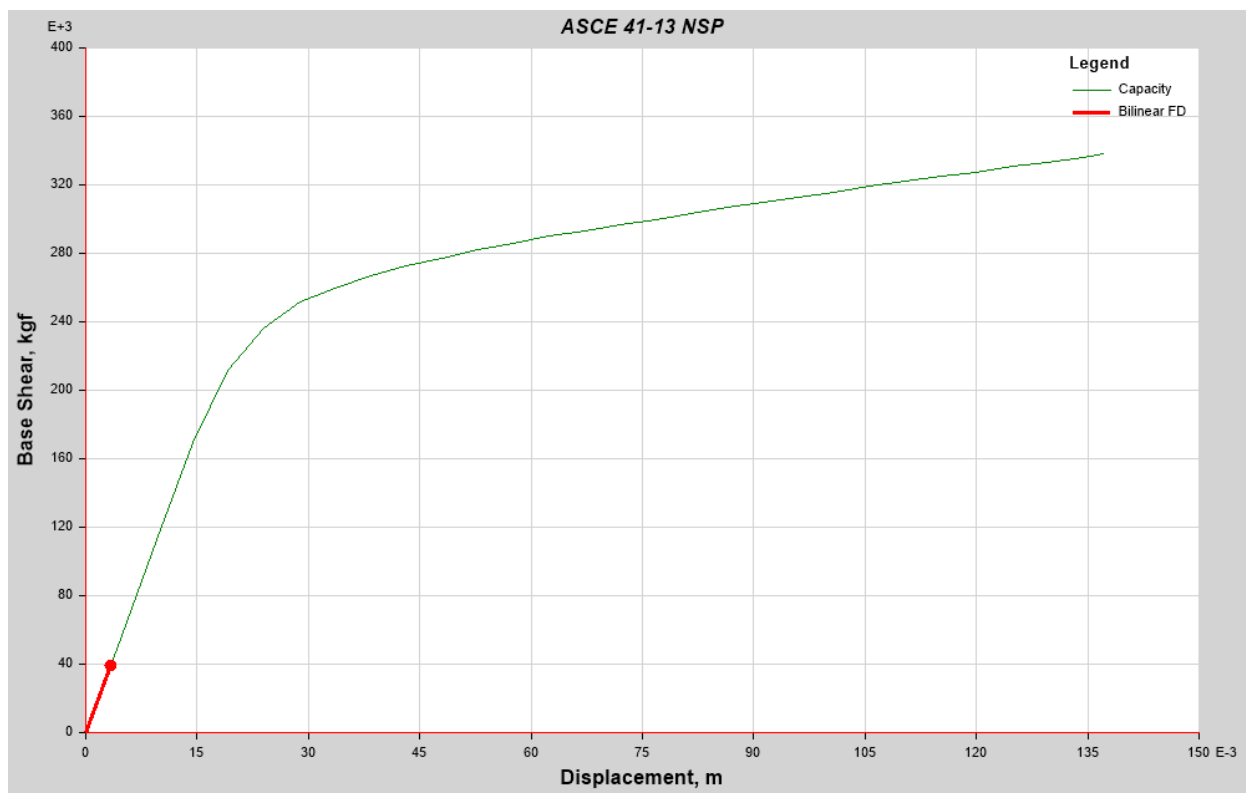
Punto de desempeño para un sismo moderado en la dirección Y. Fuente: (Autor)



Durante el sismo de diseño, que se puede visualizar en la **Figura 111**, el punto de desempeño habría un desplazamiento de 0.4854cm con una fuerza de corte basal de 39856.02Kgf, mientras que el punto de fluencia se registra en el mismo punto, se puede decir que para el sismo de diseño entra en el objetivo de “totalmente operacional”

Figura 111

Punto de desempeño para un sismo de diseño en la dirección Y. Fuente: (Autor)



3.6.9.4 Resultados de rotulas plásticas

Después de realizados los análisis respectivos, se presentan las rotulas plásticas con su respectiva escala de colores que se visualiza en **Figura 112**. Estos colores representan los rangos de los niveles de desempeño de una estructura.

Figura 112

Escala de colores de los niveles de desempeño. Fuente: (ASCE, 2017)



Tabla 76

Descripción de la escala de colores de rotulas plásticas.

| COLOR | DESCRIPCIÓN DEL RANGO DE CADA COLOR |
|---------|---|
| Negro | Desde que la estructura comienza a ceder hasta el nivel de ocupación inmediata. |
| Verde | Desde el nivel de desempeño de ocupación inmediata hasta el de seguridad de vida. |
| Celeste | Desde el nivel de desempeño de seguridad de vida hasta el de prevención al colapso. |
| Rojo | Desde el nivel de desempeño de prevención al colapso hasta el colapso. |

Fuente: (ASCE, 2017)

Pushover en la dirección Y

En este apartado se detallan los pasos del análisis no lineal pushover para el modelo dirección X

En la **Tabla 77**, se resalta en negrita el paso 21 que representa el desplazamiento aproximado en el cual se alcanza el punto de desempeño ante el sismo moderado y el paso 2 donde se presenta el desplazamiento y los puntos de desempeño ante el sismo de diseño.

Tabla 77

Rotulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en la dirección Y.

| TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement | | | | | | | |
|---|----------------------|-------------------|------------|----------|----------|----------|------------|
| Step | Monitored Displ m | Base Force kgf | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
| 0 | 0 | 0 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 1 | 0.003 | 24631.13 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 2 | 0.006 | 49267.33 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 3 | 0.009 | 70789.96 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 4 | 0.012 | 82753.13 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |

| | | | | | | | |
|-----------|--------------|------------------|------------|----------|----------|----------|------------|
| 5 | 0.015 | 96113.54 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 6 | 0.018 | 107834.08 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 7 | 0.021 | 118959.03 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 8 | 0.024 | 129898.58 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 9 | 0.027 | 140695.47 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 10 | 0.03 | 151419.34 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 11 | 0.033 | 162199.35 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 12 | 0.036 | 172980.54 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 13 | 0.039 | 184481.4 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 14 | 0.042 | 195652.52 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 15 | 0.045 | 205895.72 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 16 | 0.048 | 216131.93 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 17 | 0.051 | 225453.12 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 18 | 0.054 | 233969.32 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 19 | 0.057 | 241023.96 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 20 | 0.06 | 247434.53 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 21 | 0.063 | 253288.28 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 22 | 0.066 | 259121.39 | 258 | 0 | 0 | 0 | 258 |
| 23 | 0.069 | 264320.41 | 256 | 2 | 0 | 0 | 258 |
| 24 | 0.072 | 269087.65 | 255 | 3 | 0 | 0 | 258 |
| 25 | 0.075 | 273472.14 | 253 | 5 | 0 | 0 | 258 |
| 26 | 0.078 | 277465.11 | 252 | 6 | 0 | 0 | 258 |
| 27 | 0.081 | 281005.58 | 252 | 6 | 0 | 0 | 258 |
| 28 | 0.084 | 284246.14 | 250 | 8 | 0 | 0 | 258 |
| 29 | 0.087 | 287100.25 | 247 | 11 | 0 | 0 | 258 |
| 30 | 0.09 | 290242.86 | 245 | 13 | 0 | 0 | 258 |
| 31 | 0.093 | 293120.3 | 244 | 14 | 0 | 0 | 258 |
| 32 | 0.096 | 296213.85 | 238 | 20 | 0 | 0 | 258 |
| 33 | 0.097097 | 297301.93 | 238 | 20 | 0 | 0 | 258 |

Fuente: Propia

Se visualizan los niveles de desempeño alcanzados en el paso 23 por los elementos estructurales frente a la acción del sismo moderado en la dirección Y. El 0.775% de las rotulas indican ocupación inmediata, afectando a 2 rotulas. Estas rotulas al final llegan a afectar a 20 rotulas, con 7.75% de rotulas representativas, entrando en el objetivo de totalmente operacional haciendo entrada al objetivo de ocupación inmediata.

CAPITULO IV

4 PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

4.1 MEMORIA GRAFICA (PLANOS ESTRUCTURALES)

Los planos estructurales estarán adjuntados en los anexos, para generar una revisión y comodidad lectora adecuada.

4.2 Análisis de precios unitarios

Tabla 78

APU de rubro 1

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|-----------------|-------------------|--------------------|----------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA: | ANDRADE JHONNY | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| ITEM | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENTO | 0.033 |
| | Desbroce, desbrosque y limpieza del terreno | | | | |
| | UNIDAD: m2 | | | | |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA B | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| | A | B | C=AxB | | D=CxR |
| <i>Herramienta menor 5%M/O</i> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.01 |
| | SUBTOTAL (M) | | | | 0.01 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA B | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| | A | B | C=AxB | | D=CxR |
| <i>Peon (Est. Ocup. E2)</i> | 2.00 | 4.34 | 8.68 | 0.03 | 0.29 |

Maestro mayor 0.01 4.87 0.05 0.03 0.00
(Est. Ocup. C1)

SUBTOTAL (N) 0.29 m2

MATERIALES

| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA B | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
|-------------|----------|----------|------------|-------------|-------|
| | A | B | C=AxB | | D=CxR |

SUBTOTAL (O) 0.00 m2

TRANSPORTE

| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA B | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
|-------------|----------|----------|------------|-------------|-------|
| | A | B | C=AxB | | D=CxR |

SUBTOTAL (P) 0.00 m2

TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): 0.30 m2

COSTO INDIRECTO 15.00% 0.045

UTILIDAD 0.00% 0

COSTO TOTAL DEL RUBRO: 0.3450

VALOR OFERTADO: 0.3500

Fuente: Autor.

Tabla 79

APU de rubro 2

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos"

FISCALIZADOR: Ing. Carmita Jiménez

CONTRATISTA **ANDRADE JHONNY**

:

LUGAR: CHONE

DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 **RENDIMIENTO** 0.04
O

Replanteo y nivelación

ITEM UNIDAD: **m2**

EQUIPOS

| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN T O | COSTO D=CxR |
|-------------|-------------|----------|------------------|---------------|-------------|
|-------------|-------------|----------|------------------|---------------|-------------|

| | | | | | |
|--------------------------------|------|------|------|------|------|
| <i>Herramienta menor 5%M/O</i> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.04 |
|--------------------------------|------|------|------|------|------|

| | | | | | |
|---------------------------|------|------|------|------|------|
| <i>Equipo topográfico</i> | 1.00 | 2.50 | 2.50 | 0.04 | 0.10 |
|---------------------------|------|------|------|------|------|

SUBTOTAL (M) 0.14 m2

MANO DE OBRA

| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN T O | COSTO D=CxR |
|--------------------------------------|------------------------|-----------------|---------------------------------|--------------------------|------------------------|
| <i>Peon (Est. Ocup. E2)</i> | 1.00 | 4.34 | 4.34 | 0.04 | 0.17 |
| <i>Cadenero (Est. Ocup. D2)</i> | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.04 | 0.18 |
| <i>Topógrafo (Est. Ocup. C1)</i> | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.04 | 0.19 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.04 | 0.19 |

SUBTOTAL (N) 0.74 m2

MATERIALES

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARI O B | COSTO D=AxB |
|------------------------------------|---------------|------------------------|-------------------------------|------------------------|
| <i>Cuartón semiduras</i> | u | 0.093 | 2.95 | 0.27 |
| <i>Tira de encofrado semiduras</i> | u | 0.039 | 1.75 | 0.07 |
| <i>Clavo 2"</i> | Lb | 0.07 | 1.13 | 0.08 |

SUBTOTAL (O) 0.42 m2

TRANSPORTE

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARI O B | COSTO D=AxB |
|-----------------------------|---------------|------------------------|-------------------------------|------------------------|
| <i>Transporte de madera</i> | u/km | 0.132 | 0.40 | 0.05 |

SUBTOTAL (P) 0.05 m2

TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): 1.35 m2

COSTO INDIRECTO 15.00% 0.2025

| | | |
|------------------------|-------|--------|
| UTILIDAD | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | 1.5525 |
| VALOR OFERTADO: | | 1.5500 |

Fuente: Autor.

Tabla 80

APU de rubro 3.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|-------------------------------|---|-----------------|--------------|-------------------|----------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENT | 0.08 |
| | | | | O | |
| ITEM | Excavación a máquina (Retroexcavadora) | | | UNIDAD: | M3 |
| | EQUIPOS | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA | TARIFA B | COSTO | RENDIMIENT | COSTO |
| | D A | | HORA | O | D=CxR |
| | | | C=AxB | | |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.06 |
| Retroexcavador a | 1.00 | 35.00 | 35.00 | 0.08 | 2.80 |
| | SUBTOTAL (M) | | | | 2.86 m2 |
| | MANO DE OBRA | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA | TARIFA B | COSTO | RENDIMIENT | COSTO |
| | D A | | HORA | O | D=CxR |
| | | | C=AxB | | |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 1.00 | 4.34 | 4.34 | 0.08 | 0.35 |
| O. Retro (Est. Ocup. C1) | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.08 | 0.39 |

| | | | | | |
|--|---------------|------------------------|------------------------------|------------------------|----------------|
| <i>Mecánico (Est. Ocup. C1)</i> | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.08 | 0.39 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.08 | 0.04 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 1.17 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>UNIDAD</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>P. UNITARIO B</i> | <i>COSTO D=AxB</i> | |
| | | | | 0.00 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 0.00 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>UNIDAD</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>P. UNITARIO B</i> | <i>COSTO D=AxB</i> | |
| | | | | 0.00 | |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.00 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): | | | | 4.03 m2 | |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% | 0.6045 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 4.6345 | |
| VALOR OFERTADO: | | | | 4.6300 | |

Fuente: Autor.

Tabla 81

APU de rubro 4.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|-----------------|-------------------|--------------------|--------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA: | ANDRADE JHONNY | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENTO | |
| ITEM | Excavación manual en cimientos y plintos | | | UNIDAD: | m3 |
| | EQUIPOS | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA B | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |

| | A | B | C=AxB | | D=CxR |
|--|-----------------|-----------------|-------------------|--------------------|----------------------|
| <i>Herramienta menor 5%M/O</i> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.70 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 0.70 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA B | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| | A | B | C=AxB | | D=CxR |
| <i>Peon (Est. Ocup. E2)</i> | 3.00 | 4.34 | 13.02 | 1.00 | 13.02 |
| <i>Albañil (Est. Ocup. D2)</i> | 0.10 | 4.39 | 0.44 | 1.00 | 0.44 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 1.00 | 0.49 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 13.95 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA B | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| | A | B | C=AxB | | D=CxR |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 0.00 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA B | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| | A | B | C=AxB | | D=CxR |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.00 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): | | | | | 14.65 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | | 15.00% 2.1975 |
| UTILIDAD | | | | | 0.00% 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 16.8475 |
| VALOR OFERTADO: | | | | | 16.8500 |

Fuente: Autor.

Tabla 82

APU de rubro 5.

OBRA: "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos"

FISCALIZADOR: Ing. Carmita Jiménez

CONTRATISTA: **ANDRADE JHONNY**

:

LUGAR: CHONE

DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0

RENDIMIENTO
0 0.007

ITEM Desalojo de materiales con volqueta (Transporte 10km) UNIDAD: **m3**

EQUIPOS

| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
|-------------------------|------------|----------|------------------|---------------|-------------|
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Volqueta de 8m3 | 1.00 | 22.00 | 22.00 | 0.01 | 0.15 |
| Retroexcavadora | 0.05 | 35.00 | 1.75 | 0.01 | 0.01 |

SUBTOTAL (M)

0.17 m2

MANO DE OBRA

| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
|--------------------------|------------|----------|------------------|---------------|-------------|
| Chofer (Est. Ocup. C1) | 2.00 | 6.38 | 12.76 | 0.01 | 0.09 |
| O. Retro (Est. Ocup. C1) | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.01 | 0.00 |

SUBTOTAL (N)

0.09 m2

MATERIALES

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
|-------------|--------|------------|---------------|-------------|
| | | | | 0.00 |

SUBTOTAL (O)

0.00 m2

TRANSPORTE

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
|--|--------|----------------|---------------------|----------------|
| | | | | 0.00 |
| SUBTOTAL (P) | | | | 0.00 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | 0.26 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | 15.00% | | 0.039 |
| UTILIDAD | | 0.00% | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 0.2990 |
| VALOR OFERTADO: | | | | 0.3000 |

Fuente: Autor.

Tabla 83

APU de rubro 6.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|-------------------------------|---|-----------------|---------------------------------|------------------------|------------------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIEN O | 0.4 |
| ITEM | Relleno compactado con sub - base clase 3 | | | UNIDAD: | m2 |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.36 |
| Plancha vibradora | 1.00 | 8.00 | 8.00 | 0.40 | 3.20 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 3.56 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN O | COSTO D=CxR |

| | | | | | |
|--|---------------|------------------------|------------------------------|---------------|------------------------|
| <i>Peon (Est. Ocup. E2)</i> | 4.00 | 4.34 | 17.36 | 0.40 | 6.94 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.40 | 0.19 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 7.14 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | | COSTO D=AxB |
| <i>Agua</i> | m3 | 0.03 | 0.52 | | 0.02 |
| <i>Material de sub - base clase 3</i> | m3 | 1.25 | 0.50 | | 0.63 |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 0.64 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | | COSTO D=AxB |
| | | | | | 0.00 |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.00 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | | 11.34 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% | 1.701 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 13.0410 |
| VALOR OFERTADO: | | | | | 13.0400 |

Fuente: Autor.

Tabla 84

APU de rubro 7

| | | | |
|--------------------------------------|---|------------------------|-------|
| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | |
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | |
| : | | | |
| LUGAR: | CHONE | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | RENDIMIEN O | 0.007 |
| | Transporte de sub - base clase 3 | | |

| ITEM | | | | | | UNIDAD: m3/Km |
|--|------------------------|------------------------|---------------------------------|--------------------------|------------------------|----------------------|
| EQUIPOS | | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>TARIFA B</i> | <i>COSTO HORA C=AxB</i> | <i>RENDIMIEN T O</i> | <i>COSTO D=CxR</i> | |
| <i>Herramienta menor 5%M/O</i> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |
| <i>Volqueta de 8m3</i> | 1.00 | 22.00 | 22.00 | 0.01 | 0.15 | |
| <i>Retroexcavador a</i> | 0.05 | 35.00 | 1.75 | 0.01 | 0.01 | |
| SUBTOTAL (M) | | | | | | 0.17 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>TARIFA B</i> | <i>COSTO HORA C=AxB</i> | <i>RENDIMIEN T O</i> | <i>COSTO D=CxR</i> | |
| <i>Chofer (Est. Ocup. C1)</i> | 2.00 | 6.38 | 12.76 | 0.01 | 0.09 | |
| <i>Op. Retro (Est. Ocup. C1)</i> | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.01 | 0.00 | |
| SUBTOTAL (N) | | | | | | 0.09 m2 |
| MATERIALES | | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>UNIDAD</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>P. UNITARIO B</i> | | <i>COSTO D=AxB</i> | |
| | | | | | 0.00 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | | 0.00 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>UNIDAD</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>P. UNITARIO B</i> | | <i>COSTO D=AxB</i> | |
| | | | | | 0.00 | |
| SUBTOTAL (P) | | | | | | 0.00 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): | | | | | | 0.26 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% | | 0.039 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | | 0.2990 |
| VALOR OFERTADO: | | | | | | 0.3000 |

Fuente: Autor.

Tabla 85

APU de rubro 8

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|------------------------|---------------------------------|--------------------------|------------------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENTO | 0.133 |
| | | | | O | |
| ITEM | Relleno con piedra bola en cimientos | | | UNIDAD: | m3 |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.15 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 0.15 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 4.00 | 4.34 | 17.36 | 0.13 | 2.31 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.13 | 0.65 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 2.96 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |
| Agua | m3 | 0.1 | 0.52 | 0.05 | |

| | | | | |
|--|---------------|------------------------|------------------------------|------------------------|
| <i>Piedra base</i> | m3 | 2 | 6.61 | 13.22 |
| SUBTOTAL (O) | | | | 13.27 m2 |
| TRANSPORTE | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
| SUBTOTAL (P) | | | | 0.00 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | 16.38 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | 15.00% | 2.457 |
| UTILIDAD | | | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 18.8370 |
| VALOR OFERTADO: | | | | 18.8400 |

Fuente: Autor.

Tabla 86

APU de rubro 9.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|-----------------|---------------------------------|-------------------------|------------------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENT | 0.007 |
| | | | | O | |
| ITEM | Transporte de piedra bola para cimientos | | | UNIDAD: | m3/Km |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENT O | COSTO D=CxR |
| <i>Herramienta menor 5%M/O</i> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| <i>Volqueta de 8m3</i> | 1.00 | 22.00 | 22.00 | 0.01 | 0.15 |
| <i>Retroexcavador a</i> | 0.05 | 35.00 | 1.75 | 0.01 | 0.01 |

| SUBTOTAL (M) | | | | | | 0.17 m2 |
|--|------------------------|------------------------|---------------------------------|-------------------------|------------------------|---------|
| MANO DE OBRA | | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENT O | COSTO D=CxR | |
| Chofer (Est. Ocup. C1) | 2.00 | 6.38 | 12.76 | 0.01 | 0.09 | |
| Op. Retro (Est. Ocup. C1) | 0.01 | 4.87 | 0.05 | 0.01 | 0.00 | |
| SUBTOTAL (N) | | | | | | 0.09 m2 |
| MATERIALES | | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | | COSTO D=AxB | |
| | | | | | 0.00 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | | 0.00 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | | COSTO D=AxB | |
| | | | | | 0.00 | |
| SUBTOTAL (P) | | | | | | 0.00 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | | | 0.26 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% | | 0.039 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | | 0.2990 |
| VALOR OFERTADO: | | | | | | 0.3000 |

Fuente: Autor.

Tabla 87

APU de rubro 10.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos"

FISCALIZADOR: Ing. Carmita Jiménez

CONTRATISTA **ANDRADE JHONNY**

:

| LUGAR: | | CHONE | | | |
|---|-------------------|-------------------|-------------------------|----------------------|--------------------|
| DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | | | RENDIMIENTO |
| | | | | | O |
| Hormigón estructural de cemento portland, f'c=180kg/cm2 (replanteo) | | | | | 0.267 |
| ITEM | | | | | UNIDAD: m3 |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.47 |
| Concretera de 1 saco | 1.00 | 3.13 | 3.13 | 0.27 | 0.84 |
| Vibrador de Manguera | 1.00 | 2.00 | 2.00 | 0.27 | 0.53 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 1.84 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 6.00 | 4.34 | 26.04 | 0.27 | 6.95 |
| Albañil (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.27 | 1.17 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.27 | 1.30 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 9.43 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |
| Agua | m3 | 0.02 | 0.52 | 0.01 | |
| Arena | m3 | 0.055 | 10.00 | 0.55 | |
| Piedra 3/4 | m3 | 0.08 | 8.01 | 0.64 | |
| Cemento tipo(50kg) | kg | 28.14 | 0.15 | 4.22 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 5.42 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |

| | | | | |
|--|-------|---------------|------|-----------------|
| Transporte de material pétreo (4km) | m3/km | 0.54 | 0.25 | 0.14 |
| Transporte de cemento | kg/km | 28.14 | 0.01 | 0.31 |
| SUBTOTAL (P) | | | | 0.44 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | 17.13 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | 15.00% | | 2.5695 |
| UTILIDAD | | 0.00% | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 19.6995 |
| VALOR OFERTADO: | | | | 19.7000 |

Fuente: Autor.

Tabla 88

APU de rubro 11.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|-------------------------------|--|-----------------|-------------------------|----------------------|--------------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENTO | 0.889 |
| | | | | O | |
| ITEM | Hormigón estructural de cemento portland, f'c=240kg/cm2 (plinto) | | | UNIDAD: | m3 |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.57 |
| Vibrador de Manguera | 2.00 | 2.00 | 4.00 | 0.89 | 3.56 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 5.13 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |

| | | | | | |
|--------------------------------------|------|------|-------|------|-------|
| <i>Peon (Est. Ocup. E2)</i> | 5.00 | 4.34 | 21.70 | 0.89 | 19.29 |
| <i>Carpintero (Est. Ocup. D2)</i> | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.89 | 3.90 |
| <i>Albañil (Est. Ocup. D2)</i> | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.89 | 3.90 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.89 | 4.33 |

SUBTOTAL (N) 31.43 m2

MATERIALES

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
|---|---------------|------------------------|------------------------------|------------------------|
| <i>f'c=240kg/cm2, bombeable Piedra 12mm</i> | m3 | 1 | 77.50 | 77.50 |
| <i>agua</i> | m3 | 0.2 | 0.52 | 0.10 |
| <i>Alambre Recocido #18</i> | KG | 0.03 | 1.50 | 0.05 |
| <i>Tablas de encofrado semidura</i> | UNIDAD | 0.1 | 3.50 | 0.35 |
| <i>Tira de encofrado semiduras</i> | UNIDAD | 0.1 | 1.75 | 0.18 |
| <i>Clavo 2"</i> | Lb | 0.1 | 1.13 | 0.11 |

SUBTOTAL (O) 78.29 m2

TRANSPORTE

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
|---------------------------------|---------------|------------------------|------------------------------|------------------------|
| <i>Transporte de madera</i> | u/km | 0.144 | 0.40 | 0.06 |

SUBTOTAL (P) 0.06 m2

TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): 114.91 m2

COSTO INDIRECTO 15.00% 17.2365

UTILIDAD 0.00% 0

COSTO TOTAL DEL RUBRO: 132.1465

VALOR OFERTADO: 132.1500

Fuente: Autor.

