



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Análisis y Diseño Estructural de una Edificación de Seis  
Niveles Utilizando Revit y Etabs, Trujillo – 2022**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
Ingeniero Civil**

**AUTORES:**

Quezada Rodriguez, Carlos Alberto ([orcid.org/0000-0002-1725-2701](https://orcid.org/0000-0002-1725-2701))

Torres Berríos, Carlos ([orcid.org/0000-0002-5475-2270](https://orcid.org/0000-0002-5475-2270))

**ASESOR:**

Mg. Medina Carbajal, Lucio Sigifredo ( [orcid.org/0000-0001-5207-4421](https://orcid.org/0000-0001-5207-4421) )

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:**

Desarrollo Sostenible y Adaptación al Cambio Climático

**Trujillo – Perú**

**2023**

## DEDICATORIA

Esta investigación es realizada con mucho esmero y mucha dedicación, gracias a todas las personas que contribuyeron en nuestros logros alcanzados hasta el fin de nuestros estudios, acordarse para nosotros todo lo que pasamos día a día durante nuestra formación académica nos llena de mucha tristeza y a la vez felicidad ya que hoy al fin podemos decir que cumplimos una de nuestras tantas metas planteadas en nuestra vida y esta meta queremos dedicárselas a las personas que siempre estuvieron ahí para apoyarnos y creer en nosotros.

El presente trabajo va dedicado a nuestras familias, gracias a ellos pudimos lograr nuestra meta trazada al inicio de nuestra carrera, a los ingenieros por ayudarnos siempre e impartir sus conocimientos con nosotros para formarnos como profesionales. Nuestros compañeros de clase, de trabajos, los que siempre sin medida alguna nos ayudaron a salir adelante. Este trabajo va para todos ellos.

## **AGRADECIMIENTO**

Empezar dando gracias a Dios por bendecirnos siempre y guiarnos por buen camino hasta el día de hoy; seguidamente agradecer a todas aquellas personas que constituyen parte de nuestra vida, nuestros padres y hermanos; porque continuamente nos brindaron su apoyo completo permitiendo llegar a terminar nuestra carrera profesional.

De igual manera agradecer a nuestros docentes que aportaron mucho en nuestra formación profesional. Agradecer a nuestro Asesor de Desarrollo del Proyecto, Ing. Lucio Sigifredo medina Carbajal, por su dedicación y esfuerzo al brindarnos sus conocimientos como profesional.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE GRAFICOS Y FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	viii
ABSTRACT.....	ix
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO.....	4
III. METODOLOGÍA.....	14
3.1. Tipo y diseño de investigación.....	14
3.2. Variables y operacionalización.....	15
3.3. Población, muestra y muestreo.....	15
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	16
3.5. Procedimientos.....	16
3.6. Métodos de análisis de datos.....	17
3.7. Aspectos éticos.....	17
IV. RESULTADOS.....	18
V. DISCUSIÓN.....	67
VI. CONCLUSIONES.....	71
VII. RECOMENDACIONES.....	71
REFERENCIAS.....	72
ANEXOS.....	78

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Predimensionamiento de Losa Aligerada.....	<b>20</b>
<b>Tabla 2.</b> Predimensionamiento de Viga Principal Eje X.....	<b>20</b>
<b>Tabla 3.</b> Predimensionamiento de Viga secundaria Eje Y.....	<b>21</b>
<b>Tabla 4.</b> Metrado de Carga Muerta.....	<b>22</b>
<b>Tabla 5.</b> Metrado De Carga Viva.....	<b>23</b>
<b>Tabla 6.</b> Metrado de Carga Muerta.....	<b>25</b>
<b>Tabla 7.</b> Metrado De Carga Viva.....	<b>26</b>
<b>Tabla 8.</b> Metrado de Carga Muerta.....	<b>28</b>
<b>Tabla 9.</b> Metrado De Carga Viva.....	<b>29</b>
<b>Tabla 10.</b> Dimensiones de las Columnas.....	<b>30</b>
<b>Tabla 11.</b> Medidas de las Vigas.....	<b>30</b>
<b>Tabla 12.</b> Peso Unitario de Elementos Estructurales.....	<b>33</b>
<b>Tabla 13.</b> Área de los Elementos Estructurales.....	<b>33</b>
<b>Tabla 14.</b> Metrado de Carga Muerta.....	<b>34</b>
<b>Tabla 15.</b> Metrado de Carga Viva.....	<b>35</b>
<b>Tabla 16.</b> Dimensiones de Placas.....	<b>36</b>
<b>Tabla 17.</b> Modos y Periodos.....	<b>45</b>
<b>Tabla 18.</b> Peso de la Estructura.....	<b>46</b>
<b>Tabla 19.</b> Cortante en la Base de la Estructura.....	<b>46</b>
<b>Tabla 20.</b> Desplazamientos máximos en la Dirección X.....	<b>47</b>
<b>Tabla 21.</b> Desplazamientos máximos en la Dirección Y.....	<b>47</b>
<b>Tabla 22.</b> Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Dirección X.....	<b>48</b>

<b>Tabla 23.</b> Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Dirección Y.....	<b>49</b>
<b>Tabla 24.</b> Irregularidad de Rigidez – Piso Débil Dirección X.....	<b>49</b>
<b>Tabla 25.</b> Irregularidad de Rigidez – Piso Débil Dirección Y.....	<b>50</b>
<b>Tabla 26.</b> Irregularidad de Rigidez – Piso Blando (extrema) Dirección X.....	<b>51</b>
<b>Tabla 27.</b> Irregularidad de Rigidez – Piso Blando (extrema) Dirección Y.....	<b>51</b>
<b>Tabla 28.</b> Irregularidad de Rigidez – Piso Débil (extrema) Dirección X.....	<b>52</b>
<b>Tabla 29.</b> Irregularidad de Rigidez – Piso Débil (extrema) Dirección Y.....	<b>52</b>
<b>Tabla 30.</b> Irregularidad de Masa o Peso.....	<b>53</b>
<b>Tabla 31.</b> Irregularidad Torsional Dirección X.....	<b>54</b>
<b>Tabla 32.</b> Irregularidad Torsional Dirección Y.....	<b>54</b>
<b>Tabla 33.</b> Irregularidad Esquina Entrante.....	<b>55</b>
<b>Tabla 34.</b> Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma.....	<b>55</b>
<b>Tabla 35.</b> Cortante en la Base.....	<b>56</b>
<b>Tabla 36.</b> Verificación de Cortante.....	<b>56</b>
<b>Tabla 37.</b> Áreas de Aceros Comerciales.....	<b>58</b>
<b>Tabla 38.</b> Acero a Usar en Vigas.....	<b>59</b>
<b>Tabla 39.</b> Áreas de Aceros Comerciales.....	<b>60</b>
<b>Tabla 40.</b> Acero a Usar en Columnas.....	<b>61</b>
<b>Tabla 41.</b> Áreas de Aceros Comerciales.....	<b>62</b>
<b>Tabla 42.</b> Acero a Usar en Placas.....	<b>63</b>
<b>Tabla 43.</b> Acero a Usar en Losa Aligerada.....	<b>66</b>

## ÍNDICE DE GRÁFICOS Y FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Vista 3D Estructura en Revit.....	<b>36</b>
<b>Figura 2.</b> Modelo 3D Estructura importado en el Software Etabs.....	<b>37</b>
<b>Figura 3.</b> Vista en Planta Estructura en el Software Etabs.....	<b>38</b>
<b>Figura 4.</b> Ventana de Define Diaphragm.....	<b>39</b>
<b>Figura 5.</b> Ventana de Define Load Patterns.....	<b>40</b>
<b>Figura 6.</b> Ventana de Seismic Load Pattern – User Defined.....	<b>40</b>
<b>Figura 7.</b> Espectro de Respuesta (Sa-T).....	<b>41</b>
<b>Figura 8.</b> Espectro de Respuesta (ZUCS/R-T).....	<b>42</b>
<b>Figura 9.</b> Ventana Load Combinations.....	<b>43</b>
<b>Figura 10.</b> Ventana Mass Source Data.....	<b>43</b>
<b>Figura 11.</b> Ventana Shell Load Assignment – Uniform.....	<b>44</b>
<b>Figura 12.</b> Áreas de Acero para Vigas.....	<b>57</b>
<b>Figura 13.</b> Viga Ubicada en el Eje X-6, entre A-B.....	<b>57</b>
<b>Figura 14.</b> Áreas de Acero para Columnas.....	<b>59</b>
<b>Figura 15.</b> Columna Ubicada en el Eje X, 2-E.....	<b>60</b>
<b>Figura 16.</b> Áreas de Acero para Muros Estructurales.....	<b>61</b>
<b>Figura 17.</b> Placa Ubicada en el Eje X-2, entre D-E.....	<b>62</b>
<b>Figura 18.</b> Sección de Losa con sus Respetivos Momentos.....	<b>64</b>

## RESUMEN

Nuestro proyecto de investigación tuvo como finalidad realizar el análisis y diseño estructural de una edificación de seis niveles utilizando los softwares Revit y Etabs en la ciudad de Trujillo, se logró realizar la interoperabilidad BIM entre los softwares propuestos para la obtención de los resultados. Se hizo uso de una metodología descriptiva no experimental, en la que se utilizó la observación directa, siendo de tipo aplicada y siguiendo un enfoque cuantitativo. Se realizó un diseño arquitectónico siguiendo las normas peruanas en el software Revit y se procedió a realizar el análisis y diseño de la edificación en el software Etabs; del análisis se obtuvo 21 grados de libertad de la estructura y desplazamientos máximos de la edificación de 0.003 en ambas direcciones de igual manera se realizó el diseño de los elementos estructurales de la edificación, obteniendo el área de acero de cada elemento estructural de concreto armado. La implementación de la metodología BIM es muy beneficiosa para los profesionales de ingeniería y en este proyecto se enfocó a la realización del análisis y diseño de una estructura permitiéndonos un control del proyecto más eficaz y reduciendo tiempos; gracias a la interoperabilidad BIM se puede vincular especialidades y hace el trabajo más sencillo, tanto como para la cuantificación de elementos y la documentación de planos.

**Palabras clave:** Metodología BIM, Interoperabilidad BIM, Software Revit, Software Etabs, Análisis y Diseño Estructural.

## **ABSTRACT**

Our research project had the purpose of carrying out the analysis and structural design of a six-story building using the Revit and Etabs software in the city of Trujillo, the realization of BIM interoperability between the software proposed to obtain the results was broken. A non-experimental descriptive methodology was used, in which direct observation was captured, being of an applied type and following a quantitative approach. An architectural design was carried out following the Peruvian standards in the Revit software and the analysis and design of the building was carried out in the Etabs software; From the analysis, 21 degrees of freedom of the structure and maximum displacements of the building of 0.003 in both directions were obtained in the same way, the design of the structural elements of the building was carried out, obtaining the steel area of each reinforced concrete structural element. The implementation of the BIM methodology is very beneficial for engineering professionals and in this project, we focused on carrying out the analysis and design of a structure, allowing us to control the project more effectively and reducing time; Thanks to BIM interoperability, you can link specialties and make the job easier, both for the quantification of elements and the documentation of plans.

**Keywords:** BIM Methodology, BIM Interoperability, Revit Software, Etabs Software, Structural Analysis and Design.

## I. INTRODUCCIÓN

El Perú se encuentra en una zona de alta vulnerabilidad sísmica, de manera específica sobre la placa sudamericana la cual tiene un contacto con la placa de Nazca, esto representa un factor principal del colapso de edificaciones, ya que muchas de las estructuras construidas no cuentan con un diseño sísmico estructural adecuado el cual soporte de manera eficiente la carga de los fenómenos naturales. De igual manera recordamos los movimientos sísmicos que se registraron en los países vecinos como Chile en el año 2010 con una escala de 8.5 MW y en Ecuador de 7.8 MW. (Condori, 2020)

Diseñar una vivienda multifamiliar es un papel muy importante en el desarrollo económico, cultural y social en todo el mundo debido a ello la construcción de edificios se ha convertido en algo fundamental. En muchos países la falta de profesionales conlleva a un grave problema, suscitando considerables inconvenientes para su desarrollo; en América Latina la esperanza de vida ante desastres naturales es limitada, mientras que en otros países del primer mundo esto está más optimizado. (Calderón y Fiestas, 2022)

Actualmente estamos viviendo un boom inmobiliario debido al crecimiento demográfico de la población en Trujillo, en un boletín estadístico del fondo Mi Vivienda, hasta noviembre del 2021 se observa un 6.2% de aumento de créditos hipotecarios otorgados en La Libertad; todo esto conlleva a la necesidad de construir edificaciones que satisfagan esta gran demanda; edificaciones que sean seguras y que cumplan con las especificaciones de la Norma Técnica Peruana. (“Fondo mi Vivienda”, 2021 p.8)

La realización de proyectos de edificaciones ha tenido varios cambios e innovaciones permitiendo la optimización de tiempo y trabajo; el formato Building Information Modeling (BIM) supone un gran avance de tecnología ya que permite la interacción de todas las especialidades que comprenden un proyecto en un solo modelo siendo más eficaz y efectivo al momento de realizar modificaciones y correcciones, ya que al interrelacionarse centraliza toda la información del

proyecto y permite el correcto análisis y la reducción de tiempos de entrega de documentos y cómputo de datos. (Barco, 2019)

Esta investigación se desarrolló planteándose el siguiente problema general: ¿Cuál es el análisis y diseño estructural de una edificación de seis niveles utilizando Revit y Etabs, Trujillo - 2022?; y los siguientes problemas específicos: ¿Cuál es el diseño arquitectónico de la edificación?, ¿Cuál es el Predimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación?, ¿Cuál es el análisis estático y dinámico de la edificación? y ¿Cuál es el diseño estructural de los elementos de concreto armado de la edificación?

De igual manera nuestra investigación tiene una justificación teórica, ya que cerramos algunas brechas de investigación siguiendo las recomendaciones de los siguientes autores: Pancca, 2021. En su investigación recomienda que en la etapa de modelamiento de la estructura en el software Revit, se debe de verificar y revisar el modelo analítico que genera este software con la finalidad de hacer una correcta exportación al software en el que se realizara el análisis y diseño de la estructura. Condori, 2020. Recomendó en su investigación realizar una interpretación de los valores obtenidos del análisis sísmico estático y dinámico del software Etabs, para determinar la irregularidad de la estructura mediante cálculos manuales; ya que el programa brinda resultados que son difíciles de interpretar. Siesquen y Siesquen, 2020. Recomendaron comprobar los valores de área de acero en columnas, ya que el programa Etabs no arroja valores exactos y que cumplan con los análisis realizados. Baños y Rosales, 2018. Recomendaron realizar el espectro de diseño para el análisis dinámico en un software especializado para que sean escalados de una manera más exacta y con los parámetros sísmicos de la zona del proyecto.

Tiene una justificación técnica, ya que en la mayor cantidad de proyectos carecen de una adecuada dirección profesional y uso de las normas técnicas peruanas lo que conlleva a una gran vulnerabilidad sísmica alta. El desarrollo de un proyecto de diseño estructural tiene como base el cálculo matemático y la utilización de programas que hacen más efectivo y rápido el cálculo. En nuestro

proyecto de investigación hicimos el uso de la metodología BIM la cual permite tener un modelo virtual y colaborativo que sirve para la organización de datos, y así agilizar y optimizar las fases de un proyecto, de esta manera se obtienen mejoras determinantes en el desarrollo y resultado del mismo.

Tiene una justificación económica, ya que al utilizar el programa Revit y Etabs de forma coordinada se reduce el tiempo y dinero invertido en proyectos de diseño estructural y se reducen los errores que se puedan presentar a lo largo del diseño y análisis de la estructura.

La justificación social, ya que durante el proceso de este proyecto de investigación se hace uso de las normas técnicas peruanas como la E.020, E.030 y E.060 que son normas que buscan mejorar la construcción de edificaciones, en seguridad y modernidad de tal manera salvaguardando a los diferentes profesionales que hacen uso de ellas.

El objetivo general de la investigación es: Elaborar el análisis y diseño estructural de una edificación de seis niveles utilizando Revit y Etabs, Trujillo - 2022. Como objetivos específicos tenemos: Realizar el diseño arquitectónico de la edificación, Realizar el Predimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación, Realizar el análisis estático y dinámico de la edificación y Realizar el diseño estructural de los elementos de concreto armado de la edificación.

Por ser de carácter no experimental, la presente investigación no sugiere el planteamiento de hipótesis; en todo caso cuando presentemos nuestros resultados estos darán solución a los problemas propuestos.

## II. MARCO TEÓRICO

Antecedentes de entorno internacional relacionados a nuestra investigación tenemos a Chimbo (2022), en su tesis denominada: “Análisis y Diseño de un Edificio con Aisladores Sísmicos Utilizando el Programa Etabs”. Su objetivo fue examinar y cotejar el procedimiento sísmico de una estructura de concreto armado diseñada de forma habitual, frente a una estructura agregando aisladores sísmicos. Su investigación se basó en una metodología aplicada, al usar diferentes asignaturas durante el proceso de su carrera, así mismo inicio con la búsqueda y recolección de información en diversas fuentes. Concluyendo que, de acuerdo a sus resultados conseguidos en su modelación con el Etabs, al implementar los aisladores la estructura de la base suministra una mejor conducta estructural ante un evento sísmico, ya que este brinda un mejor amortiguamiento de los desplazamientos relativos entre los pisos. Recomendó que los aisladores deben utilizarse para los tipos de suelos S1 y S2, ya que a medida que aumenta el período de vibración, la aceleración disminuye.

Baños y Rosales (2018), con su tesis denominada: “Diseño Estructural de una Edificación Residencial Metálica de 6 Plantas Sismo-Resistente, en la Ciudad de Milagro, Utilizando Metodología BIM en la Modelación 3D”. Tuvieron como objetivo principal diseñar la estructura metálica para uso de residencia que esta sea sismo resistente usando el método BIM. Así mismo sus objetivos secundarios fueron examinar opciones factibles en el entorno económico y sismo resistente para diseñar la edificación; realizar el modelo de la estructura usando programa SAP 2000; elaborar el análisis dinámico de la edificación usando investigaciones del sismo de pedernales 2016. Usaron un método de recolección de investigación auténtica, mediante el cual se analizaron las primordiales fallas que provoca el desplome de las edificaciones ante un suceso sísmico. Concluyeron que diseñaron cuatro soluciones diferentes de métodos estructurales para una edificación metálica de uso multifamiliar, todas sus alternativas tenían métodos estructurales sismo resistente y en los 2 modelos actuales implementó el sistema de

protección sísmica. Recomendaron que el análisis dinámico se tiene que realizar con acelerogramas que sean originarios de la zona en la cual se construirá la edificación; así mismo indicaron que la implementación del método BIM en el proceso de elaboración, diseño y construcción optimizará el tiempo y dinero ya que detectará fallas durante el proceso.

Echeverry (2017), en su tesis denominada “Diseño estructural sísmico resistente de edificio para oficinas de Docentes de la facultad de Ciencias Técnicas de la UNESUM”. Tuvo como objetivo principal ejecutar el proyecto estructural sísmico del edificio de oficinas educativas de la facultad de Ingeniería de la Universidad Estatal del Sur Manabí. Su diseño estructural implicó una gran progresión de estudios para determinar si el proyecto es viable de acuerdo a las particularidades de uso, su proyecto incluye análisis de cargas exteriores las que vienen a ser cargas sísmicas. Utilizó un método lógico deductivo a través del cual se aplican los elementos que están en la Norma ACI – 318-11, a través de esta norma se consiguen efectos en el bosquejo estructural de los elementos, establecidos en el estudio que es argumentada por el entorno. Así mismo usó el método Analítico – Sintético ya que analizó cada elemento que compone el diseño estructural y los componentes internos y externos que influyen en su procedimiento. Concluyó que la disposición de la estructura en el análisis cumple con las especificaciones de las normas de sísmico resistente vigentes. Recomendó que el uso del programa Etabs, debe ser observado y desarrollado de acuerdo a los parámetros planteados por las Normas que se encuentran actuales en el país, ya que al momento de obtener los resultados se pueden considerar erróneos y esto llevaría a un equivocado diseño de la edificación.

Antecedentes de entorno nacional relacionados a nuestra investigación tenemos a Pancca (2021), en su tesis denominada: “Diseño estructural sísmico resistente de una edificación multifamiliar de ocho niveles aplicando la metodología BIM Juliaca-Puno, 2021”. A modo de objetivo general tuvo lo siguiente: desarrollar el proyecto estructural de una vivienda de 8 pisos empleando el BIM, Puno 2021 plasmando los requerimientos del

Reglamento Nacional de Edificaciones. Definió el problema general de su investigación lo siguiente: ¿Cómo el BIM interviene en el progreso de la investigación estructural de un edificio de 8 pisos en Juliaca, Puno? Uso el diseño no experimental ya que no llevó a cabo la diferenciación premeditada de la variable independiente, porque observo fenómenos desde cómo se originan en el argumento primordial para posteriormente examinarlos a través de la técnica de observación. Su discusión conforme a la hipótesis proyectada es que al momento de aplicar el método BIM mejora el transcurso del progreso de las estructuras de la vivienda, al momento de utilizar el proceso fue óptimo, luego de realizar los estudios básicos y la estructuración de dicha infraestructura. Indico como conclusión que se desarrolló los diseños de la estructura cumpliendo con los esquemas del RNE, así mismo diseñó planos de la edificación, el análisis sismorresistente y el cálculo de los elementos estructurales a través de la metodología BIM.

Estrada y Verde (2020), en su tesis denominada: Análisis Comparativo del Diseño Estructural con la Aplicación del Software Etabs Respecto al Método Tradicional de un Edificio de Cinco Pisos con Semisótano Ubicado en el Distrito de San Martín de Porres – Lima. Se plantearon a modo de objetivo principal obtener el estudio relativo del diseño estructural utilizando el programa Etabs para un enfoque habitual de una vivienda de 5 niveles con semisótano situado en el distrito de San Martín de Porres – Lima. Así mismo sus objetivos específicos fueron; Examinar los efectos de la estructuración, el Predimensionamiento y Metrado de carga en el croquis estructural; Asemejar los cambios de las réplicas sísmicas del diseño estructural al cotejar el análisis estático y dinámico; Calcular las cuantías de acero del diseño estructural usando la aplicación del programa Etabs respecto al procedimiento habitual. De acuerdo al propósito de la investigación tiene un método aplicado, debido a que los conocimientos hipotéticos aprendidos en los cursos de ingeniería, los cuales se utilizan para realizar el diseño constructivo de la edificación con cada procedimiento planteado, pudiendo así hacer lo mismo usando el diseño estructural del programa Etabs para realizar la comparación. Concluyo que de acuerdo a los resultados se puede

verificar que la aplicación del programa Etabs tiene un leve dominio en la estructuración, Predimensionamiento y medición de carga en el diseño de la estructura en comparación con el procedimiento habitual, lo que permite imaginar que afectará e influirá en las dimensiones de la sección transversal de los elementos y desviaciones estructurales en las cargas, que a su vez conducen al cambio de algunos elementos especificados en el plano de construcción.

Condori (2020), con su tesis: “Análisis y Diseño Estructural de una Edificación de 5 pisos de concreto armado mediante la Aplicación de la Metodología BIM en el Distrito de Tacna”. Tuvo a modo de objetivo principal establecer el estudio y diseño estructural de una vivienda de 5 pisos de hormigón armado a través del método BIM, en el distrito de Tacna. Sus objetivos específicos fueron los siguientes: aplicar la metodología BIM en las estructuras; determinar los análisis según la Norma E.030 para poder modelar a través del ETABS; determinar el croquis de los elementos estructurales de concreto según la Norma E.030. A modo de hipótesis general se obtuvo que a través de aplicar BIM el análisis y diseño del edificio reduce costos, tiempo y errores que se puedan dar en la elaboración de la edificación. Se basó en el tipo de investigación exploratorio descriptivo, ya que su investigación permitió proporcionar referencias principales sobre un tema que no fue calculado anteriormente, así mismo su investigación permitirá el hallazgo de una nueva forma de intervenir sobre ella y creando técnicas cuantitativas para que se pueda resolver. Concluyó que determinó la ejecución del BIM permitiendo mayor observación en la fase del croquis, al relacionar los modelos, consiguiendo así determinar posibles errores que se encuentren en los niveles superiores de la edificación y por ende planteó una mejor estructuración.