Tabla 89

APU de rubro 12.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|---|---------------------------------|--------------------|------------------------|
| OBRA: | | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | |
| FISCALIZADOR: | | Ing. Carmita Jiménez | | | |
| CONTRATISTA: | | ANDRADE JHONNY | | | |
| LUGAR: | | CHONE | | | |
| | | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | RENDIMIENTO | 1 |
| ITEM | Hormigón ciclópeo, f'c=180kg/cm2 (Muro de hormigón ciclópeo) | | UNIDAD: m3 | | |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.77 |
| Concretera de 1 saco | 1.00 | 3.13 | 3.13 | 1.00 | 3.13 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 4.90 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO | COSTO D=CxR |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 5.00 | 4.34 | 21.70 | 1.00 | 21.70 |
| Carpintero (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 1.00 | 4.39 |
| Albañil (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 1.00 | 4.39 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 1.00 | 4.87 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 35.35 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |

| | | | | |
|--|---------------|-------------------|----------------------|--------------------|
| <i>Cemento tipo I(50kg)</i> | kg | 14.9 | 0.15 | 2.24 |
| <i>Piedra base</i> | m3 | 10.6 | 6.61 | 70.07 |
| <i>Arena</i> | m3 | 0.05 | 10.00 | 0.50 |
| <i>Agua</i> | m3 | 0.01 | 0.52 | 0.01 |
| <i>Tablas de encofrado semidura</i> | u | 0.08 | 3.50 | 0.28 |
| <i>Clavo 2"</i> | Lb | 0.01 | 1.13 | 0.01 |
| <i>Tira de encofrado semidura</i> | u | 0.05 | 1.75 | 0.09 |
| SUBTOTAL (O) | | | | 73.19 m2 |
| TRANSPORTE | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
| <i>Transporte de madera</i> | u/km | 0.12 | 0.40 | 0.05 |
| <i>Transporte de material pétreo (4km)</i> | m3/km | 10.6 | 0.25 | 2.65 |
| <i>Transporte de cemento</i> | kg/km | 149 | 0.01 | 1.64 |
| SUBTOTAL (P) | | | | 4.34 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): | | | | 117.78 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | 15.00% | | 17.667 |
| UTILIDAD | | 0.00% | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 135.4470 |
| VALOR OFERTADO: | | | | 135.4500 |

Fuente: Autor.

Tabla 90

APU de rubro 13.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos"

FISCALIZADOR: Ing. Carmita Jiménez

CONTRATISTA **ANDRADE JHONNY**

:

LUGAR: **CHONE**

| DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | | RENDIMIENTO | 2.667 |
|---------------------------------|--|------------------------|---------------------------------|--------------------------|------------------------|
| | | | | O | |
| ITEM | Hormigón estructural de cemento portland, f'c=240kg/cm2 (Cadena) | | | UNIDAD: | m3 |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4.71 |
| Concretera de 1 saco | 1.00 | 3.13 | 3.13 | 2.67 | 8.35 |
| Vibrador de Manguera | 2.00 | 2.00 | 4.00 | 2.67 | 10.67 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 23.73 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 5.00 | 4.34 | 21.70 | 2.67 | 57.87 |
| Carpintero (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 2.67 | 11.71 |
| Albañil (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 2.67 | 11.71 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 2.67 | 12.99 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 94.28 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |
| Cemento tipo I(50kg) | kg | 89.1 | 0.15 | 13.37 | |
| Piedra 3/4 | m3 | 0.28 | 8.01 | 2.24 | |
| Arena | m3 | 0.17 | 10.00 | 1.70 | |
| Agua | m3 | 0.063 | 0.52 | 0.03 | |
| Tablas de encofrado semidura | u | 0.084 | 3.50 | 0.29 | |

| | | | | |
|--|---------------|--------------------|-----------------|-----------------------|
| <i>Tira de encofrado semidura Clavo 2"</i> | u | 0.06 | 1.75 | 0.11 |
| | Lb | 0.01 | 1.13 | 0.01 |
| SUBTOTAL (O) | | | | 17.75 m2 |
| TRANSPORTE | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO D=AxB |
| <i>Transporte de madera</i> | u/km | 0.144 | 0.40 | 0.06 |
| <i>Transporte de material pétreo (4km)</i> | m3-km | 0.45 | 0.25 | 0.11 |
| <i>Transporte de cemento</i> | kg/km | 89.1 | 0.01 | 0.98 |
| SUBTOTAL (P) | | | | 1.15 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | 136.91 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% 20.5365 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 157.4465 |
| VALOR OFERTADO: | | | | 157.4500 |

Fuente: Autor.

Tabla 91

APU de rubro 14.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|-----------------|-------------------------|----------------------|--------------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENTO | 0.2 |
| | O | | | | |
| ITEM | Hormigón estructural de cemento portland, f'c=240kg/cm2 (CONTRAPISO) | | UNIDAD: | m3 | |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |

| | | | | | |
|-------------------------|------|------|------|------|------|
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.35 |
| Concretera de 1 saco | 1.00 | 3.13 | 3.13 | 0.20 | 0.63 |

SUBTOTAL (M) 0.98 m2

MANO DE OBRA

| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENT O | COSTO D=CxR |
|-------------------------------|----------------|----------|------------------------|-----------------|----------------|
| Peon (Est. Ocup. E2) | 5.00 | 4.34 | 21.70 | 0.20 | 4.34 |
| Carpintero (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.20 | 0.88 |
| Albañil (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.20 | 0.88 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.20 | 0.97 |

SUBTOTAL (N) 7.07 m2

MATERIALES

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
|------------------------------|--------|----------------|---------------------|----------------|
| Cemento tipo I(50kg) | kg | 28.14 | 0.15 | 4.22 |
| Piedra 3/4 | m3 | 0.08 | 8.01 | 0.64 |
| Arena | m3 | 0.055 | 10.00 | 0.55 |
| Agua | m3 | 0.02 | 0.52 | 0.01 |
| Tablas de encofrado semidura | u | 0.084 | 3.50 | 0.29 |
| Tira de encofrado semidura | u | 0.06 | 1.75 | 0.11 |
| Clavo 2" | Lb | 0.01 | 1.13 | 0.01 |

SUBTOTAL (O) 5.83 m2

TRANSPORTE

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO D=AxB |
|----------------------|--------|----------------|----------|----------------|
| Transporte de madera | u/km | 0.144 | 0.40 | 0.06 |

| | | | | |
|--|-------|---------------|------|-----------------|
| Transporte de material pétreo (4km) | m3-km | 0.54 | 0.25 | 0.14 |
| Transporte de cemento | kg/km | 28.14 | 0.01 | 0.31 |
| SUBTOTAL (P) | | | | 0.50 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | 14.38 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | 15.00% | | 2.157 |
| UTILIDAD | | 0.00% | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 16.5370 |
| VALOR OFERTADO: | | | | 16.5400 |

Fuente: Autor.

Tabla 92

APU de rubro 15.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|-----------------|-------------------------|----------------------|--------------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENTO | 0.023 |
| | | | | O | |
| ITEM | Acero de refuerzo en barras, fy=4200kg/cm2 (plintos) | | UNIDAD: | kg | |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.02 |
| Cortadora - dobladora | 1.00 | 0.50 | 0.50 | 0.02 | 0.01 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 0.03 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |

| | | | | | |
|--|---------------|------------------------|------------------------------|------------------------|----------------|
| <i>Peon (Est. Ocup. E2)</i> | 2.00 | 4.34 | 8.68 | 0.02 | 0.20 |
| <i>Fierrero (Est. Ocup. D2)</i> | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.02 | 0.10 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.02 | 0.01 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 0.31 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |
| <i>Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2</i> | kg | 1 | 1.07 | 1.07 | |
| <i>Alambre recocido</i> | kg | 0.03 | 1.50 | 0.05 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 1.12 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO D=AxB | |
| <i>Transporte de acero</i> | kg/km | 1.03 | 0.02 | 0.02 | |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.02 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | | 1.48 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% | 0.222 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 1.7020 |
| VALOR OFERTADO: | | | | | 1.7000 |

Fuente: Autor.

Tabla 93

APU de rubro 16.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | |
|--------------------------------------|---|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY |
| : | |
| LUGAR: | CHONE |

| DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | | RENDIMIENTO | 0.032 |
|--|--|------------------------|---------------------------------|------------------------|------------------------|
| | | | | O | |
| ITEM | Acero de refuerzo en barras, fy=4200kg/cm2 (cadenas de amarre) | | | UNIDAD: | kg |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.02 |
| Cortadora - dobladora | 1.00 | 0.50 | 0.50 | 0.03 | 0.02 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 0.04 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN O | COSTO D=CxR |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 2.00 | 4.34 | 8.68 | 0.03 | 0.28 |
| Fierrero (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.03 | 0.14 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.03 | 0.02 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 0.43 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |
| Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2 | kg | 1 | 1.07 | 1.07 | |
| Alambre recocido | kg | 0.03 | 1.50 | 0.05 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 1.12 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO D=AxB | |
| Transporte de acero | kg/km | 1.082 | 0.02 | 0.02 | |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.02 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): | | | | | 1.61 m2 |

| | | |
|-------------------------------|---------------|--------|
| COSTO INDIRECTO | 15.00% | 0.2415 |
| UTILIDAD | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | 1.8515 |
| VALOR OFERTADO: | | 1.8500 |

Fuente: Autor.

Tabla 94

APU de rubro 17.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|-----------------|---------------------------------|--------------------------|------------------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENTO | 0.033 |
| | | | | O | |
| ITEM | Malla electro soldada R158 5.5mmx15x15 | | | UNIDAD: | m2 |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.02 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 0.02 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 1.00 | 4.34 | 4.34 | 0.03 | 0.14 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 0.03 | 0.16 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 0.30 m2 |
| MATERIALES | | | | | |

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
|--|--------|----------------|---------------------|----------------|
| Malla electro ARMEX R-131 | m2 | 1.3 | 2.20 | 2.86 |
| Alambre recocido #18 | kg | 0.03 | 1.50 | 0.05 |
| Agua | m3 | 0.5 | 0.52 | 0.26 |
| SUBTOTAL (O) | | | | 3.17 m2 |
| TRANSPORTE | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO D=AxB |
| Transporte de Malla | kg/km | 1.3 | 0.02 | 0.02 |
| SUBTOTAL (P) | | | | 0.02 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | 3.51 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | 15.00% | | 0.5265 |
| UTILIDAD | | 0.00% | | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 4.0365 |
| VALOR OFERTADO: | | | | 4.0400 |

Fuente: Autor.

Tabla 95

APU de rubro 18.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos"

FISCALIZADOR: Ing. Carmita Jiménez

CONTRATISTA **ANDRADE JHONNY**

:

LUGAR: CHONE

DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0

RENDIMIENT
O 1.333

ITEM Hormigón estructural,
f_c=240kg/cm² (Columnas) UNIDAD: **m3**

EQUIPOS

| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENT O | COSTO D=CxR |
|-------------|----------------|----------|------------------------|-----------------|----------------|
|-------------|----------------|----------|------------------------|-----------------|----------------|

| | | | | | |
|-------------------------------------|--------------------|--------------------|-------------------------|----------------------|--------------------|
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.36 |
| Vibrador de Manguera | 2.00 | 2.00 | 4.00 | 1.33 | 5.33 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 7.69 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN T O | COSTO D=CxR |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 5.00 | 4.34 | 21.70 | 1.33 | 28.93 |
| Carpintero (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 1.33 | 5.85 |
| Albañil (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 1.33 | 5.85 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 1.33 | 6.49 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 47.12 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | | COSTO D=AxB |
| $f_c=240\text{kg/cm}^2$, bombeable | m3 | 1 | 77.50 | | 77.50 |
| Piedra 12mm | | | | | |
| agua | m3 | 0.1 | 0.52 | | 0.05 |
| Alambre | KG | 0.01 | 1.50 | | 0.02 |
| Recocido #18 | | | | | |
| Tablas de encofrado semidura | UNIDAD | 0.05 | 3.50 | | 0.18 |
| Tira de encofrado semiduras | UNIDAD | 0.09 | 1.75 | | 0.16 |
| Clavo 2" | Lb | 0.1 | 1.13 | | 0.11 |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 78.01 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | | COSTO D=AxB |
| Transporte de madera | u/km | 0.144 | 0.40 | | 0.06 |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.06 m2 |

| | |
|--|----------------------|
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | 132.88 m2 |
| COSTO INDIRECTO | 15.00% 19.932 |
| UTILIDAD | 0.00% 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | 152.8120 |
| VALOR OFERTADO: | 152.8100 |

Fuente: Autor.

Tabla 96

APU de rubro 19.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|--------------------------------------|---|-----------------|---------------------------------|--------------------------|------------------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | | | |
| : | | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIENTO | 3.2 |
| | Hormigón estructural, f'c=240kg/cm2 (escaleras) | | | 0 | |
| ITEM | | | | UNIDAD: | m3 |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN T O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.57 |
| Vibrador de Manguera | 1.00 | 2.00 | 2.00 | 3.20 | 6.40 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 9.97 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN T O | COSTO D=CxR |
| Peon (Est. Ocup. E2) | 2.00 | 4.34 | 8.68 | 3.20 | 27.78 |
| Carpintero (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 3.20 | 14.05 |

| | | | | | |
|--|---------------|------------------------|------------------------------|------------------------|-----------------|
| <i>Albañil (Est. Ocup. D2)</i> | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 3.20 | 14.05 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 1.00 | 4.87 | 4.87 | 3.20 | 15.58 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 71.46 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |
| <i>f_c=240kg/cm², bombeable Piedra 12mm</i> | m3 | 0.093 | 77.50 | 7.21 | |
| <i>agua</i> | m3 | 0.039 | 0.52 | 0.02 | |
| <i>Alambre Recocido #18</i> | KG | 0.007 | 1.50 | 0.01 | |
| <i>Tablas de encofrado semidura</i> | UNIDAD | 0.05 | 3.50 | 0.18 | |
| <i>Tira de encofrado semiduras Clavo 2"</i> | UNIDAD | 0.09 | 1.75 | 0.16 | |
| | Lb | 0.1 | 1.13 | 0.11 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 7.68 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |
| <i>Transporte de madera</i> | u/km | 0.144 | 0.40 | 0.06 | |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.06 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): | | | | | 89.17 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% | 13.3755 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 102.5455 |
| VALOR OFERTADO: | | | | | 102.5500 |

Fuente: Autor.

Tabla 97

APU de rubro 20.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos"

FISCALIZADOR: Ing. Carmita Jiménez
CONTRATISTA **ANDRADE JHONNY**
:

LUGAR: CHONE

DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0

RENDIMIENTO 0.044
0

ITEM Acero de refuerzo en barras,
fy=4200kg/cm2 (columnas) UNIDAD: **kg**

EQUIPOS

| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
|----------------------------|----------------|----------|------------------------|------------------|----------------|
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.03 |
| Cortadora - dobladora | 1.00 | 0.50 | 0.50 | 0.04 | 0.02 |

SUBTOTAL (M)

0.05 m2

MANO DE OBRA

| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIENTO O | COSTO D=CxR |
|----------------------------------|----------------|----------|------------------------|------------------|----------------|
| Peon (Est. Ocup. E2) | 2.00 | 4.34 | 8.68 | 0.04 | 0.38 |
| Fierrero (Est. Ocup. D2) | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.04 | 0.19 |
| Maestro mayor (Est. Ocup. C1) | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.04 | 0.02 |

SUBTOTAL (N)

0.60 m2

MATERIALES

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB |
|---------------------------------------|--------|----------------|---------------------|----------------|
| Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2 | kg | 1 | 1.07 | 1.07 |
| Alambre recocido | kg | 0.03 | 1.50 | 0.05 |

SUBTOTAL (O)

1.12 m2

TRANSPORTE

| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO D=AxB |
|--|--------|------------------------|---------------|----------------|
| Transporte de acero | kg/km | 1.03 | 0.02 | 0.02 |
| SUBTOTAL (P) | | | | 0.02 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | 1.79 m2 |
| | | COSTO INDIRECTO | 15.00% | 0.2685 |
| | | UTILIDAD | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | 2.0585 |
| VALOR OFERTADO: | | | | 2.0600 |

Fuente: Autor.

Tabla 98

APU de rubro 21.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | | | |
|-------------------------------|---|----------|------------------------|------------------------|----------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | | | |
| CONTRATISTA : | ANDRADE JHONNY | | | | |
| LUGAR: | CHONE | | | | |
| | DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | RENDIMIEN O | 0.044 |
| ITEM | Acero de refuerzo en barras, fy=4200kg/cm2 (muros) | | UNIDAD: | kg | |
| EQUIPOS | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN O | COSTO D=CxR |
| Herramienta menor 5%M/O | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.04 |
| Cortadora - dobladora | 1.00 | 0.50 | 0.50 | 0.04 | 0.02 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 0.06 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO HORA C=AxB | RENDIMIEN O | COSTO D=CxR |

| | | | | | |
|--|---------------|------------------------|------------------------------|------------------------|----------------|
| <i>Peon (Est. Ocup. E2)</i> | 3.00 | 4.34 | 13.02 | 0.04 | 0.57 |
| <i>Fierrero (Est. Ocup. D2)</i> | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.04 | 0.19 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.04 | 0.02 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 0.79 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | P. UNITARIO B | COSTO D=AxB | |
| <i>Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2</i> | kg | 1 | 1.07 | 1.07 | |
| <i>Alambre recocido</i> | kg | 0.03 | 1.50 | 0.05 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 1.12 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDA D A | TARIFA B | COSTO D=AxB | |
| <i>Transporte de acero</i> | kg/km | 1.03 | 0.02 | 0.02 | |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.02 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+O): | | | | | 1.99 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% | 0.2985 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% | 0 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 2.2885 |
| VALOR OFERTADO: | | | | | 2.2900 |

Fuente: Autor.

Tabla 99

APU de rubro 22.

| ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS | | | |
|--------------------------------------|---|--|--------------|
| OBRA: | "sistema estructural dual del edificio residencial de 3 pisos" | | |
| FISCALIZADOR: | Ing. Carmita Jiménez | | |
| CONTRATISTA | ANDRADE JHONNY | | |
| : | | | |
| LUGAR: | CHONE | | |
| DEMOSTRATIVO ANEXO N.º 0 | | | |
| RENDIMIENT | | | 0.023 |
| O | | | |

| ITEM | Acero de refuerzo en barras, fy=4200kg/cm2 (escalera) | | | UNIDAD: kg | |
|--|--|------------------------|---------------------------------|--------------------------|------------------------|
| EQUIPOS | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>TARIFA B</i> | <i>COSTO HORA C=AxB</i> | <i>RENDIMIEN T O</i> | <i>COSTO D=CxR</i> |
| <i>Herramienta menor 5%M/O</i> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.01 |
| <i>Cortadora - dobladora</i> | 1.00 | 0.50 | 0.50 | 0.02 | 0.01 |
| SUBTOTAL (M) | | | | | 0.02 m2 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>TARIFA B</i> | <i>COSTO HORA C=AxB</i> | <i>RENDIMIEN T O</i> | <i>COSTO D=CxR</i> |
| <i>Peon (Est. Ocup. E2)</i> | 1.00 | 4.34 | 4.34 | 0.02 | 0.10 |
| <i>Fierrero (Est. Ocup. D2)</i> | 1.00 | 4.39 | 4.39 | 0.02 | 0.10 |
| <i>Maestro mayor (Est. Ocup. C1)</i> | 0.10 | 4.87 | 0.49 | 0.02 | 0.01 |
| SUBTOTAL (N) | | | | | 0.21 m2 |
| MATERIALES | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>UNIDAD</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>P. UNITARIO B</i> | <i>COSTO D=AxB</i> | |
| <i>Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2</i> | kg | 1 | 1.07 | 1.07 | |
| <i>Alambre recocido</i> | kg | 0.03 | 1.50 | 0.05 | |
| SUBTOTAL (O) | | | | | 1.12 m2 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| <i>DESCRIPCIÓN</i> | <i>UNIDAD</i> | <i>CANTIDA D A</i> | <i>TARIFA B</i> | <i>COSTO D=AxB</i> | |
| <i>Transporte de acero</i> | kg/km | 1.03 | 0.02 | 0.02 | |
| SUBTOTAL (P) | | | | | 0.02 m2 |
| TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P): | | | | | 1.37 m2 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 15.00% | 0.2055 |
| UTILIDAD | | | | 0.00% | 0 |

COSTO TOTAL DEL RUBRO: 1.5755

VALOR OFERTADO: 1.5800

Fuente: Autor.

Tabla 100

Presupuesto referencial.

PRESUPUESTO

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | P. UNITARIO | P. TOTAL |
|---|--|--------|----------|-------------|------------------|
| CISTERNA CAPACIDAD 45 M3 (TRES UNIDADES) | | | | | 62,173.08 |
| 1 | Desbroce, desbroce y limpieza del terreno | m2 | 170.00 | 0.35 | 59.50 |
| 2 | Replanteo y nivelación | m2 | 130.81 | 1.55 | 202.76 |
| 3 | Excavación a máquina (Retroexcavadora) | m3 | 125.00 | 4.63 | 578.75 |
| 4 | Excavación manual en cimientos y plintos | m3 | 129.71 | 16.85 | 2,185.54 |
| 5 | Desalojo de materiales con volqueta (Transporte 10km) | m3 | 20.00 | 0.30 | 6.00 |
| 6 | Relleno compactado con sub - base clase 3 | m2 | 123.25 | 13.04 | 1,607.18 |
| 7 | Transporte de sub - base clase 3 | m3/Km | 123.25 | 0.30 | 36.98 |
| 8 | Relleno con piedra bola en cimientos | m3 | 38.06 | 18.84 | 717.04 |
| 9 | Transporte de piedra bola para cimientos | m3/Km | 38.06 | 0.30 | 11.42 |
| 10 | Hormigón estructural de cemento portland, f _c =180kg/cm ² (replanteo) | m3 | 2.98 | 19.70 | 58.71 |
| 11 | Hormigón estructural de cemento portland, f _c =240kg/cm ² (plinto) | m3 | 15.61 | 132.15 | 2,062.86 |
| 12 | Hormigón ciclópeo, f _c =180kg/cm ² (Muro de hormigón ciclópeo) | m3 | 7.30 | 135.45 | 988.79 |
| 13 | Hormigón estructural de cemento portland, f _c =240kg/cm ² (Cadena) | m3 | 4.40 | 157.45 | 691.99 |
| 14 | Hormigón estructural de cemento portland, f _c =240kg/cm ² (CONTRAPISO) | m3 | 5.59 | 16.54 | 92.41 |
| 15 | Acero de refuerzo en barras, f _y =4200kg/cm ² (plintos) | kg | 2099.26 | 1.70 | 3,568.74 |
| 16 | Acero de refuerzo en barras, f _y =4200kg/cm ² (cadenas de amarre) | kg | 868.42 | 1.85 | 1,606.58 |
| 17 | Malla electro soldada R158 5.5mmx15x15 | m2 | 102.55 | 4.04 | 414.32 |
| 18 | Hormigón estructural, f _c =240kg/cm ² (Columnas) | m3 | 30.62 | 152.81 | 4,678.80 |
| 19 | Hormigón estructural, f _c =240kg/cm ² (escaleras) | m3 | 5.37 | 102.55 | 551.05 |
| 20 | Acero de refuerzo en barras, f _y =4200kg/cm ² (columnas) | kg | 4260.23 | 2.06 | 8,776.07 |
| 21 | Acero de refuerzo en barras, f _y =4200kg/cm ² (muros) | kg | 739.30 | 2.29 | 1,693.00 |
| 22 | Acero de refuerzo en barras, f _y =4200kg/cm ² (escalera) | kg | 890.46 | 1.58 | 1,406.93 |
| 23 | Hormigón estructural, f _c =240kg/cm ² (Losa) | m3 | 39.48 | 147.52 | 5,823.82 |
| 24 | Hormigón estructural, f _c =240kg/cm ² (Viga) | m3 | 35.83 | 147.52 | 5,285.74 |
| 25 | Hormigón estructural, f _c =240kg/cm ² (muros) | m3 | 8.10 | 152.81 | 1,237.78 |
| 25 | Acero de refuerzo en barras, f _y =4200kg/cm ² (losa) | kg | 4447.72 | 1.97 | 8,762.01 |
| 26 | Acero de refuerzo en barras, f _y =4200kg/cm ² (viga) | kg | 3711.27 | 1.97 | 7,311.20 |
| 27 | Malla electro soldada R158 5.5mmx15x15 | m2 | 323.59 | 4.04 | 1,307.31 |
| 28 | Bloque alivianado para losa 0.2m x 0.4m x 0.15m | u | 865.00 | 0.52 | 449.80 |

CONCLUSIONES

Se realizo un metrado de cargas correspondientes para el edificio con un sistema dual, en el cual obtuvimos un prediseño de losa alivianada bidireccional de 25cm de espesor, las dimensiones para los elementos columnas y vigas fueron las mínimas establecidas por la normativa vigente siendo de 30cm x 30cm; para el alivianamiento se consideraron bloques de 20cm x 40cm 15cm, y una loseta de compresión de 5cm.

Se determino en el análisis modal espectral que el con las dimensiones de pre dimensionamiento la edificación obtiene un comportamiento aceptable en el rango de sus periodos siendo de 0.3183seg por debajo del máximo, no obstante, para cumplir con el criterio de irregularidad torsional el cual es frecuente en edificaciones con este tipo de sistema estructural; se adoptaron vigas de 30cm x 50cm en dirección X de los dos primeros pisos y de 30cm 45cm en el tercer piso. Así mismo, para la dirección Y 2 vigas de 30cm x 30cm en el primer y segundo piso, vigas de 30cm x 30cm en el resto de vigas de esa dirección; columnas de 40cm x 45cm a lo largo de todos los pisos, a excepción de 2 que son de 35cm x 40cm, dos muros estructurales de 30cm x 150cm.