Antecedentes de entorno local relacionados a nuestra investigación tenemos a Alcántara y Rodas (2022), en su tesis: “Diseño Estructural de un Edificio Educativo, mediante la Metodología Building Information Modeling (BIM), en la Ciudad de Trujillo – 2022”. Tuvieron a modo de objetivo principal

establecer el diseño estructural de una edificación de educación, a través del método BIM, en la localidad de Trujillo, 2022. El tipo de investigación según su propósito fue aplicado, ya que el enfoque permanece en el procedimiento de una dificultad basándose en suposiciones debidamente respaldadas por estatutos y trabajos de indagación. Según su diseño fue no experimental, ya que la variable independiente no manipula a ninguna otra variable, siendo esta la ideal. Según su investigación fue transversal descriptivo, ya que la recaudación de datos se realizó en un solo tiempo. Asimismo, dicha investigación fue considerada para representar su procedimiento. A modo de discusión obtuvieron que la investigación fue favorable; además, desde un punto de vista estructural realizar la arquitectura desde un software como el BIM, es muy provechoso para el inicio de elaboración de los ambientes que se pretenden diseñar. Concluyeron realizando el análisis descriptivo de toda la fase que implica el proyecto estructural de la vivienda desde el inicio de un software hasta la culminación de los planos y detalles constructivos.

Ríos y Vela (2021), en su tesis denominada “Diseño estructural Sismorresistente de una vivienda multifamiliar de 7 niveles bajo un modelo BIM en el distrito de Trujillo”. Consideraron a modo de objetivo general ejecutar el proyecto orgánico de una casa multifamiliar de 7 pisos, utilizando la metodología BIM en Natasha Alta Mz. S Lote 53– Trujillo – 2021. También, consideraron objetivos específicos a modo de recopilar la investigación de topografía, ejecutar el estudio de EMS, plantear croquis de arquitectura, elaborar el Predimensionamiento de estructuras, considerar estructuras las cargas de riesgo como también sísmicas utilizando el software Autodesk Robot Structural, y por último realizar los planos estructurales usando software Revit Structural 2020. Como hipótesis tuvieron la siguiente; definir que el modelo de proyecto que planteaban podrá disminuir tiempos y errores que se puedan dar durante la ejecución, ya que tiene mejores beneficios para el proyecto. Utilizaron la metodología de investigación descriptiva porque de esa manera encontrarán las características de la zona y posteriormente le darían la mejor solución usando los programas de la metodología BIM. Tuvieron a modo de recomendación que se debe utilizar

la metodología BIM, para los futuros proyectos que se realicen ya que esto reduce tiempos y costos y será el futuro en la ingeniería.

Aguilar y Mendoza (2020), en su tesis denominada: "Análisis estructural con aisladores sísmicos para edificio destinado para la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo usando modelo BIM, Moche - Trujillo - La Libertad". Su objetivo fue la investigación estructural hacia la construcción de la edificación de la facultad de ingeniería civil de la UCV usando aisladores sísmicos, con la metodología BIM. Para ello realizaron el Predimensionamiento de las estructuras, para luego efectuar el diseño en Autodesk Revit. El tipo utilizado en su investigación fue básico, emplearon el diseño no experimental transversal descriptivo simple, en donde recolectó datos a través de la técnica de observar y analizar documentalmente de esa manera ejecutó el diseño sin dificultad y siguiendo las normas establecidas en su diseño. Recomendaron que se debe construir edificios incorporando aisladores, no importa el tipo o modelo si no lo que la estructura requiera, así mismo se tiene que tener en cuenta que la estructura de la edificación tiene que ser proporcionada, para que de esta manera permita el mejor comportamiento de los elementos estructurales en cualquier evento sísmico.

El modelo BIM (Building Information Modeling) es una herramienta que se usa para modelar y comprende procesos y tecnologías con el fin de realizar un proyecto integral; esta herramienta permite la interrelación de todas las disciplinas constructivas de un proyecto, a partir del diseño, la edificación y la manipulación y mantenimiento del mismo, esta metodología permite la coordinación de diferentes programas de software especializado que trabajan conjuntamente sobre un único modelo de información; de esta manera permite la reciprocidad de los datos del proyecto en período actual y de forma vinculada, muy precisa y mejorada, de esa manera se optimiza aspectos como la efectividad y eficiencia ya que se realiza un modelo 3D del proyecto, esto ayuda de manera muy visual a el desarrollo y toma de decisiones en cada etapa del proyecto. (Aguilar y Mendoza, 2020, p.8).

Revit es un programa tecnológico de modelado de datos e información, que permite a sus usuarios diseñar estructuras y sus elementos que lo componen en un modelo 3D que ayuda a visualizar cada fase constructiva y manipularla de manera fácil y rápida. Sus funciones principales comprenden: el modelado del terreno y su emplazamiento, el modelado integral del proyecto, la realización de perspectivas y secciones, el intercambio de información de las disciplinas constructivas, la presentación de planos y cuadros de cantidades. (Condori, 2020, p. 13).

Etabs viene a ser un software que consiente en el análisis estructural y el diseño de edificios, es una herramienta con una capacidad grande de análisis de datos, permite el diseño esquemático de estructuras y la generación de informes. Tiene la facilidad de realizar todas las etapas de modelado y creación de elementos estructurales como vigas, columnas, losas, muros, entre otros. Etabs tiene ventajas como el simular cargas, reacciones y fuerzas externas de interactúan con las estructuras, de igual manera se puede evaluar la Sismorresistencia de la estructura con la ayuda de las normas técnicas de diseño, se puede identificar las fallas que puede tener la edificación e incluso su estado posterior a un sismo.

Las normas que se utilizan para el diseño y análisis estructural según el RNE son las siguientes: La norma E.020 Cargas; esta regla nos indica que las estructuras deben de ser idóneos de resistir todas las cargas que se le asignen según su uso que se le ha dado, esta norma nos detalla criterios mínimos de carga para cada elemento que interactúa con la edificación como la carga que le afecta por factores medioambientales, la carga muerta que está dada por el mismo peso de la edificación, carga viva que son los ocupantes de la edificación, los muebles y otros objetos móviles. Esta norma se complementa con la norma E.030 para el diseño sismorresistente de estructuras. (RNE, Norma E.020 Cargas, 2006, p.1).

La norma E.030 Diseño Sismorresistente; está norma contiene los criterios sísmicos para el diseño de toda edificación, nos indica aspectos importantes que se deben tomar en cuenta en el diseño como: la simetría en la edificación

como la colocación de las masas y la rigidez, la utilización y selección de materiales adecuados para la construcción, la resistencia adecuada de cargas laterales en las trayectorias primordiales del edificio, la continuidad estructural que tiene que tener la edificación, la capacidad de deformación de la estructura, la deformación lateral límite, las consideraciones de terreno locales. (RNE, Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2019, p.5).

La norma E.060 Concreto Armado, esta norma nos indica criterios y las exigencias imperceptibles para realizar el análisis, el diseño, el proceso constructivo y de ejecución, el registro de calidad de materiales, de cualquier estructura de concreto armado, preesforzado y simple, además nos da alcances para la realización de planos. (RNE, Norma E.060 Concreto Armado, 2009, p.1).

La norma E.070 Albañilería, esta norma nos detalla las condiciones y los criterios que se deben tener en cuenta al realizar una estructura de albañilería, aspectos como el diseño, la construcción, la utilización de materiales, los controles de calidad y la inspección de estructuras que utilizan muros de albañilería confinada y los muros armados; nos indica que las estructuras de albañilería deben ser diseñadas y realizadas basándose en métodos racionales que se basan en los elementos de la mecánica y la tenacidad de los materiales. (RNE, Norma E.070 Albañilería, 2006, p.1).

Estrada y Verde (2020) nos indican que la ejecución del diseño estructural de una vivienda se debe tener en cuenta los principales elementos como: La estructuración; se debe tener en cuenta el tipo de proyecto estructural y el uso que se le va a dar para poder realizar su estructuración. Se debe tomar en cuenta las normas peruanas que especifican los criterios de diseño y las condiciones mínimas estipuladas, se debe tomar en cuenta la ubicación del terreno, los planos de arquitectura y la seguridad de la edificación.

El análisis; para la realización del análisis de la estructura hoy en día se utilizan varios softwares de diseño estructural como Robot Estructural, Etabs, SAP2000 y muchos más, los cuales se basan en métodos de rigidez,

además algo muy importante es de que nos detallan los desplazamientos de la estructura y el procedimiento de los elementos que lo componen.

El diseño es la resultante de lo obtenido en el análisis de la estructura, antecedentes como las dimensiones y las características de cada elemento estructural, además debe de satisfacer y resistir las cargas que son aplicadas a la estructura.

Planos estructurales; para la realización de los planos debemos de plasmar en dibujos detallados, los datos y especificaciones de lo obtenido en el diseño de la estructura.

Memoria de cálculo; cuando se termina el análisis y diseño de la edificación se realiza una memoria de cálculo en la cual se señala y se especifica las cargas que se le aplican a la estructura y también el análisis estático como dinámico realizado.

Análisis estructural: consiste en realizar la medición de las cargas y esfuerzos estructurales que provocan las deformaciones de la estructura.

Carga Muerta: Es el propio peso de una edificación de todos los elementos que lo componen.

Carga viva: Es el peso de los ocupantes de la edificación y de todos los objetos móviles.

Cimentaciones: es la base de apoyo para las edificaciones porque en la misma se hacen diversos cálculos sobre sus propiedades y procedimientos.

Comportamiento sísmico: son las respuestas de una estructura al verse sometida a cargas sísmicas.

Cuantía de acero balanceada: es la cantidad de acero que se necesita para que la estructura falle al mismo tiempo con el concreto.

Diseño estructural: es la resultante del análisis estructural ya que a partir de los datos obtenidos se procede a diseñar la forma, dimensiones y características de la estructura.

Edificaciones: construcciones que se pueden realizar con diversos materiales con el fin de satisfacer una necesidad.

Estructura: son elementos de una edificación y son los encargados de resistir las cargas que se le imponen.

Factor de amplificación sísmica: factor que establece el valor de ampliación que absorbe el incremento de la estructura, con relación al incremento del suelo.

Sismo: movimiento vibratorio que hace la tierra que se genera por un movimiento repentino de sus capas internas.

Sismorresistencia: es la capacidad de una estructura la cual resiste eventos sísmicos.

Vulnerabilidad sísmica: es la capacidad para poder calcular los daños que pueden suceder en una edificación, los modos de falla y la resistencia a los sismos.

### III. METODOLOGÍA

#### 3.1. Tipo y Diseño de Investigación

##### 3.1.1. Tipo de investigación

Según su enfoque conceptual es de tipo cuantitativo ya que se da de forma secuencial y pretendemos realizar mediciones con exactitud como las deformaciones de los elementos estructurales, los espectros sísmicos y las cuantías del acero.

La presente es una investigación de tipo aplicada, porque a partir de conocimientos existentes queremos contribuir con el conocimiento científico con nuevas tecnologías, para el desarrollo del análisis y diseño de edificaciones.

Según su alcance es descriptiva ya que se consideran todos los fenómenos de estudio y sus componentes, hemos realizado investigaciones de normas y procedimientos que nos permiten hacer el diseño de nuestra edificación y definir nuestras variables.

Según su diseño es no experimental ya que se observan situaciones existentes tal como se dan en su entorno sin manipular las variables de estudio.

Según su temporalidad es transversal ya que se van a recolectar datos en un periodo establecido (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

##### 3.1.2. Diseño de investigación

Es de diseño no experimental descriptiva transversal y sigue el siguiente gráfico:



Dónde:

M1: Análisis y diseño estructural.

R1: Edificación de Seis Niveles Ubicado en la Av. Juan Pablo II.

### **3.2. Variables y Operacionalización**

Se cuenta con una variable independiente siendo esta el Análisis y Diseño Estructural de tipo cuantitativo.

- Definición Conceptual: El análisis estructural fundamenta en determinar las tensiones y deformaciones que experimentan las estructuras. Cuando una estructura está sujeta a un gran terremoto, el factor de seguridad es primordial para evitar el colapso parcial o total de la estructura para que pueda seguir funcionando. (Rochel, 2017, p.27).

El diseño estructural es una sucesión de acciones que procesa el creador para establecer la forma, extensiones y tipologías de una estructura. (Janampa, 2018).

- Definición operacional: El análisis y diseño estructural de una edificación se hace con el fin de determinar las respuestas de la estructura ante eventos medio ambientales, calcular sus deformaciones y resistencia, este análisis se realiza considerando los aspectos que muestra el RNE.
- Dimensiones: Diseño Arquitectónico, Predimensionamiento de los elementos estructurales, Análisis estático y dinámico, Diseño estructural de los elementos.
- Escala de Medición: Nominal.

### **3.3. Población, Muestra y Muestreo**

#### **3.3.1. Población**

Está formada por los edificios multifamiliares de concreto armado ubicados en la ciudad de Trujillo con parámetros sísmicos de Z4 y tipo de suelo S3, clasificado por la Norma E030 de Diseño Sismorresistente.

### **3.3.2. Muestra**

La muestra es un subconjunto de la población y se obtuvo por un método de recolección no aleatorio por conveniencia, el cual tiene como finalidad seleccionar intencionalmente casos que se adapten al desarrollo de la investigación (Hernández, Fernández y Baptista, 2014). Para nuestra investigación se eligió como muestra la Edificación de seis niveles ubicado en la Av. Juan Pablo II, Distrito de Víctor Larco Herrera, Provincia de Trujillo y cuenta con parámetros sísmicos de Z4 y tipo de suelo S3, según la Norma E030 de Diseño Sismorresistente.

### **3.3.3. Muestreo**

Para realizar la toma de la muestra se trazará el perímetro del terreno del proyecto que es de 11 m de ancho y 18.2 m de largo, teniendo un área resultante de 200.2 m<sup>2</sup> haciendo uso del programa Google Earth.

## **3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.**

### **3.4.1. Técnicas**

Realizaremos un análisis documentario de antecedentes que se hayan realizado en nuestra zona de estudio y también las normas técnicas peruanas.

### **3.4.2. Instrumentos**

Se emplearán las fichas de recojo para poder recopilar toda la información para la realización de nuestro proyecto.

## **3.5. Procedimiento**

Se realizará el diseño del plano arquitectónico de la edificación con el programa Revit, se hará el predimensionamiento de los elementos estructurales, se hará un metrado de cargas utilizando el Excel para

establecer el peso sísmico efectivo, se exportará el diseño predimensionado al programa Etabs, se realizará el análisis estático y dinámico tomando en cuenta las Indicaciones y recomendaciones de la norma NTP E. 030 de diseño sismorresistente en el programa Etabs, obteniendo las deformaciones de la edificación, el análisis modal, el cálculo de la cortante basal y el espectro sísmico. Para el diseño de los elementos estructurales se tomará los datos obtenidos del programa Etabs en cuanto a la cuantía de acero necesaria para cada elemento estructural; se proporcionará a los elementos una resistencia suficiente para satisfacer lo indicado en la norma NTP E.060 de Concreto Armado, y finalmente se procederá a realizar los planos estructurales en el programa Revit.

### **3.6. Método de análisis de datos**

Para la realización de análisis de datos se utilizarán programas como Revit para la obtención del plano arquitectónico, se hará uso del programa Excel con hojas de cálculo para realizar algunas comprobaciones con respecto a lo indicado en las normas y el análisis sísmico estático y dinámico se realizarán en el programa Etabs.

### **3.7. Aspectos Éticos**

Para realizar este proyecto se tomará como base las normas técnicas peruanas como la norma E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.060 Concreto Armado que son las que indican las bases para poder hacer el diseño y análisis estructural de nuestra edificación, y también se otorgará los derechos de referencia de cada fuente utilizada.

## IV. RESULTADOS

### 4.1. Generalidades del proyecto

#### 4.1.1. Ubicación del proyecto

El edificio multifamiliar está ubicado en la intersección de la Av. Juan Pablo II y la calle C.4, del distrito de Víctor Larco Herrera, provincia de Trujillo y departamento de La Libertad. (Ver Anexo 7. Plano de Ubicación y localización).

Según el Reglamento de Desarrollo Urbano de la Provincia de Trujillo el edificio se encuentra ubicado en una zona Residencial de Densidad Media (RDM) y cuenta con parámetros urbanísticos que contemplan proyectos de edificios multifamiliares (Ver Anexo 6. Parámetros de Zonificación).

#### 4.1.2. Descripción del proyecto

El proyecto de edificio multifamiliar consta de un área de 200.2 m y consta de 6 niveles en el cual el primer nivel es un estacionamiento y los siguientes niveles departamentos.

#### 4.1.3. Propiedades de materiales

- **Concreto**

Resistencia a la compresión:  $f'c = 210 \frac{kgf}{cm^2}$

Módulo de elasticidad:  $E_c = 15000\sqrt{f'c} = 217370.65 \frac{kgf}{cm^2}$

Módulo de Poisson:  $\nu = 0.20$

Módulo de corte:  $G = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} = 90571.1 \frac{kgf}{cm^2}$

- **Acero**

Esfuerzo de fluencia:  $f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$

$$\text{Módulo de elasticidad: } E_s = 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

#### 4.2. Diseño Arquitectónico.

El diseño arquitectónico se realizó siguiendo los parámetros que indica la normativa peruana y lo estipulado en el Reglamento de Desarrollo Urbano de la Provincia de Trujillo; la realización de los planos arquitectura se realizó en el programa Revit, en una plantilla de especialidad arquitectónica (ver Anexo 7. Plano Arquitectónico).

#### 4.3. Predimensionamiento de Elementos Estructurales.

Se realizó el Predimensionamiento de los elementos estructurales: Losa Aligerada; Vigas; Columnas y Placas. Para cada uno de los Predimensionamiento se toma en cuenta la Norma de Diseño Sismo resistente E030 y de Concreto Armado E060.

#### DATOS:

##### Alturas de entre Piso

<b>h1</b>	=	<b>3.00</b>
<b>h2</b>	=	<b>2.70</b>
<b>h3</b>	=	<b>2.70</b>
<b>h4</b>	=	<b>2.70</b>
<b>h5</b>	=	<b>2.70</b>
<b>h6</b>	=	<b>2.70</b>
<b>AZOTEA</b>	=	<b>1.00</b>

Uso: Vivienda Multifamiliar

Sobre Carga:  $200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

#### 1. Losa Aligerada:

**NOTA:** La losa está en la orientación de la luz más crítica.

$$HL = \left(\frac{L}{25}\right)$$

Donde:

HL = Altura de la Losa

L = Longitud del tramo en la Dirección X

**Tabla 1.** *Predimensionamiento de losa aligerada*

LUZ MAYOR (Eje X)	5.00 m
ESPESOR DE LOSA	0.20 m
ESPESOR DE LOSA DEFINIDO	0.20 m

Fuente: Elaboración Propia.

$$HLad = HL - 0.05$$

Donde:

HLad: Altura del Ladrillo

$$HLad = 0.20 - 0.05$$

$$HLad = 0.15 \text{ m}$$

## 2. Vigas:

### 2.1. Predimensionamiento de viga principal eje X

$$\text{Altura de Viga Principal} = \left(\frac{L}{10} + \frac{L}{12}\right)$$

$$\text{Base de Viga Principal} = \left(\frac{hvp}{2} + 2\left(\frac{hvp}{3}\right)\right)$$

**Tabla 2.** *Predimensionamiento de viga principal eje x*

luz mayor de viga principal	5.00
peralte de viga	0.46
peralte de viga definido	0.50
base de viga	0.29
base de viga definido	0.30

Fuente: Elaboración Propia.

### 2.2. Predimensionamiento de viga secundaria eje Y

$$\text{Altura de Viga Secundaria} = \left(\frac{L}{13} + \frac{L}{15}\right)$$

$$\text{Base de Viga Secundaria} = \left(\frac{hvs}{2} + 2\left(\frac{hvs}{3}\right)\right)$$

**Tabla 3.** Predimensionamiento de viga secundaria eje y

luz mayor de viga principal	3.60
peralte de viga	0.26
peralte de viga definido	0.30
base de viga	0.18
base de viga definido	0.30

Fuente: Elaboración Propia.

**Nota:** por simetría y por arquitectura se está tomando la base de 0.30 metros para las vigas secundarias.

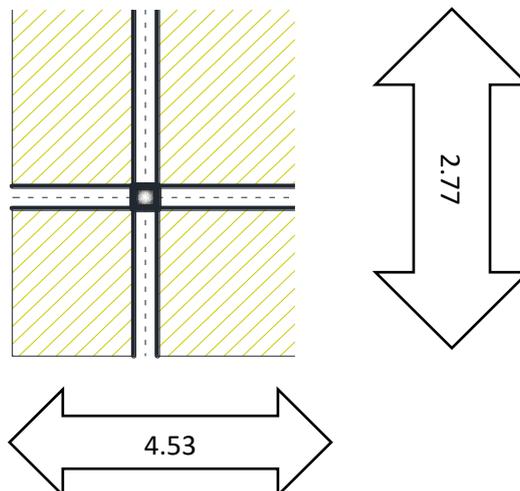
### 3. Columnas:

Para el Predimensionamiento de columnas, se usó el procedimiento del área tributaria, se seleccionaron por tres tipos de columnas y estas se normalizarán con respecto a las otras para tener elementos rígidos.

- (1) Columna céntrica → C-1
- (2) Columna excéntrica → C-2
- (3) Columna esquinada → C-3

**Nota:** Primeramente, se tomará las medidas mínimas señaladas en la Norma ACI 318 - 19, Artículo 18.7.2.1, las cuales son 0.30 x 0.30 m

#### 1. Columna Céntrica:



Dimensiones:

$$\begin{aligned} B &= 4.53 \text{ m} \\ L &= 2.77 \text{ m} \\ A &= 12.55 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\mathbf{At = 12.55 \text{ m}^2}$$

Propiedad de columna:

$$\begin{aligned} b &= 0.30 \text{ m} \\ a &= 0.30 \text{ m} \\ \mathbf{Ac} &= \mathbf{0.0900 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

Área de vigas:

$$\begin{aligned} Vx - x &= 1.269 \text{ m}^2 \\ Vy - y &= 0.741 \text{ m}^2 \\ \mathbf{Av} &= \mathbf{2.010 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

**Tabla 4. Metrado de carga muerta**

PISO	ELEMENTO	PESO	A o L (TRIBUTARIA)	CARGA (Kg)	PARCIAL
AZOTEA	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	12.55 m <sup>2</sup>	1254.81	9899.09 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	12.46	1868.72	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	10.45 m <sup>2</sup>	4179.24	
	Viga X	360 kg/m	4.23 m	1522.80	
	Viga Y	216 kg/m	2.47 m	533.52	
	Columnas	150 kg/m	2.50 m	540.00	
2 <sup>do</sup> - 6 <sup>to</sup>	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	12.55 m <sup>2</sup>	1254.81	9942.29 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	12.46 m <sup>2</sup>	1868.72	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	10.45 m <sup>2</sup>	4179.24	
	Viga X	360 kg/m	4.23 m	1522.80	
	Viga Y	216 kg/m	2.47 m	533.52	
	Columnas	150 kg/m	2.70 m	583.20	
1 <sup>er</sup> PISO	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	12.55 m <sup>2</sup>	1254.81	10007.09 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	12.46 m <sup>2</sup>	1868.72	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	10.45 m <sup>2</sup>	4179.24	
	Viga X	360 kg/m	4.23 m <sup>2</sup>	1522.80	

	Viga Y	216 kg/m	2.47 m <sup>2</sup>	533.52	
	Columnas	150 kg/m	3.00 m	648.00	
				<b>TOTAL =</b>	<b>68587.07</b> <b>kg</b>

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 5. Metrado de carga viva**

PISOS	ELEMENTO	PESO	A o L (TRIBUTARIA)	CARGA (Kg)	TOTAL
Azotea	Sobrecargas	100 kg/m <sup>2</sup>	12.55 m <sup>2</sup>	1254.81	16204.53 kg
6	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	12.46 m <sup>2</sup>	2491.62	
5	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	12.46 m <sup>2</sup>	2491.62	
4	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	12.46 m <sup>2</sup>	2491.62	
3	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	12.46 m <sup>2</sup>	2491.62	
2	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	12.46 m <sup>2</sup>	2491.62	
1	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	12.46 m <sup>2</sup>	2491.62	

CM=	68587.07 kg	CV=	16204.53 kg	P servicio= 85822.13 Kg
-----	-------------	-----	-------------	-------------------------

Fuente: Elaboración propia.

**Cálculo de las medidas de la columna:**

$$A_{col} = \frac{P_s}{\eta * f'c}$$

COLUMNA	$\eta$
Céntrica	0.45
Excéntrica	0.35
Esquinada	0.35

Dónde:

**Acol:** Área de columna

**: $\eta$**  Momento Axial

**f'c:** Resistencia del

Concreto **Ps:** Peso de

Servicio

$$A_{col} = \frac{85822.13}{0.45 * \sqrt{210}}$$

$$A_{col} = \frac{85822.13}{94.50}$$

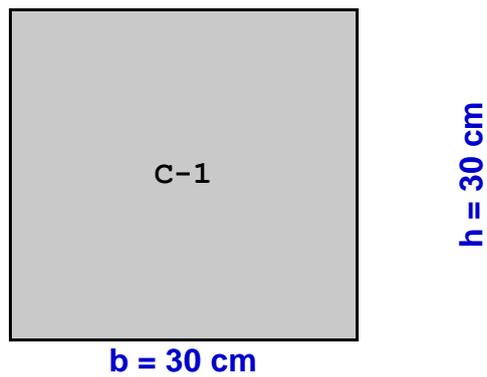
$$A_{col} = 908.17 \text{ cm}^2$$

$$b \times h = \sqrt{908.17}$$

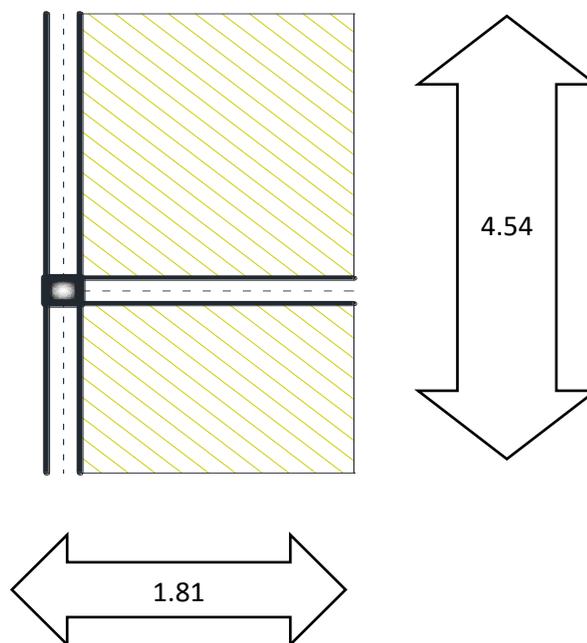
$$b \times h = 30.14 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$



## 2. Columna Excéntrica:



Dimensiones:

$$\begin{aligned} B &= 1.81 \text{ m} \\ L &= 4.54 \text{ m} \\ A &= 8.22 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

<b>At</b>	<b>=</b>	<b>8.22 m<sup>2</sup></b>
-----------	----------	---------------------------

Propiedad de columna:

$$\begin{aligned} b &= 0.30 \text{ m} \\ a &= 0.30 \text{ m} \\ \mathbf{Ac} &= \mathbf{0.0900 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

Área de vigas:

$$\begin{aligned} V_x - x &= 0.453 \text{ m}^2 \\ V_y - y &= 1.272 \text{ m}^2 \\ Av &= 1.725 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

**Tabla 6. Metrado de carga muerta**

PISO	ELEMENTO	PESO	A o L (TRIBUTARIA)	CARGA (Kg)	PARCIAL
AZOTEA	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	8.22 m <sup>2</sup>	821.74	6601.25 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1219.11	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	6.40 m <sup>2</sup>	2560.96	
	Viga X	360 kg/m	1.51 m	543.60	
	Viga Y	216 kg/m	4.24 m	915.84	
	Columnas	150 kg/m	2.50 m	540.00	
2 <sup>do</sup> - 6 <sup>o</sup>	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	8.22 m <sup>2</sup>	821.74	6644.45 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1219.11	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	6.40 m <sup>2</sup>	2560.96	
	Viga X	360 kg/m	1.51 m	543.60	
	Viga Y	216 kg/m	4.24 m	915.84	
	Columnas	150 kg/m	2.70 m	583.20	
1 <sup>er</sup> PISO	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	8.22 m <sup>2</sup>	821.74	6709.25 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1219.11	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	6.40 m <sup>2</sup>	2560.96	
	Viga X	360 kg/m	1.51 m <sup>2</sup>	543.60	

	Viga Y	216 kg/m	4.24 m <sup>2</sup>	915.84	
	Columnas	150 kg/m	3.00 m	648.00	
				<b>TOTAL =</b>	<b>46532.75</b> <b>kg</b>

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 7. Metrado de carga viva**

PISOS	ELEMENTO	PESO	A o L (TRIBUTARIA)	CARGA (Kg)	TOTAL
Azotea	Sobrecargas	100 kg/m <sup>2</sup>	8.22 m <sup>2</sup>	821.74	10574.62 kg
6	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1625.48	
5	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1625.48	
4	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1625.48	
3	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1625.48	
2	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1625.48	
1	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	8.13 m <sup>2</sup>	1625.48	

CM= 46532.75 kg	CV= 10574.62kg	P servicio= 57107.4Kg
-----------------	----------------	-----------------------

Fuente: Elaboración propia.

**Cálculo de las medidas de la columna:**

$$A_{col} = \frac{P_s}{\eta * f'c}$$

COLUMNA	$\eta$
Céntrica	0.45
Excéntrica	0.35
Esquinada	0.35

Dónde:

**Acol:** Área de columna

**$\eta$**  Momento Axial

**f'c:** Resistencia del

Concreto **Ps:** Peso de

Servicio

$$A_{col} = \frac{85822.13}{0.35 * \sqrt{210}}$$

$$A_{col} = \frac{85822.13}{73.50}$$

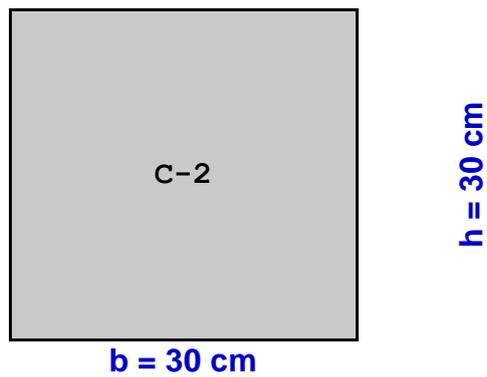
$$A_{col} = 776.97 \text{ cm}^2$$

$$b \times h = \sqrt{776.97}$$

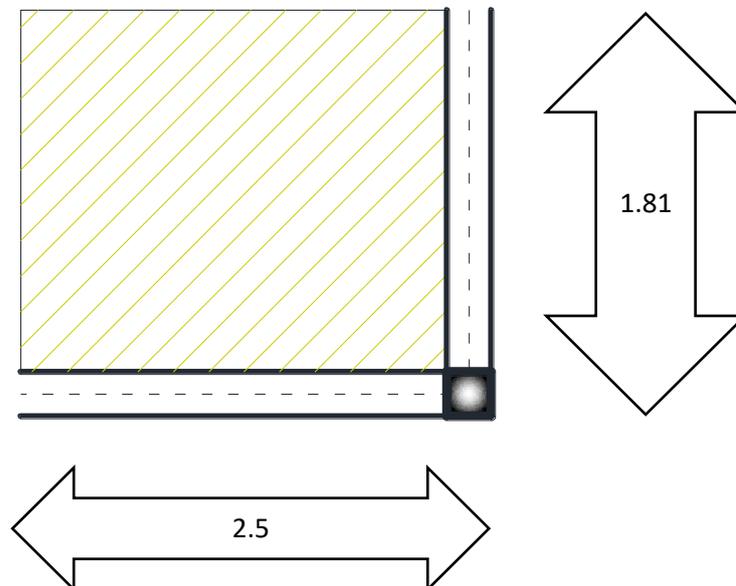
$$b \times h = 27.87 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$



### 3. Columna Esquinada:



Dimensiones:

$$\begin{aligned} B &= 2.50 \text{ m} \\ L &= 1.81 \text{ m} \\ A &= 4.53 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{At = 4.53 \text{ m}^2}$$

Propiedad de la columna:

$$\begin{aligned} b &= 0.30 \text{ m} \\ a &= 0.30 \text{ m} \\ Ac &= 0.0900 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Área de vigas:

$$\begin{aligned} Vx - x &= 0.660 \text{ m}^2 \\ Vy - y &= 0.453 \text{ m}^2 \\ Av &= 1.113 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

**Tabla 8. Metrado de carga muerta**

PISO	ELEMENTO	PESO	A o L (TRIBUTARIA )	CARGA (Kg)	PARCIAL
AZOTEA	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	4.53 m <sup>2</sup>	452.50	4104.71 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	4.44	665.25	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	3.32 m <sup>2</sup>	1328.80	
	Viga X	360 kg/m	2.20 m	792.00	
	Viga Y	216 kg/m	1.51 m	326.16	
	Columnas	150 kg/m	2.50 m	540.00	
2 <sup>do</sup> - 6 <sup>to</sup>	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	4.53 m <sup>2</sup>	452.50	4147.91 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	4.44 m <sup>2</sup>	665.25	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	3.32 m <sup>2</sup>	1328.80	
	Viga X	360 kg/m	2.20 m	792.00	
	Viga Y	216 kg/m	1.51 m	326.16	
	Columnas	150 kg/m	2.70 m	583.20	
1 <sup>er</sup> PISO	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>	4.53 m <sup>2</sup>	452.50	4212.71 kg
	Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>	4.44 m <sup>2</sup>	665.25	
	Losa	300 kg/m <sup>2</sup>	3.32 m <sup>2</sup>	1328.80	

	Viga X	360 kg/m	2.20 m <sup>2</sup>	792.00
	Viga Y	216 kg/m	1.51 m <sup>2</sup>	326.16
	Columnas	150 kg/m	3.00 m	648.00
<b>TOTAL =</b>				<b>29056.97 kg</b>

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 9. Metrado de carga viva**

PISOS	ELEMENTO	PESO	A o L (TRIBUTARIA)	CARGA (Kg)	TOTAL
Azotea	Sobrecargas	100 kg/m <sup>2</sup>	4.53 m <sup>2</sup>	452.5	5774.50 kg
6	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	4.44 m <sup>2</sup>	887.00	
5	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	4.44 m <sup>2</sup>	887.00	
4	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	4.44 m <sup>2</sup>	887.00	
3	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	4.44 m <sup>2</sup>	887.00	
2	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	4.44 m <sup>2</sup>	887.00	
1	Sobrecargas	200 kg/m <sup>2</sup>	4.44 m <sup>2</sup>	887.00	

CM=	29056.97 kg	CV=	5774.50 kg	P servicio=	34831.5 Kg
-----	-------------	-----	------------	-------------	------------

Fuente: Elaboración propia.

**Cálculo de las medidas de la columna:**

$$A_{col} = \frac{P_s}{\eta * f'c}$$

<b>COLUMNA</b>	$\eta$
Céntrica	0.45
Excéntrica	0.35
Esquinada	0.35

Dónde:

**Acol:** Área de columna

**: $\eta$**  Momento Axial

**f'c:** Resistencia del

Concreto **Ps:** Peso de

Servicio

$$A_{col} = \frac{85822.13}{0.35 * \sqrt{210}}$$

$$Acol = \frac{85822.13}{73.50}$$

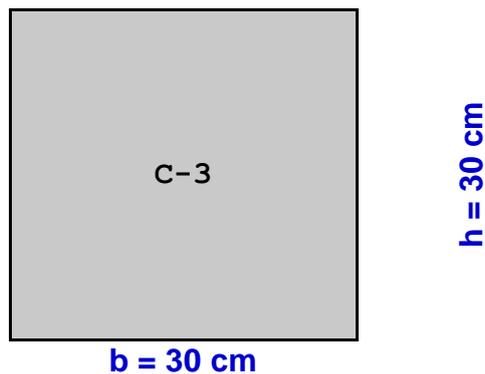
$$Acol = 473.90 \text{ cm}^2$$

$$b \times h = \sqrt{473.90}$$

$$b \times h = 21.77 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$



**Nota:** por simetría y por arquitectura se está tomando dimensiones de 0.30 m para las columnas esquinadas.

RESUMEN DEL PREDIMENSIONAMIENTO:

**Tabla 10.** Dimensiones de las columnas

TIPO	DIMENSIONES
C-1	b = 30 cm h = 30 cm
C-2	b = 30 cm h = 30 cm
C-3	b = 30 cm h = 30 cm

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 11.** Medidas de las vigas

TIPO	DIMENSIONES
V - XX	b = 30 cm h = 50 m
V - YY	b = 30 cm h = 30 m

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4. Placas:

Longitud Mínimo de Placas:

$$L_{xy} = \frac{V_{basal}}{\Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * t * (0.5)}$$

Donde:

$\Phi = 0.85$  (factor de disminución de capacidad por cortante)

$$V_{basal} = \frac{ZUCS}{R} D$$

- Trujillo está ubicado en la Zona 4.
- Tipo de Categoría – Edificaciones comunes (C)
- El tipo de suelo ha sido tomado en referencia a los antecedentes locales de los autores Ríos, S y Vela, J. (2021).

**ZONA** : Z4  
**CATEGORIA** : C  
**SUELO** : S3  
**S. ESTRUCTURAL** : DUAL  
**T<sub>P</sub> =** : 1  
**T<sub>L</sub> =** : 1.6  
**R<sub>o</sub> =** : 7  
**Ip =** : 1  
**la =** : 1

SISTEMA ESTRUCTURAL	R0
Pórticos	8
Dual	7
Muros Estructurales	6
M.D.L	4
Albañilería	3

Calculamos el período fundamental de vibración:

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

Dirección X-X:

$$\frac{19.2}{60}$$

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

Dirección Y-Y:

$$\frac{19.2}{60}$$

$$T_x = 0.32 \text{ seg.}$$

$$T_y = 0.32 \text{ seg.}$$

**4.1. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA:**

Depende al tipo de zona, se define:

$$T < T_p$$

$$C = 2.5$$

$$C_x = 2.5$$

$$T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$C_y = 2.5$$

**4.2. PARÁMETROS SÍSMICOS OBTENIDOS:**

<b>Z</b> =	0.45
<b>U</b> =	1.00
<b>C</b> =	2.50
<b>S</b> =	1.10
<b>R</b> =	7

Para estimar la fuerza cortante en la base usamos:

**4.3. FUERZA CORTANTE EN LA BASE: en**

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . \text{Peso}$$

**ambas direcciones.**

El valor de C/R no se tomará menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

→ C/R > 0.125

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{7} = 0.3571 \dots \text{ok}$$

$$V = \frac{0.45 * 1 * 2.50 * 1.10}{7} \cdot \text{Peso}$$

$$V = 0.18 * \text{Peso}$$

### Calculamos el Peso de Servicio :

Peso del concreto armado	: 2400 kg/m <sup>3</sup>
Peso de acabados	: 100 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	: 150 kg/m <sup>2</sup>
Losa	: 300 kg/m <sup>2</sup>
S/C viviendas	: 200 kg/m <sup>2</sup>
S/C azotea	: 100 kg/m <sup>2</sup>
F'c	: 210 kg/m <sup>2</sup>

**Tabla 12.** *Peso unitario de elementos estructurales*

ELEMENTO	b	h	PESO	CARGA
Losa	-	0.15 m	300 kg/m <sup>2</sup>	300 kg/m <sup>2</sup>
Vigas X	0.30 m	0.50 m	2400 kg/m <sup>3</sup>	360 kg/m
Vigas Y	0.30 m	0.30 m	2400 kg/m <sup>3</sup>	216 kg/m
Columnas C-1	0.30 m	0.30 m	2400 kg/m <sup>3</sup>	216 kg/m
Columnas C-2	0.30 m	0.30 m	2400 kg/m <sup>3</sup>	216 kg/m
Columnas C-3	0.30 m	0.30 m	2400 kg/m <sup>3</sup>	216 kg/m
Placa ascensor	Área =	2.46 m <sup>2</sup>	2400 kg/m <sup>3</sup>	5904 kg/m

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 13.** *Área de los elementos estructurales*

ELEMENTO	b	h	N° o L	AREA PARCIAL	AREA TOTAL
<b>Vigas Principales</b>					

Vigas X-X (eje B)	0.30 m	-	16.68 m	5.00 m <sup>2</sup>	<b>23.77 m<sup>2</sup></b>
Vigas X-X (eje C)	0.30 m	-	16.68 m	5.00 m <sup>2</sup>	
Vigas X-X (eje D)	0.30 m	-	14.38 m	4.31 m <sup>2</sup>	
Vigas X-X (eje E)	0.30 m	-	14.82 m	4.45 m <sup>2</sup>	
Vigas X-X (eje F)	0.30 m	-	16.68 m	5.00 m <sup>2</sup>	
<b>Vigas Secundarias</b>					
Vigas Y-Y (eje 1)	0.30 m	-	9.50 m	2.85 m <sup>2</sup>	<b>12.34 m<sup>2</sup></b>
Vigas Y-Y (eje 2)	0.30 m	-	7.45 m	2.24 m <sup>2</sup>	
Vigas Y-Y (eje 3)	0.30 m	-	6.81 m	2.04 m <sup>2</sup>	
Vigas Y-Y (eje 4)	0.30 m	-	7.88 m	2.36 m <sup>2</sup>	
Vigas Y-Y (eje 5)	0.30 m	-	9.49 m	2.85 m <sup>2</sup>	
<b>Columnas</b>					
Columna C-1	0.30 m	0.30 m	5	0.45 m <sup>2</sup>	<b>1.89 m<sup>2</sup></b>
Columna C-2	0.30 m	0.30 m	12	1.08 m <sup>2</sup>	
Columna C-3	0.30 m	0.30 m	4	0.36 m <sup>2</sup>	

Fuente: Elaboración propia.

### **AREA TECHADA DE LA EDIFICACIÓN:**

**Área de Terreno**

200.2 m<sup>2</sup>

**Área de Vacíos**

22.43 m<sup>2</sup>

**Área Techada**

177.77 m<sup>2</sup>

**Tabla 14. Metrado de carga muerta**

Descripción	N° Pisos	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (ml)	Peso Unitario	CM (Kg)
Acabados	6	175.88	-	100 kg/m <sup>2</sup>	105528.0 0
Tabiquería	6	175.88	-	150 kg/m <sup>2</sup>	158292.0 0
Losa	6	139.77	-	300 kg/m <sup>2</sup>	251584.2 0
Viga X-X	6	-	79.24 m	360 kg/m	171158.4 0
Viga Y-Y	6	-	41.13 m	216 kg/m	53304.48

Descripción	Cantidad	Sección (m)		Longitud (ml)	Peso Unitario (Kg/m <sup>3</sup> )	CM (Kg)
Columnas C-1	5	0.30 m	0.30 m	16.2	2400 kg/m <sup>3</sup>	17496

Columnas C-2	12	0.30 m	0.30 m	16.2	2400 kg/m <sup>3</sup>	41990.4
Columnas C-3	4	0.30 m	0.30 m	16.2	2400 kg/m <sup>3</sup>	13996.8
Placas	4	-	0.25 m	16.2	2400 kg/m <sup>3</sup>	38880

<b>Carga Muerta</b>	<b>852.23 tn</b>
---------------------	------------------

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 15. Medrado de carga viva**

Descripción	N° Pisos	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (ml)	Peso Unitario (Kg/m <sup>3</sup> )	CV (Kg)
Sobrecarga en pisos	6	175.6800	-	200 kg/m <sup>2</sup>	211056
Sobrecarga Azotea	1	177.57 m <sup>2</sup>	-	100 kg/m <sup>2</sup>	17777

<b>Carga Viva</b>	<b>228.83 tn</b>
-------------------	------------------

Fuente: Elaboración propia.

### **ESTIMACIÓN DEL PESO:**

Según la norma E.030, Art. 16.3, el peso se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

Para edificios categoría "**C**":

$$P = 100\% (CM) + 25\% (CV)$$

$$P = 100\% (852.23) + 25\% (228.83)$$

$$P = 909.44 \text{ Tn}$$

REEMPLAZAMOS EN:

$$V = 0.18 * \text{Peso}$$

$$V = 0.18 * 909.44$$

$$V = 160.78 \text{ Tn}$$

Calculando Longitud de Placas:

$$L_{xy} = \frac{V_{\text{basal}}}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * t * (0.80)}$$

$$Lx; y = \frac{160.78 * 1000}{0.85 * 0.53 * 14.49 * 25 * 0.80}$$

$$Lx; y = 1231.36 \text{ cm}$$

$$Lx; y = 12.31 \text{ m}$$

**Tabla 16.** Dimensiones de placas

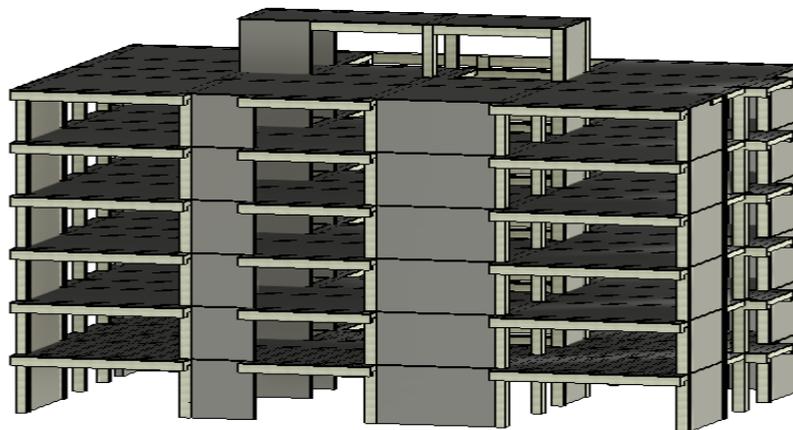
Dimensiones de las Placas en el eje X	12.31 m
Dimensiones de las Placas en el eje Y	12.31 m

Fuente: Elaboración propia.

La distribución y longitud de placas se ve afectada por la arquitectura y la rigidez que necesita el edificio; debido a eso hace difícil su Predimensionamiento y se verá obligado a ajustarse después de realizar los análisis estático y dinámico de la estructura.

#### 4.4. Estructuración.

La estructuración de la vivienda se realizó en el programa Revit vinculando el archivo del proyecto de arquitectura; para que esa manera ambas especialidades puedan colaborar conjuntamente y facilitar la detección de posibles errores. Se definieron las secciones de los elementos predimensionados y se procedió a realizar el diseño. Se creó el modelo analítico de la estructura y se verificó para que no existan errores al momento de realizar la exportación del modelo, siguiendo la recomendación de Pancca, 2021; cabe resaltar que en la versión de Revit 2023 es necesario crear el modelo analítico ya que el programa no lo hace automáticamente.



**Figura 1.** Vista 3d Estructura en Revit.

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5. Interoperabilidad entre Revit y Etabs.