Se evidencio que los dos primeros modos de vibración son traslacionales y sus derivas estáticas tanto en X de 0.3996% como en Y de 0.567% fueron menores al 2%, así como las derivas dinámicas tanto en X de 0.3402% como en Y de 0.4794% fueron menores al 2% cumpliendo así lo establecido en la NEC. Todos los elementos estructurales de hormigón armado cumplieron con la demanda capacidad las cuales oscilan en las columnas del 13% - 43% , ningún elemento excede su capacidad por encima del 85% y los muros entran en su rango de 20% - 25%; de esta manera los muros absorben el 81% del cortante basal cumpliendo con lo estipulado en la normativa de min 75%

Se determino en la verificación de columna fuerte viga débil que en el eje X el 67% de los nudos cumplen este criterio y el 33% restante no lo cumple; así mismo, en el eje Y el 67.1% cumple con el criterio mientras que el 32.9% no lo cumple. Que no se cumpla el criterio en un 100% no significa que la concepción estructural tenga fallas, si no que la presencia de los muros toma importancia y se evidencia que en los pórticos donde estos yacen no se cumple en la totalidad de nudos, debido a que el muro tiende a generar un momento más grande.

Se diseño una losa aliviada de dos direcciones definitiva de espesor de 25cm y una escalera con una losa unidireccionalmente con espesor de 15cm.

La cimentación se la definió y diseño con zapatas aisladas, para todas las columnas zapatas de 1.57m x 1.57m y 0.3m de espesor, los muros con zapatas de 3.3m x 3.3m con 0.3m de espesor.

Se obtuvo dentro de los resultados del análisis estático no lineal, que en el sentido X de las 258 rotulas solo el 24.8% de estas entraron en el objetivo de ocupación inmediata, así mismo en el eje Y con 7.25% de rotulas entrantes al mismo objetivo; dejando como objetivo de desempeño cumplido un edificio que cumple “totalmente operacional” con ingreso en “ocupación inmediata” para ambos ejes. Se determino que el eje mas critico es el eje X

El costo de la obra gris de la vivienda usando materiales y mano de obra de la ciudad de Chone y lugares aledaños de 62,173.08\$ dólares norte americanos; estimando un valor por metro cuadrado de construcción de 193.4\$/m²

RECOMENDACIONES

Se recomienda que el estudio de suelo previo, sea realizado por un profesional competente y adiestrado en la rama de suelos, de esta manera se evitan imprevistos constructivos y la posible mala praxis constructiva.

Se recomienda que la obtención de los resultados arrojados por los programas computacionales, sean verificados por muestreo para corroborar la autenticidad de los mismos.

5 Bibliografía

352RS-02, A. (2010). *Recomendaciones para el diseño de conexión viga - columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado.*

ACI, 3.-1. (2014). *Concrete.* Obtenido de <https://www.concrete.org/topicsinconcrete/topicdetail/318%20Building%20Code?search=318%20Building%20Code>

Aguiar, D. R. (2012). *Dinámica de estructuras con Ceinci-Lab.*

armado, G. 2. (2014). Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf>

Ascheri, J. P. (2018). *Análisis Numérico para Compatibilizar Diseño Preliminar Sísmoresistente con Códigos Vigentes. Mecánica Computacional.*

Construmatica. (2017). Obtenido de https://www.construmatica.com/construpedia/Categor%C3%ADa:Estructuras_de_Hormig%C3%B3n_Armado#:~:text=Las%20Estructuras%20de%20Hormig%C3%B3n%20Armado,barras%20de%20acero%20con%20fibras.

Cordova, C. (2015). *Diseño de estructuras de hormigón armado . Usach.*

Dearkitectura. (2011). http://oa.upm.es/51687/1/TFG_Agueda_Carlero_Marta.pdf. Obtenido de <http://dearkitectura.blogspot.com/2011/07/que-son-y-para-que-nos-sirven-los.html#:~:text=Un%20plano%20arquitect%C3%B3nico%20o%20plano,grafica%20de%20la%20futura%20obra.&text=Adem%C3%A1s%20son%20un%20documento%20que,de%20construcci%C3%B3n%20y%20medidas%>

Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

INEN, C. (1984). *Instituto Ecuatoriano de normalizacion*. INEN.

ingenieriacivilnormastecnicas. (2008). Obtenido de
<http://ingenieriacivilnormastecnicas.blogspot.com/2011/04/los-estribos-se-deben-anclar.html>

Manual, A. 3.-1. (2021). *ACI reinforced concrete design handbook a companion to ACI 318-19*. New York: H. R. Trey Hamilton.

Marcelo, M. T. (2017). *Análisis sobre la recurrencia de terremotos severos en Ecuador*. Recuperado el 29 de marzo de 2025, de
<https://revistas.utp.ac.pa/index.php/prisma/article/view/1526/2266>

McCormac. (2017). *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega.

McCormac, J. C. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega.

Moncayo Theurer Marcelo, V. M. (2017). *Actualidad Tecnologia*. Obtenido de Analisis sobre la recurrencia de terremotos severos en Ecuador:
<https://revistas.utp.ac.pa/index.php/prisma/article/view/1526/2266>

NEC-SE-CG-Cargas. (2014). *Habitad y vivienda*. Obtenido de
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

NEC-SE-DS-PS. (2014). *Habitadyvivienda.* Obtenido de 258
de

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>

NEC-SE-GC. (2014). *Habitadyvivienda.* Obtenido de

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

NEC-SE-HM. (2014). *Habitad y vivienda.* Obtenido de

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Nilson, A. (2001). *Columnas. En A. H. Emma Ariza H.*

Novacero. (2017). Obtenido de <https://www.novacero.com/catg-productos.html>

profesionales, G. p. (2014). *Habitad y vivienda.* Obtenido de

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Romo, I. M. (2008). *Temas de hormigon armado.* Quito.

Vasquez Vasquez, L. (2020). Obtenido de <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/24194>

Vielma, J. C. (2014). *El efecto P-delta y su influencia sobre la ductilidad de las estructuras.*

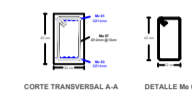
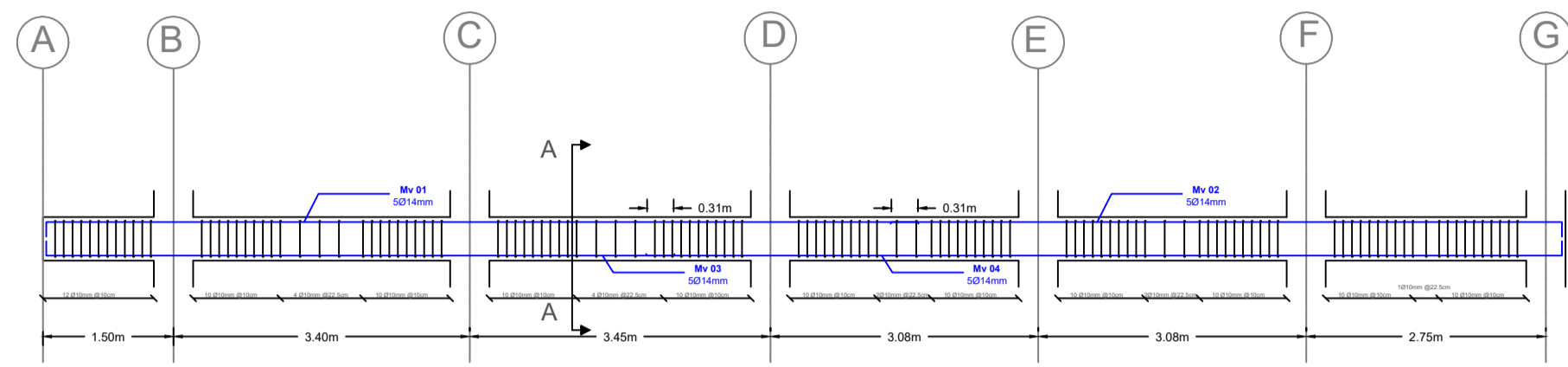
Obtenido de

http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/21334/1/IC_04_Vielma%20%26%20

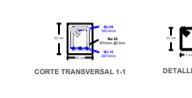
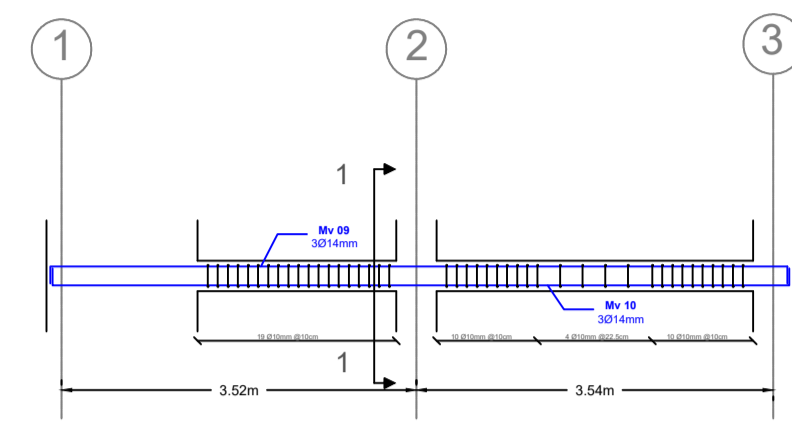
Cando.pdf

ANEXOS

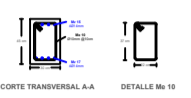
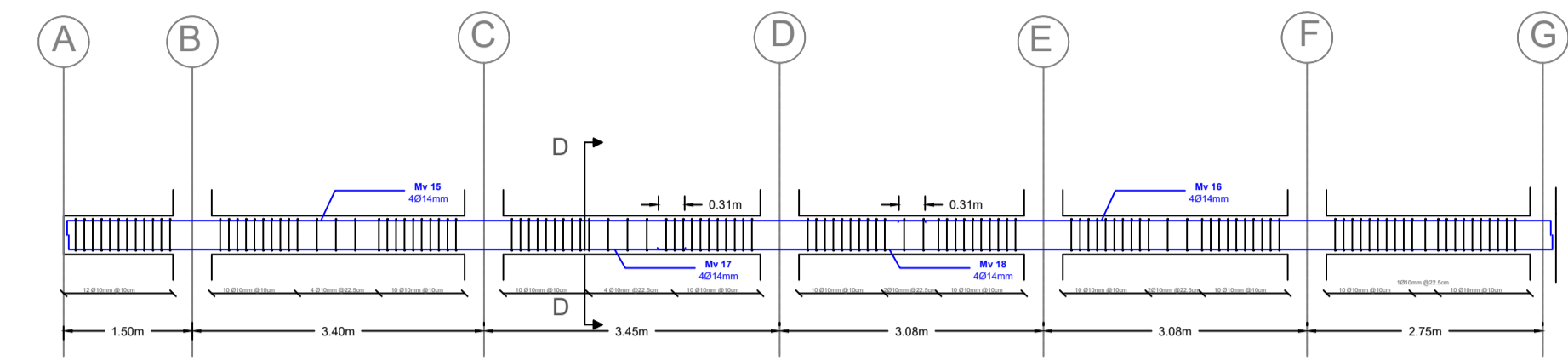
EJE 1
VIGA 30x50
N+3.00 y N+6.00



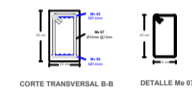
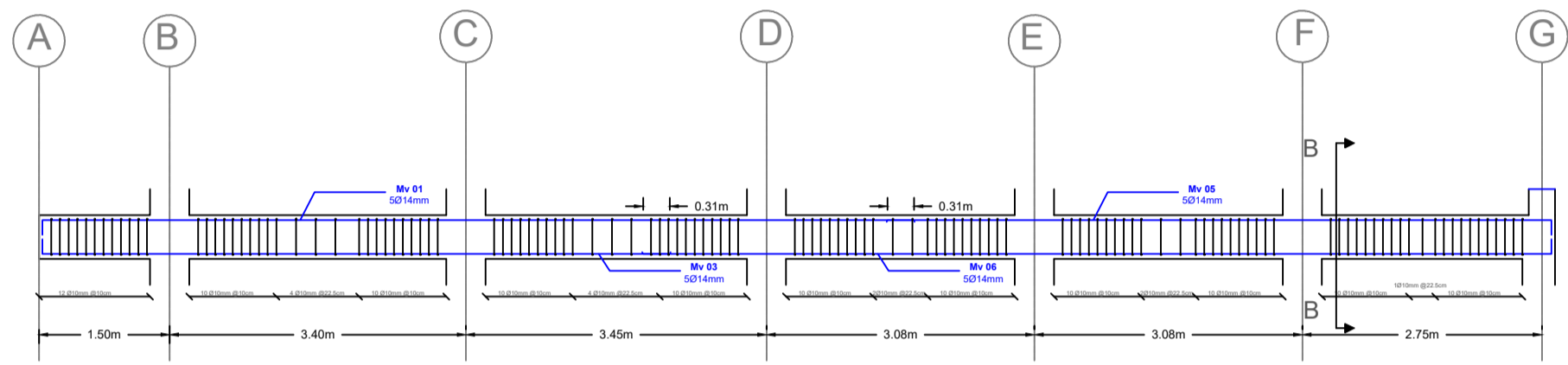
EJE G
VIGA 25x30
N+3.00 y N+6.00



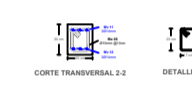
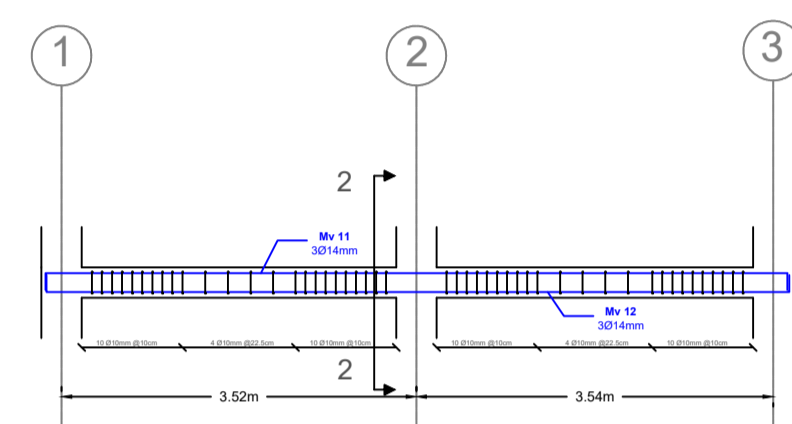
EJE 1
VIGA 30x45
N+9.00



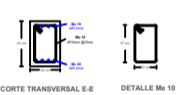
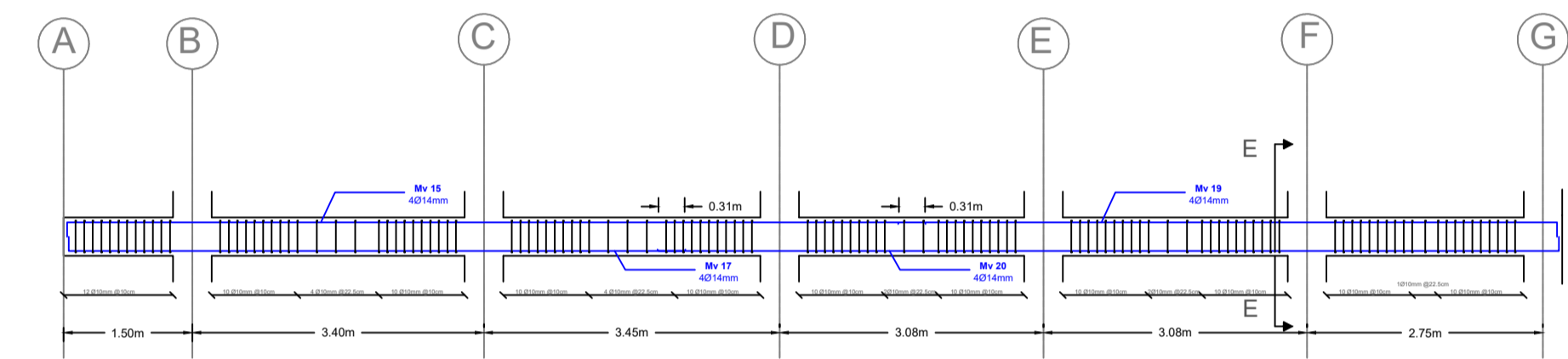
EJE 2
VIGA 30x50
N+3.00 y N+6.00



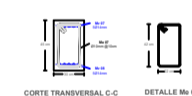
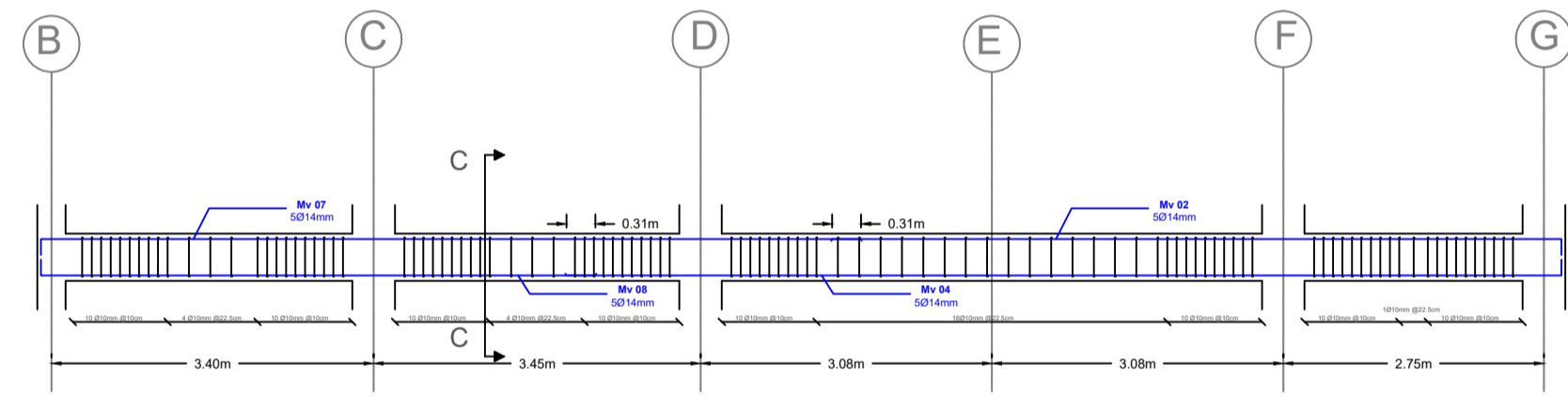
EJE F-D-C
VIGA 25x30
N+3.00; N+6.00; N+9.00



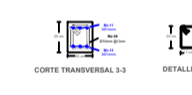
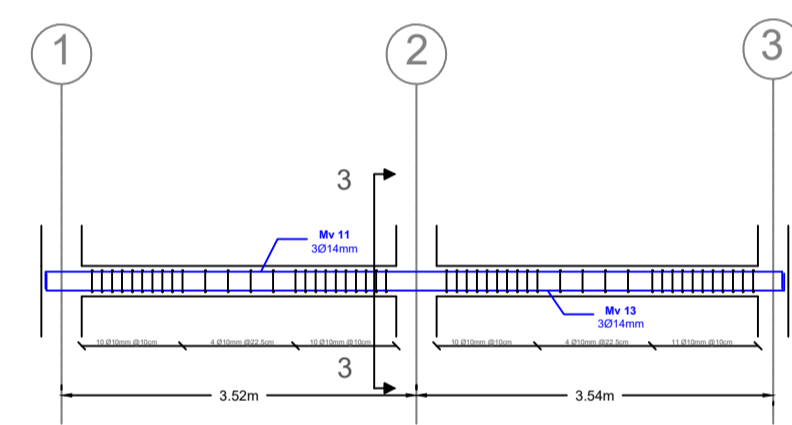
EJE 2
VIGA 30x45
N+9.00



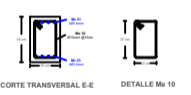
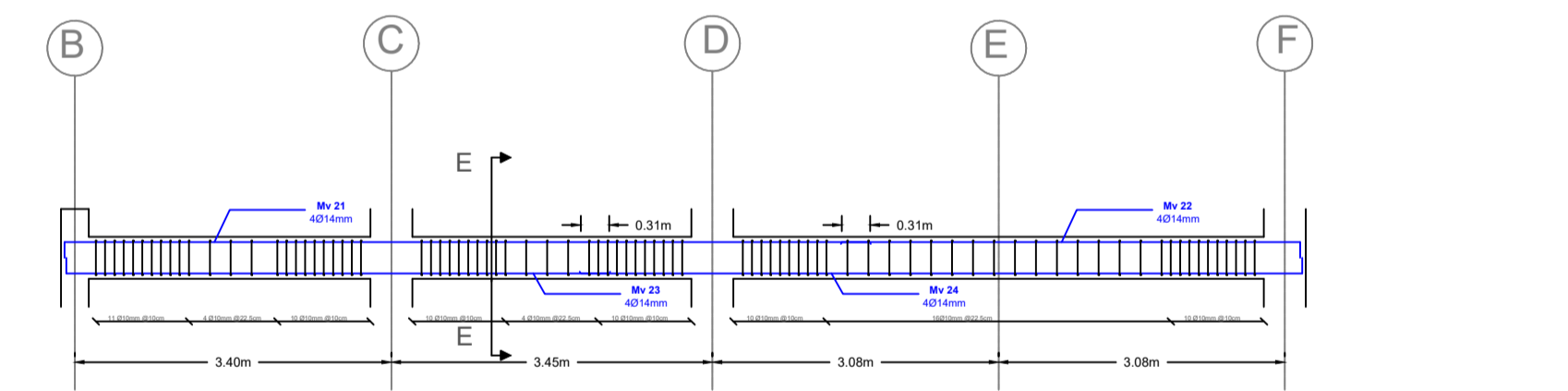
EJE 3
VIGA 30x50
N+3.00 y N+6.00



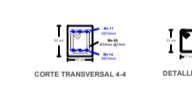
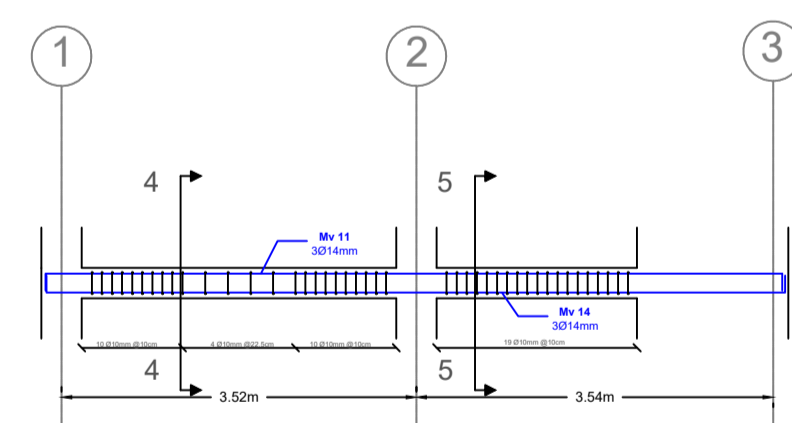
EJE E
VIGA 25x30
N+3.00; N+6.00; N+9.00



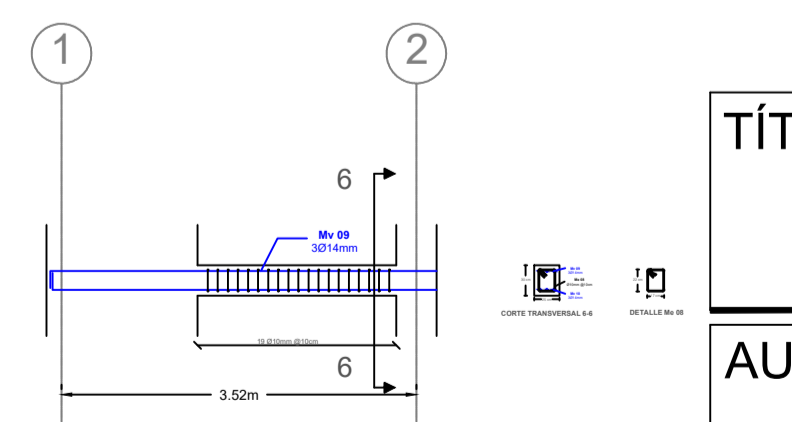
EJE 3
VIGA 30x45
N+9.00



EJE B
VIGA 25x30; 30x30
N+3.00; N+6.00; N+9.00

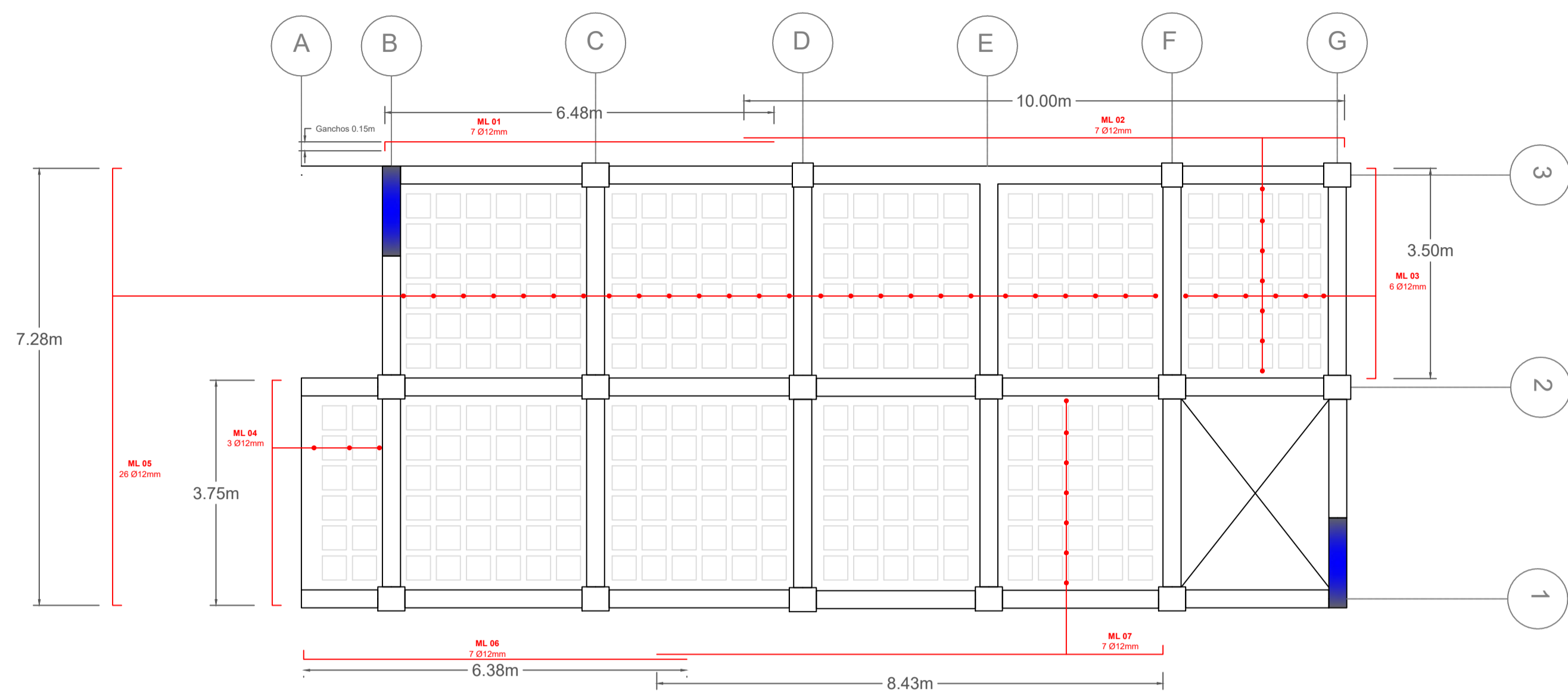


EJE G
VIGA 25x30
N+9.00

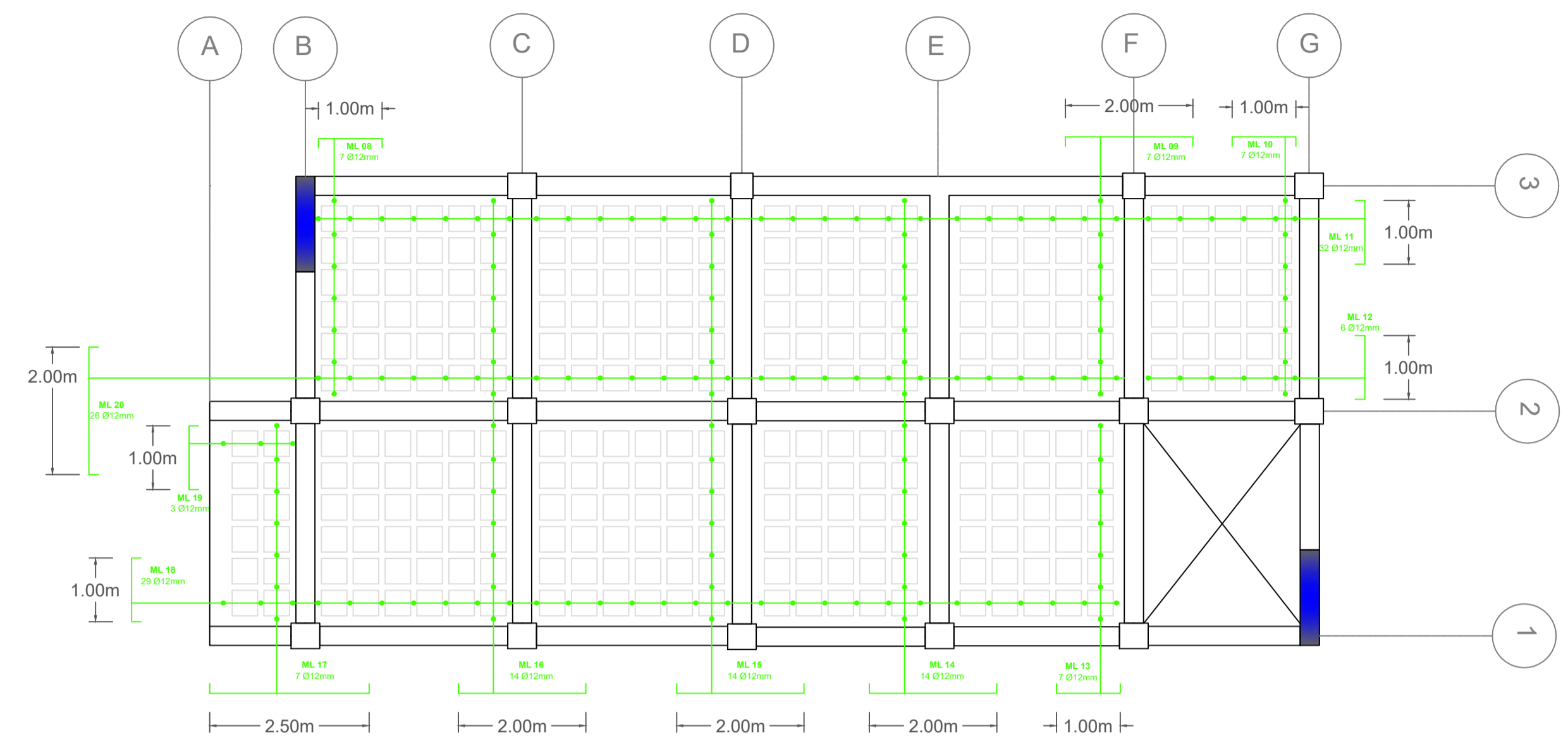


| ACERO TRANSVERSAL | | | | | | | | | |
|-------------------|-------|---------------|-------------------|--------------------|---------------------|-----------------------|-------------------|----------------------|-----------|
| ELEMENTO | MARCA | DIAMETRO (mm) | LONGITUD CORTE(m) | CANTIDAD DEESTRIBO | LONGITUD NOMINAL(m) | CANTIDAD DE ELEMENTOS | LONGITUD TOTAL(m) | PESO UNITARIO (Kg/m) | PESO (Kg) |
| COLUMNA | Me 01 | 10 | 1.53 | 75 | 114.75 | 12 | 1377.00 | 0.62 | 849.61 |
| | Me 01 | 10 | 1.53 | 50 | 76.50 | 1 | 76.50 | 0.62 | 47.20 |
| | Me 02 | 10 | 0.52 | 75 | 77.40 | 12 | 928.80 | 0.62 | 573.07 |
| | Me 02 | 10 | 0.52 | 50 | 51.60 | 1 | 51.60 | 0.62 | 31.84 |
| | Me 03 | 10 | 0.47 | 75 | 69.90 | 12 | 838.80 | 0.62 | 517.54 |
| | Me 03 | 10 | 0.47 | 50 | 46.60 | 1 | 46.60 | 0.62 | 28.75 |
| VIGA | Me 04 | 10 | 1.31 | 75 | 98.25 | 2 | 196.50 | 0.62 | 121.24 |
| | Me 05 | 10 | 0.93 | 75 | 69.60 | 2 | 139.20 | 0.62 | 85.89 |
| | Me 06 | 10 | 0.99 | 75 | 74.25 | 2 | 148.50 | 0.62 | 91.62 |
| | Me 07 | 10 | 1.43 | 355 | 507.65 | 2 | 1015.30 | 0.62 | 626.44 |
| | Me 08 | 10 | 0.93 | 164 | 152.52 | 3 | 457.56 | 0.62 | 282.31 |
| | Me 08 | 10 | 0.93 | 19 | 17.67 | 1 | 17.67 | 0.62 | 10.90 |
| ESCALERA | Me 09 | 10 | 1.01 | 19 | 19.19 | 3 | 57.57 | 0.62 | 35.52 |
| | Me 10 | 10 | 1.33 | 335 | 445.55 | 1 | 445.55 | 0.62 | 274.90 |
| | Me 11 | 10 | 1.55 | 240 | 372.00 | 2 | 744.00 | 0.62 | 459.05 |
| | Me 12 | 10 | 0.97 | 180 | 174.60 | 2 | 349.20 | 0.62 | 215.46 |
| | Me 13 | 10 | 0.37 | 360 | 134.64 | 2 | 269.28 | 0.62 | 166.15 |
| | Me 14 | 12 | 0.73 | 4 | 2.92 | 1 | 2.92 | 0.89 | 2.59 |
| | Me 15 | 10 | 2.33 | 4 | 9.32 | 1 | 9.32 | 0.62 | 5.75 |
| | Me 16 | 10 | 1.51 | 4 | 6.04 | 1 | 6.04 | 0.62 | 3.73 |
| | Me 17 | 10 | 3.40 | 4 | 13.60 | 1 | 13.60 | 0.62 | 8.39 |
| | Me 18 | 10 | 1.40 | 4 | 5.60 | 1 | 5.60 | 0.62 | 3.46 |
| | Me 19 | 10 | 1.69 | 4 | 6.76 | 1 | 6.76 | 0.62 | 4.17 |
| Me 20 | 10 | 2.51 | 4 | 10.04 | 1 | 10.04 | 0.62 | 6.19 | |
| Me 21 | 10 | 4.09 | 4 | 16.36 | 1 | 16.36 | 0.62 | 10.09 | |
| Me 22 | 10 | 1.28 | 4 | 5.12 | 1 | 5.12 | 0.62 | 3.16 | |
| Me 23 | 10 | 0.92 | 4 | 3.68 | 1 | 3.68 | 0.62 | 2.27 | |

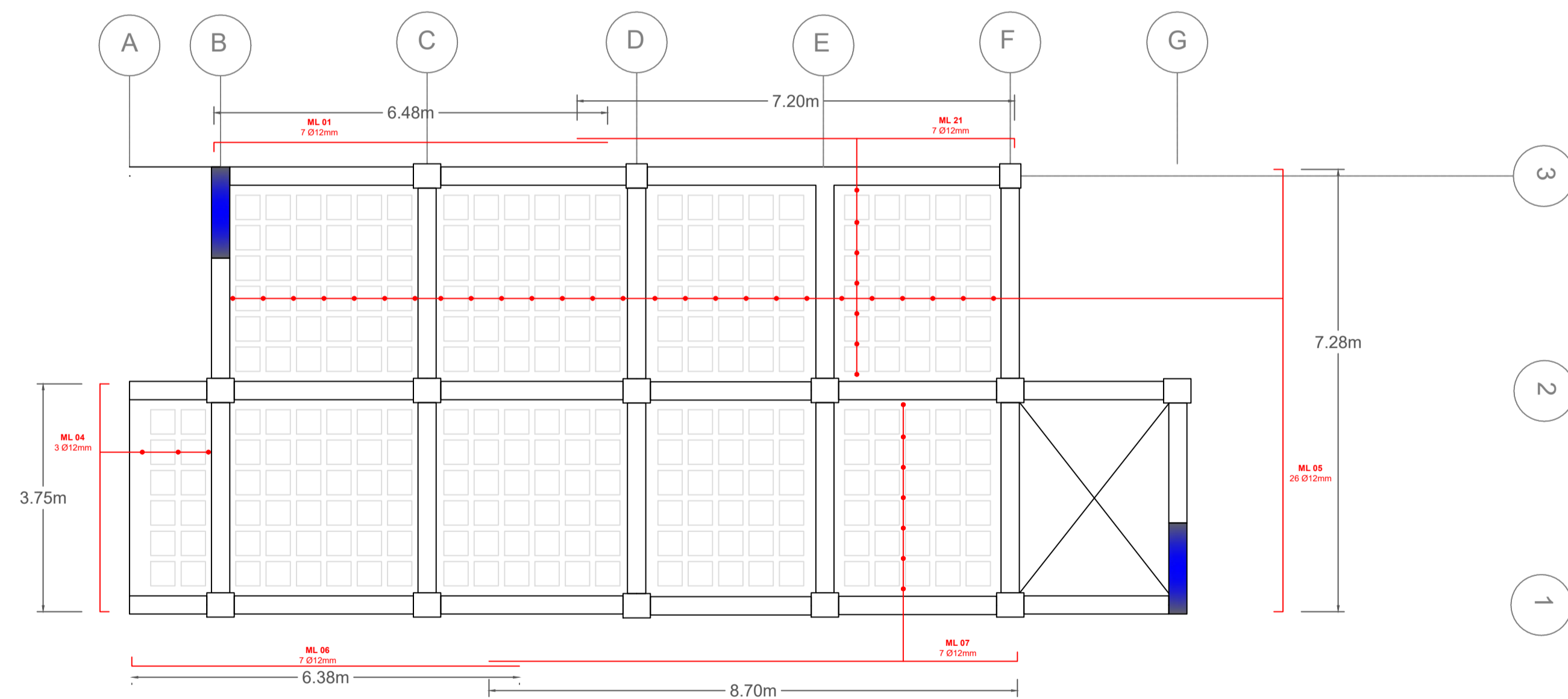
| | | |
|-----------|-------------------------------------|-----------------|
| TÍTULO | EDIFICIO RESIDENCIAL 3 NIVELES | LAMINA |
| AUTOR: | ING. JHONNY ANDRADE | 01 |
| SITUACIÓN | DETALLES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | FIRMA |
| ESCALA | 1:75 | PLANO |
| FECHA | 30/01/2026 | ARMADO DE VIGAS |



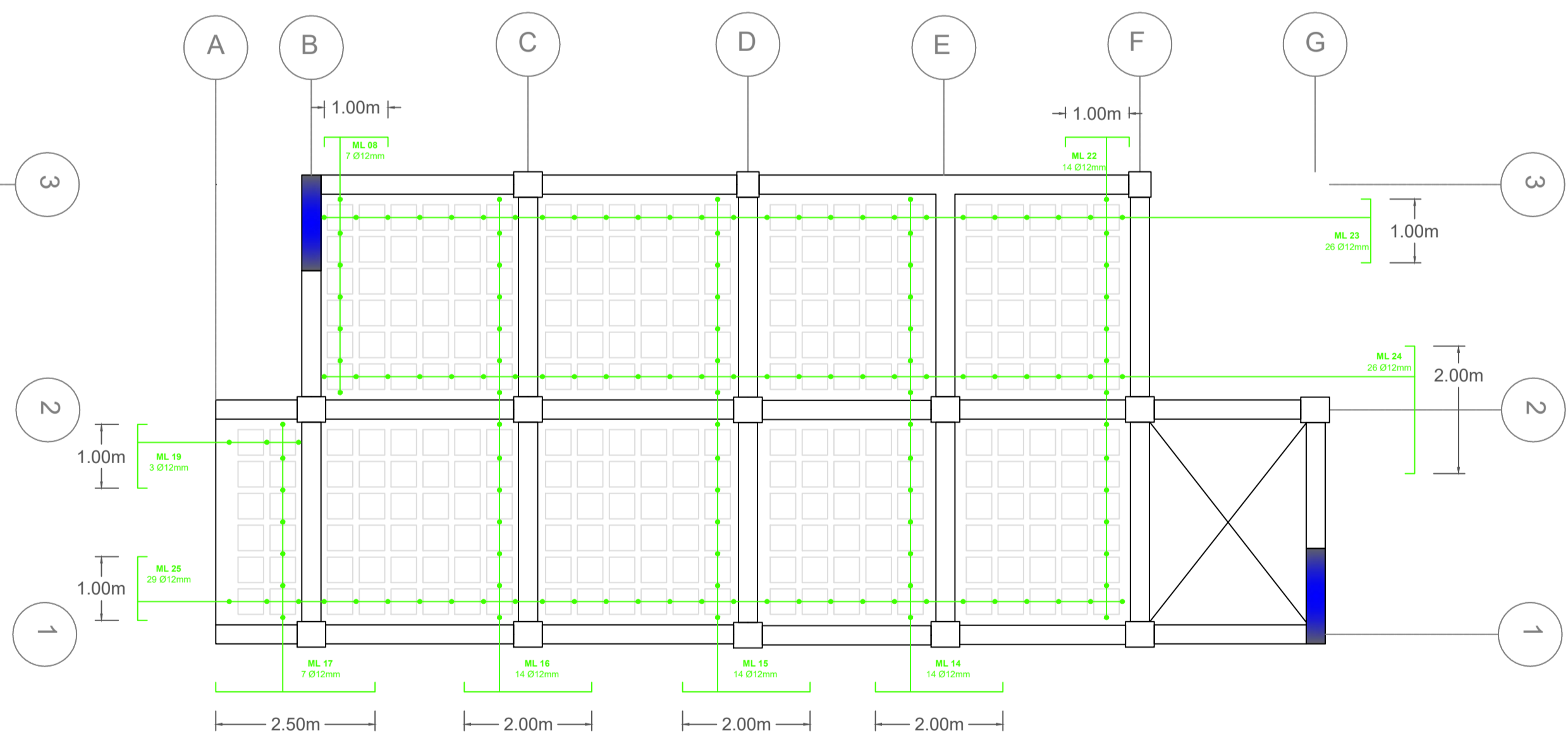
**LOSA ALIVIANADA
ARMADURA INFERIOR
N+3.00 y N+6.00**



**LOSA ALIVIANADA
ARMADURA SUPERIOR
N+3.00 y N+6.00**



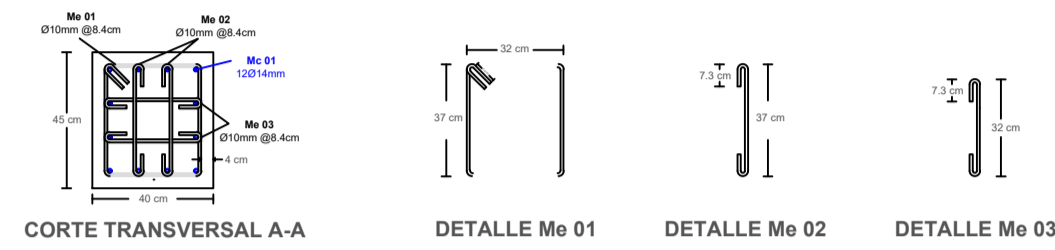
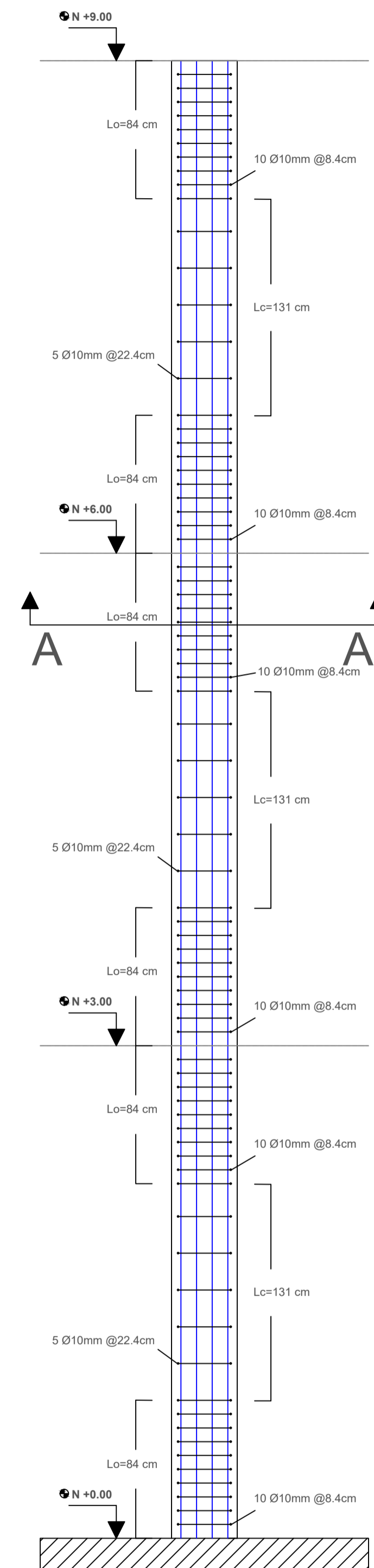
**LOSA ALIVIANADA
ARMADURA INFERIOR
N+9.00**



**LOSA ALIVIANADA
ARMADURA SUPERIOR
N+9.00**

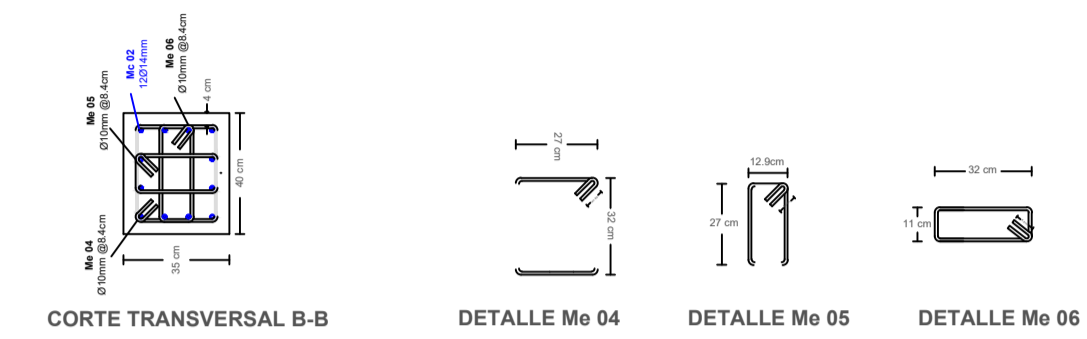
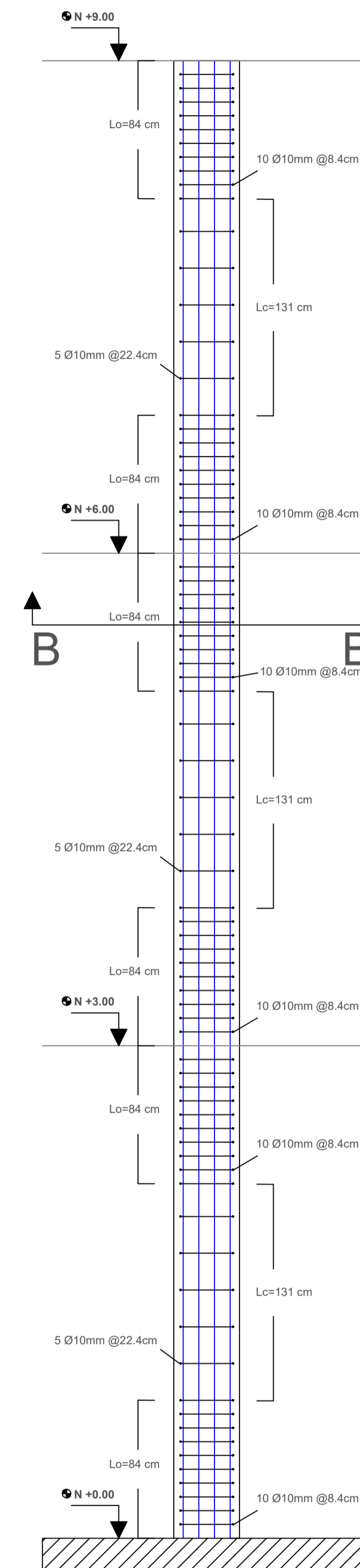
| | | | |
|-----------|-------------------------------------|----------------|----|
| TÍTULO | EDIFICIO RESIDENCIAL 3 NIVELES | LAMINA | 02 |
| AUTOR: | Jhonny Andrade | FIRMA | |
| SITUACIÓN | DETALLES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | | |
| ESCALA | 1:75 | PLANO | |
| FECHA | 30/01/2026 | ARMADO DE LOSA | |