Luego de realizar la estructuración en Revit se procedió a realizar la exportación del modelo a el programa Etabs; para dicha exportación fue necesario realizar la instalación de un complemento para el software Revit llamado CSIxRevit. La exportación se realizó de manera sencilla siguiendo estos pasos:

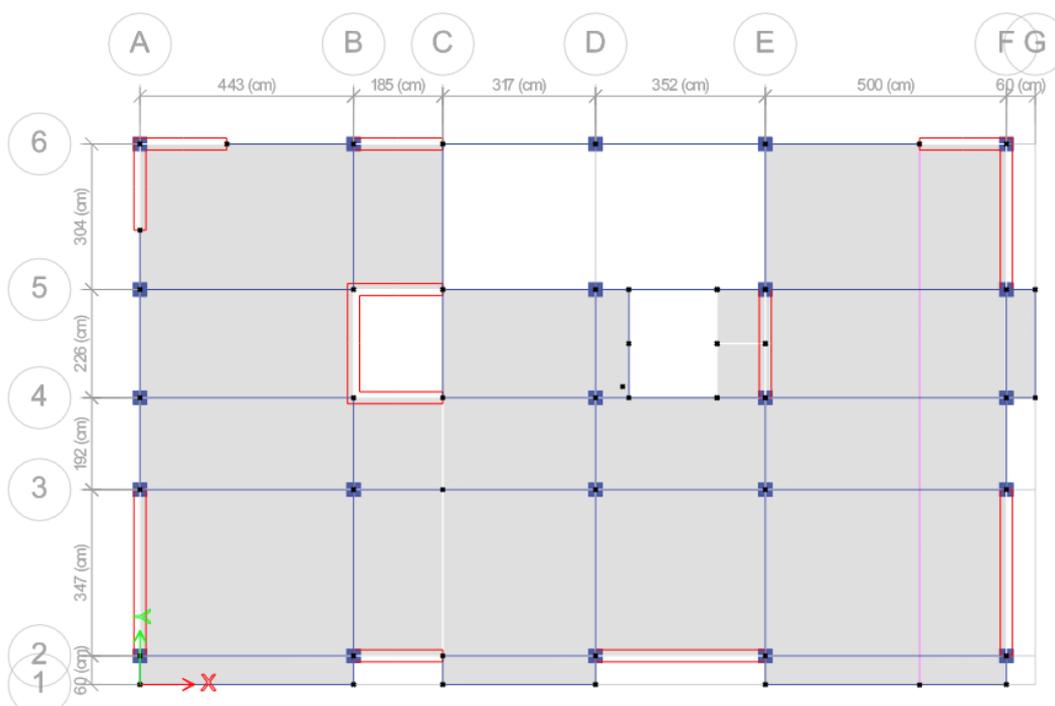
**Barra de menú → ficha complementos → grupo Externo → Herramientas Externas → Exportar para crear un nuevo modelo en Etabs.**

Para realizar una correcta exportación debemos de tener en cuenta que los elementos que se hayan dibujado estén correctamente conectados y de igual manera que cuenten con un modelo analítico; ya que es este modelo el que se procede a exportar.

Para la importación en el programa Etabs se realizó siguiendo estos pasos:

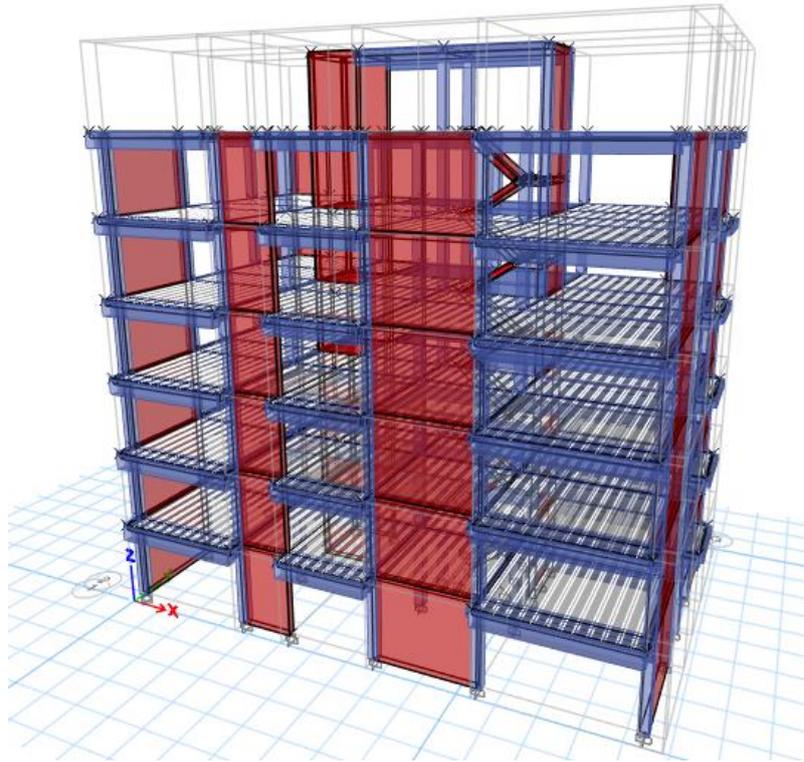
**Barra de menú → file → Import → Revit structure.exr File ...**

Se debe tener en cuenta que cuando realizamos la importación debemos de verificar las unidades en las que vamos a trabajar y los elementos que se están exportando.



**Figura 2.** Modelo 3d Estructura importado en el software Etabs.

Fuente: Elaboración de los Autores



**Figura 3.** Vista en planta Estructura en el software Etabs.

Fuente: Elaboración de los Autores

#### 4.6. Análisis sismorresistente.

##### 4.6.1. Parámetros Sísmicos.

Zona sísmica: zona 4 (La Libertad - Trujillo)  $Z = 0.45$

Categoría de la edificación: C (comunes)  $U = 1.00$

Factor de amplificación de suelos: suelos blandos  $S3 = 1.10$

$$T_P = 1.00$$

$$T_L = 1.60$$

Coficiente básico de reducción: Dual  $R = 7$

Coficiente de respuesta sísmica:  $C = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$

$$C_{xy} = 0.177$$

Periodo fundamental de vibración:  $T = \frac{hn}{ct}$

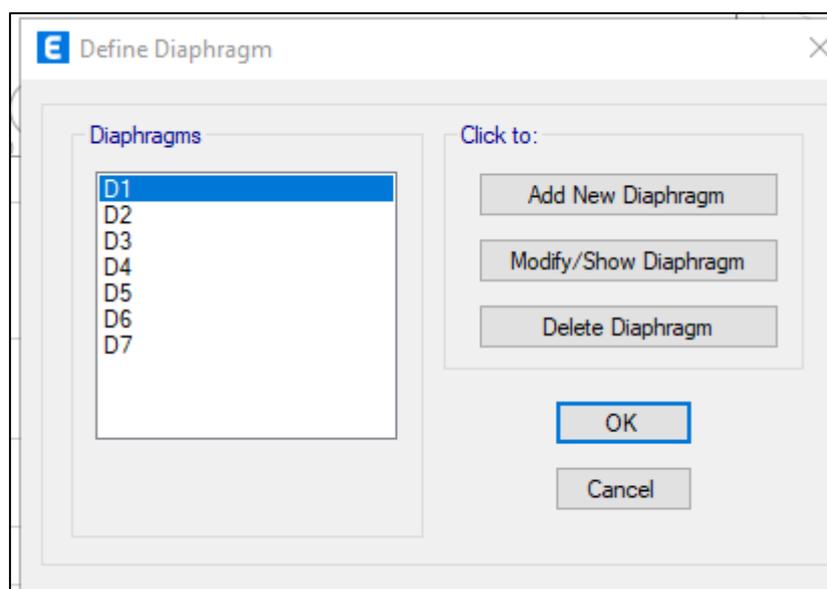
$T = \frac{19.2}{60}$

$T = 0.32$

Factor k: para T menor o igual a 0.5 segundos  $K = 1.00$

#### 4.6.2. Diafragmas.

Después de tener el modelo importado en Etabs y definido los materiales se procedió a asignar diafragmas para cada nivel; esto se realizó con la finalidad de que las fuerzas laterales se distribuyan en los elementos verticales como son las columnas y muros estructurales.



**Figura 4.** Ventana de Define Diaphragm

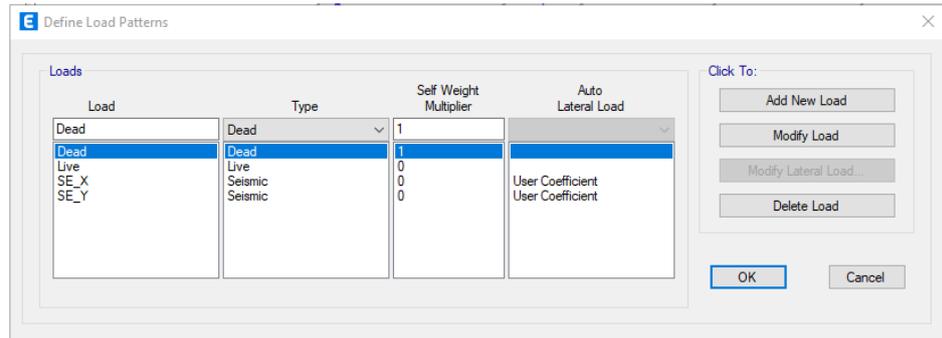
Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.3 Asignación de casos de carga y combinaciones de diseño.

- **Patrones de Carga (load patterns).**

Se procedió a crear casos de cargas (load patterns): de carga muerta y carga viva; se le asigno un factor de multiplicación que para el caso de

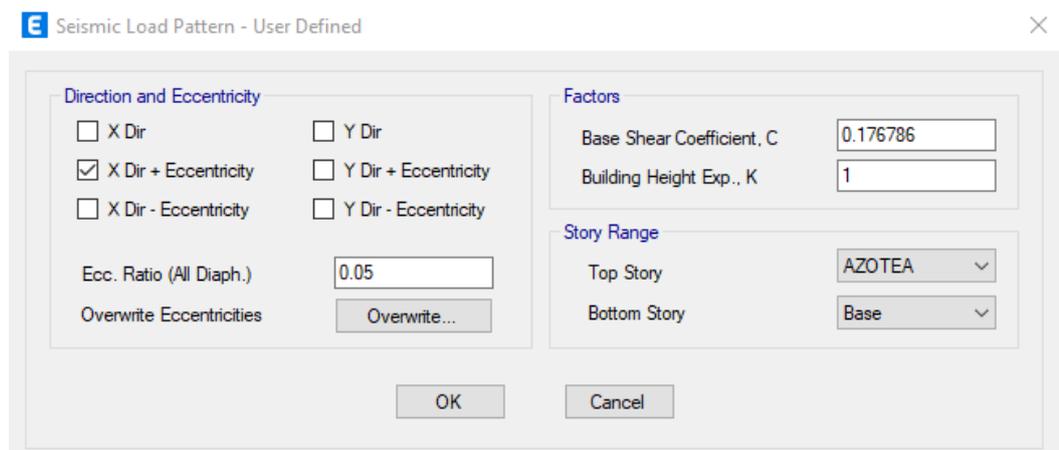
carga viva es cero y para la carga muerta (dead) es 1 para que el programa considere el peso propio.



**Figura 5.** Ventana de Define Load Patterns.

Fuente: Elaboración propia

En los casos de sismo en X y en Y, se asignó el tipo de carga seismic y el tipo de carga lateral; también se asignó el factor C y el factor k calculados para ambas direcciones.



**Figura 6.** Ventana de Seismic Load Pattern – User Defined

Fuente: Elaboración de los Autores

- **Espectro sísmico.**

El software Etabs contiene el espectro sísmico de la norma E.030, pero no hicimos uso de esta ya que seguimos la recomendación de Baños y Rosales, 2018; y realizamos el espectro sísmico en el software Excel con los parámetros especificados en la norma E.030 y procedimos a exportarlo al programa Etabs.

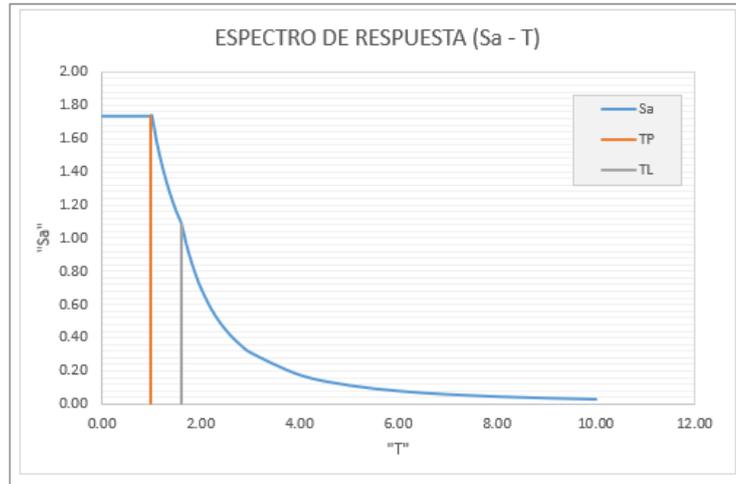
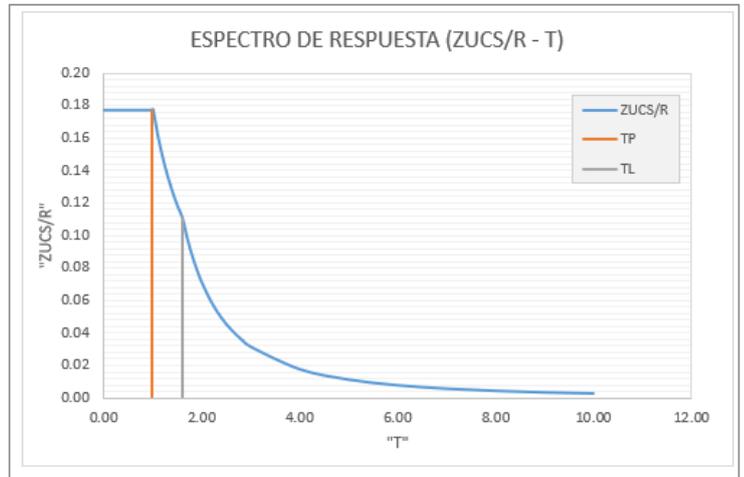


Figura 7. Espectro de Respuesta (Sa-T)

Fuente: Elaboración de los Autores

Tn	C	Sa
0.00	2.50	1.7337
0.02	2.50	1.7337
0.04	2.50	1.7337
0.06	2.50	1.7337
0.08	2.50	1.7337
0.10	2.50	1.7337
0.12	2.50	1.7337
0.14	2.50	1.7337
0.16	2.50	1.7337
0.18	2.50	1.7337
0.20	2.50	1.7337
0.25	2.50	1.7337
0.30	2.50	1.7337
0.35	2.50	1.7337
0.40	2.50	1.7337
0.45	2.50	1.7337
0.50	2.50	1.7337
0.55	2.50	1.7337
0.60	2.50	1.7337
0.65	2.50	1.7337
0.70	2.50	1.7337
0.75	2.50	1.7337
0.80	2.50	1.7337
0.85	2.50	1.7337
0.90	2.50	1.7337
0.95	2.50	1.7337
1.00	2.50	1.7337
1.10	2.27	1.5761
1.20	2.08	1.4447
1.30	1.92	1.3336
1.40	1.79	1.2383
1.50	1.67	1.1558
1.60	1.56	1.0835
1.70	1.38	0.9598
1.80	1.23	0.8561
1.90	1.11	0.7684
2.00	1.00	0.6935
2.20	0.83	0.5731
2.40	0.69	0.4816
2.60	0.59	0.4103
2.80	0.51	0.3538
3.00	0.44	0.3082
4.00	0.25	0.1734
5.00	0.16	0.1110
6.00	0.11	0.0771
7.00	0.08	0.0566
8.00	0.06	0.0433
9.00	0.05	0.0342
10.00	0.04	0.0277

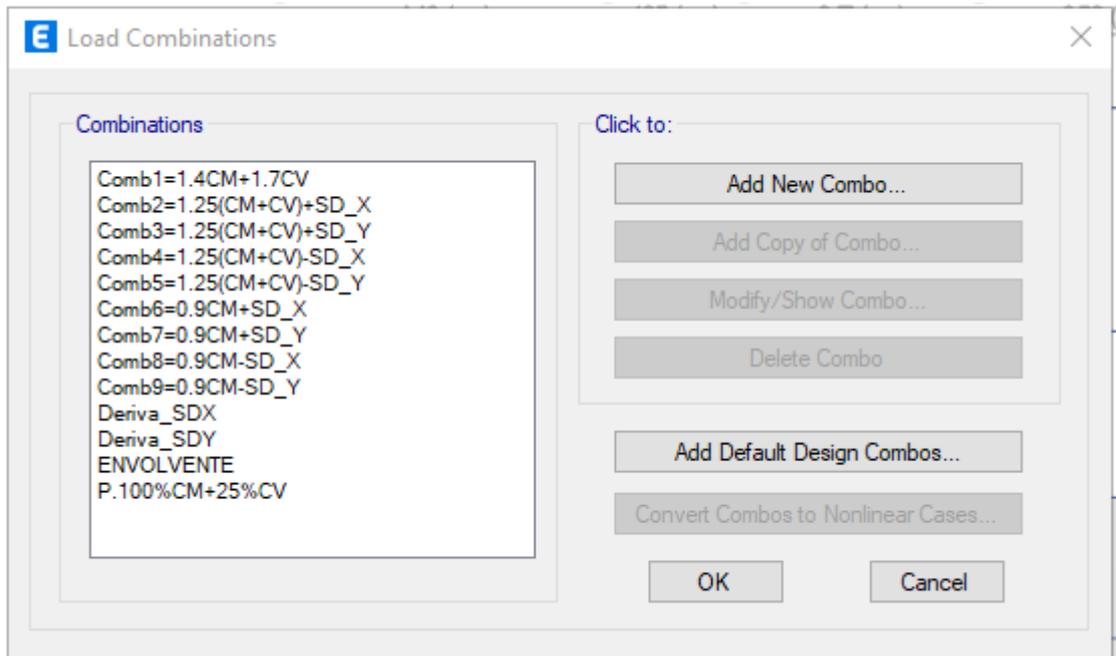


**Figura 8.** Espectro de Respuesta (ZUCS/R-T)

Fuente: Elaboración propia

- **Combinaciones de Carga.**

Las combinaciones de carga se asignaron según lo expuesto en la norma E.030 para el análisis de desplazamientos; se le asignó el caso de Deriva en la dirección X y en Y. Para el diseño de elementos de concreto armado se asignaron 9 combinaciones de carga según lo expuesto en la norma E.060; de manera adicional se asignó la envolvente la cual contiene las 9 combinaciones de carga para realizar el diseño de la estructura.

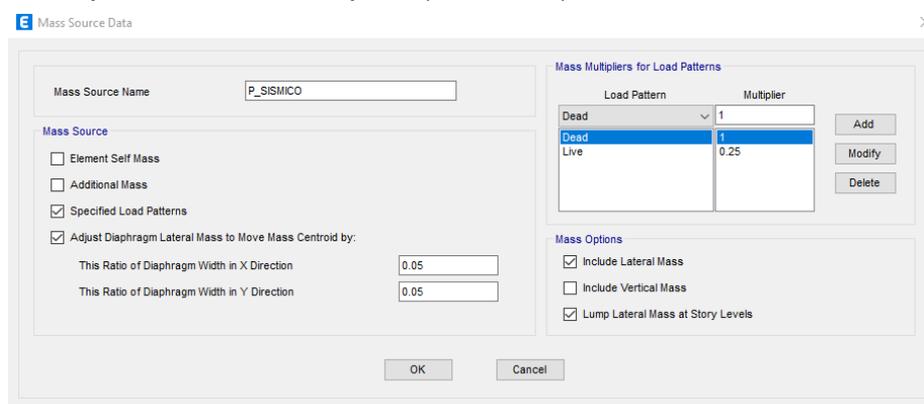


**Figura 9.** Ventana Load Combinations

Fuente: Elaboración de los Autores

- **Peso de la estructura.**

El peso general de la estructura se estimó según lo expuesto en la norma E.030 la cual nos indica un 100% de la carga muerta más un 25% de carga viva para edificios de tipo c (comunes).

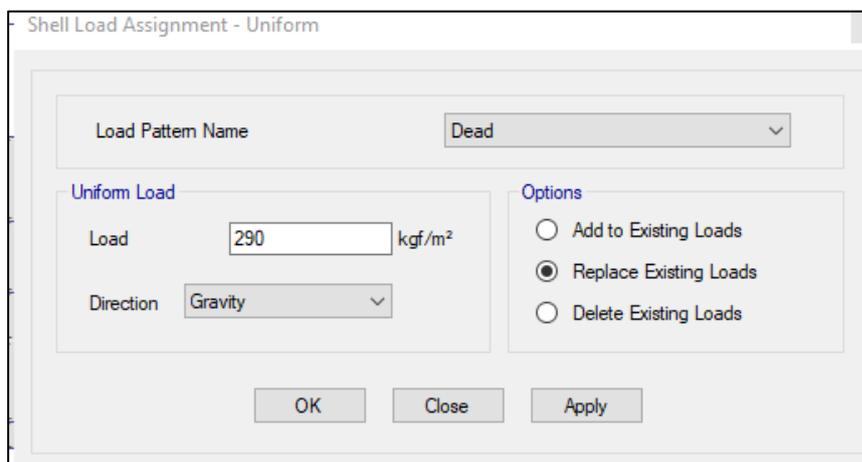


**Figura 10.** Ventana Mass Source data.

Fuente: Elaboración de los Autores

#### 4.6.4. Asignación y distribución de cargas.

Se asignaron las cargas de manera uniforme sobre las losas en la cual se indicó el valor y el tipo de carga; tanto como para carga muerta como carga viva.



**Figura 11.** Ventana Shell Load Assignment-uniform.

Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.5. Modos y periodos resultantes.

Se aplicaron 21 grados de libertad a la estructura según lo indicado en la norma E.030 la cual dice que se debe de agregar 3 grados por nivel. Se extrajo la tabla de los modos y periodos de Etabs y se obtuvo una participación modal del 100% en la dirección X, 99.94% en la dirección Y, 99.76% dirección Z, cumpliendo lo indicado en la norma E0.30 que debe ser mayor o igual al 90% en todas las direcciones. De igual manera se pudo verificar el primer periodo de vibración de 0.348 seg. indica un 67% participación en la dirección de Y por lo que indica un movimiento traslacional en esa dirección, de igual manera el segundo periodo de 0.344 seg. indica una participación del 70% de participación modal en la dirección X por lo que también es un movimiento traslacional en esa dirección; finalmente el tercer periodo de 0.245 seg. Con una participación modal de 71% en la dirección Z indica un movimiento rotacional en esa dirección.

**Tabla 17. Modos y periodos**

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>					
<b>Case</b>	<b>Mode</b>	<b>Periodo Sec</b>	<b>UX (%Masa)</b>	<b>UY (%Masa)</b>	<b>RZ (%Masa)</b>
Modal	1	0.348	0.0368	0.6698	9.19E-06
Modal	2	0.344	0.7041	0.0344	0.0006
Modal	3	0.245	0.0004	1.00E-04	0.7114
Modal	4	0.091	0.1559	0.0003	2.59E-05
Modal	5	0.078	0.0004	0.1955	0.0003
Modal	6	0.056	4.25E-06	0.0006	0.1926
Modal	7	0.043	0.0539	1.95E-05	0.0003
Modal	8	0.036	9.99E-06	0.0569	6.42E-06
Modal	9	0.03	0.0185	4.29E-06	0.0034
Modal	10	0.026	0.001	0.0081	0.025
Modal	11	0.025	0.0009	0.01	0.0312
Modal	12	0.022	0.0167	8.59E-06	0.0012
Modal	13	0.02	1.24E-05	0.0148	0.0012
Modal	14	0.018	0.0003	0.0013	0.008
Modal	15	0.017	0.0086	1.15E-05	0.0001
Modal	16	0.016	9.54E-06	0.0054	0.0032
Modal	17	0.016	3.22E-05	0.0007	0.0118
Modal	18	0.014	0.0023	0	4.06E-06
Modal	19	0.014	1.43E-06	0.0014	0
Modal	20	0.013	0.0001	2.09E-05	0.0061
Modal	21	0.012	1.81E-05	2.14E-05	0.0012
			<b>100.00%</b>	<b>99.94%</b>	<b>99.76%</b>

#### 4.6.6. Análisis estático

- **Peso de la estructura.**

Para calcular el peso total de la estructura se extrajo del programa Etabs la masa por nivel y se procedió a multiplicar por la gravedad para obtener el peso.

**Tabla 18. Peso de la Estructura.**

STORY	Output Case	Location	P kgf
AZOTEA	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	29472.19
PISO 6	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	264453.15
PISO 5	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	499434.12
PISO 4	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	734415.08
PISO 3	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	969396.04
PISO 2	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	1204377
PISO 1	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	1447530.57

Fuente: Elaboración propia.