COLUMNA C1 40x45



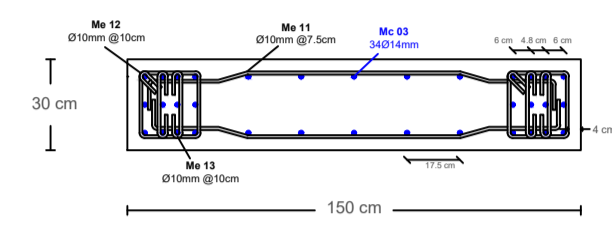
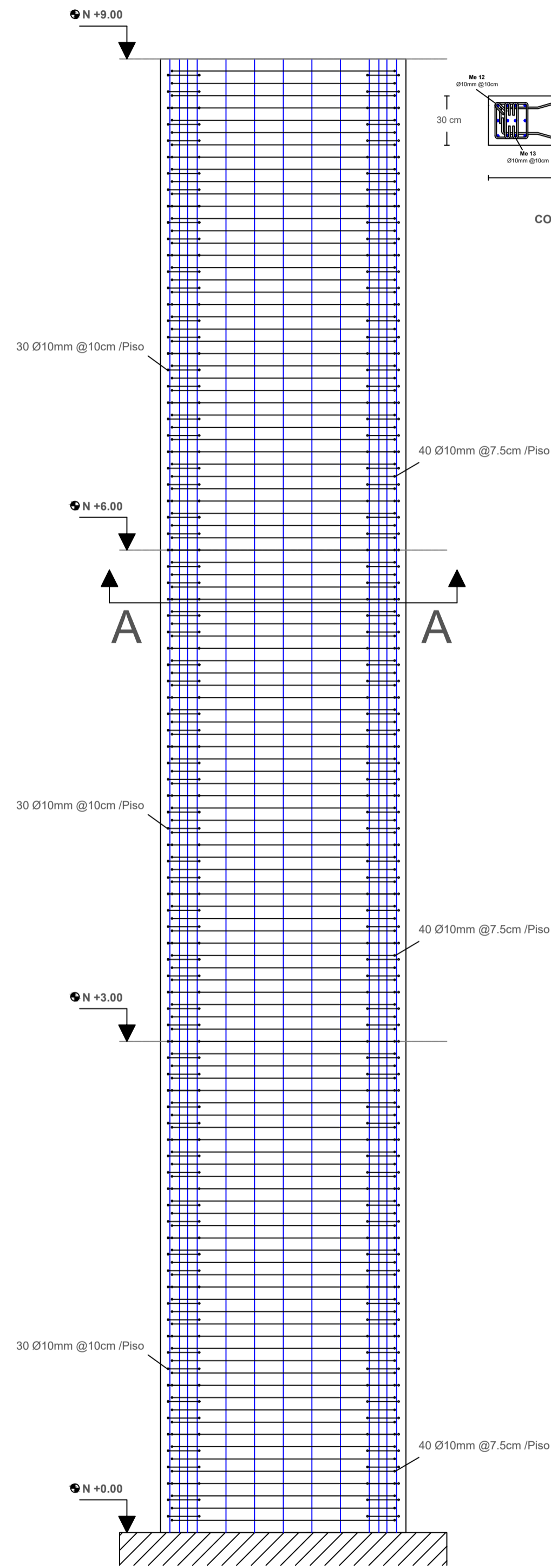
| ELEMENTO | MARCA | DIAMETRO (mm) | ACERO LONGITUDINAL | | | CANTIDAD DE ELEMENTOS | LONGITUD TOTAL (m) | PESOS UNITARIO (Kg/m) | PESO (Kg) |
|----------|-------|---------------|--------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|-----------|
| | | | LONGITUD CORTE (m) | CANTIDAD DE DEVARILLA | LONGITUD NOMINAL (m) | | | | |
| COLUMNA | Mc 01 | 14 | 9.00 | 12 | 108.00 | 12 | 1296.00 | 1.21 | 1655.57 |
| | Mc 02 | 14 | 9.00 | 12 | 108.00 | 2 | 216.00 | 1.21 | 260.93 |
| | Mc 03 | 14 | 6.00 | 12 | 72.00 | 1 | 72.00 | 1.21 | 86.98 |
| MURO | Mc 03 | 14 | 9.00 | 34 | 306.00 | 2 | 612.00 | 1.21 | 739.30 |
| | Mv 01 | 14 | 10.17 | 5 | 50.85 | 4 | 203.40 | 1.21 | 245.71 |
| VIGA | Mv 02 | 14 | 7.87 | 5 | 39.35 | 4 | 157.40 | 1.21 | 190.14 |
| | Mv 03 | 14 | 7.37 | 5 | 36.85 | 4 | 147.40 | 1.21 | 178.06 |
| | Mv 04 | 14 | 10.67 | 5 | 53.35 | 4 | 213.40 | 1.21 | 257.79 |
| | Mv 05 | 14 | 7.79 | 5 | 38.95 | 2 | 77.90 | 1.21 | 94.10 |
| | Mv 06 | 14 | 10.59 | 5 | 52.95 | 2 | 105.90 | 1.21 | 127.93 |
| | Mv 07 | 14 | 8.82 | 5 | 44.10 | 2 | 88.20 | 1.21 | 106.55 |
| | Mv 08 | 14 | 6.02 | 5 | 30.10 | 2 | 60.20 | 1.21 | 72.72 |
| | Mv 09 | 14 | 7.65 | 3 | 22.95 | 2 | 45.90 | 1.21 | 55.45 |
| | Mv 09 | 14 | 4.17 | 3 | 12.51 | 1 | 12.51 | 1.21 | 15.11 |
| | Mv 10 | 14 | 7.65 | 3 | 22.95 | 2 | 45.90 | 1.21 | 55.45 |
| | Mv 10 | 14 | 4.17 | 3 | 12.51 | 1 | 12.51 | 1.21 | 15.11 |
| | Mv 11 | 14 | 7.70 | 3 | 23.10 | 12 | 277.20 | 1.21 | 334.86 |
| | Mv 12 | 14 | 7.70 | 3 | 23.10 | 3 | 69.30 | 1.21 | 83.71 |
| | Mv 13 | 14 | 7.66 | 3 | 22.98 | 3 | 68.94 | 1.21 | 83.28 |
| | Mv 14 | 14 | 7.66 | 3 | 22.98 | 3 | 68.94 | 1.21 | 83.28 |
| | Mv 15 | 14 | 10.17 | 4 | 40.68 | 2 | 81.36 | 1.21 | 98.28 |
| | Mv 16 | 14 | 7.77 | 4 | 31.08 | 1 | 31.08 | 1.21 | 37.54 |
| | Mv 17 | 14 | 7.35 | 4 | 29.40 | 2 | 58.80 | 1.21 | 71.03 |
| | Mv 18 | 14 | 10.59 | 4 | 42.36 | 1 | 42.36 | 1.21 | 51.17 |
| | Mv 19 | 14 | 7.84 | 4 | 31.36 | 1 | 31.36 | 1.21 | 37.88 |
| | Mv 20 | 14 | 10.67 | 4 | 42.68 | 1 | 42.68 | 1.21 | 51.56 |
| | Mv 21 | 14 | 8.82 | 4 | 35.28 | 1 | 35.28 | 1.21 | 42.62 |
| | Mv 22 | 14 | 5.09 | 4 | 20.36 | 1 | 20.36 | 1.21 | 24.59 |
| | Mv 23 | 14 | 6.00 | 4 | 24.00 | 1 | 24.00 | 1.21 | 28.99 |
| | Mv 24 | 14 | 7.52 | 4 | 31.68 | 1 | 31.68 | 1.21 | 38.27 |
| LOSA | ML 01 | 12 | 6.63 | 7 | 46.41 | 3 | 139.23 | 0.89 | 123.64 |
| | ML 02 | 12 | 10.15 | 7 | 71.05 | 2 | 142.10 | 0.89 | 126.18 |
| | ML 03 | 12 | 3.80 | 6 | 22.80 | 2 | 45.60 | 0.89 | 40.49 |
| | ML 04 | 12 | 4.05 | 3 | 12.15 | 3 | 36.45 | 0.89 | 32.37 |
| | ML 05 | 12 | 7.58 | 26 | 197.08 | 3 | 591.24 | 0.89 | 525.02 |
| | ML 06 | 12 | 6.53 | 7 | 45.71 | 3 | 137.13 | 0.89 | 121.77 |
| | ML 07 | 12 | 8.58 | 7 | 60.06 | 3 | 180.18 | 0.89 | 160.00 |
| | ML 08 | 12 | 1.30 | 7 | 9.10 | 3 | 27.30 | 0.89 | 24.24 |
| | ML 09 | 12 | 2.30 | 7 | 16.10 | 2 | 32.20 | 0.89 | 28.59 |
| | ML 10 | 12 | 1.30 | 7 | 9.10 | 2 | 18.20 | 0.89 | 16.16 |
| | ML 11 | 12 | 1.30 | 32 | 41.60 | 2 | 83.20 | 0.89 | 73.88 |
| | ML 12 | 12 | 1.30 | 6 | 7.80 | 2 | 15.60 | 0.89 | 13.85 |
| | ML 13 | 12 | 1.30 | 7 | 9.10 | 2 | 18.20 | 0.89 | 16.16 |
| | ML 14 | 12 | 2.30 | 14 | 32.20 | 3 | 96.60 | 0.89 | 85.78 |
| | ML 15 | 12 | 2.30 | 14 | 32.20 | 3 | 96.60 | 0.89 | 85.78 |
| | ML 16 | 12 | 2.30 | 14 | 32.20 | 3 | 96.60 | 0.89 | 85.78 |
| | ML 17 | 12 | 2.80 | 7 | 19.60 | 3 | 58.80 | 0.89 | 52.21 |
| | ML 18 | 12 | 1.30 | 29 | 37.70 | 2 | 75.40 | 0.89 | 66.96 |
| | ML 19 | 12 | 1.30 | 3 | 3.90 | 3 | 11.70 | 0.89 | 10.39 |
| | ML 20 | 12 | 2.30 | 26 | 59.80 | 2 | 119.60 | 0.89 | 106.20 |
| | ML 22 | 12 | 1.30 | 14 | 18.20 | 1 | 18.20 | 0.89 | 16.16 |
| | ML 23 | 12 | 1.30 | 26 | 33.80 | 1 | 33.80 | 0.89 | 30.01 |
| | ML 24 | 12 | 2.30 | 26 | 59.80 | 1 | 59.80 | 0.89 | 53.10 |
| | ML 25 | 12 | 1.30 | 29 | 37.70 | 1 | 37.70 | 0.89 | 33.48 |
| | Ms 01 | 12 | 0.70 | 4 | 2.80 | 1 | 2.80 | 0.89 | 2.49 |
| Ms 02 | 12 | 0.70 | 4 | 2.80 | 1 | 2.80 | 0.89 | 2.49 | |
| Ms 03 | 12 | 0.70 | 4 | 2.80 | 1 | 2.80 | 0.89 | 2.49 | |
| Ms 04 | 10 | 1.00 | 5 | 5.00 | 1 | 5.00 | 0.62 | 3.09 | |
| Ms 05 | 10 | 1.00 | 4 | 4.00 | 1 | 4.00 | 0.62 | 2.47 | |
| Ms 06 | 10 | 1.00 | 1 | 1.00 | 1 | 1.00 | 0.62 | 0.62 | |
| Ms 07 | 10 | 1.00 | 3 | 3.00 | 1 | 3.00 | 0.62 | 1.85 | |
| Ms 08 | 10 | 1.00 | 3 | 3.00 | 1 | 3.00 | 0.62 | 1.85 | |
| Ms 09 | 10 | 2.00 | 4 | 8.00 | 1 | 8.00 | 0.62 | 4.94 | |
| Ms 10 | 10 | 2.00 | 4 | 8.00 | 1 | 8.00 | 0.62 | 4.94 | |
| Ms 11 | 10 | 1.00 | 5 | 5.00 | 1 | 5.00 | 0.62 | 3.09 | |
| Ms 12 | 10 | 1.00 | 4 | 4.00 | 1 | 4.00 | 0.62 | 2.47 | |
| Ms 13 | 10 | 1.00 | 4 | 4.00 | 1 | 4.00 | 0.62 | 2.47 | |
| Ms 14 | 10 | 1.00 | 1 | 1.00 | 1 | 1.00 | 0.62 | 0.62 | |
| Ms 15 | 10 | 1.00 | 4 | 4.00 | 1 | 4.00 | 0.62 | 2.47 | |

COLUMNA C2 35x40

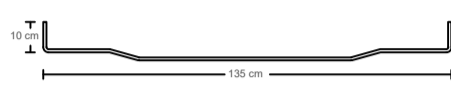


| | | | |
|-----------|-------------------------------------|-------------------|----|
| TÍTULO | EDIFICIO RESIDENCIAL 3 NIVELES | LAMINA | 03 |
| AUTOR: | Jhonny Andrade | FIRMA | |
| SITUACIÓN | DETALLES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | | |
| ESCALA | 1:25 | PLANO | |
| FECHA | 30/01/2026 | ARMADO DE COLUMNA | |

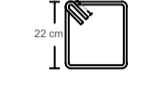
MURO ESTRUCTURAL M1 150x30



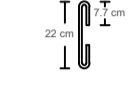
CORTE TRANSVERSAL A-A



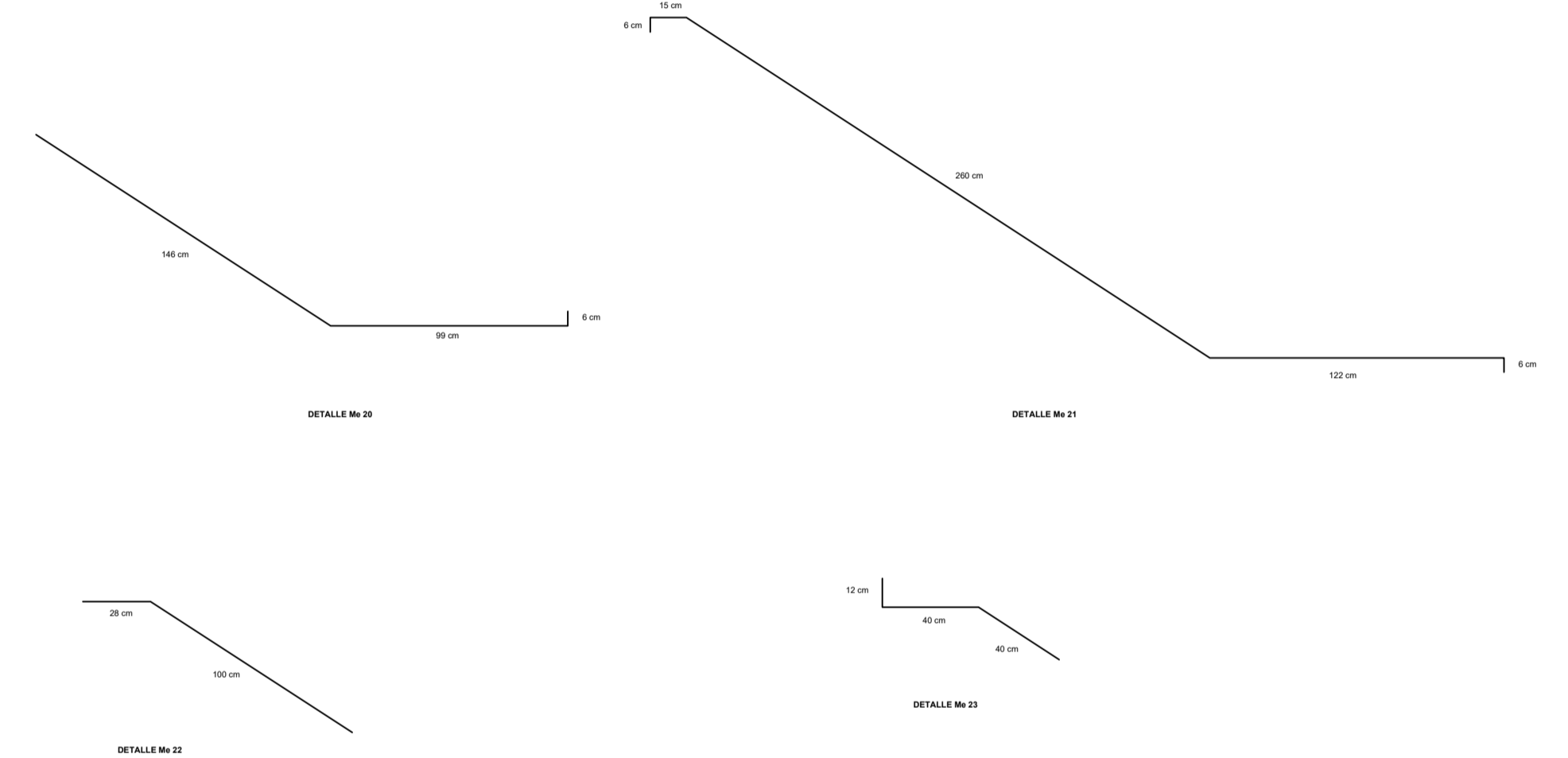
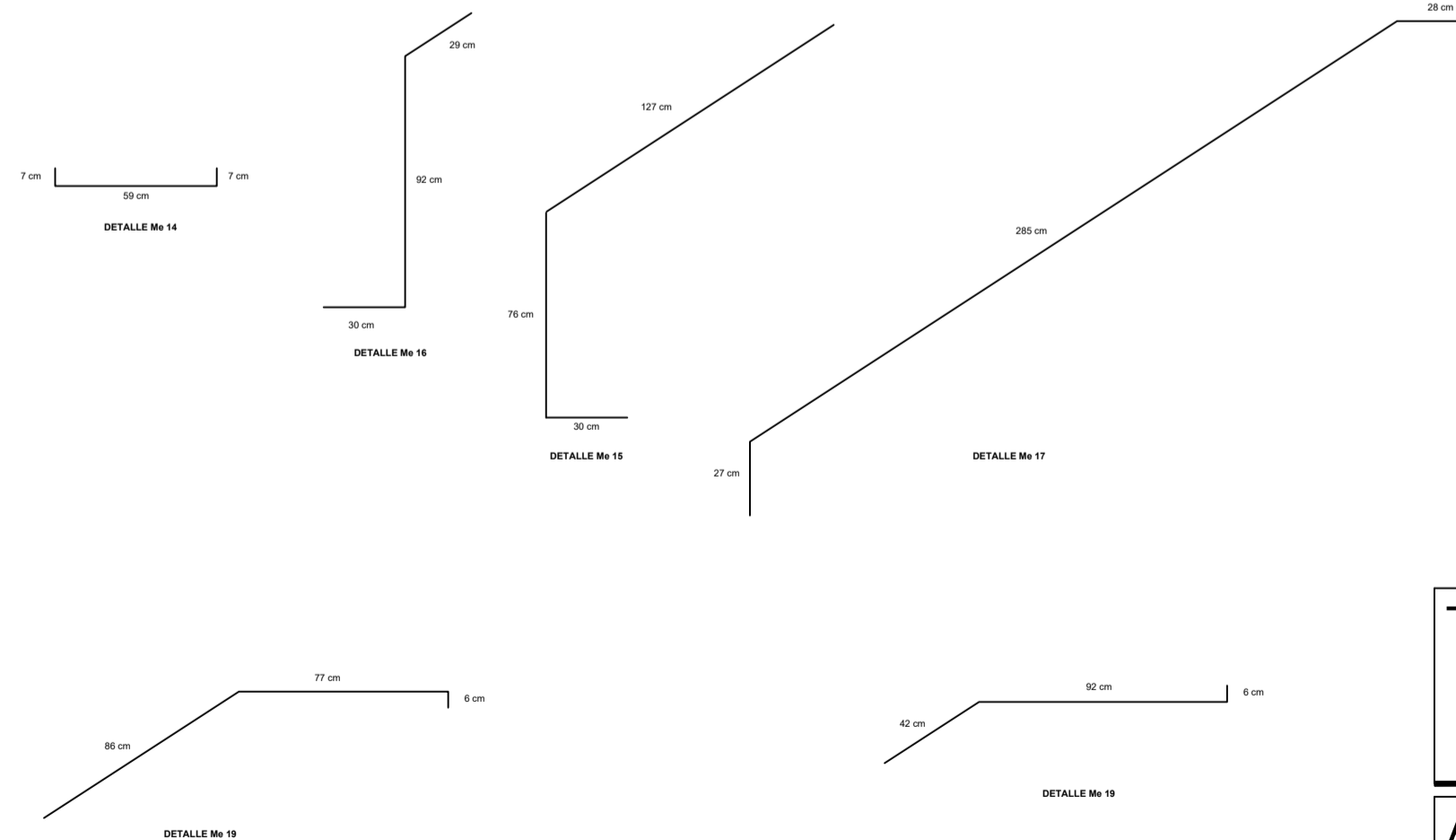
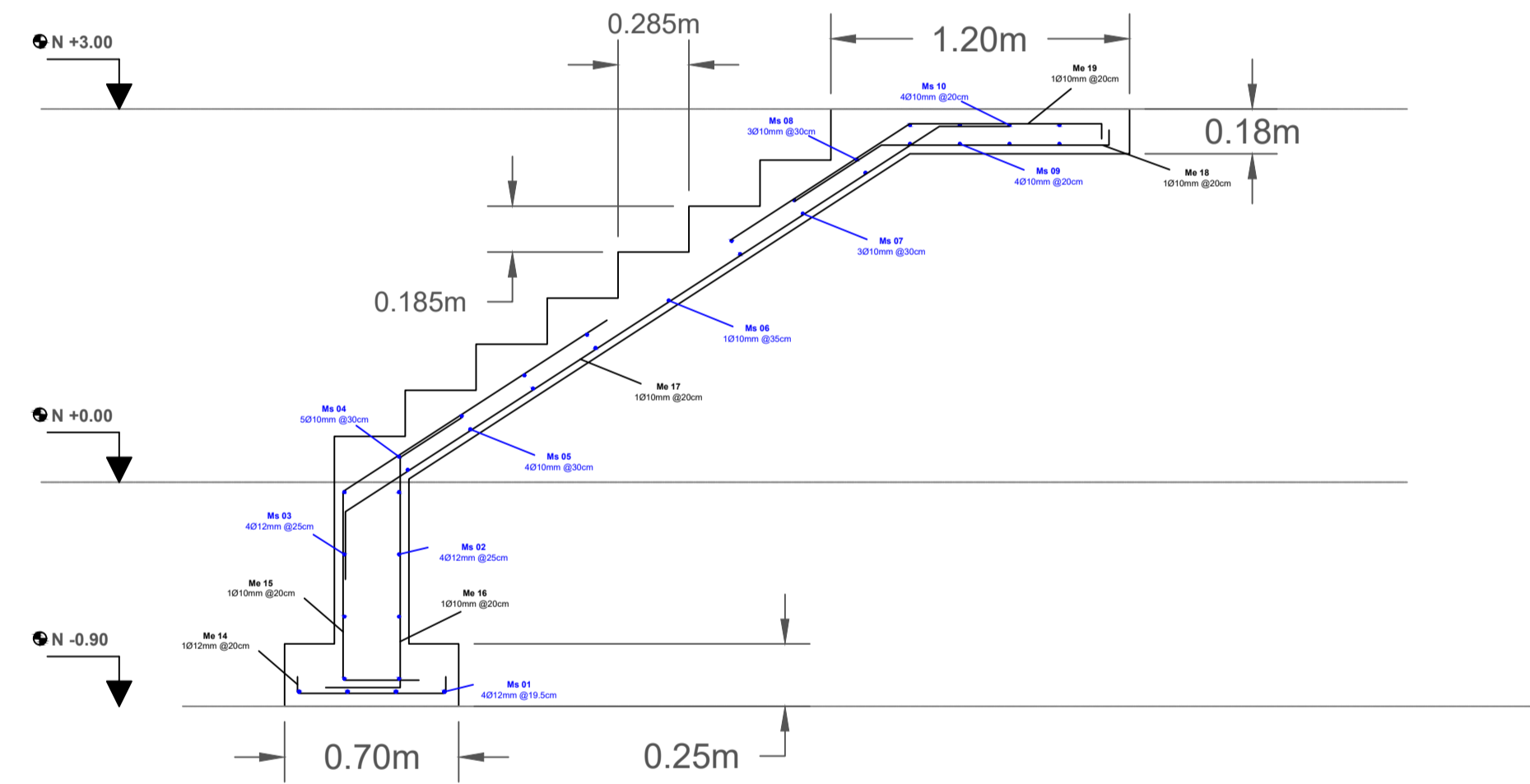
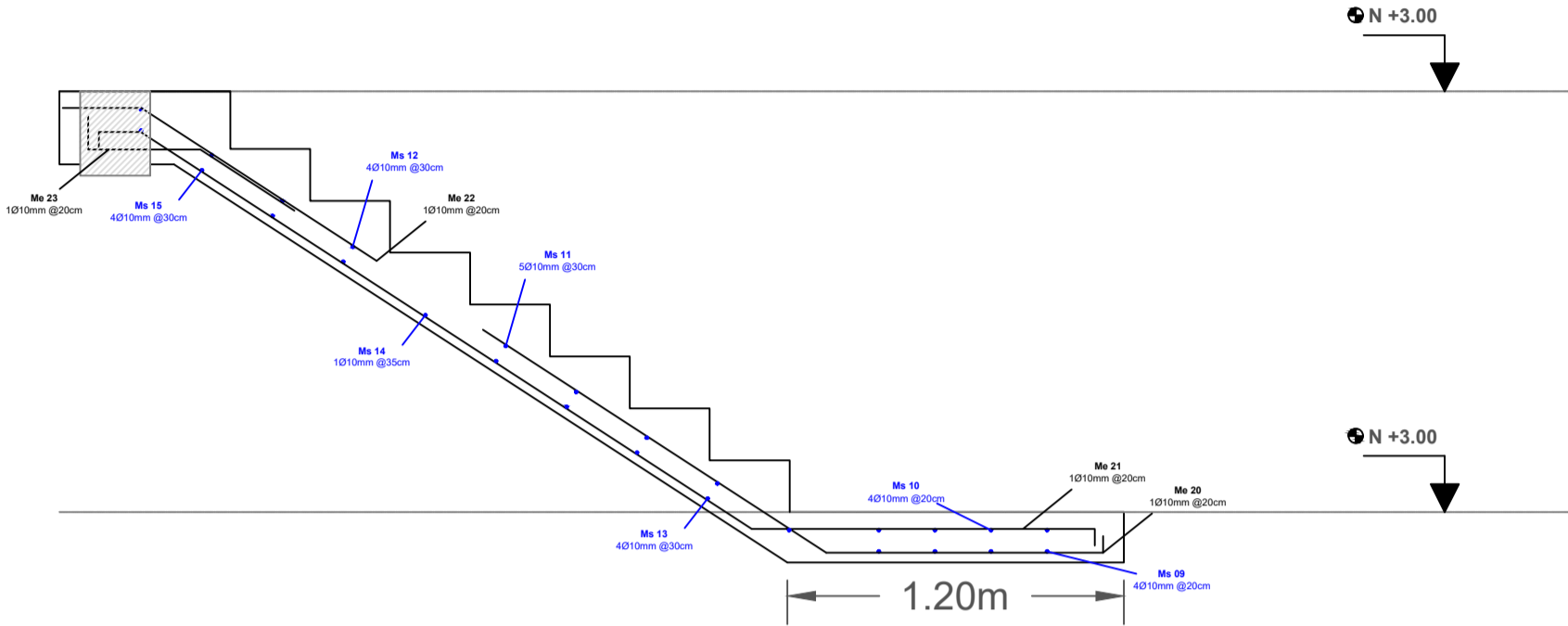
DETALLE Me 11



DETALLE Me 12

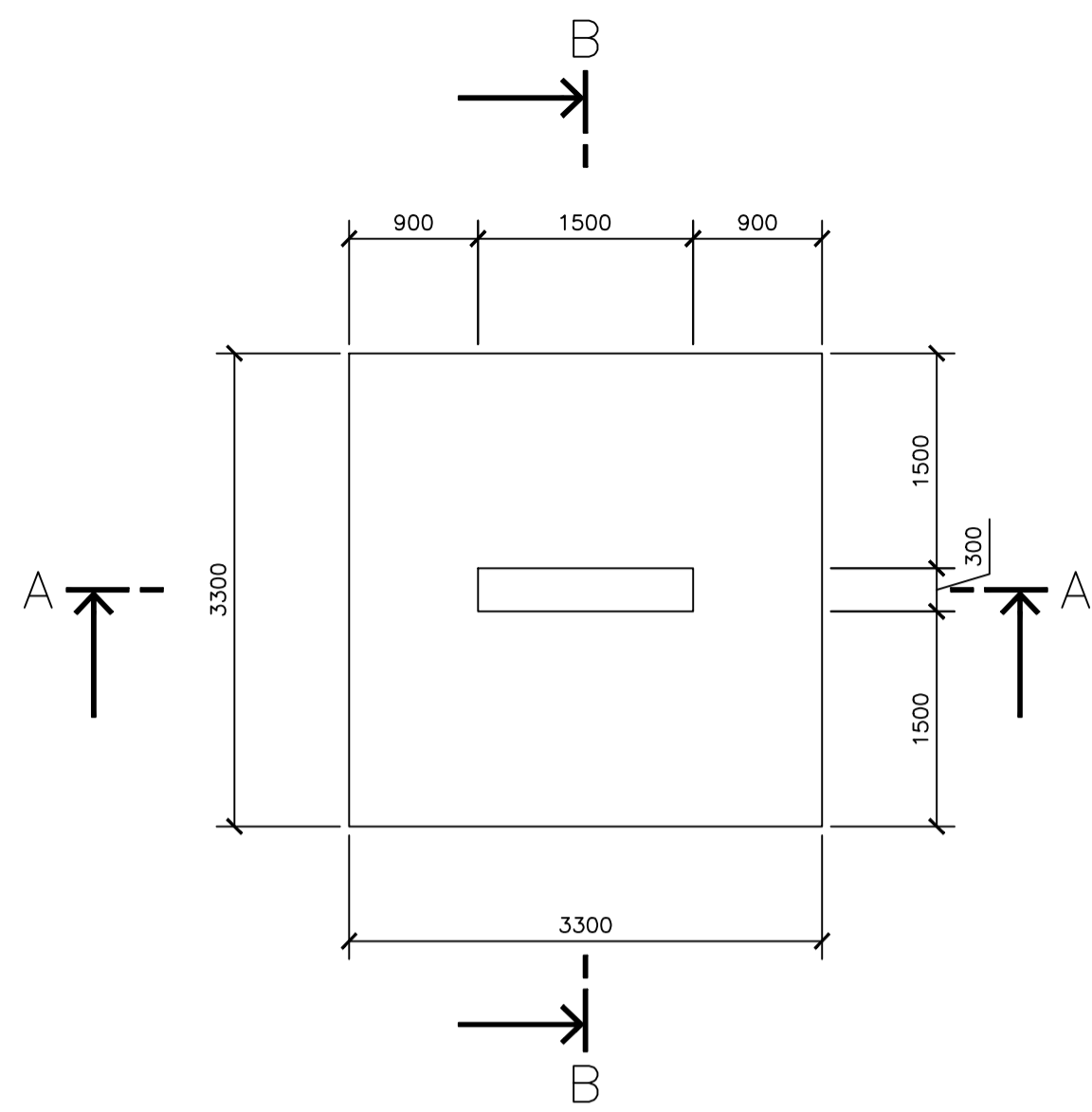


DETALLE Me 13

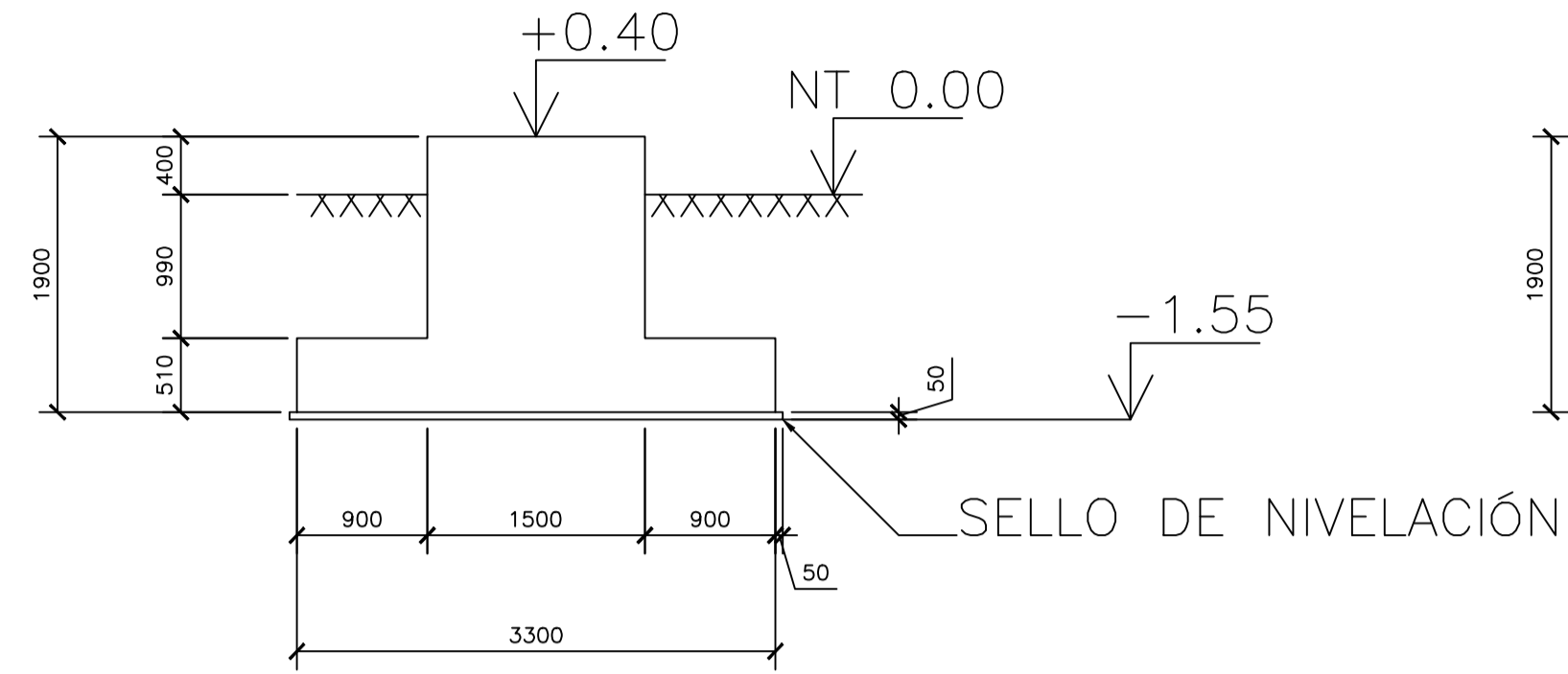


| | |
|-----------|-------------------------------------|
| TÍTULO | EDIFICIO RESIDENCIAL 3 NIVELES |
| AUTOR: | Jhonny Andrade |
| SITUACIÓN | DETALLES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES |
| ESCALA | 1:25 |
| FECHA | 30/01/2026 |
| PLANO | ARMADO DE MURO Y ESCALERA |

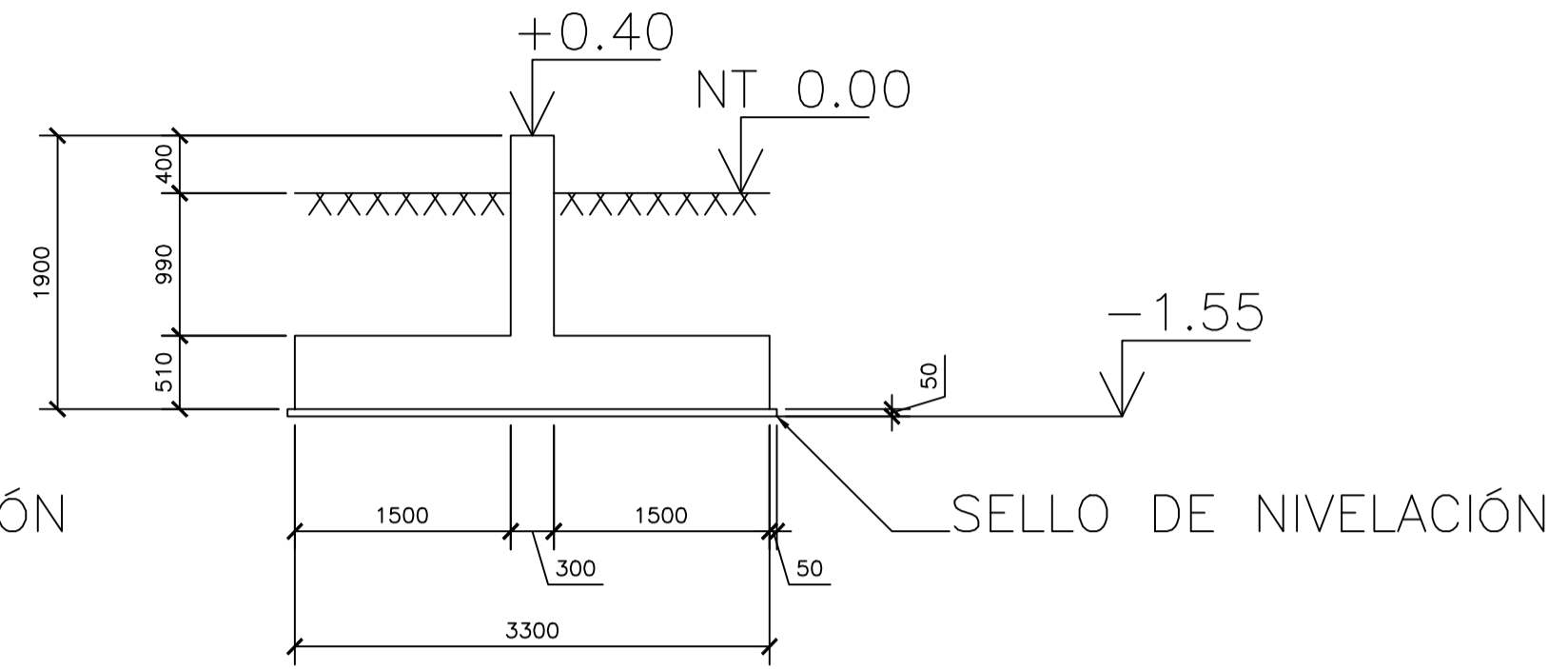
| | |
|--------|----|
| LAMINA | 04 |
| FIRMA | |