- **Cortante en la base.**

El cortante en la base de la estructura se obtuvo del programa Etabs el cual nos indica una fuerza de 249257.99 Kgf para las orientaciones X y en Y.

**Tabla 19. Cortante En la Base de la Estructura.**

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf
SE_X	LinStatic		249257.99	0
SE_Y	LinStatic		0	249257.99

Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.7. Análisis Dinámico.

- **Desplazamientos Laterales.**

Para poder realizar el cálculo de los desplazamientos laterales la norma E.030 nos indica que se debe multiplicar 0.75 por el factor R para estructuras regulares y a su vez el resultado multiplicar por los resultados conseguidos del análisis lineal y elástico con los procedimientos sísmicos reducidos.

La norma E.030 indica que para edificaciones de concreto armado los desplazamientos relativos de entre piso no deben ser mayores al valor de 0.007 en los diferentes niveles; esto se debe de cumplir en las orientaciones X y en Y.

**Tabla 20.** Desplazamientos máximos en la dirección X.

TABLE: Story Drifts X						
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Verificación
AZOTEA	Deriva_SDX	Combination	Max	X	0.002074	CUMPLE
PISO 6	Deriva_SDX	Combination	Max	X	0.002323	CUMPLE
PISO 5	Deriva_SDX	Combination	Max	X	0.002626	CUMPLE
PISO 4	Deriva_SDX	Combination	Max	X	0.002821	CUMPLE
PISO 3	Deriva_SDX	Combination	Max	X	0.002766	CUMPLE
PISO 2	Deriva_SDX	Combination	Max	X	0.002315	CUMPLE
PISO 1	Deriva_SDX	Combination	Max	X	0.001123	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 21.** Desplazamientos máximos en la dirección Y.

TABLE: Story Drifts Y						
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Verificación
AZOTEA	Deriva_SDY	Combination	Max	Y	0.002973	CUMPLE
PISO 6	Deriva_SDY	Combination	Max	Y	0.00294	CUMPLE
PISO 5	Deriva_SDY	Combination	Max	Y	0.002982	CUMPLE

PISO 4	Deriva_SDY	Combination	Max	Y	0.002901	<b>CUMPLE</b>
PISO 3	Deriva_SDY	Combination	Max	Y	0.002597	<b>CUMPLE</b>
PISO 2	Deriva_SDY	Combination	Max	Y	0.002000	<b>CUMPLE</b>
PISO 1	Deriva_SDY	Combination	Max	Y	0.000925	<b>CUMPLE</b>

Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.8. Verificación de irregularidades Estructurales.

La norma E.030 cataloga las estructuras como regulares e irregulares; para que una estructura sea considerada regular tiene que cumplir las verificaciones indicadas en dicha norma tanto como verificación de irregularidad estructural en planta y altura para que de esa manera se pueda calcular el factor R de reducción de las fuerzas sísmicas. Siguiendo la recomendación de Condori, 2020; realizamos hojas de cálculo en Excel para la mejor comprensión de los resultados obtenidos del programa Etabs.

##### 4.6.8.1. Irregularidades Estructurales en Altura.

- **Irregularidad de Rigidez - piso Blando.**

Presenta irregularidad cuando la rigidez lateral en cualquier dirección de un nivel de la estructura es menor que el 70% de la rigidez lateral del nivel siguiente; o es menor al 80% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores.

**Tabla 22.** Irregularidad de Rigidez - Piso Blando dirección X

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando								
STORY	Norma: E.030 2018		Vx (Tonf)	Rigidez Lateral "Ki" (Tonf/m)	Caso I	Caso II	VERIFICACIÓN	
	Δ Absoluto (m)	Δ Relativo (m)					Caso I	Caso II
AZOTEA	0.010408	0.0014	7.54	5555.60	-	-	-	-
PISO 6	0.009051	0.0015	69.99	47514.46	8.55	8.55	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 5	0.007578	0.0017	128.81	77129.94	1.62	2.91	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 4	0.005908	0.0018	176.12	97517.88	1.26	2.25	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

PISO 3	0.004102	0.0018	211.92	118855.68	1.22	1.60	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 2	0.002319	0.0015	236.21	157161.78	1.32	1.61	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 1	0.000816	0.0008	249.26	305463.22	1.94	2.45	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 23.** Irregularidad de Rigidez - Piso Blando dirección Y

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando								
STORY	Norma: E.030 2018		Vy (Tonf)	Rigidez Lateral "Kj" (Tonf/m)	Caso I	Caso II	VERIFICACIÓN	
	$\Delta$ Absoluto (m)	$\Delta$ Relativo (m)					Caso I	Caso II
AZOTEA	0.011486	0.0019	7.54	4061.93	-	-	-	-
PISO 6	0.00963	0.0019	69.99	36169.92	8.90	8.90	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 5	0.007695	0.0020	128.81	65086.91	1.80	3.24	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 4	0.005716	0.0019	176.12	91158.02	1.40	2.60	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 3	0.003784	0.0017	211.92	121862.96	1.34	1.90	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 2	0.002045	0.0013	236.21	175493.43	1.44	1.89	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 1	0.000699	0.0007	249.26	356592.26	2.03	2.75	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia

- **Irregularidad de Rigidez – Piso débil.**

Presenta irregularidad cuando la resistencia en un nivel de la estructura expuesta a fuerzas cortantes es menor al 80% de resistencia del piso superior siguiente en cualquiera de las direcciones.

**Tabla 24.** Irregularidad de Rigidez - Piso Débil dirección X

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil					
STORY	Carga	Ubicación		Caso I	VERIFICACIÓN

			Vx (Tonf)		
AZOTEA	SE_X	Bottom	7.54	-	No presenta Irregularidad
PISO 6	SE_X	Bottom	69.99	9.28	No presenta Irregularidad
PISO 5	SE_X	Bottom	128.81	1.84	No presenta Irregularidad
PISO 4	SE_X	Bottom	176.12	1.37	No presenta Irregularidad
PISO 3	SE_X	Bottom	211.92	1.20	No presenta Irregularidad
PISO 2	SE_X	Bottom	236.21	1.11	No presenta Irregularidad
PISO 1	SE_X	Bottom	249.26	1.06	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 25. Irregularidad de Rigidez - Piso Débil dirección Y**

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil					
STORY	Carga	Ubicación	VY (Tonf)	Caso I	VERIFICACIÓN
AZOTEA	SE_Y	Bottom	7.54	-	No presenta Irregularidad
PISO 6	SE_Y	Bottom	69.99	9.28	No presenta Irregularidad
PISO 5	SE_Y	Bottom	128.81	1.84	No presenta Irregularidad
PISO 4	SE_Y	Bottom	176.12	1.37	No presenta Irregularidad
PISO 3	SE_Y	Bottom	211.92	1.20	No presenta Irregularidad
PISO 2	SE_Y	Bottom	236.21	1.11	No presenta Irregularidad
PISO 1	SE_Y	Bottom	249.26	1.06	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia

- **Irregularidad de Rigidez Extrema – Piso Blando.**

Presenta irregularidad de rigidez extrema cuando la rigidez lateral en cualquiera de las direcciones de un nivel de la estructura es menor

que el 60% de la rigidez lateral del nivel siguiente; o es menor al 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores.

**Tabla 26. Irregularidad de Rigidez - Piso Blando (extrema) dirección X**

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando (Extrema)								
STORY	Norma: E.030 2018		V <sub>x</sub> (Tonf)	Rigidez Lateral "K <sub>i</sub> " (Tonf/m)	Caso I	Caso II	VERIFICACIÓN	
	Δ Absoluto (m)	Δ Relativo (m)					Caso I	Caso II
AZOTEA	0.010408	0.0014	7.54	5555.60	-	-	-	-
PISO 6	0.009051	0.0015	69.99	47514.46	8.55	8.55	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 5	0.007578	0.0017	128.81	77129.94	1.62	2.91	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 4	0.005908	0.0018	176.12	97517.88	1.26	2.25	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 3	0.004102	0.0018	211.92	118855.68	1.22	1.60	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 2	0.002319	0.0015	236.21	157161.78	1.32	1.61	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 1	0.000816	0.0008	249.26	305463.22	1.94	2.45	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 27. Irregularidad de Rigidez - Piso Blando (extrema) dirección Y**

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando (Extrema)								
STORY	Norma: E.030 2018		V <sub>y</sub> (Tonf)	Rigidez Lateral "K <sub>i</sub> " (Tonf/m)	Caso I	Caso II	VERIFICACIÓN	
	Δ Absoluto (m)	Δ Relativo (m)					Caso I	Caso II
AZOTEA	0.011486	0.0019	7.54	4061.93	-	-	-	-
PISO 6	0.00963	0.0019	69.99	36169.92	8.90	8.90	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 5	0.007695	0.0020	128.81	65086.91	1.80	3.24	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 4	0.005716	0.0019	176.12	91158.02	1.40	2.60	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 3	0.003784	0.0017	211.92	121862.96	1.34	1.90	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 2	0.002045	0.0013	236.21	175493.43	1.44	1.89	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

PISO 1	0.000699	0.0007	249.26	356592.26	2.03	2.75	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
--------	----------	--------	--------	-----------	------	------	---------------------------	---------------------------

Fuente: Elaboración propia.

- **Irregularidad de Rigidez Extrema – Piso débil.**

Presenta irregularidad extrema cuando la resistencia de un nivel de la estructura expuesta a fuerzas cortantes es menor al 65% de resistencia del piso superior siguiente en cualquiera de las direcciones.

**Tabla 28.** Irregularidad de Rigidez - Piso Débil (extrema) dirección X

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil (Extrema)					
STORY	Carga	Ubicación	Vx (Tonf)	Caso I	VERIFICACIÓN
AZOTEA	SE_Y	Bottom	7.54	-	No presenta Irregularidad
PISO 6	SE_Y	Bottom	69.99	9.28	No presenta Irregularidad
PISO 5	SE_Y	Bottom	128.81	1.84	No presenta Irregularidad
PISO 4	SE_Y	Bottom	176.12	1.37	No presenta Irregularidad
PISO 3	SE_Y	Bottom	211.92	1.20	No presenta Irregularidad
PISO 2	SE_Y	Bottom	236.21	1.11	No presenta Irregularidad
PISO 1	SE_Y	Bottom	249.26	1.06	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 29.** Irregularidad de Rigidez - Piso Débil (extrema) dirección Y

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil (Extrema)					
STORY	Carga	Ubicación	VY (Tonf)	Caso I	VERIFICACIÓN
AZOTEA	SE_Y	Bottom	7.54	-	No presenta Irregularidad
PISO 6	SE_Y	Bottom	69.99	9.28	No presenta Irregularidad
PISO 5	SE_Y	Bottom	128.81	1.84	No presenta Irregularidad
PISO 4	SE_Y	Bottom	176.12	1.37	No presenta Irregularidad
PISO 3	SE_Y	Bottom	211.92	1.20	No presenta Irregularidad
PISO 2	SE_Y	Bottom	236.21	1.11	No presenta Irregularidad
PISO 1	SE_Y	Bottom	249.26	1.06	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia

- **Irregularidad de Masa o Peso.**

Presenta irregularidad de masa cuando el peso de un nivel de la estructura es mayor que el 1,5 veces que el nivel siguiente; esto no aplica en azoteas ni en sótanos.

**Tabla 30. Irregularidad de Masa o Peso**

Irregularidad de Masa o Peso						
STORY	Output Case	Location	P Kgf	P_Piso Kgf	Caso I	VERIFICACIÓN
AZOTEA	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	29472.19	29472.19	0.00	No presenta Irregularidad
PISO 6	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	264453.15	234980.96	0.13	No presenta Irregularidad
PISO 5	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	499434.12	234980.97	1.00	No presenta Irregularidad
PISO 4	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	734415.08	234980.96	1.00	No presenta Irregularidad
PISO 3	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	969396.04	234980.96	1.00	No presenta Irregularidad
PISO 2	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	1204377	234980.96	1.00	No presenta Irregularidad
PISO 1	PESO: 100%CM+25%CV	Bottom	1447530.57	243153.57	0.97	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia

Se realizaron todas las comprobaciones de irregularidades en altura con los datos obtenidos del programa Etabs, según lo indicado en la norma E.030 y se determinó que la estructura es regular por lo que el valor del factor de irregularidad es igual a 1.

#### 4.6.8.2. Irregularidades Estructurales en Planta.

- **Irregularidad Torsional.**

Presenta irregularidad torsional cuando una estructura cuenta con diafragmas rígidos y si el desplazamiento máximo relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permitido.

**Tabla 31. Irregularidad Torsional dirección X**

Irregularidad Torsional _ XX									
STORY	Output Case	Step Type	Step Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	VERIFICACIÓN	VERIFICACIÓN Irregularidad Extrema
AZOTE A	DERIVA_XX	Combination	Max	Diaph D7 X	0.003	0.002596	1.006	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 6	DERIVA_XX	Combination	Max	Diaph D6 X	0.003	0.002858	1.024	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 5	DERIVA_XX	Combination	Max	Diaph D5 X	0.003	0.003242	1.018	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 4	DERIVA_XX	Combination	Max	Diaph D4 X	0.004	0.003506	1.013	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 3	DERIVA_XX	Combination	Max	Diaph D3 X	0.003	0.003464	1.009	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 2	DERIVA_XX	Combination	Max	Diaph D2 X	0.003	0.00292	1.005	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 1	DERIVA_XX	Combination	Max	Diaph D1 X	0.001	0.001429	1.002	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 32. Irregularidad Torsional dirección Y**

Irregularidad Torsional _ YY									
STORY	Output Case	Step Type	Step Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	VERIFICACIÓN	VERIFICACIÓN Irregularidad Extrema
AZOTE A	DERIVA_YY	Combination	Max	Diaph D7 Y	0.004	0.003717	1.043	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 6	DERIVA_YY	Combination	Max	Diaph D6 Y	0.004	0.003746	1.062	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 5	DERIVA_YY	Combination	Max	Diaph D5 Y	0.004	0.003823	1.059	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 4	DERIVA_YY	Combination	Max	Diaph D4 Y	0.004	0.003736	1.056	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 3	DERIVA_YY	Combination	Max	Diaph D3 Y	0.004	0.003364	1.052	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 2	DERIVA_YY	Combination	Max	Diaph D2 Y	0.003	0.002605	1.048	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad
PISO 1	DERIVA_YY	Combination	Max	Diaph D1 Y	0.001	0.001216	1.046	No presenta Irregularidad	No presenta Irregularidad

Fuente: Elaboración propia

- **Irregularidad Esquinas entrantes.**

Presenta irregularidad cuando las esquinas entrantes tienen medidas mayores al 20% del área total de la estructura en planta en ambas direcciones.

**Tabla 33.** Irregularidad Esquina Entrante.

D	Le (a,b)	LT (A,B)	L1/L2	VERIFICACIÓN
D_X	4	25	0.160	<b>No presenta Irregularidad</b>
D_Y	1.5	15	0.100	<b>No presenta Irregularidad</b>
D_X	5	25	0.200	<b>No presenta Irregularidad</b>
D_Y	3	15	0.200	<b>No presenta Irregularidad</b>

Fuente: Elaboración propia

- **Irregularidad por Discontinuidad de Diafragmas.**

Presenta irregularidad cuando los diafragmas tienen una discontinuidad abrupta. Cuando en cualquiera de los pisos y orientaciones del análisis, se tiene una sección transversal del diafragma con un área menor al 25% del total de la sección resistente.

**Tabla 34.** Irregularidad Discontinuidad de diafragma.

ÁREA	A' (Aberturas)	A (Bruta)	A'/A	VERIFICACIÓN
1	45	375	0.120	<b>No presenta Irregularidad</b>
-	0	1	0.000	<b>No presenta Irregularidad</b>

D	Lr cm	L2 m	L1/L2	VERIFICACIÓN
D_X	6.9	25	0.276	<b>No presenta Irregularidad</b>
D_Y	5	10	0.500	<b>No presenta Irregularidad</b>

Fuente: Elaboración propia

Después de haber realizado a las comprobaciones de las irregularidades se determinó que la estructura es regular en planta por lo tanto el factor de irregularidad es Igual a 1.

- **Verificación de la cortante en la base.**

La fuerza cortante en el primer nivel de la estructura no debe ser menor al 80% del valor calculado por el método estático en estructuras regulares.

**Tabla 35. Cortante en la base.**

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX Kgf	FY Kgf
SE_X	LinStatic		249257.99	0
SE_Y	LinStatic		0	-249257.99
SD_X	LinRespSpec	Max	199408.05	51726.76
SD_Y	LinRespSpec	Max	51726.76	199406.48

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 36. Verificación de Cortante**

ESCALAR SISMO			
SD/SE_X	SD/SE_Y	E. REGULAR _ X,Y	E. IRREGULAR _ X,Y
0.800	0.800	NO ESCALAR	1.124990646
		NO ESCALAR	1.124999504

Fuente: Elaboración propia

Luego de hacer la comprobación de la cortante en la base se determinó un factor de escalamiento que fue ingresado en Etabs para obtener el 80% de participación del análisis dinámico con respecto al análisis estático.

#### 4.7. Diseño de Elementos estructurales.

##### 4.7.1. Diseño de Vigas.

Para realizar el diseño de las vigas se tomó los datos del análisis del programa Etabs con el cual pudimos obtener el área necesaria de acero para cada uno de los elementos de viga y posteriormente distribuir el acero necesario según lo indicado en la norma E0.60 y lo calculado en

Etabs. Se muestran las áreas de acero positivo y negativo. (Ver anexo N.º 07. Plano de estructuras).

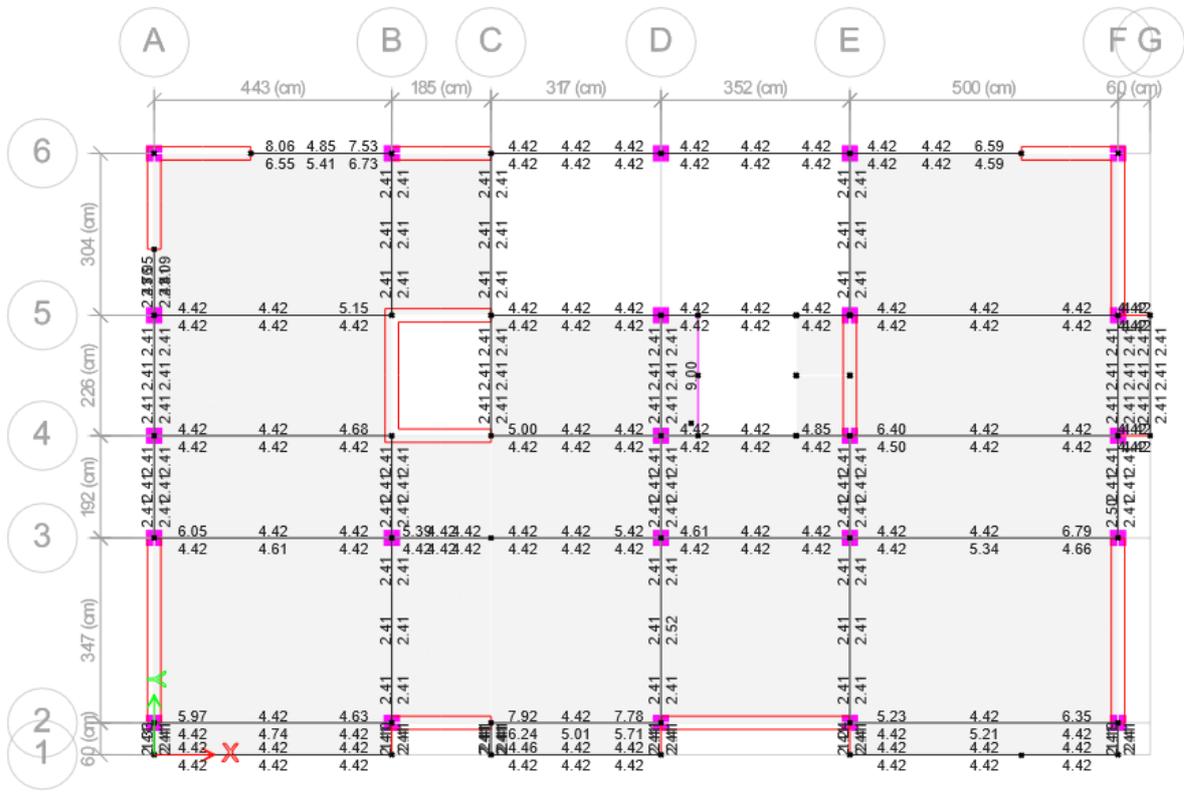


Figura 12. Áreas de Acero para vigas.

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de acero en vigas:

Se tomo la viga principal ubicada en el eje X-6, entre A, en el primer nivel.

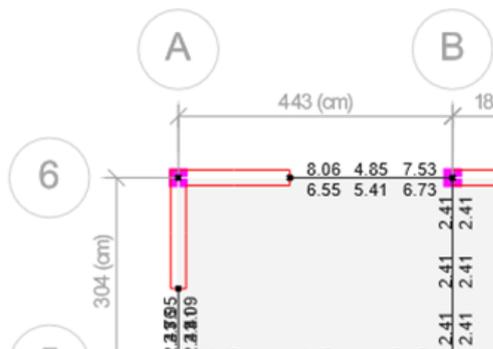


Figura 13. Viga ubicada en el eje X-6, entre A.

Fuente: Elaboración propia.

Área de acero superior: 8.06 cm<sup>2</sup>

Área de acero inferior: 6.73 cm<sup>2</sup>

Para el cálculo se tomaron áreas de los aceros comerciales de las Norma Técnica Peruana 341.031- Acero. Norma ASTM – A615 Grado 60 y la Guía Sider Perú Barras de Construcción.

**Tabla 37. Áreas de los aceros comerciales**

∅ (PULG.)	AREA As (cm <sup>2</sup> )
1/4"	0.32
3/8"	0.71
1/2"	1.29
5/8"	2
3/4"	2.84
1"	5.1

Fuente: Elaboración propia.

ACERO SUPERIOR

ACERO DE 3/4"	2 und	5.7	8.26 cm <sup>2</sup>
ACERO DE 1/2"	2 und	2.6	

- Cumple con el área necesaria que es de 8.06 cm<sup>2</sup>.

ACERO INFERIOR

ACERO DE 3/4"	2 und	5.7	8.26 cm <sup>2</sup>
ACERO DE 1/2"	2 und	2.6	

- Cumple con el área necesaria que es de 6.73 cm<sup>2</sup>.

Para el espaciamiento del estribo la norma E060, Artículo 21.4.4.4. nos indica lo siguiente:

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

- $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- 300 mm.

21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de  $0,5d$  a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

Por lo tanto, tenemos un peralte de Viga Principal de 0.50 m.

Seria;  $2 * 0.5 = 1m$

ACERO 3/8" espaciamiento de estribo 1 Ø 5cm, 10 Ø 10cm y resto a 25cm

Resumen de acero en vigas

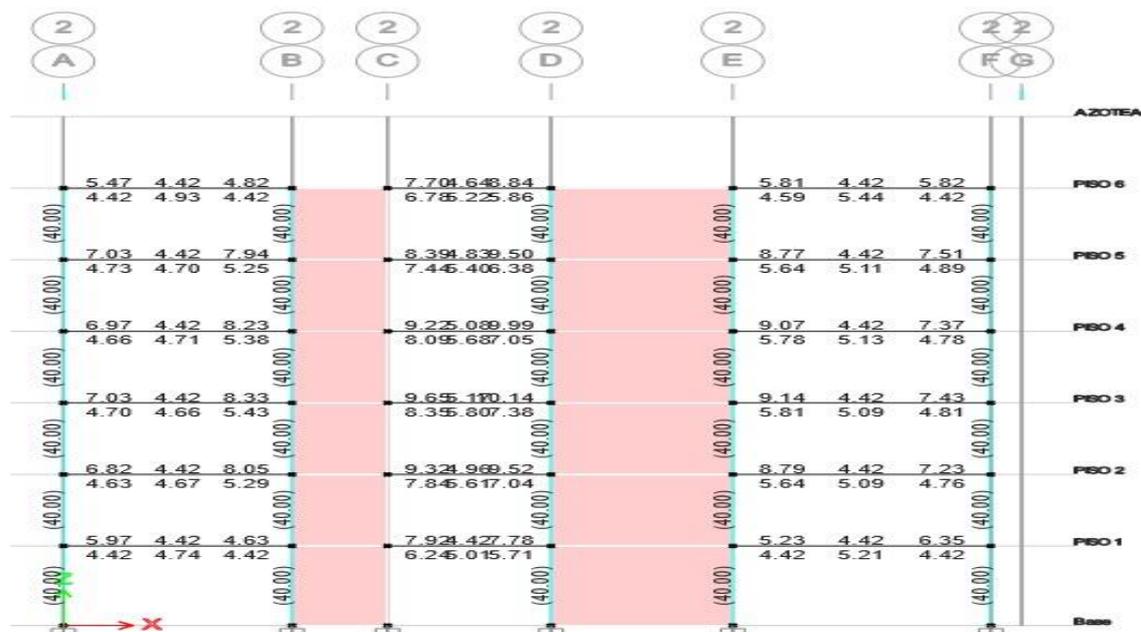
**Tabla 38. Acero a usar en vigas**

Acero Superior	Acero Inferior
2 Ø 3/4" y 2 Ø 1/2"	2 Ø 3/4" y 2 Ø 1/2"
Acero para estribos de 3/8"	
1 Ø 5cm, 10 Ø 10cm y resto a 25cm	

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.7.2. Diseño de columnas.

Para el diseño de columnas se realizó una verificación del cumplimiento del área de acero siguiendo la recomendación de Siesquen y Siesquen, 2020; y se comprobó que no cumple con lo necesario para realizar el diseño, debido a eso asignamos valores de área de acero y posterior a eso se realizó el análisis con los valores asignados comprobando el cumplimiento y finalmente se distribuyó el acero con las especificaciones de la norma E.060. (Ver anexo N.º 07 Plano de estructuras)

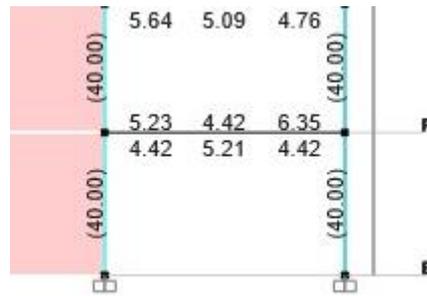


**Figura 14. Áreas de Acero para Columnas.**

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de acero en columnas:

Se tomo la columna ubicada en el eje X, 2-E, en el primer nivel.



**Figura 15.** Columna ubicada en el eje X, 2-E.

Fuente: Elaboración propia

Área de acero mayor: 40 cm<sup>2</sup>

Para el cálculo se tomaron áreas de los aceros comerciales de las Norma Técnica Peruana 341.031- Acero. Norma ASTM – A615 Grado 60 y la Guía Sider Perú Barras de Construcción.

**Tabla 39.** Áreas de los aceros comerciales

Ø (PULG.)	AREA As (cm <sup>2</sup> )
1/4"	0.32
3/8"	0.71
1/2"	1.29
5/8"	2
3/4"	2.84
1"	5.1

Fuente: Elaboración propia

ACERO DE 1"                      8 und      40.80      40.80 cm<sup>2</sup>

Cumple con el área necesaria que es de 40 cm<sup>2</sup>.

Para el espaciamiento del estribo la norma E060, Artículo 21.4.4.4. nos indica lo siguiente:

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

- (a)  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
- (b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- (d) 300 mm.

Por lo tanto, tenemos un peralte de columna de 3 m.

Seria;  $2 * 3 = 6$

ACERO 3/8" espaciamiento de estribo 1 Ø 5cm, 6 Ø 10cm y resto a 15cm

Resumen de acero en columnas.

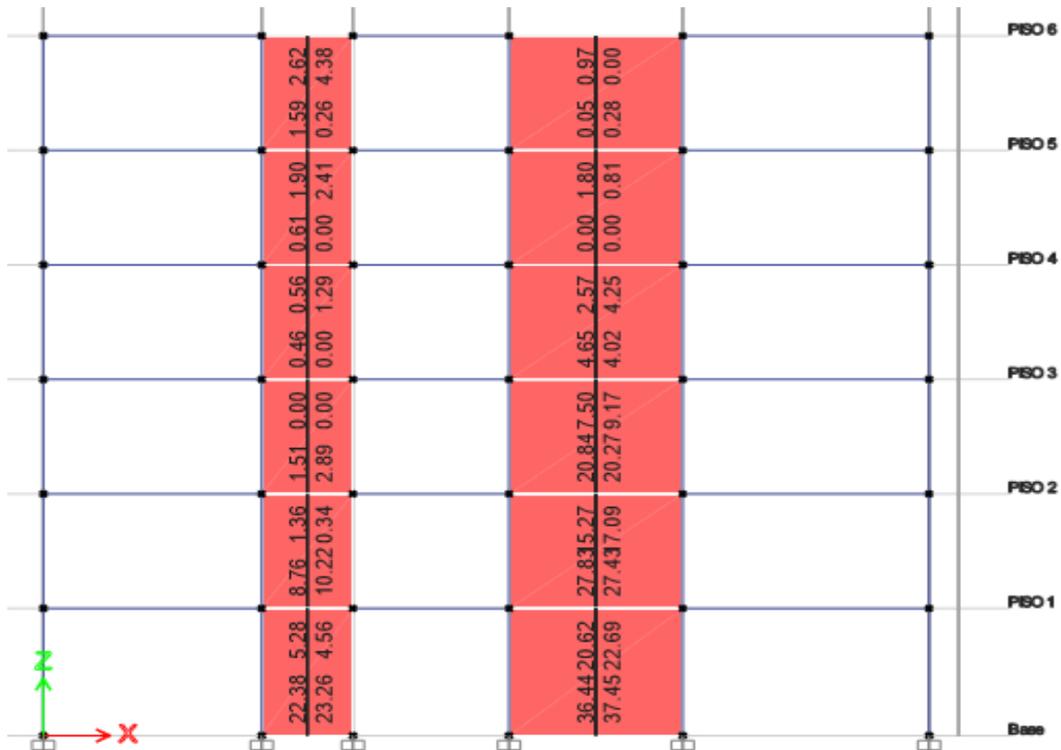
**Tabla 40.** Acero a usar en columnas.

8 Ø 1"
Acero para estribos de 3/8"
1 Ø 5cm, 7 Ø 10cm y resto a 15cm

Fuente: Elaboración propia

#### 4.7.3. Diseño de Muros Estructurales.

Se consiguió el área de acero para los muros estructurales del programa Etabs; se revisó las condiciones en las que se necesitaba refuerzos laterales y se procedió a realizar la distribución del acero según lo indicado en la norma E.060.



**Figura 16.** Áreas de Acero para Muros Estructurales.

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo del acero en muros estructurales se tomará las áreas de acero en compresión y tracción:

Se tomo la Placa ubicada en el eje X-2, entre D y E, en el primer nivel con una longitud de 3.22 m.

Flexural Design for P and M <sub>s</sub> —Tension Reinforcement					
Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm <sup>2</sup>	Tension Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u3</sub> tonf-cm
Left Top	37.5	0	ENVOLVENTE	208.207	-11339.333
Right Top	37.5	0	ENVOLVENTE	208.207	-11339.333
Left Bot	50	14.38	ENVOLVENTE	92.7754	30425.7
Right Bot	50	13.78	ENVOLVENTE	92.7754	-29739.382

Flexural Design for P and M <sub>s</sub> —Compression Reinforcement					
Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm <sup>2</sup>	Compression Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u3</sub> tonf-cm
Left Top	37.5	20.62	ENVOLVENTE	208.207	-11339.333
Right Top	37.5	22.69	ENVOLVENTE	208.207	12805.841
Left Bot	50	36.44	ENVOLVENTE	217.0774	-29739.382
Right Bot	50	37.45	ENVOLVENTE	217.0774	30425.7

Shear Design								
Station Location	ID	Rebar cm <sup>2</sup> /cm	Shear Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u</sub> tonf-cm	V <sub>u</sub> tonf	φV <sub>c</sub> tonf	φV <sub>n</sub> tonf
Top	Leg 1	0.0625	ENVOLVENTE	87.073	12805.841	62.8728	86.2247	164.7647
Bottom	Leg 1	0.0625	ENVOLVENTE	92.7754	30425.7	62.8728	86.2247	164.7647

**Figura 17.** Placa ubicada en el eje X-2, entre D y E.

Fuente: Elaboración propia

AREA DE ACERO EN COMPRESION = 37.45 cm<sup>2</sup>

Para el cálculo se tomaron áreas de los aceros comerciales de las Norma Técnica Peruana 341.031- Acero. Norma ASTM – A615 Grado 60 y la Guía Sider Perú Barras de Construcción.

**Tabla 41.** Áreas de los aceros comerciales

∅ (PULG.)	AREA As (cm2)
1/4"	0.32
3/8"	0.71
1/2"	1.29
5/8"	2
3/4"	2.84
1"	5.1

Fuente: Elaboración propia

ACERO DE 1"            8 und            40.80    **40.80 cm<sup>2</sup>**

- Cumple con el área necesaria que es de 37.45 cm<sup>2</sup>.

Por lo tanto, el acero se distribuirá de la siguiente manera:

- 8 Ø 1" distribuidos en la longitud de 0.47 m, que nos resulta de la fuerza de tensión obtenida del programa Etabs. En ambos extremos de la placa.
- ✓ Espaciamiento de acero en el centro de la placa con una longitud de 2.22 m; esto resulta de restar la longitud de la placa que es de 3.22 – 0.50 en ambos extremos que nos resulta de la fuerza de tensión:

$$\text{Centro de la placa} = 3.22 - (0.5+0.5) = 2.22 \text{ m}$$

$$\text{Fierro de } 3/8": \frac{1}{(0.0625)*A_{\text{acero}}*2}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1}{(0.0625)*1.29*2} = 41.28 \text{ cm} = 40\text{cm}$$

Por lo tanto, en el centro de la placa con una longitud de 2.22 m se distribuirá fierro de 1/2" cada 40 cm.

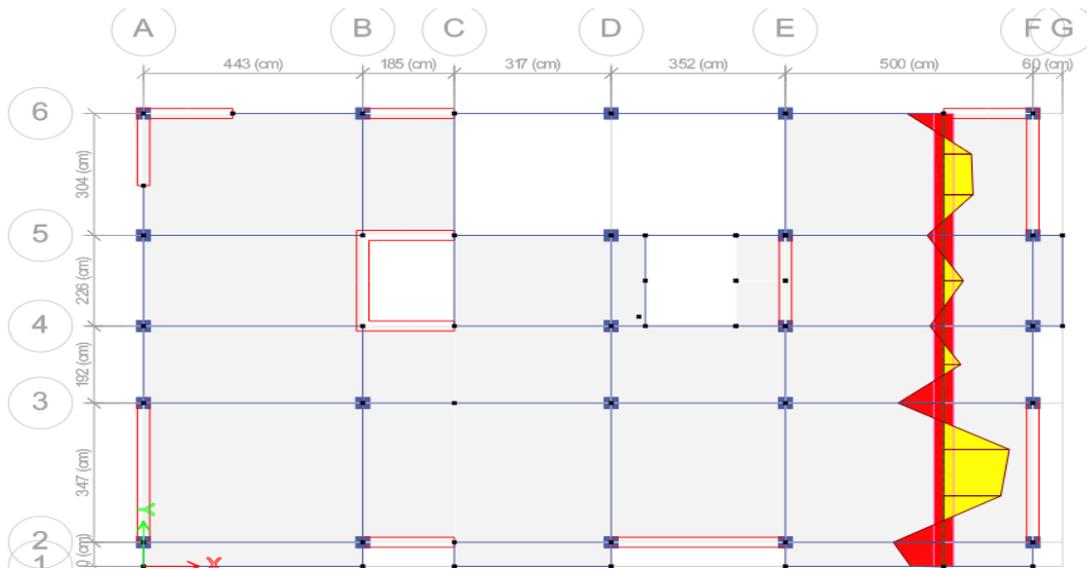
#### RESUMEN DE ACERO EN PLACA

**Tabla 42.** Acero a usar en Placas.

FIERRO EN AMBOS EXTREMOS	ESPACIAMIENTO EN CENTRO DE PLACA
8 Ø 1"	6 Ø 1/2" cada 40 cm
ACERO PARA ESTRIBOS DE 3/8"	1 Ø 5cm, 7 Ø 10cm y resto a 15cm

#### 4.7.4. Diseño de la Losa Aligerada.

El diseño se realizó con el programa Etabs, se tomó una sección de la losa y se analizó como si fuera una viga simplemente apoyada y se encontraron momentos que sirvieron para hallar el área de acero necesaria para las viguetas.



**Figura 18.** Sección de losa con sus respectivos Momentos.

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de acero en losa aligerada:

Se tomó una sección de la losa y se analizó como si fuera una viga simplemente apoyada y se encontraron momentos que sirvieron para encontrar el área de acero necesaria para las viguetas.

**Momento Positivo = 27021.42 Kgf**

**Momento negativo = 20755.97 Kgf**

Para calcular el área de acero en losa se utilizará la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * (f_c * b)}$$

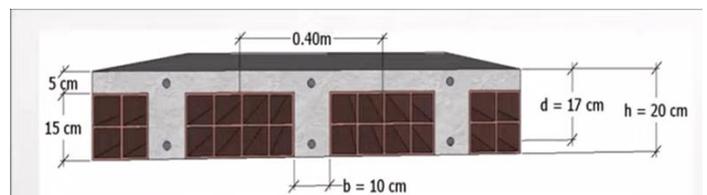
Donde:

$A_s$  = Área de Acero

$M_u$  = Momento Ultimo

$d$  = Peralte efectivo de losa

$$a = d/5 = 17/5 = 3.4$$



Cálculo del área con momento positivo:

$$A_s = \frac{27021.42}{0.90 * 4200 * (17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$As = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 * (f_c * b)}$$

$$a = \frac{0.47 * 4200}{0.85 * (210 * 10)}$$

$$a = 1.10 \text{ cm}$$

- Primera verificación:

$$As = \frac{27021.42}{0.90 * 4200 * (17 - \frac{1.10}{2})}$$

$$As = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.43 * 4200}{0.85 * (210 * 10)}$$

$$a = 1.02 \text{ cm}$$

- Tercera verificación:

$$As = \frac{27021.42}{0.90 * 4200 * (17 - \frac{1.02}{2})}$$

$$As = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.43 * 4200}{0.85 * (210 * 10)}$$

$$a = 1.02 \text{ cm}$$

Cálculo del área con momento negativo:

$$As = \frac{20755.97}{0.90 * 4200 * (17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$As = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.36 * 4200}{0.85 * (210 * 10)}$$

$$a = 0.84 \text{ cm}$$

Segunda verificación:

$$As = \frac{27021.42}{0.90 * 4200 * (17 - \frac{1.02}{2})}$$

$$As = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.43 * 4200}{0.85 * (210 * 10)}$$

$$a = 1.02 \text{ cm}$$

- Primera verificación:

$$A_s = \frac{20755.97}{0.90 * 4200 * (17 - \frac{0.84}{2})}$$

$$A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.33 * 4200}{0.85 * (210 * 10)}$$

$$a = 0.78 \text{ cm}$$

- Segunda verificación:

$$A_s = \frac{20755.97}{0.90 * 4200 * (17 - \frac{0.78}{2})}$$

$$A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.33 * 4200}{0.85 * (210 * 10)}$$

$$a = 0.78 \text{ cm}$$

- Tercera verificación:

$$A_s = \frac{20755.97}{0.90 * 4200 * (17 - \frac{0.78}{2})}$$

$$A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.33 * 4200}{0.85 * (210 * 10)}$$

$$a = 0.78 \text{ cm}$$

Resumen de Áreas de acero positivo y negativo:

AREA DE ACERO POSITIVO

$$A_s = 0.43 \text{ cm}^2$$

AREA DE ACERO POSITIVO

$$A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

Acero positivo - de 3/8" 

1 und	0.71 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

Acero negativo - de 3/8" 

1 und	0.71 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

**Tabla 43.** Acero a usar en losa aligerada.

Acero positivo	Acero negativo
1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"

Fuente: Elaboración propia

## V. DISCUSIÓN

El diseño arquitectónico de nuestra edificación se ejecutó siguiendo los parámetros urbanísticos indicados en las normas peruanas y lo indicado por Reglamento de Desarrollo Urbano de la Provincia de Trujillo; en la que nos indica que el proyecto se encuentra ubicado en una zona Residencial de densidad media (RDM) en la cual nos indica el tipo de uso de residencial para viviendas unifamiliares y multifamiliares; lo indicado anteriormente es similar a lo expuesto por Estrada y Verde, 2020. En la que la zona tomada para su proyecto es una RDM con parámetros Urbanísticos para edificios de 5 niveles. El diseño y dibujo de los planos arquitectónicos se realizó en el programa Revit en una plantilla de la especialidad de arquitectura; el proyecto consta de 6 niveles y una azotea, la distribución de pisos se realizó de manera tal que en el primer nivel se cuenta con un estacionamiento y la recepción al igual que un cuarto de servicio, en los siguientes niveles cuenta con departamentos ubicados uno por cada nivel. El diseño es similar al realizado por Estrada y Verde, 2020 en el que cuentan con un edificio de 5 niveles y en comparación al nuestro cuenta con un semisótano para estacionamiento y en los niveles siguientes departamentos.

El Predimensionamiento de los elementos estructurales se realizó de manera sencilla para poder estimar las secciones de los elementos estructurales como vigas, columnas, losas y placas. Para nuestra edificación consideramos un tipo de losa aligerada o nervada, la cual después de realizar el cálculo nos dio un resultado de 0.20 m de peralte, de igual manera se realizó el Predimensionamiento de las vigas para la edificación tanto como las vigas principales y secundarias dándonos un resultado de vigas principales de 0.30 m de base por 0.50 m de peralte; el resultado obtenido para las vigas secundarias fue de 0.30 m de base por 0.30 m de peralte. Para los elementos de columna se realizó el Predimensionamiento concluyendo en una sección de columna cuadrada con medidas de 0.30 m por 0.30 m; este resultado fue tomado para todos los casos de columnas como las céntricas, excéntricas y esquinadas; también se realizó un cálculo para estimar la longitud de las placas para la edificación, dándonos un

resultado de 12.31 m de longitud en la dirección de XX y YY y con un espesor de placa de 0.25 m. Los resultados que obtuvimos con nuestro Predimensionamiento fue similar a lo obtenido por Alcántara y Rodas, 2022 en el que también realizaron un Predimensionamiento para su estructura llegando a los siguientes resultados: para la losa eligieron del tipo aligerada y con un peralte de 0.20 m al igual que en nuestro proyecto, en cuanto a las vigas difirieron con nosotros ya que en su proyecto consideraron más secciones de vigas como las de 0.25 m por 0.30 m, 0.30 m por 0.60 m, 0.25 m por 0.40 m entre otras ubicadas en los diferentes ejes de su edificación esto debido a las diferentes distancias entre ejes; para el caso de columnas tuvo como resultado unas secciones parecidas a las nuestras de 0.30 m por 0.30 m y de igual manera que con las vigas otras secciones de columnas como 0.25 m por 0.25 m, 0.60 m por 0.60 m y otras más. Para su diseño también consideró placas tomando un espesor de 0.25 m al igual que las placas que consideramos para nuestra edificación.

El análisis sismorresistente tanto estático como dinámico de nuestra edificación se realizó teniendo en cuenta lo indicado por la norma E.030 Diseño Sismorresistente, tomando como parámetros sísmicos los siguientes: factor de zona sísmica 0.45 debido a la ubicación que es la ciudad de Trujillo, la categoría de nuestra edificación es la C para edificaciones comunes con un factor de 1, el tipo de suelo es de tipo s3 con un factor de 1.10 para suelos blandos, el Coeficiente básico de reducción fue tomado con un valor de 7 para edificaciones duales. Dichos parámetros sísmicos son similares a lo indicado por Ríos y Vela, 2021, los cuales tomaron como factor de zona 0.45 debido a que su proyecto también se encuentra ubicado en la ciudad de Trujillo, la categoría de su edificación también es común con un factor de 1, el tipo de suelo es un s3 como lo tomado en nuestro proyecto, en el caso del coeficiente básico de reducción tomaron un factor de 6 ya que consideraron un sistema de muros estructurales difiriendo a nuestro proyecto.

El análisis estático y dinámico de nuestra edificación fue realizado en el programa Etabs; para el análisis se tomó como referencia lo indicado por la norma E.030. En el análisis estático pudimos obtener los siguientes

resultados como el peso total de la estructura de 1447.53 ton y la cortante total en la base de 249.26 ton para las direcciones XX y YY. Estos resultados fueron diferentes a lo obtenido por Condori, 2020 el cual obtuvo un peso total de la estructura de 1898.96 ton y su cortante basal total fue de 196.53 ton para ambas direcciones; estos resultados variaron a lo obtenido por nosotros debido a la diferencia en la estructuración del proyecto y el sistema estructural tomado.

Se encontró los modos y periodos de vibración obtenidos del programa Etabs se determinaron 21 modos de vibración y se encontró un periodo fundamental de 0.348 seg con una participación del 67% en la dirección YY lo que indicó un movimiento traslacional de la estructura en esa dirección; un periodo de 0.334 seg con una participación del 70% en la dirección XX por lo que indicó un movimiento traslacional en esa dirección; por ultimo un periodo de 0.245 seg con una participación modal del 71% en la dirección ZZ por lo que indicó un movimiento rotacional en esa dirección. De igual manera se comprobó la participación modal total en todas las direcciones la cual dio como resultado una participación del 100% en la dirección XX, un 99.94% en la dirección YY y finalmente un 99.76% en la dirección ZZ. Estos resultados fueron similares a los obtenidos por Condori, 2020 el cual obtuvo tres periodos fundamentales, el primer periodo de 0.42 seg con una participación modal en la dirección XX de 72%, un periodo de 0.34 seg con una participación modal en la dirección YY de 65% y finalmente un periodo de 0.31 seg con una participación modal en la dirección ZZ del 70%; al igual que nosotros los dos primeros periodos indicaron movimientos traslacionales y el tercer periodo indico un movimiento rotacional de la estructura.

En el análisis dinámico de la estructura se realizó por medio de las combinaciones espectrales indicadas en la norma E.030. De igual manera realizo el cálculo de los desplazamientos laterales teniendo como resultados un desplazamiento máximo en la dirección XX de 0.0028, en la dirección YY se obtuvo un desplazamiento máximo de 0.00297. Estos resultados fueron similares a lo obtenido por Condori, 2020 el cual obtuvo un desplazamiento máximo en la dirección XX de 0.00679 y en la dirección en YY un

desplazamiento máximo de 0.004; al igual que nosotros tuvo desplazamientos inferiores al 0.0007 indicado en la norma E.030 para estructuras de concreto armado.

Para la realización del diseño de las estructuras de concreto armado se tomó en cuenta lo indicado en la norma E.060 Concreto Armado la cual nos da unas combinaciones de carga para poder diseñar los elementos de la estructura; estas combinaciones fueron ingresadas al programa Etabs y se procedió a realizar el diseño; el programa nos indicó las áreas de acero necesaria para las vigas y columnas; de igual manera se verifico el área de acero para las placas y si se necesitaba un refuerzo adicional en los bordes; para el diseño de la losa se realizó como si fuera una viga simplemente apoyada y se encontraron momentos, los cuales sirvieron para encontrar el área necesaria de acero para las viguetas de nuestra losa aligerada; estos resultados y métodos de encontrar el área acero de los elementos estructurales fue similar a lo que realizó Estrada y Verde, 2020 en su proyecto, ya que determinaron el área de acero de cada uno de los elementos a través del programa Etabs, y al igual que nosotros para el diseño de la losa aligerada tomo una sección de la losa y la verifico como una viga simplemente apoya y encontró los momentos que son necesarios para la obtención del área de acero.