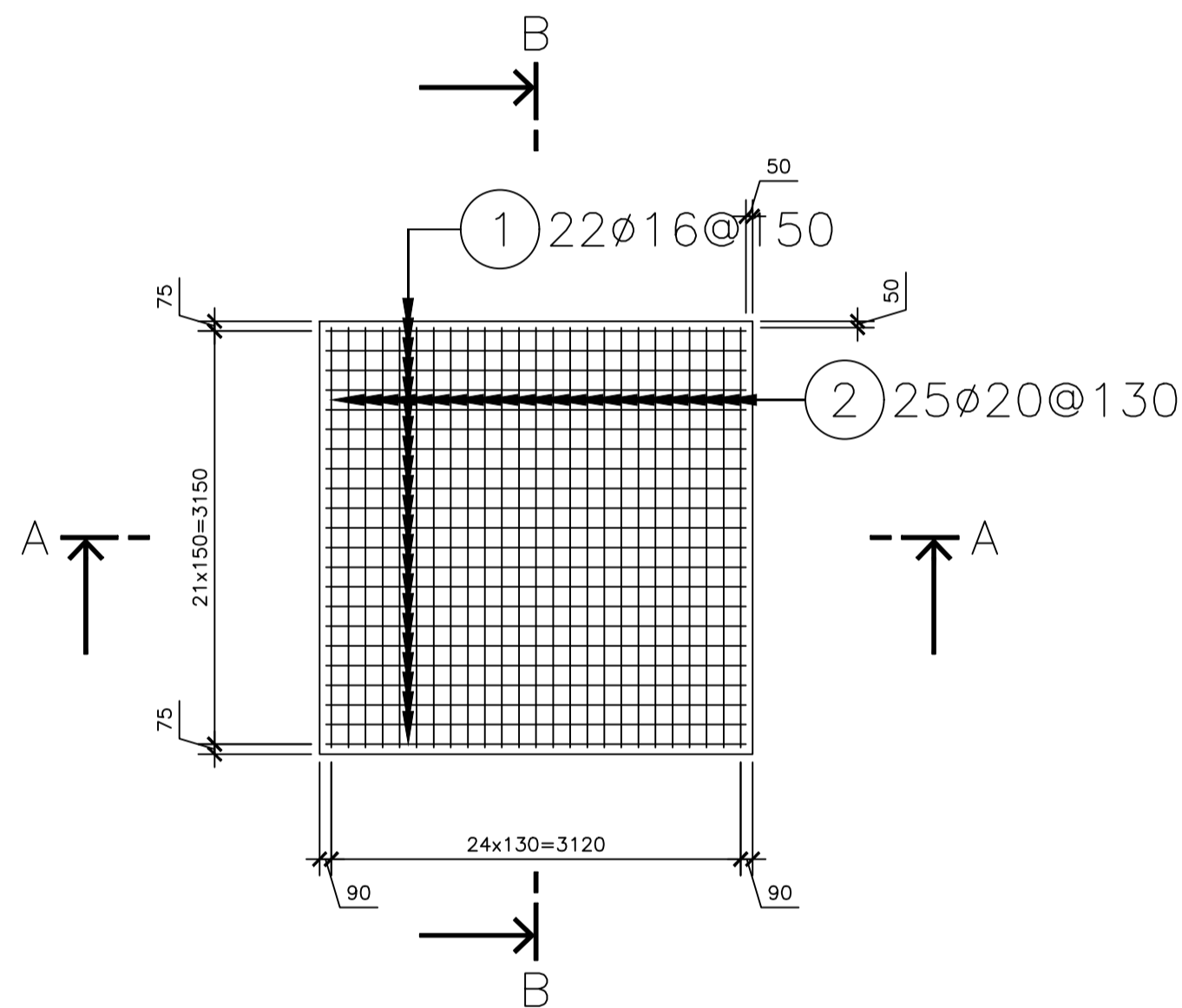
PLANTA. DIMENSIONES



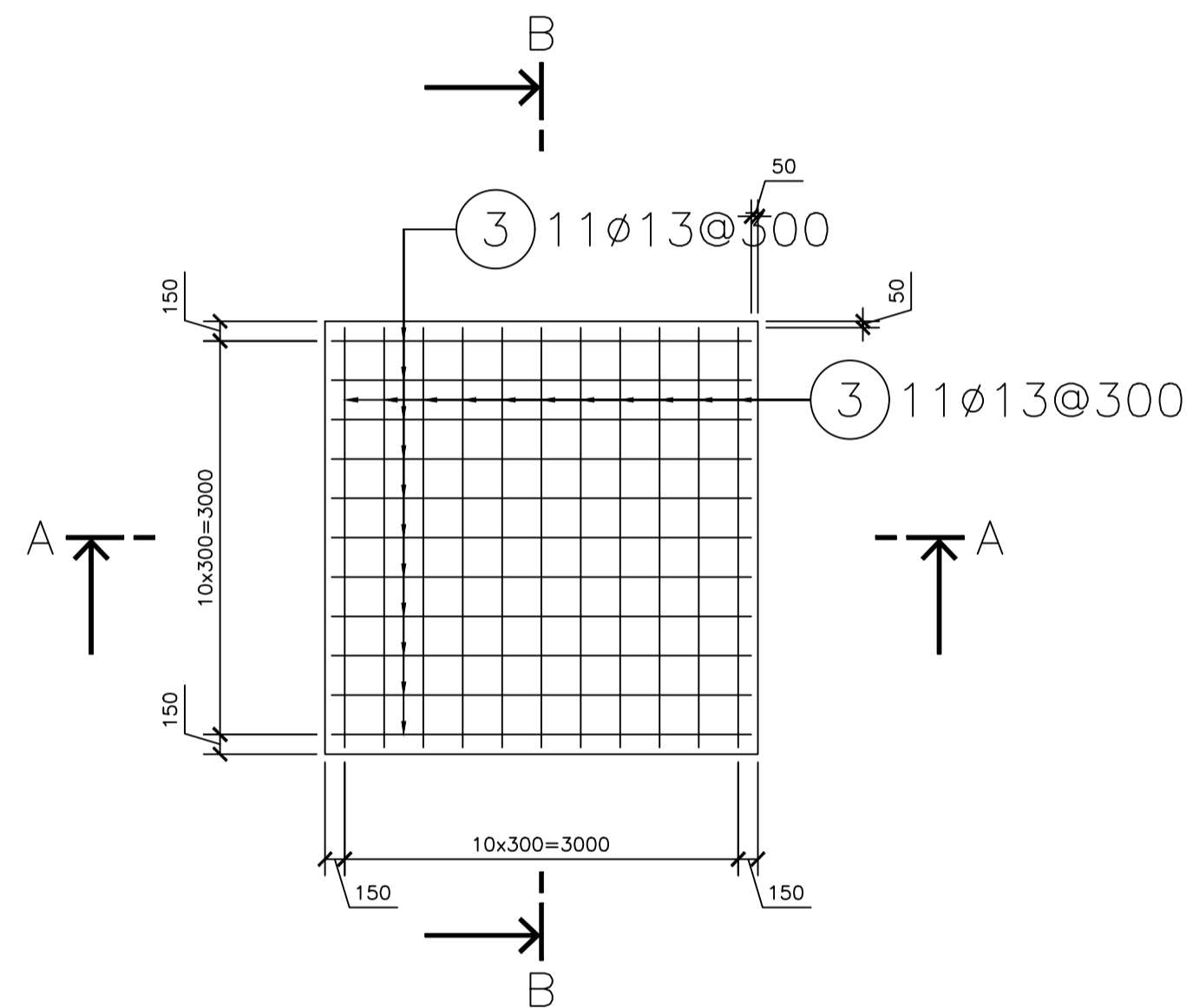
SECCIÓN A-A. DIMENSIONES



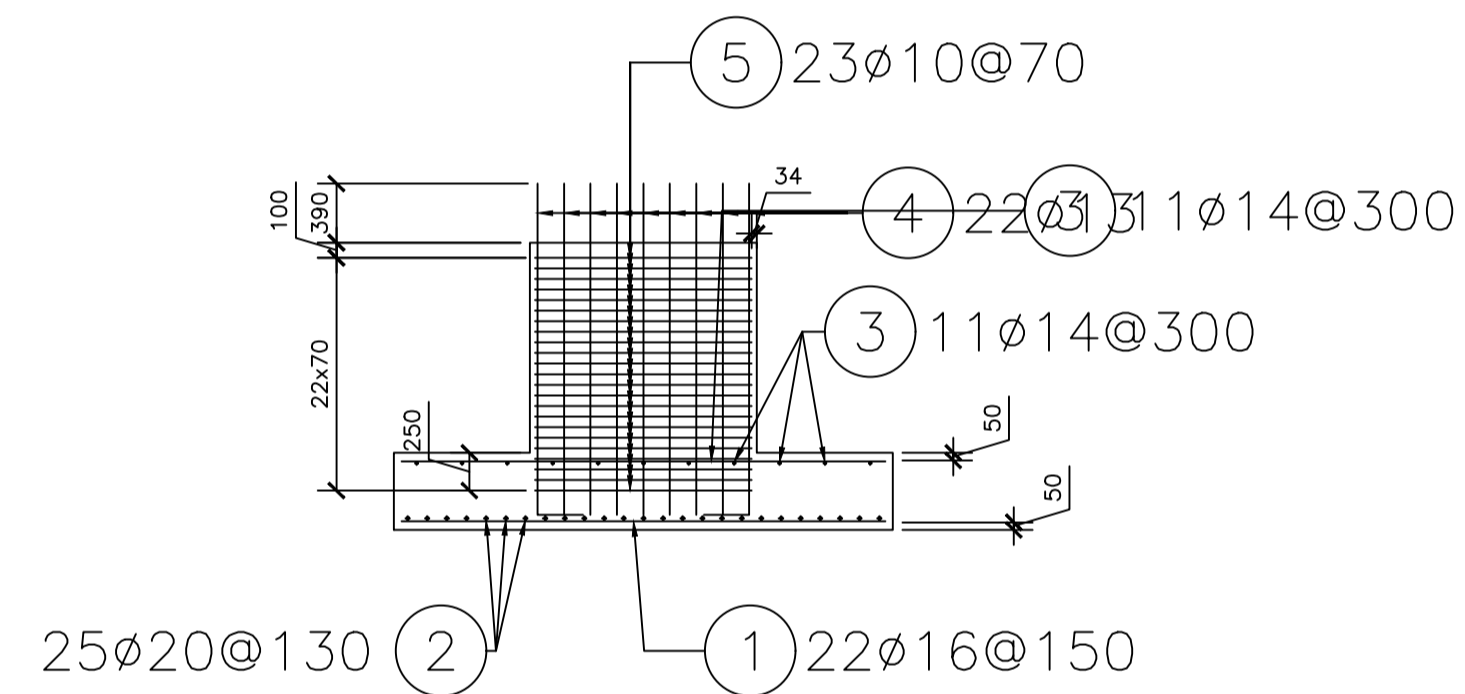
SECCIÓN B-B. DIMENSIONES



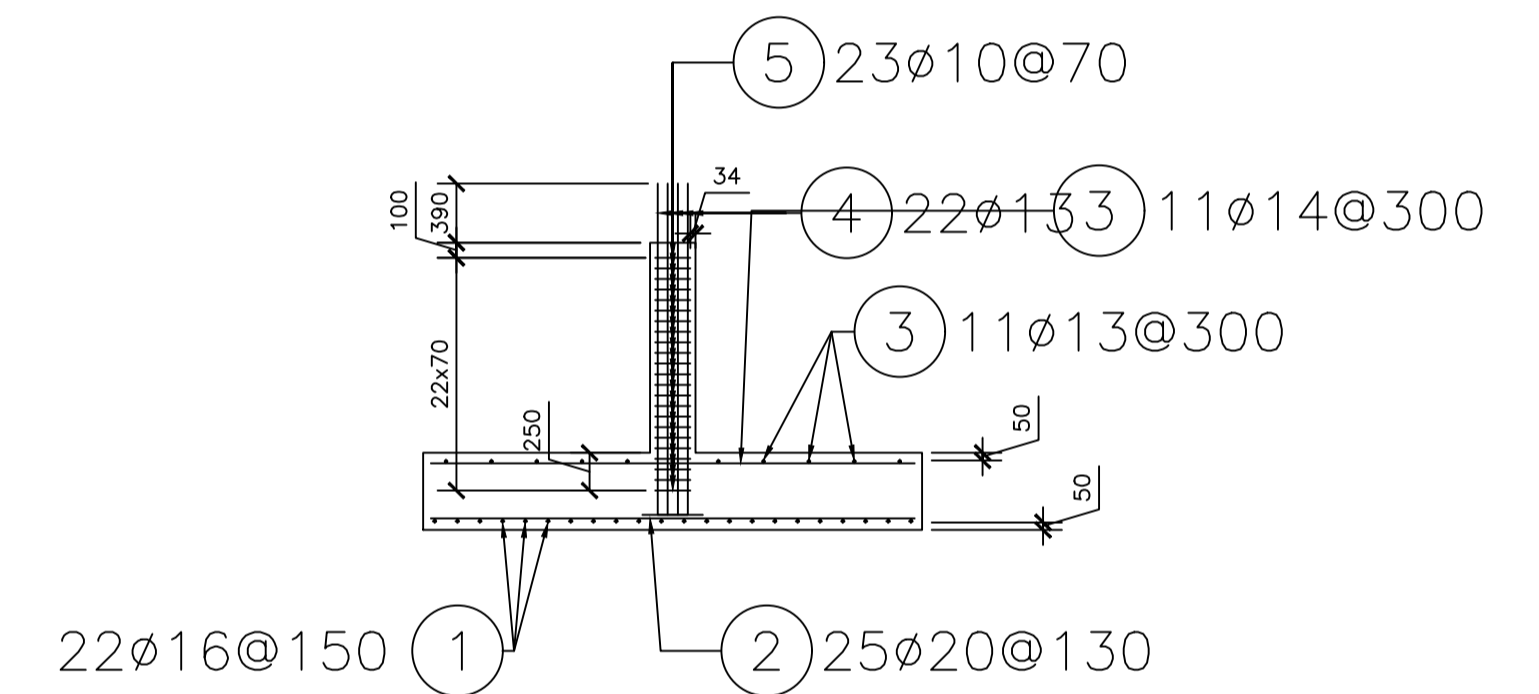
PLANTA. REFUERZO INFERIOR



PLANTA. REFUERZO SUPERIOR



SECCIÓN A-A. REFUERZO

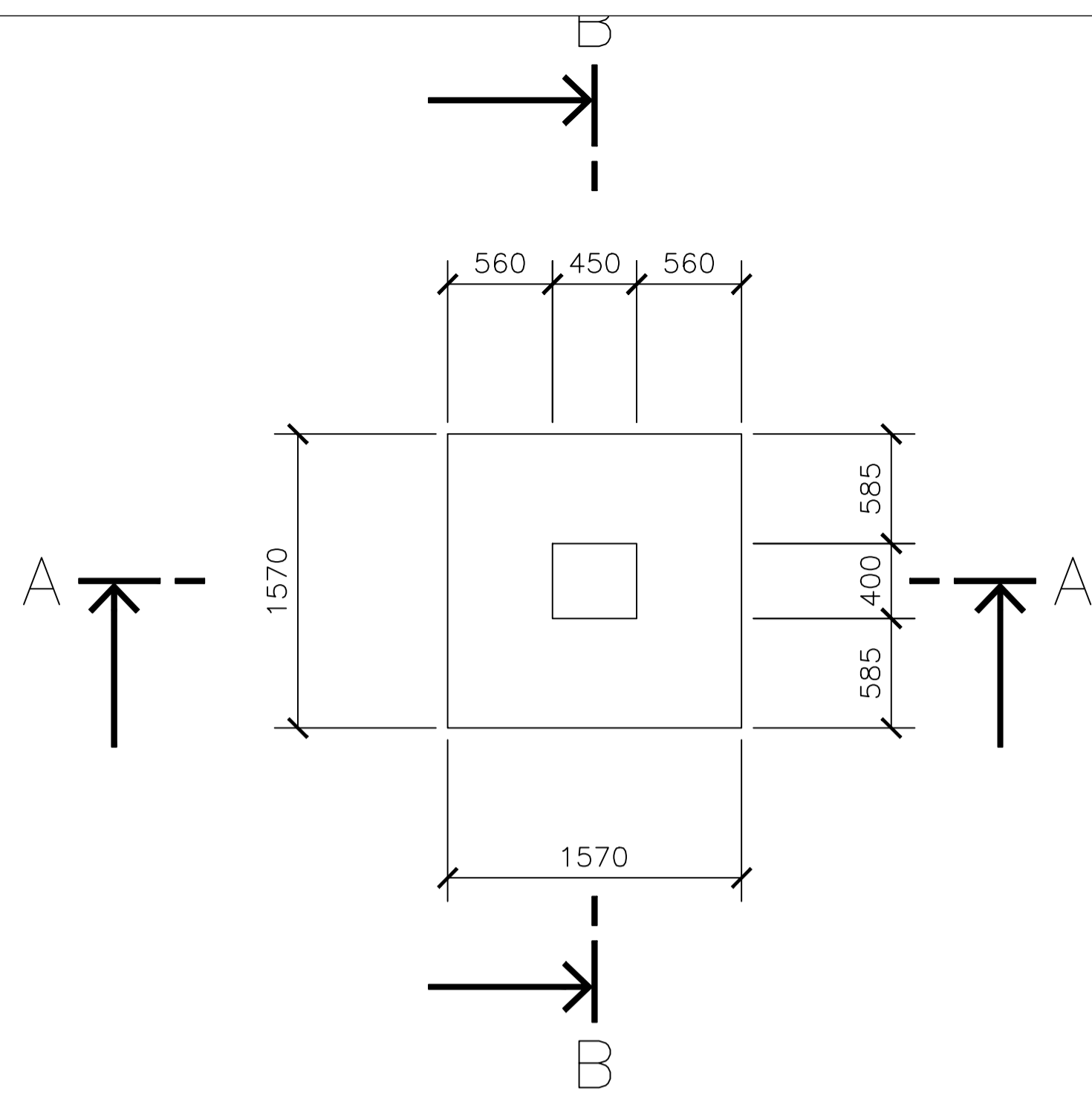


SECCIÓN B-B. REFUERZO

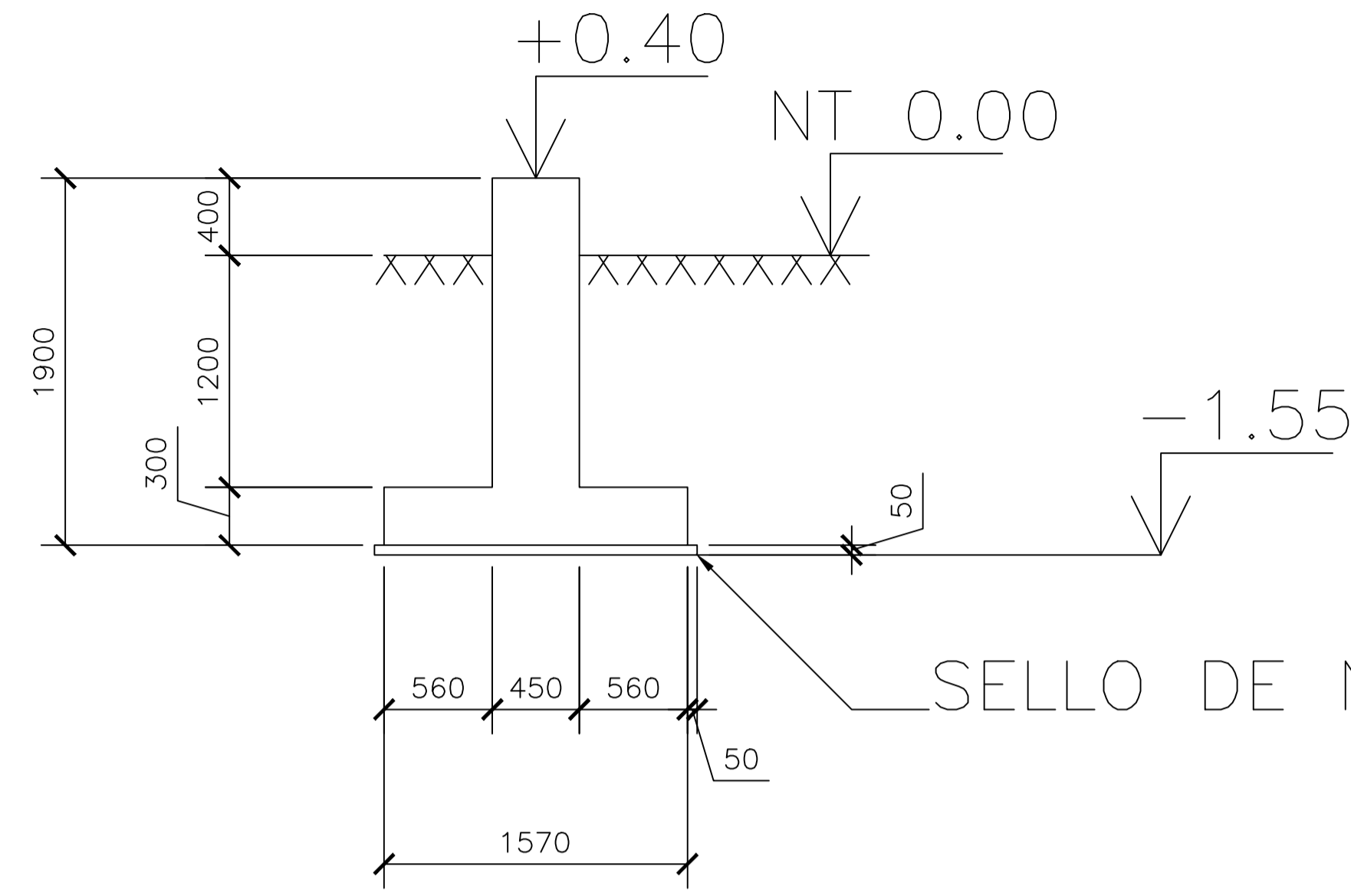
| CUADRO DE ACERO | | | | | | | | | |
|------------------------------|---------|----------|------------------|-----|----|--------------|----------|--------------------|-----------|
| ESQUEMA DE BARRA: BR A 3 B A | | | | | | | | | |
| MARCA | ESQUEMA | DIÁMETRO | DIMENSIONES (mm) | | | LONGITUD (m) | CANTIDAD | LONGITUD TOTAL (m) | PESO (kg) |
| | | | A | B | C | | | | |
| 1 | BR | 16 | 3200 | - | - | 3.20 | 22 | 70.40 | 109.26 |
| 2 | BR | 20 | 3200 | - | - | 3.20 | 25 | 80.00 | 178.80 |
| 3 | BR | 13 | 3200 | - | - | 3.20 | 22 | 70.40 | 69.98 |
| 4 | 3 | 14 | 2198 | 300 | - | 2.50 | 22 | 54.96 | 54.63 |
| 5 | 1 | 10 | 1423 | 223 | 75 | 3.44 | 23 | 79.17 | 44.33 |
| 6 | 2 | 10 | 1423 | 75 | 75 | 1.57 | 46 | 72.36 | 40.52 |
| 7 | 2 | 10 | 223 | 75 | 75 | 0.37 | 161 | 60.05 | 33.63 |

| CUADRO RESUMEN | | | | | | | | |
|----------------|----------|-----------------------|-----------|------------|--------|--------|--------|----------|
| ELEMENTO | CANTIDAD | HORMIGÓN | | ACERO (kg) | | | | |
| | | VOL (m ³) | f'c (MPa) | Ø10 | Ø13 | Ø16 | Ø20 | fy (MPa) |
| CIMIENTO | 1 | 6.18 | 24.00 | 118.48 | 124.60 | 109.26 | 178.80 | 420.00 |
| SELLO | 1 | 0.58 | 10.00 | - | - | - | - | - |

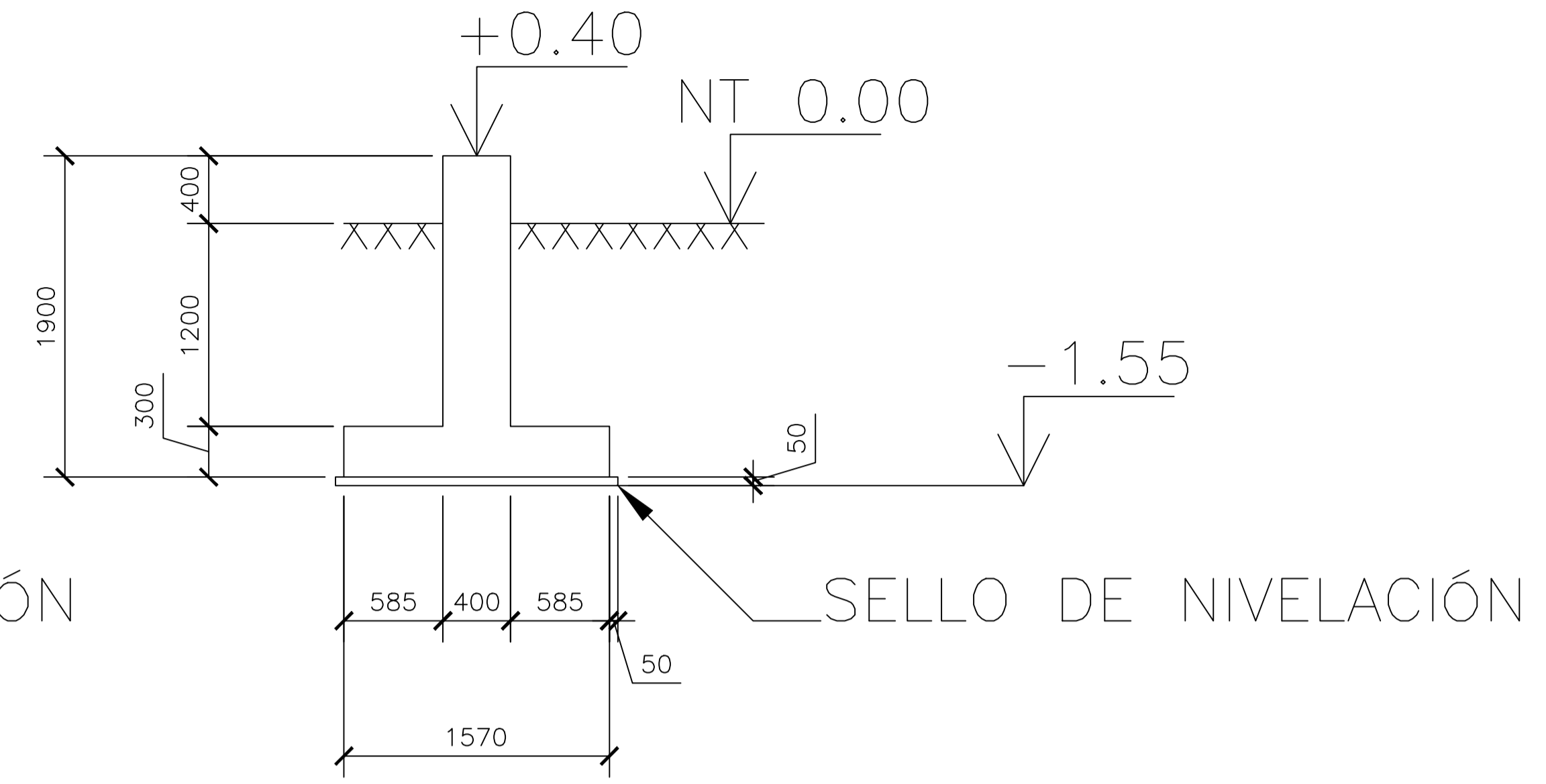
| | | | |
|-----------|-------------------------------------|--------|----------------------------|
| TÍTULO | EDIFICIO RESIDENCIAL 3 NIVELES | LAMINA | 05 |
| AUTOR: | Jhonny Andrade | FIRMA | |
| SITUACIÓN | DETALLES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | | |
| ESCALA | 1:50 | PLANO | ARMADO DE CIMIENTO DE MURO |
| FECHA | 30/01/2026 | | |



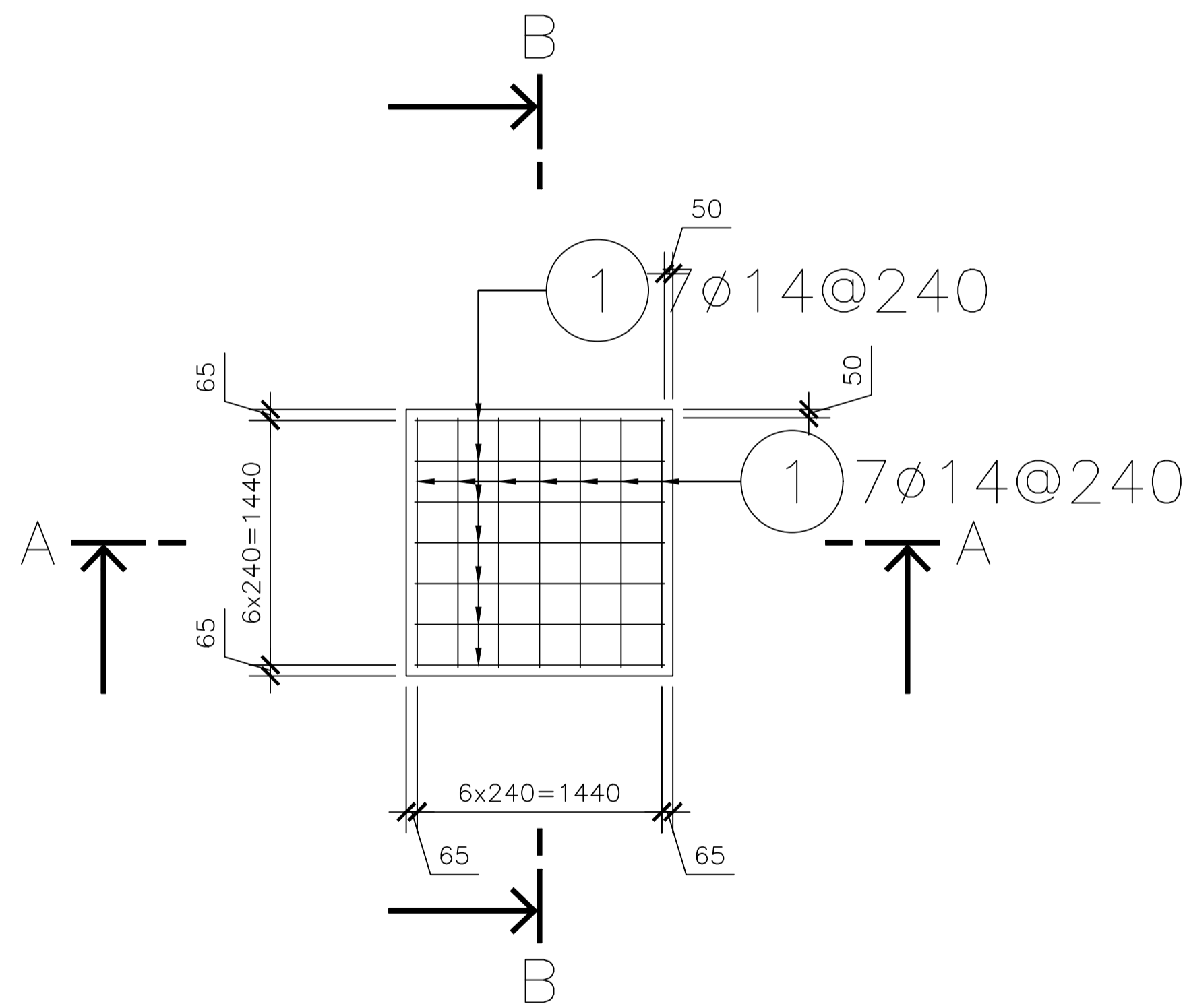
PLANTA. DIMENSIONES



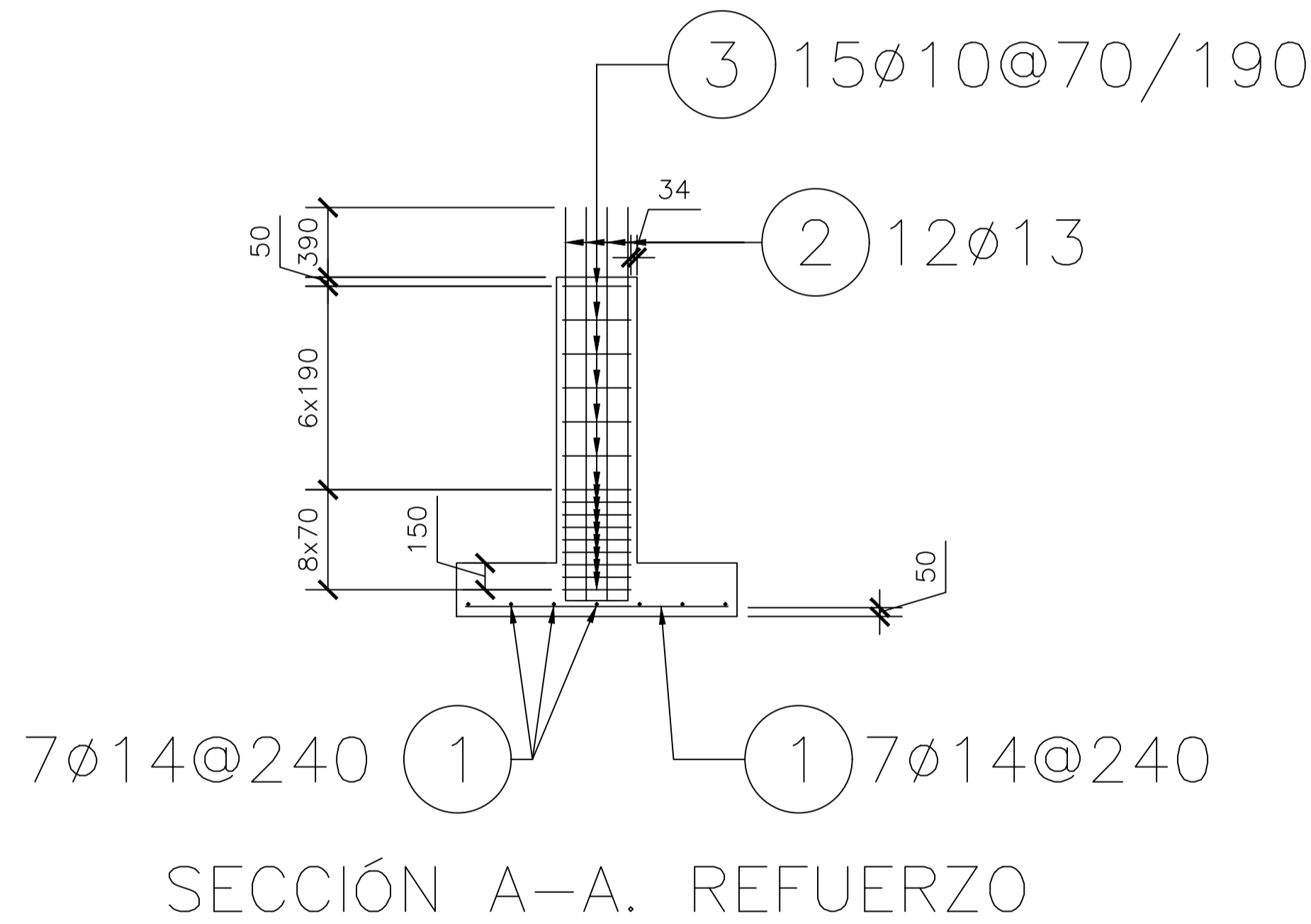
SECCIÓN A-A. DIMENSIONES



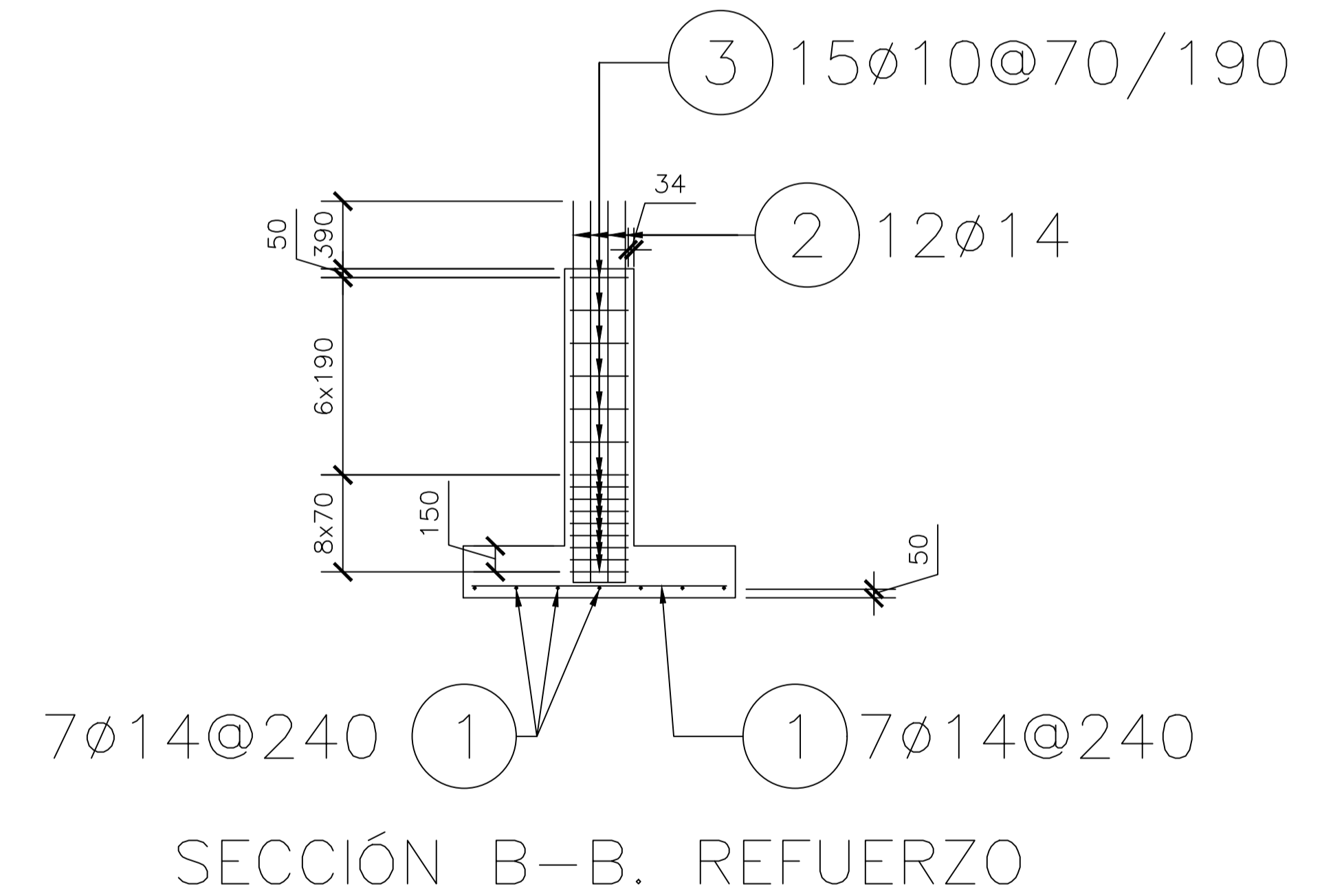
SECCIÓN B-B. DIMENSIONES



PLANTA. REFUERZO INFERIOR



SECCIÓN A-A. REFUERZO

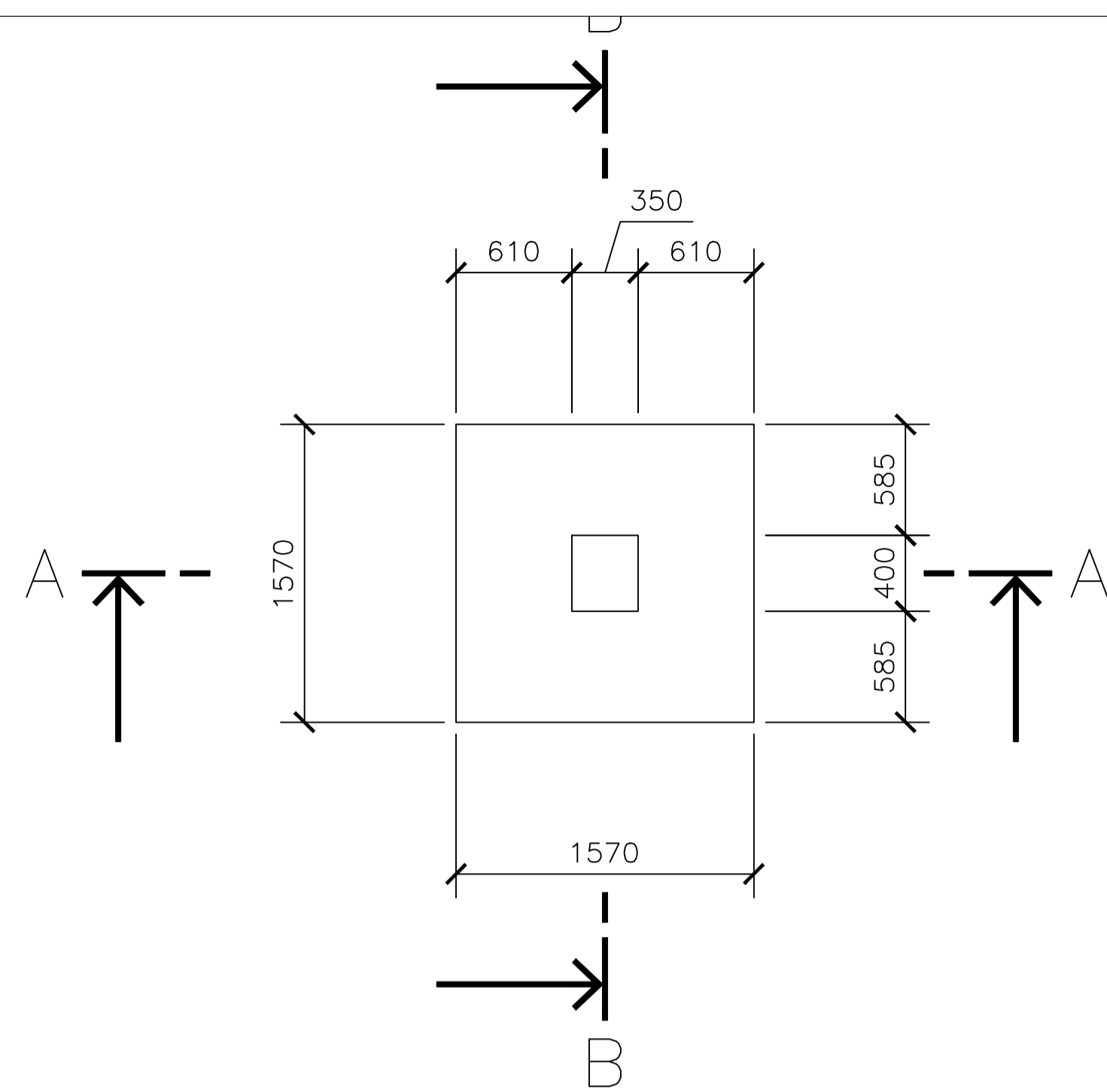


SECCIÓN B-B. REFUERZO

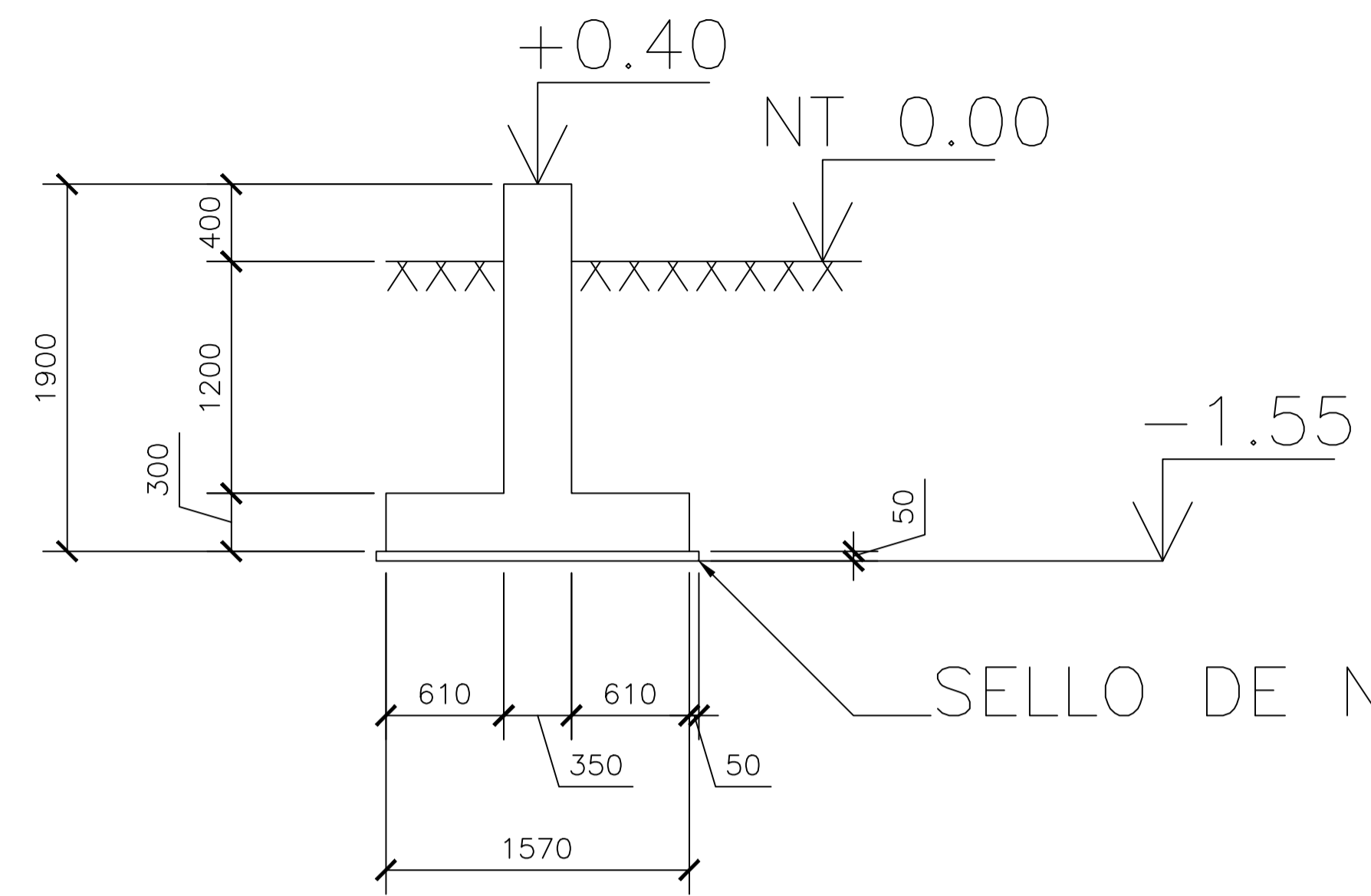
| CUADRO DE ACERO | | | | | | | | | |
|--|---------|----------|------------------|-----|----|--------------|----------|-------------------|-----------|
| ESQUEMA DE BARRA: BR — A — 1 B — 3 B — A — | | | | | | | | | |
| MARCA | ESQUEMA | DIÁMETRO | DIMENSIONES (mm) | | | LONGITUD (m) | CANTIDAD | LONGITUD TOTAL(m) | PESO (kg) |
| | | | A | B | c | | | | |
| 1 | BR | 14 | 1470 | — | — | 1.47 | 14 | 20.58 | 20.46 |
| 2 | 3 | 14 | 2208 | 300 | — | 2.51 | 12 | 30.10 | 29.92 |
| 3 | 1 | 10 | 373 | 323 | 75 | 1.54 | 15 | 23.13 | 12.95 |
| 4 | 2 | 10 | 373 | 75 | 75 | 0.52 | 30 | 15.69 | 8.79 |
| 5 | 2 | 10 | 323 | 75 | 75 | 0.47 | 30 | 14.19 | 7.95 |

| CUADRO RESUMEN | | | | | | |
|----------------|----------|----------|-----------|------------|-------|----------|
| ELEMENTO | CANTIDAD | HORMIGÓN | | ACERO (kg) | | |
| | | VOL (m3) | f'c (MPa) | Ø10 | Ø13 | fy (MPa) |
| CIMENTO | 1 | 1.03 | 24.00 | 29.69 | 50.37 | 420.00 |
| SELLO | 1 | 0.14 | 10.00 | — | — | — |

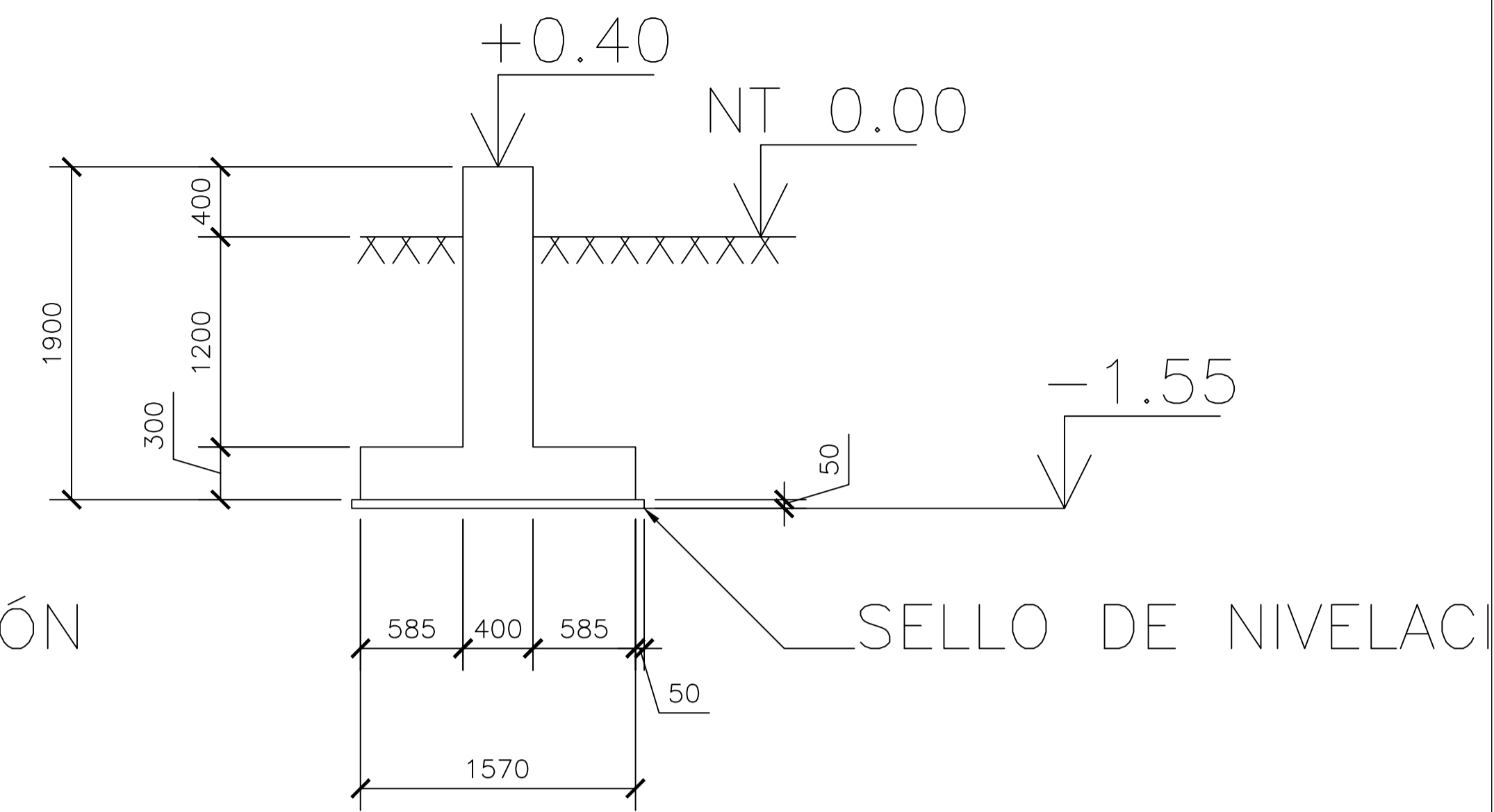
| | | | |
|-----------|-------------------------------------|-------|--------|
| TÍTULO | EDIFICIO RESIDENCIAL 3 NIVELES | | LAMINA |
| AUTOR: | Jhonny Andrade | | 06 |
| SITUACIÓN | DETALLES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | | FIRMA |
| ESCALA | 1:30 | PLANO | |
| FECHA | ARMADO DE COLUMNA 45X40 | | |
| | 30/01/2026 | | |



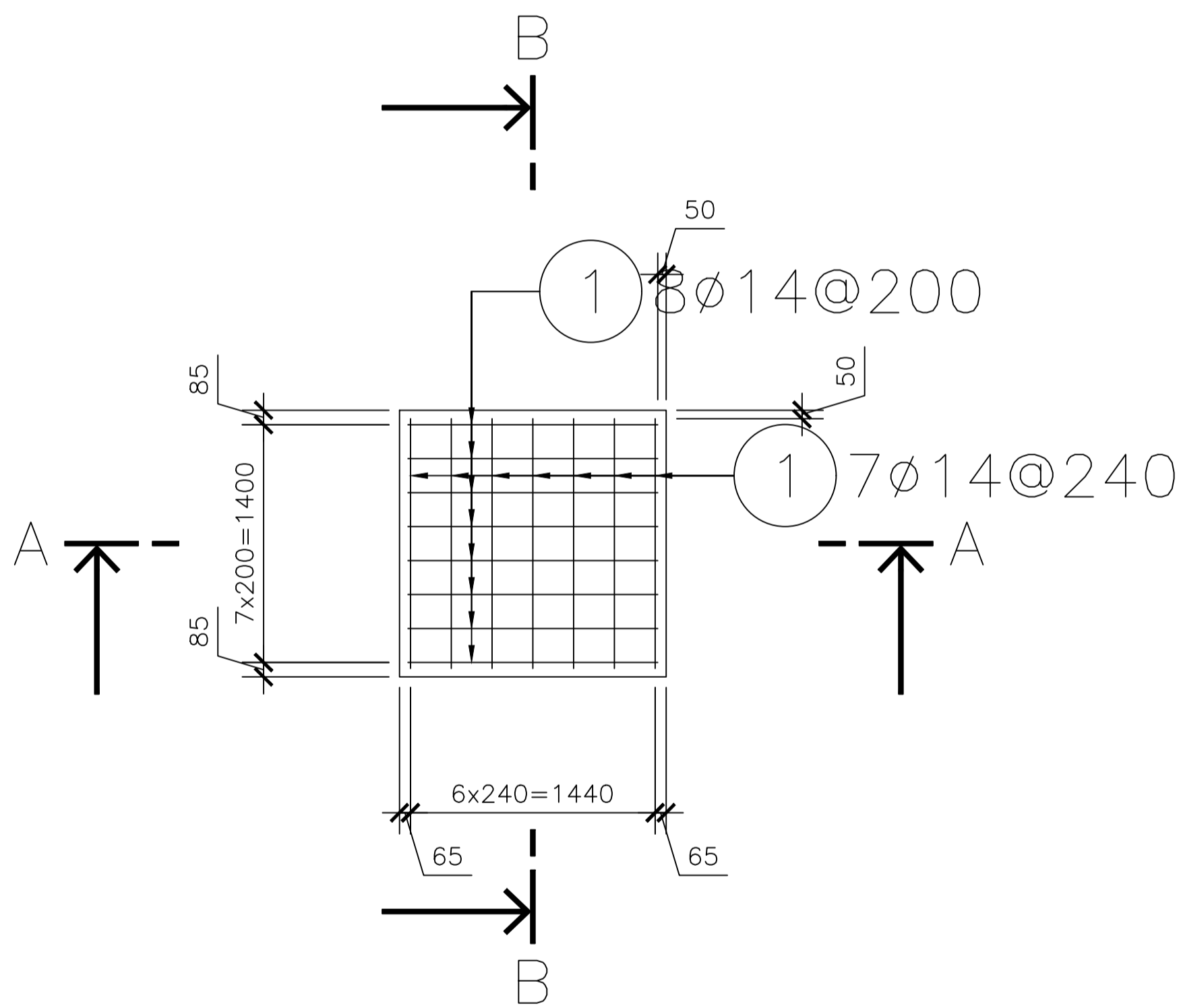
PLANTA. DIMENSIONES



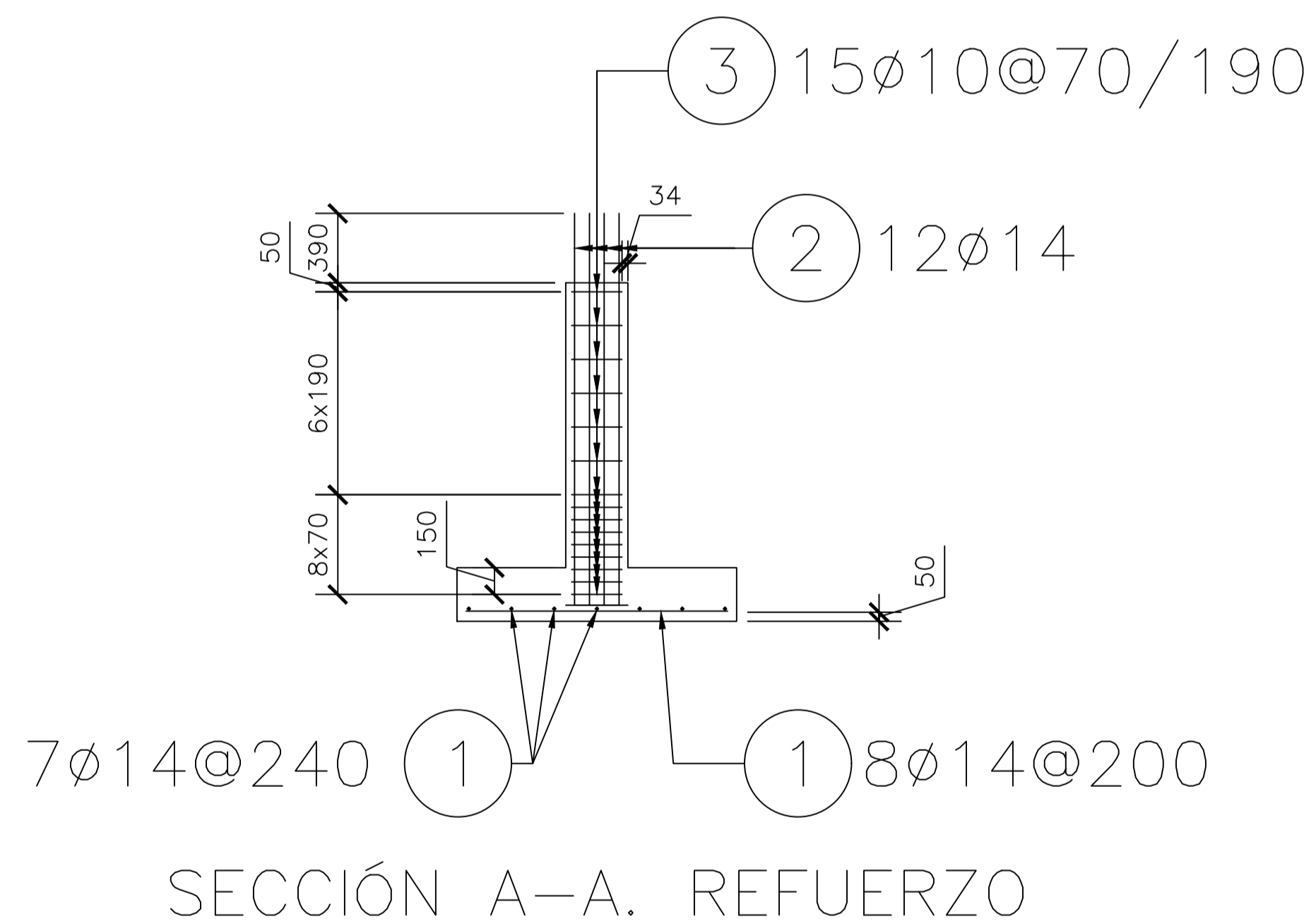
SECCIÓN A-A. DIMENSIONES



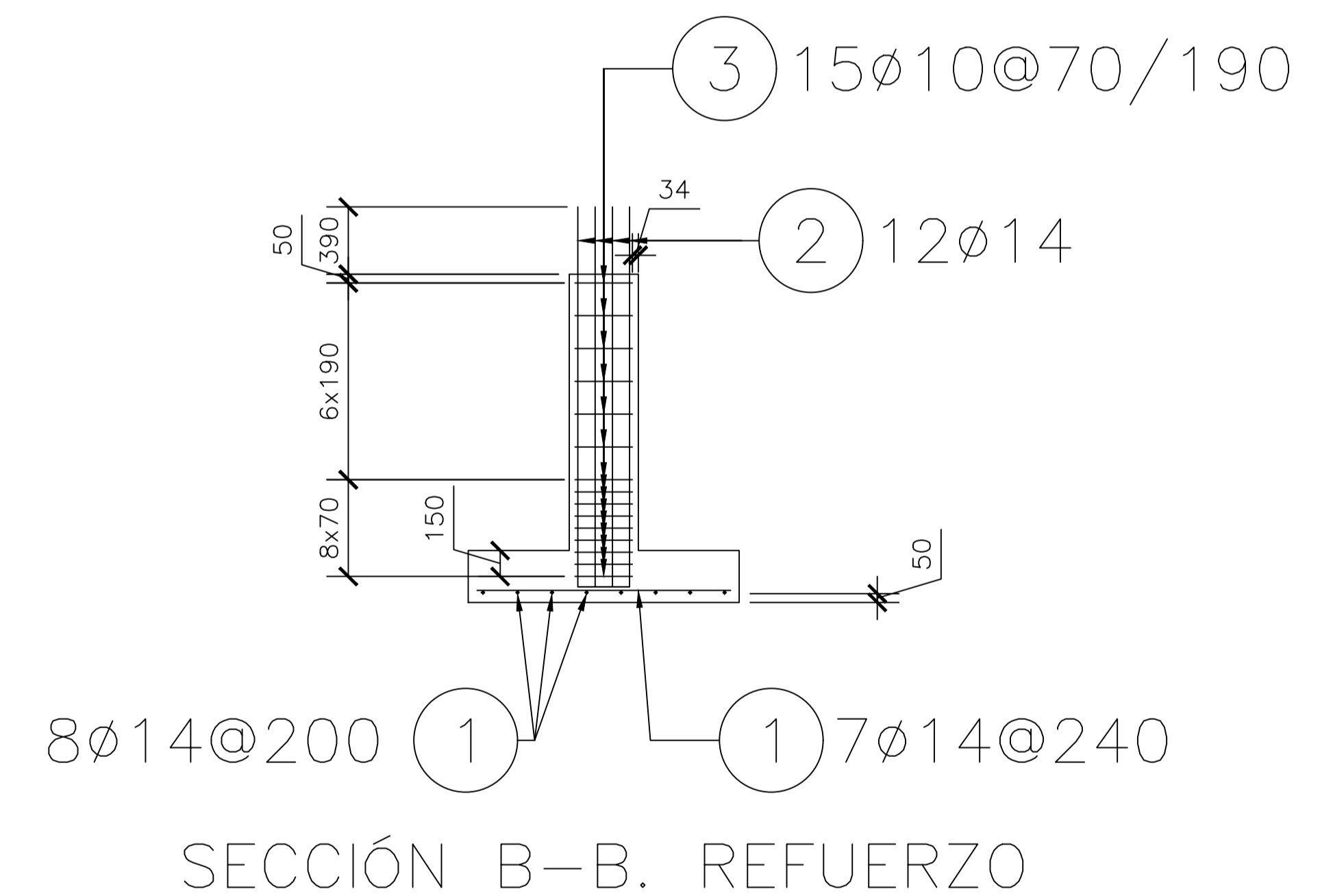
SECCIÓN B-B. DIMENSIONES



PLANTA. REFUERZO INFERIOR



SECCIÓN A-A. REFUERZO



SECCIÓN B-B. REFUERZO

| CUADRO DE ACERO | | | | | | | | | | |
|--|---------|----------|------------------|-----|----|--------------|----------|-------------------|-----------|--|
| ESQUEMA DE BARRA: BR — A — 1 B — B — 3 B — A — | | | | | | | | | | |
| MARCA | ESQUEMA | DIÁMETRO | DIMENSIONES (mm) | | | LONGITUD (m) | CANTIDAD | LONGITUD TOTAL(m) | PESO (kg) | |
| | | | A | B | C | | | | | |
| 1 | BR | 14 | 1470 | — | — | 1.47 | 15 | 22.05 | 21.92 | |
| 2 | 3 | 14 | 2208 | 300 | — | 2.51 | 12 | 30.10 | 29.92 | |
| 3 | 1 | 10 | 323 | 273 | 75 | 1.34 | 15 | 20.13 | 11.27 | |
| 4 | 2 | 10 | 273 | 75 | 75 | 0.42 | 30 | 12.69 | 7.11 | |
| 5 | 2 | 10 | 323 | 75 | 75 | 0.47 | 30 | 14.19 | 7.95 | |

| CUADRO RESUMEN | | | | | | |
|----------------|----------|-----------------------|-----------|------------|-------|----------|
| ELEMENTO | CANTIDAD | HORMIGÓN | | ACERO (kg) | | |
| | | VOL (m ³) | f'c (MPa) | ø10 | ø13 | fy (MPa) |
| CIMIENTO | 1 | 0.96 | 24.00 | 26.33 | 51.83 | 420.00 |
| SELLO | 1 | 0.14 | 10.00 | — | — | — |

| | | | |
|-----------|-------------------------------------|-------------------------|----|
| TÍTULO | EDIFICIO RESIDENCIAL 3 NIVELES | LAMINA | 07 |
| AUTOR: | Jhonny Andrade | FIRMA | |
| SITUACIÓN | DETALLES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | | |
| ESCALA | 1:30 | PLANO | |
| FECHA | 30/01/2026 | ARMADO DE COLUMNA 35X40 | |