## **VI. CONCLUSIONES**

- Se realizó el diseño arquitectónico de un área de 200.2 m<sup>2</sup> de la edificación según las normas urbanísticas y lo indicado en la norma A.010 Condiciones generales de Diseño y la norma A.020 Vivienda.
- Se realizó el Predimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación para la realización de la estructuración y el análisis de la estructura.
- Se realizó el análisis estático y dinámico de la estructura en el programa Etabs obteniéndose un desplazamiento máximo para la dirección en XX de 0.0028 y en la dirección YY de 0.00297 los cuales están por debajo del límite de 0.007 indicado en la norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- Se realizó el diseño de los elementos estructurales de la edificación con el programa Etabs el cual nos indicó el área de acero necesaria para cada elemento estructural, cumpliendo lo indicado en la norma E.060 Concreto Armado. Y posteriormente se realizó el dibujo de los planos estructurales.

## **VII. RECOMENDACIONES**

- Se recomienda para futuros diseños verificar el modelo analítico creado en el software Revit para una correcta exportación del modelo al programa de análisis a utilizar.
- Se recomienda realizar hojas de cálculo para la verificación de las irregularidades de la estructura, siguiendo lo indicado por la Norma E030.
- Se recomienda a los futuros profesionales el hacer uso de la metodología BIM enfocado al análisis y diseño estructural ya que es de gran ayuda para la realización de proyectos de forma coordinada y gracias a las herramientas que incorpora hace que el tiempo empleado para un proyecto se reduzca de igual manera ayuda a la verificación de posibles errores en el proyecto.

- Se recomienda a los profesionales de la carrera el uso del programa Revit en coordinación con el programa Etabs ya que facilita el análisis sismorresistente de una estructura y gracias al complemento csixrevit facilita la coordinación y la exportación de modelos de un programa a otro.

## REFERENCIAS

AGUILAR, D y MENDOZA, L. Análisis estructural con aisladores sísmicos para edificio destinado para la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo usando modelo BIM, Moche - Trujillo - La Libertad. Tesis de grado. Trujillo: Universidad César Vallejo, 2020. 85 pp.

ALCÁNTARA, G Y RODAS, S. Diseño Estructural de un Edificio Educativo, mediante la Metodología Building Information Modeling (BIM), en la Ciudad de Trujillo – 2022. Tesis de grado. Trujillo: Universidad Privada del Norte, 2022. 180 pp.

BAÑOS, M y ROSALES, C. Diseño Estructural de una Edificación Residencial Metálica de 6 Plantas Sismo-Resistente, en la Ciudad de Milagro, Utilizando Metodología BIM en la Modelación 3D. Tesis de grado. Guayaquil: Escuela Superior Politécnica del Litoral ,2018. 428 pp.

BARCO, David. Esbozando Una Ruta Para la Implementación del BIM en el Perú. COSTOS Perú. 12 de octubre De 2019 Disponible En: <http://www.costosperu.com/Articulos/Seccion-Informe->.

BOLETIN ESTADISTICO ANUAL – 2021. [en línea]. Fondo mi Vivienda. Disponible en: <http://www.mivivienda.com.pe/portalweb/inversionistas/pagina.aspx?idpage=140>

CALDERON, J y FIESTAS, A. “Diseño de vivienda multifamiliar de albañilería confinada de cinco niveles con ETABS – Sector Los

- Libertadores, El Porvenir – Trujillo. Tesis de grado. Trujillo: Universidad César Vallejo, 2022. 156 pp.
- CHIMBO, W. Análisis y Diseño de un Edificio con Aisladores Sísmicos Utilizando el Programa Etabs”. Tesis de grado. Ecuador: Universidad Técnica de Ambato, 2022. 121 pp.
- CONDORI, J. Análisis y Diseño Estructural de una Edificación de 5 pisos de concreto armado mediante la Aplicación de la Metodología BIM en el Distrito de Tacna. Tesis de grado. Tacna: Universidad Privada de Tacna, 2020. 168 pp.
- ECHEVERRY, C. Diseño estructural sismo resistente de edificio para oficinas de Docentes de la facultad de Ciencias Técnicas de la UNESUM. Tesis de grado. Ecuador: Universidad Estatal del Sur de Manabí, 2017. 155 pp.
- ESTRADA, S y VERDE, J. Análisis Comparativo del Diseño Estructural con la Aplicación del Software Etabs Respecto al Método Tradicional de un Edificio de Cinco Pisos con Semisótano Ubicado en el Distrito de San Martín de Porres – Lima. Tesis de grado. Lima: Universidad de San Martín de Porres, 2020. 213 pp.
- ETABS 20. [Software] Versión 20.3.0. CSIAMERICA 2022.
- GUIA SIDER PERU BARRAS DE CONSTRUCCIÓN. Lima. 2019. 3pp. Disponible en: [http://www.siderperu.com.pe/sites/pe\\_gerdau/files/PDF/FIERRO%20SIDERPERU%20NTP%20341%20031%20v2.pdf](http://www.siderperu.com.pe/sites/pe_gerdau/files/PDF/FIERRO%20SIDERPERU%20NTP%20341%20031%20v2.pdf).
- HERNÁNDEZ, E, Análisis y Diseño Estructural Utilizando el Programa ETABS V19. República Dominicana. 2019. 222 pp.
- HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, María. Metodología de la Investigación. Sexta edición. México. 2014. ISBN: 978-1-4562-2396-0.

- JANAMPA, R. Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 5 Pisos y un Semisótano, Ate - 2018. Tesis de grado. Callao: Universidad Cesar Vallejo, 2018. 160 pp.
- MANUAL de referencias estilo ISO 690 y 690 - ISO – 2. Fondo Editorial UCV. Lima. 2017. 34 pp.
- MANUAL REVIT ARCHITECTURE. Chile. 2019. 60pp. Disponible en: [http://ibim.cl/wp-content/uploads/2019/05/Manual-Revit-Arquitectura\\_CURSOS\\_2019.pdf](http://ibim.cl/wp-content/uploads/2019/05/Manual-Revit-Arquitectura_CURSOS_2019.pdf).
- MANUAL REVIT ESTRUCTURE. USA. 2022. 728 pp. Disponible en: <http://knowledge.autodesk.com/es/support/autocad/learn-explore/caas/sfdcarticles/sfdcarticles/ESP/Revit-Structure-4-User-Guide-PDF.html>.
- MOCHLE, Jack y ZEISLER, Gregory NORMA ACI 318-19. Primera Edición. USA. 2019. 688 pp. ISBN: 9781641950602.
- NORMA ASTM – A615 GRADO 60. Lima .2015. Disponible en: <http://www.fiorellarepre.com.pe/FichaTecnica/607110.pdf>.
- NORMA TECNICA PERUANA 341.031- ACERO. Lima. 2015. Disponible en: <http://jhonrodrigueztec.blogspot.com/2015/11/ntp-341031-acero.html>.
- PANCCA, M. Diseño estructural sismorresistente de una edificación multifamiliar de ocho niveles aplicando la metodología BIM Juliaca-Puno, 2021. Tesis de grado. Lima: Universidad Cesar Vallejo, 2021. 174 pp.
- POSTON, Randall y RABBAT, Basile NORMA ACI 318S-14. Segunda Edición. USA. 2015. 592 pp. ISBN: 9780870319648.
- REAL ACADEMIA ESPAÑOLA. España. 2019. Disponible en: <https://www.rae.es>.

REGLAMENTO DE DESARROLLO URBANO DE LA PROVINCIA DE TRUJILLO. Trujillo. 2012. 44pp.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA A. 010. Lima. 2009. 20. pp. Disponible en: [http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios\\_Normalizacion/Normalizacion/normas/Norma-A-010.pdf](http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/Norma-A-010.pdf).

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA A. 020. Lima. 2021. 16. pp. Disponible en: <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366561/36%20A020%20VIVIENDA%20-%20RM%20N%C2%BA%20188-2021VIVIENDA.pdf>.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA E. 020. Lima. 2021. 205. 226. pp. Disponible en: <https://www.inagep.com/contenidos/reglamento-nacional-de-edificaciones-actualizado-al-2019>.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA E. 030. Lima. 2021. 32. pp. Disponible en: <https://www.inagep.com/contenidos/reglamento-nacional-de-edificaciones-actualizado-al-2019>

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA E. 050. Lima. 2021. 205. 226. pp. Disponible en: <https://www.inagep.com/contenidos/reglamento-nacional-de-edificaciones-actualizado-al-2019>.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA E. 060. Lima. 2021. 205. 226. pp. Disponible en: <https://www.inagep.com/contenidos/reglamento-nacional-de-edificaciones-actualizado-al-2019>.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA E. 070. Lima. 2021. 205. 226. pp. Disponible en:

<https://www.inagep.com/contenidos/reglamento-nacional-de-edificaciones-actualizado-al-2019>.

REPOSITORIO DE LA ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL. Disponible en:

<https://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/44963>.

REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA.

Disponible en: <https://repository.ucatolica.edu.co/>.

REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO. Disponible

en: <https://repositorio.ucv.edu.pe/>.

REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA.

Disponible en: <https://repositorio.upt.edu.pe/>.

REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE.

Disponible en: <https://repositorio.upn.edu.pe/>.

REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES.

Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec/>.

REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO.

Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec/>.

REVIT 2023. [Software] Versión 2023. Autodesk 2022.

RÍOS, S Y VELA, J. "Diseño estructural Sismorresistente de una vivienda multifamiliar de 7 niveles bajo un modelo BIM en el distrito de Trujillo". Tesis de grado. Trujillo: Universidad Cesar Vallejo. 2021. 115 pp.

ROCHEL, Roberto. Análisis y diseño sísmico de edificios. Segunda edición. Medellín, 2012. 388 pp. ISBN: 9789587201178.

SIESQUEN, J Y SIESQUEN, L. "Diseño estructural y modelamiento sismo resistente del nuevo pabellón de 10 pisos de la facultad de ingeniería de la universidad César Vallejo, Moche, Trujillo". Tesis de grado. Trujillo: Universidad Cesar Vallejo. 2020. 147 pp.

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO, 2022. Guía de elaboración de productos de investigación de fin de programa. 5 abril 2022. S.I.: Resolución de Vicerrectorado de Investigación. N°110-2022-VI-UCV.

What is Building Information Modelling (BIM)? [en línea]. NBS 2016 [Fecha de consulta: 03 de noviembre de 2022]. Disponible en: <https://www.thenbs.com/knowledge/what-is-building-information-modelling-bim>.

## ANEXOS

### Anexo 01

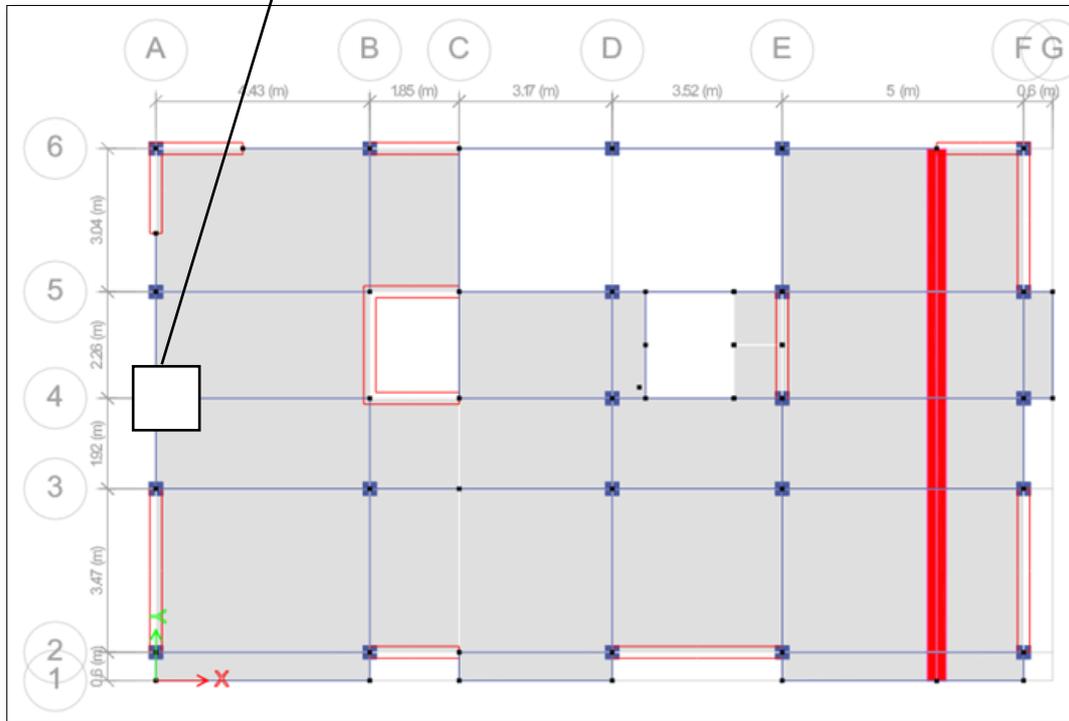
### Operacionalización de Variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Diseño y Análisis Estructural	<p>El análisis estructural consiste en determinar los esfuerzos y deformaciones a las que están expuestas las estructuras, sometida la estructura a un sismo de gran intensidad, la estructura pueda seguir funcionando, siendo el factor de seguridad lo más importante para impedir el colapso parcial o total de la estructura (Rochel, 2017, p.27).</p> <p>El diseño estructural es Serie de actividades que elabora el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características de una estructura. (Janampa,2018).</p>	<p>El análisis y diseño estructural de una edificación se hace con el fin de determinar las respuestas de la estructura ante eventos medio ambientales, calcular sus deformaciones y resistencia, este análisis se realiza considerando los aspectos que indica el reglamento nacional de edificaciones.</p>	Diseño Arquitectónico	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Plano de planta</li> <li>• Plano de elevaciones</li> <li>• Plano de Cortes</li> </ul>
			Predimensionamiento de los elementos estructurales	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Área de elementos</li> <li>• Longitud</li> <li>• Altura</li> <li>• Ancho</li> </ul>
			Análisis estático y dinámico.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Metrado de cargas</li> <li>• Deformaciones de la estructura.</li> <li>• Respuestas sísmicas</li> </ul>
			Diseño estructural de los elementos.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuantía de acero</li> </ul>

## ANEXO 02

## DISEÑO DE ZAPATAS

### ZAPATA AISLADA - UBICADA EN EL EJE Y; A: 4 - C60



#### I. DATOS DEL DISEÑO

##### DATOS DE LA COLUMNAS:

SECCION:	b=	30	cm	0.3	m
	t=	30	cm	0.3	m
	$F_c$ =	210	kg/cm <sup>2</sup>	2100	Tn/m <sup>2</sup>
	$F_y$ =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>

##### DATOS DE ZAPATA:

$\sigma_{adm}$ =	1.43	Kg/cm <sup>2</sup>	14.3	Tn/m <sup>2</sup>
$F_{cz}$ =	175	Kg/cm <sup>2</sup>	1750	Tn/m <sup>2</sup>
$F_y$ =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>
$\phi$ =	0.85			

#### II. DESARROLLO DEL DISEÑO

##### DETERMINACION DE CARGAS

PESO ULTIMO	$P_u$	30.44	Tn
-------------	-------	-------	----

##### DIMENSIONES EN PLANTA (BxT) DE LA ZAPATA

ÁREA DE ZAPATA	$A_z$ =	2.13	m <sup>2</sup>	B=	1.46	m	2.0	
				T=	1.46	m	2.0	4.00
								m <sup>2</sup>

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_z$$

$\sigma_z = W_n$	=	7.61	Tn/m <sup>2</sup>	...SI CUMPLE
------------------	---	------	-------------------	--------------

### DETERMINACION DEL PERALTE (hz)

$$d = h_z - r_e \quad r_e = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

d=	70 cm
hz=	80 cm

### ESFUERZO CORTANTE POR PUNZONAMIENTO ( $V_{oc} \geq V_o$ )

Columna Excentrica	bo	2.3
--------------------	----	-----

$$V_o = P_u - (b+d)(t+d) * W_n$$

$V_o =$	22.83	Tn
$\beta_c =$	1	

$$V_o = \frac{V_o}{b_o * d}$$

$V_o =$	14.18	Tn/m <sup>2</sup>		$V_{oc} \geq V_o$
$V_{oc} =$	11.92	Kg/cm <sup>2</sup>	119.2	Tn/m <sup>2</sup> ...SI CUMPLE

### ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION O CORTE POR TRACCION DIAGONAL ( $V_{uc} \geq V_u$ )

$$m = Lv = \frac{B - b}{2}$$

$$n = Lv = \frac{T - t}{2}$$

$m = Lv =$	0.85	m
$V_u =$	2.28	Tn

$n = Lv =$	0.85
------------	------

$$v_u = \frac{V_u}{T * d}$$

$V_u =$	1.63	Tn/m <sup>2</sup>		$V_{uc} \geq V_u$
$V_{uc} =$	5.96	Kg/cm <sup>2</sup>	59.6	Tn/m <sup>2</sup> ...SI CUMPLE

RESUMEN DE DIMENSIONES DE LA ZAPATA	
B	2.00 m
T	2.00 m
hz	80 cm

### CALCULO DE ACERO (As):

Momento (M1-1) Acero Longitudinal "Al":

Momento (M2-2) Acero Transveral "AT":

$$M1-1 \quad 5.498 \quad Tn-m \quad M1-1 = 1/2 * T * m^2 * W_n$$

$$M1-2 \quad 5.498 \quad Tn-m \quad M1-2 = 1/2 * B * n^2 * W_n$$

Area de Acero Longitudinal (AsL):

AsL	17.6 cm <sup>2</sup>	Ø 5/8	9 varillas
a	2.5 cm		17.81 OK
	2.5 cm		

Area de Acero Transversal (AsT):

AsT	17.6 cm <sup>2</sup>	Ø 5/8	9 varillas
a	2.5 cm		17.81 OK
	2.5 cm		

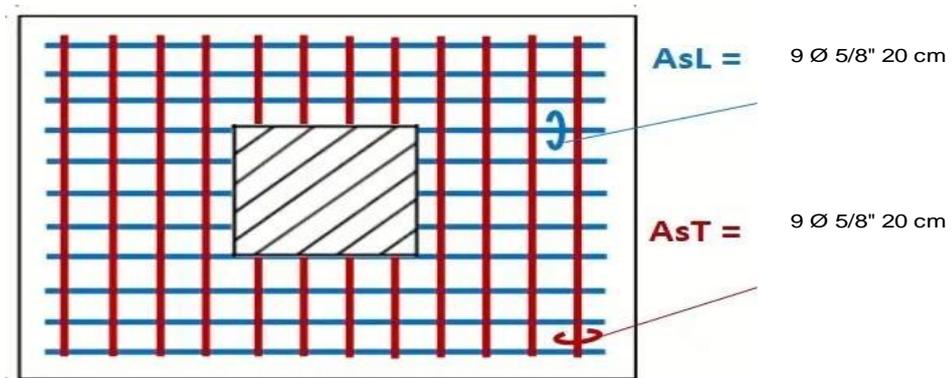
Distribucion de Acero:

Cant. Varillas	n	8.89	=	9 varillas	$\eta = \frac{As}{As(\emptyset)}$	Cant. Varillas	n	8.89	=	9 varillas
Espaciamiento	S	22.80	=	20 cm	$S = \frac{B-2(r)-\emptyset}{n-1}$	Espaciamiento	S	22.80	=	20 cm

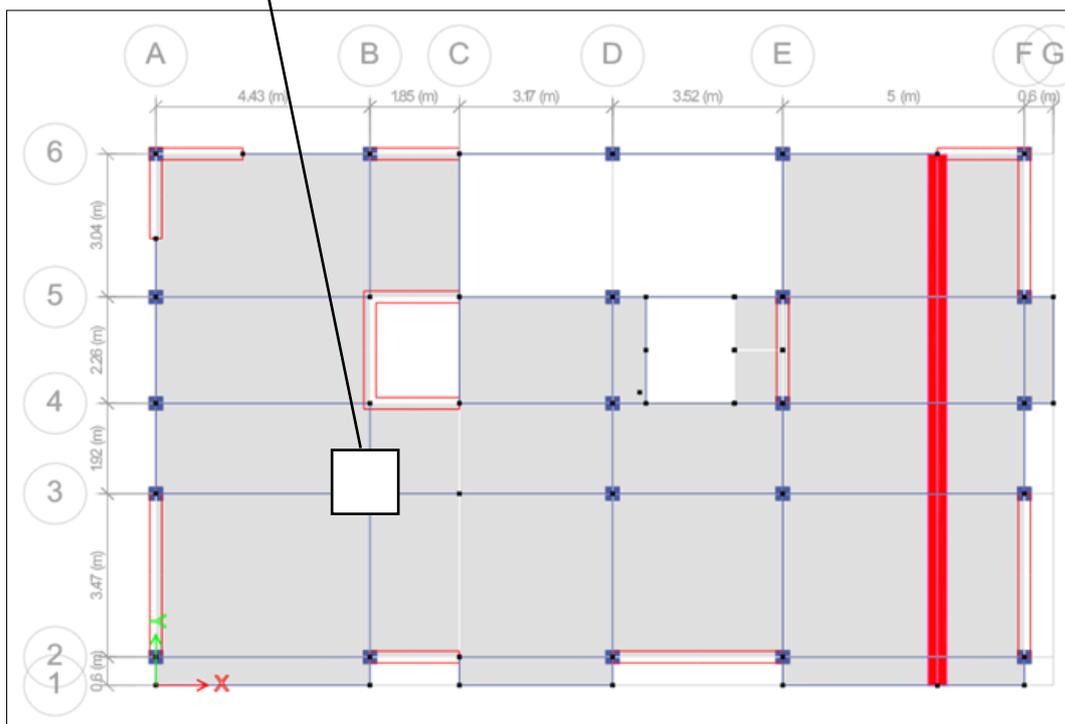
Por lo Tanto

AsL = 9 Ø 5/8" 20 cm

AsT = 9 Ø 5/8" 20 cm



**ZAPATA AISLADA - UBICADA EN EL EJE Y; B: 3 - C65**



I. DATOS DEL DISEÑO

DATOS DE LA COLUMNAS:

SECCION:	b:	30	cm	0.3	m
	t:	30	cm	0.3	m
	F <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	2100	Tn/m <sup>2</sup>
	F <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>

DATOS DE ZAPATA:

σ <sub>adm</sub> =	1.43	Kg/cm <sup>2</sup>	14.3	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>cz</sub> =	175	Kg/cm <sup>2</sup>	1750	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>y</sub> =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>
Φ=	0.85			

II. DESARROLLO DEL DISEÑO

DETERMINACION DE CARGAS

PESO ULTIMO	Pu	63.12	Tn
-------------	----	-------	----

DIMENSIONES EN PLANTA (BxT) DE LA ZAPATA

ÁREA DE ZAPATA	A <sub>z</sub> =	4.41 m <sup>2</sup>	B=	2.10	m	2.2	
			T=	2.10	m	2.1	4.62 m <sup>2</sup>

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_z$$

σ <sub>z</sub> = Wn	=	13.66	Tn/m <sup>2</sup>	...SI CUMPLE
---------------------	---	-------	-------------------	--------------

DETERMINACION DEL PERALTE (hz)

$$d = h_z - r_e \quad r_e = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

d=	70 cm
h <sub>z</sub> =	80 cm

ESFUERZO CORTANTE POR PUNZONAMIENTO (V<sub>oc</sub> ≥ V<sub>o</sub>)

Columna Central	b <sub>o</sub>	4
-----------------	----------------	---

$$V_o = P_u - (b+d) (t+d) * W_n$$

V <sub>o</sub> =	49.46	Tn
β <sub>c</sub> =	1.047619	

$$V_o = \frac{V_o}{b_o * d}$$

V <sub>o</sub> =	17.66	Tn/m <sup>2</sup>	V <sub>oc</sub> ≥ V <sub>o</sub>
V <sub>oc</sub> =	11.92	Kg/cm <sup>2</sup>	119.2 Tn/m <sup>2</sup> ...SI CUMPLE

**ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION O CORTE POR TRACCION DIAGONAL ( $V_{uc} \geq V_u$ )**

$$m = Lv = \frac{B - b}{2}$$

$$n = Lv = \frac{T - t}{2}$$

$m = Lv =$	0.95	m
$V_u =$	7.51	Tn

$n = Lv =$	0.9
------------	-----

$$v_u = \frac{V_u}{T * d}$$

$V_u =$	5.11	Tn/m <sup>2</sup>
$V_{uc} =$	5.96	Kg/cm <sup>2</sup>

59.6 Tn/m<sup>2</sup>

$V_{uc} \geq V_u$   
...SI CUMPLE

RESUMEN DE DIMENSIONES DE LA ZAPATA	
B	2.20 m
T	2.10 m
hz	80 cm

**CALCULO DE ACERO (As):**

Momento (M1-1) Acero Longitudinal "Al":

Momento (M2-2) Acero Transversal "AT":

$$M1-1 \quad 12.947 \quad Tn \cdot m \quad M1-1 = 1/2 * T * m^2 * W_n$$

$$M1-1 \quad 12.173 \quad Tn \cdot m \quad M1-2 = 1/2 * B * n^2 * W_n$$

Area de Acero Longitudinal (AsL):

Area de Acero Transversal (AsT):

AsL	41.5 cm <sup>2</sup>	Ø 3/4"	15 varillas
a	5.3 cm		42.75 OK
	2.7 cm		

AsT	39.0 cm <sup>2</sup>	Ø 3/4"	14 varillas
a	5.2 cm		39.90 OK
	2.7 cm		

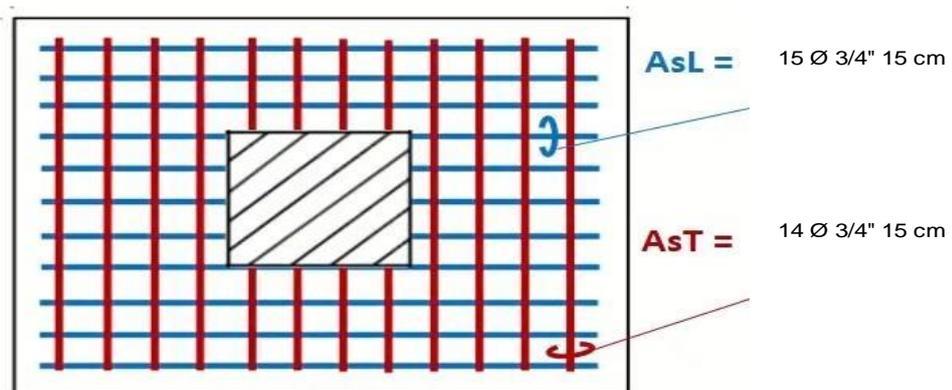
Distribucion de Acero:

Cant. Varillas	n	14.56	=	15 varillas	$\eta = \frac{As}{As(\emptyset)}$	Cant. Varillas	n	14.56	=	14 varillas
Espaciamiento	S	14.58	=	15 cm	$S = \frac{B - 2(r) - \emptyset}{n - 1}$	Espaciamiento	S	13.85	=	15 cm

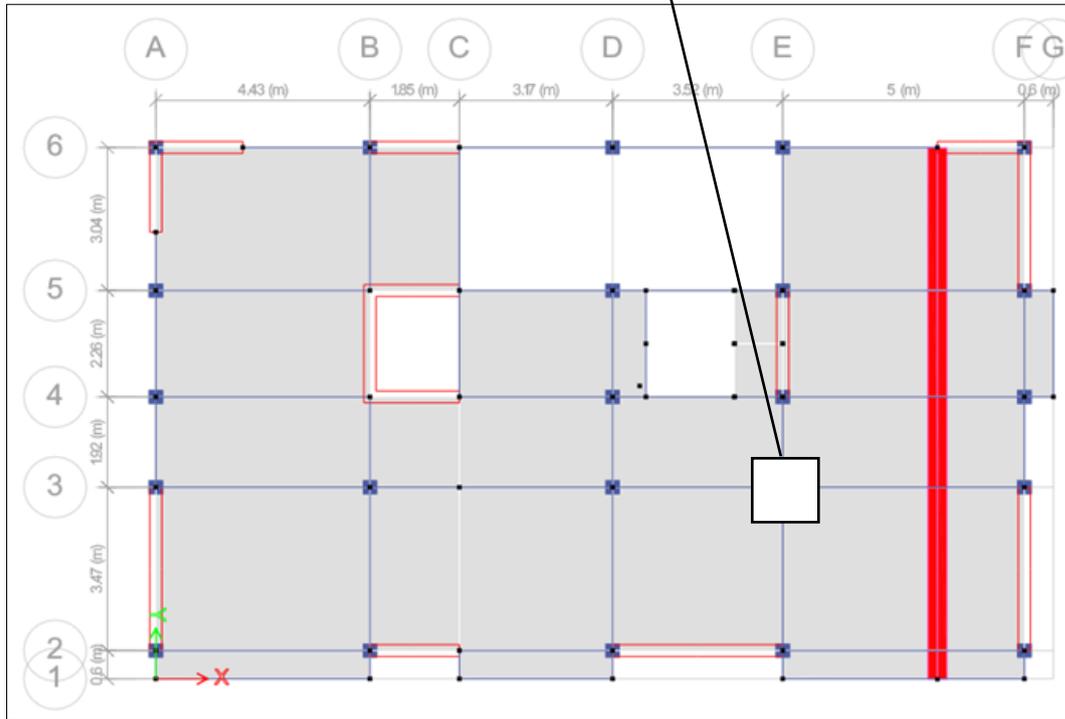
Por lo Tanto

$$AsL = 15 \text{ Ø } 3/4" \text{ 15 cm}$$

$$AsL = 14 \text{ Ø } 3/4" \text{ 15 cm}$$



## ZAPATA AISLADA - UBICADA EN EL EJE Y; E: 3 - C63



### I. DATOS DEL DISEÑO

#### DATOS DE LA COLUMNAS:

SECCION:	b:	30	cm	0.3	m
	t:	30	cm	0.3	m
	F <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	2100	Tn/m <sup>2</sup>
	F <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>

#### DATOS DE ZAPATA:

σ <sub>adm</sub> =	1.43	Kg/cm <sup>2</sup>	14.3	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>cz</sub> =	175	Kg/cm <sup>2</sup>	1750	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>y</sub> =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>
Φ=	0.85			

### II. DESARROLLO DEL DISEÑO

#### DETERMINACION DE CARGAS

PESO ULTIMO	P <sub>u</sub>	68.41	Tn
-------------	----------------	-------	----

#### DIMENSIONES EN PLANTA (BxT) DE LA ZAPATA

ÁREA DE ZAPATA	A <sub>z</sub> =	4.78 m <sup>2</sup>	B=	2.19	m	2.2	4.84 m <sup>2</sup>
			T=	2.19	m	2.2	

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_z$$

$\sigma_z = W_n$	=	14.13	Tn/m <sup>2</sup>	...SI CUMPLE
------------------	---	-------	-------------------	--------------

### DETERMINACION DEL PERALTE (hz)

$$d = h_z - r_e \quad r_e = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

d=	70 cm
hz=	80 cm

### ESFUERZO CORTANTE POR PUNZONAMIENTO ( $V_{oc} \geq V_o$ )

Columna Central	bo	4
-----------------	----	---

$$V_o = P_u - (b+d)(t+d) * W_n$$

$V_o =$	54.28	Tn
$\beta_c =$	1	

$$V_o = \frac{V_o}{b_o * d}$$

$V_o =$	19.38	Tn/m <sup>2</sup>		$V_{oc} \geq V_o$
$V_{oc} =$	11.92	Kg/cm <sup>2</sup>	119.2	Tn/m <sup>2</sup> ...SI CUMPLE

### ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION O CORTE POR TRACCION DIAGONAL ( $V_{uc} \geq V_u$ )

$$m = Lv = \frac{B-b}{2}$$

$$n = Lv = \frac{T-t}{2}$$

$m = Lv =$	0.95	m	$n = Lv =$	0.95
$V_u =$	7.77	Tn		

$$v_u = \frac{V_u}{T * d}$$

$V_u =$	5.05	Tn/m <sup>2</sup>		$V_{uc} \geq V_u$
$V_{uc} =$	5.96	Kg/cm <sup>2</sup>	59.6	Tn/m <sup>2</sup> ...SI CUMPLE

RESUMEN DE DIMENSIONES DE LA ZAPATA	
B	2.20 m
T	2.20 m
hz	80 cm

### CALCULO DE ACERO (As):

Momento (M1-1) Acero Longitudinal "Al":

Momento (M2-2) Acero Transversal "AT":

$$M1-1 \quad 14.032 \quad \text{Tn-m} \quad M1-1 = 1/2 * T * m^2 * W_n$$

$$M1-1 \quad 14.032 \quad \text{Tn-m} \quad M1-2 = 1/2 * B * n^2 * W_n$$

Area de Acero Longitudinal (AsL):

Area de Acero Transversal (AsT):

AsL	45.0 cm <sup>2</sup>	Ø 3/4"	16 varillas
a	5.8 cm		45.60 OK
	2.7 cm		

AsT	45.0 cm <sup>2</sup>	Ø 3/4"	16 varillas
a	5.8 cm		45.60 OK
	2.7 cm		

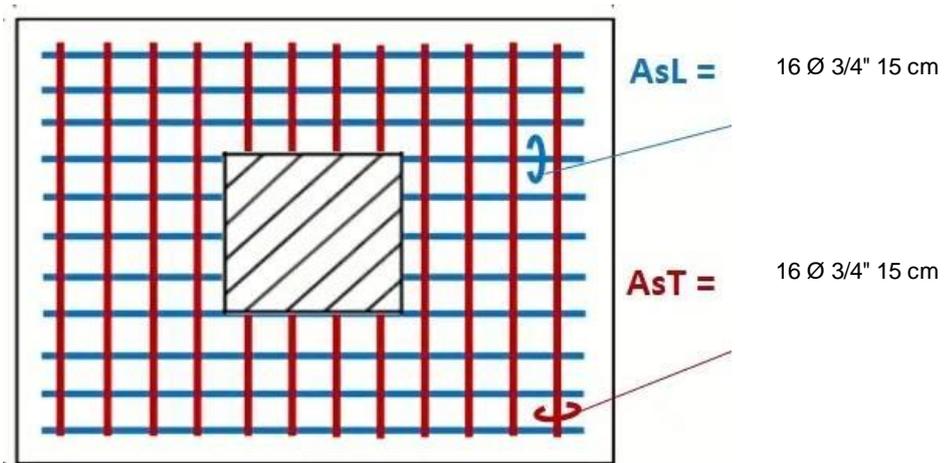
Distribucion de Acero:

Cant. Varillas	n	15.79	=	16 varillas	$n = \frac{As}{As(\emptyset)}$	Cant. Varillas	n	15.79	=	16 varillas
Espaciamento	S	13.37	=	15 cm	$S = \frac{B-2(r)-\emptyset}{n-1}$	Espaciamento	S	13.37	=	15 cm

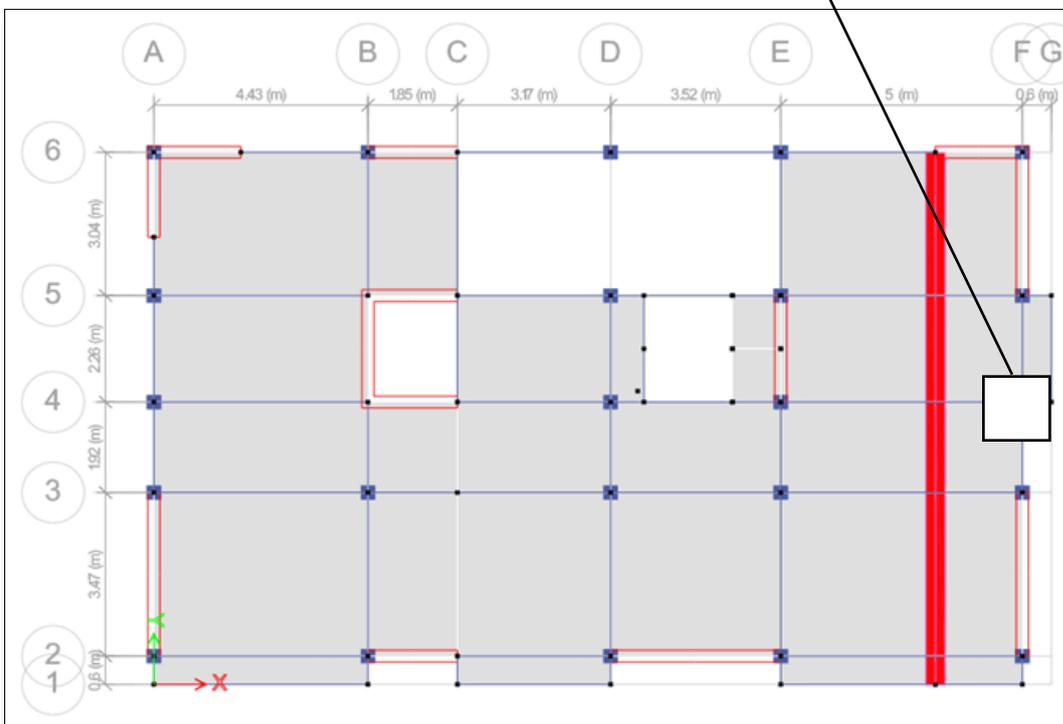
Por lo Tanto

AsL = 16 Ø 3/4" 15 cm

AsL = 16 Ø 3/4" 15 cm



**ZAPATA AISLADA - UBICADA EN EL EJE Y; F: 4 - C52**



I. DATOS DEL DISEÑO

DATOS DE LA COLUMNAS:

SECCION:	b:	30	cm	0.3	m
	t:	30	cm	0.3	m
	F <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	2100	Tn/m <sup>2</sup>
	F <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>

DATOS DE ZAPATA:

σ <sub>adm</sub> =	1.43	Kg/cm <sup>2</sup>	14.3	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>cz</sub> =	175	Kg/cm <sup>2</sup>	1750	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>y</sub> =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>
Φ=	0.85			

II. DESARROLLO DEL DISEÑO

DETERMINACION DE CARGAS

PESO ULTIMO	P <sub>u</sub>	32.83	Tn
-------------	----------------	-------	----

DIMENSIONES EN PLANTA (BxT) DE LA ZAPATA

ÁREA DE ZAPATA	A <sub>z</sub> =	2.30 m <sup>2</sup>	B=	1.52	m	1.8	
			T=	1.52	m	1.6	2.88 m <sup>2</sup>

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_z$$

σ <sub>z</sub> = W <sub>n</sub>	=	11.40	Tn/m <sup>2</sup>	...SI CUMPLE
---------------------------------	---	-------	-------------------	--------------

DETERMINACION DEL PERALTE (hz)

$$d = h_z - r_e \quad r_e = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

d=	70	cm
h <sub>z</sub> =	80	cm

ESFUERZO CORTANTE POR PUNZONAMIENTO (V<sub>oc</sub> ≥ V<sub>o</sub>)

Columna Central	b <sub>o</sub>	4
-----------------	----------------	---

$$V_o = P_u - (b+d)(t+d) * W_n$$

V <sub>o</sub> =	21.43	Tn
β <sub>c</sub> =	1.125	

$$V_o = \frac{V_o}{b_o * d}$$

V <sub>o</sub> =	7.65	Tn/m <sup>2</sup>	V <sub>oc</sub> ≥ V <sub>o</sub>
V <sub>oc</sub> =	11.92	Kg/cm <sup>2</sup>	119.2 Tn/m <sup>2</sup> ...SI CUMPLE

**ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION O CORTE POR TRACCION DIAGONAL ( $V_{uc} \geq V_u$ )**

$$m = Lv = \frac{B - b}{2}$$

$$n = Lv = \frac{T - t}{2}$$

$m = Lv =$	0.75	m
$V_u =$	1.03	Tn

$$n = Lv = 0.65$$

$$v_u = \frac{V_u}{T * d}$$

$V_u =$	0.92	Tn/m2
$V_{uc} =$	5.96	Kg/cm2

$$59.6 \text{ Tn/m2}$$

$V_{uc} \geq V_u$   
...SI CUMPLE

RESUMEN DE DIMENSIONES DE LA ZAPATA	
B	1.80 m
T	1.60 m
hz	80 cm

**CALCULO DE ACERO (As):**

Momento (M1-1) Acero Longitudinal "Al":

Momento (M2-2) Acero Transversal "AT":

$$M1-1 \quad 5.130 \text{ Tn-m} \quad M1-1 = 1/2 * T * m^2 * W_n$$

$$M1-1 \quad 4.335 \text{ Tn-m} \quad M1-2 = 1/2 * B * n^2 * W_n$$

Area de Acero Longitudinal (AsL):

Area de Acero Transversal (AsT):

AsL	16.4 cm <sup>2</sup>	Ø 5/8"	9 varillas
a	2.6 cm		17.81 OK
	2.7 cm		

AsT	13.9 cm <sup>2</sup>	Ø 5/8"	8 varillas
a	2.5 cm		15.83 OK
	2.7 cm		

Distribucion de Acero:

$$\text{Cant. Varillas } n = 8.29 = 9 \text{ varillas} \quad n = \frac{A_s}{A_s(\phi)}$$

$$\text{Cant. Varillas } n = 7.02 = 8 \text{ varillas}$$

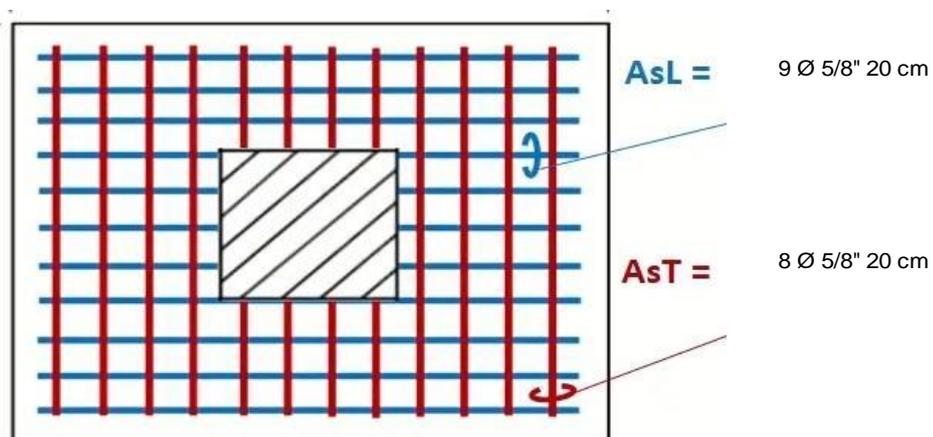
$$\text{Espaciamiento } S = 21.96 = 20 \text{ cm} \quad S = \frac{B - 2(r) - \phi}{n - 1}$$

$$\text{Espaciamiento } S = 23.24 = 20 \text{ cm}$$

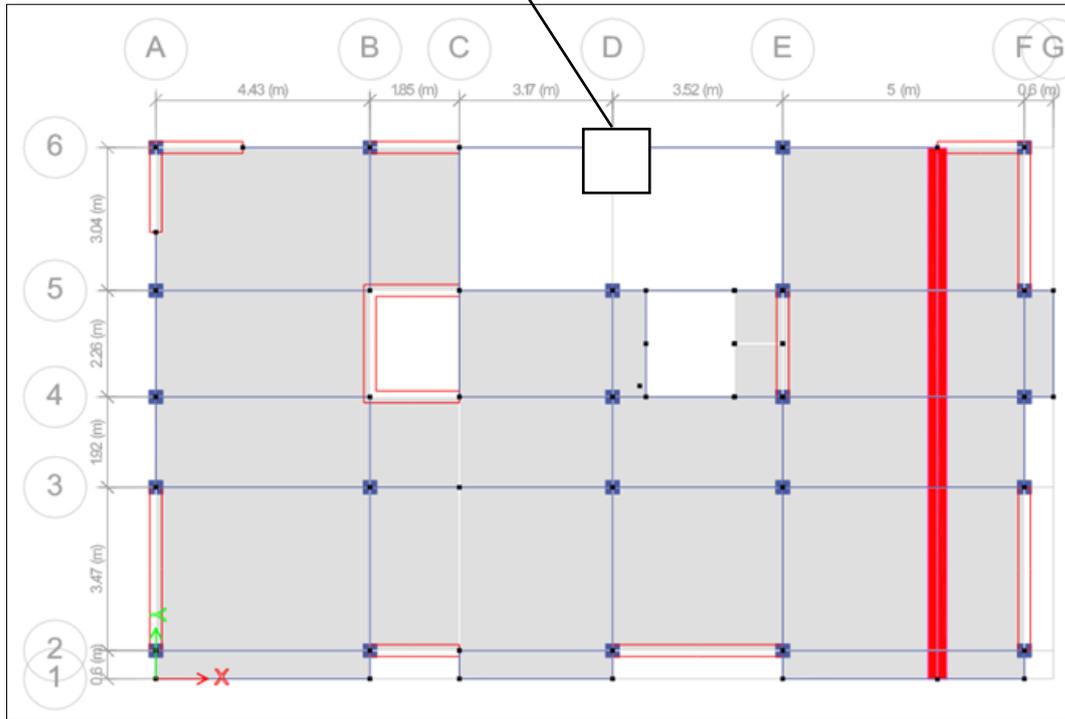
Por lo Tanto

$$AsL = 9 \text{ Ø } 5/8" \text{ } 20 \text{ cm}$$

$$AsL = 8 \text{ Ø } 5/8" \text{ } 20 \text{ cm}$$



## ZAPATA AISLADA - UBICADA EN EL EJE X; 6-D - C48



### I. DATOS DEL DISEÑO

#### DATOS DE LA COLUMNAS:

SECCION:	b:	30	cm	0.3	m
	t:	30	cm	0.3	m
	F <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	2100	Tn/m <sup>2</sup>
	F <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>

#### DATOS DE ZAPATA:

σ <sub>adm</sub> =	1.43	Kg/cm <sup>2</sup>	14.3	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>cz</sub> =	175	Kg/cm <sup>2</sup>	1750	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>y</sub> =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>
φ=	0.85			

### II. DESARROLLO DEL DISEÑO

#### DETERMINACION DE CARGAS

PESO ULTIMO	P <sub>u</sub>	24.45	Tn
-------------	----------------	-------	----

#### DIMENSIONES EN PLANTA (BxT) DE LA ZAPATA

ÁREA DE ZAPATA	A <sub>z</sub> =	1.71	m <sup>2</sup>	B=	1.31	m	1.4	
				T=	1.31	m	1.4	1.96

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_z$$

$\sigma_z = W_n$	=	12.47	Tn/m <sup>2</sup>	...SI CUMPLE
------------------	---	-------	-------------------	--------------

### DETERMINACION DEL PERALTE (hz)

$$d = h_z - r_e \quad r_e = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

d=	70 cm
hz=	80 cm

### ESFUERZO CORTANTE POR PUNZONAMIENTO ( $V_{oc} \geq V_o$ )

Columna Central	$b_o$	4
-----------------	-------	---

$$V_o = P_u - (b+d)(t+d) * W_n$$

$V_o =$	11.98	Tn
$\beta_c =$	1	

$$V_o = \frac{V_o}{b_o * d}$$

$V_o =$	4.28	Tn/m <sup>2</sup>	$V_{oc} \geq V_o$
$V_{oc} =$	11.92	Kg/cm <sup>2</sup>	119.2 Tn/m <sup>2</sup> ...SI CUMPLE

### ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION O CORTE POR TRACCION DIAGONAL ( $V_{uc} \geq V_u$ )

$$m = Lv = \frac{B - b}{2}$$

$$n = Lv = \frac{T - t}{2}$$

$m = Lv =$	0.55	m	$n = Lv =$	0.55
$V_u =$	21.83	Tn		

$$v_u = \frac{V_u}{T * d}$$

$V_u =$	22.28	Tn/m <sup>2</sup>	$V_{uc} \geq V_u$
$V_{uc} =$	5.96	Kg/cm <sup>2</sup>	59.6 Tn/m <sup>2</sup> ...SI CUMPLE

RESUMEN DE DIMENSIONES DE LA ZAPATA	
B	1.40 m
T	1.40 m
hz	80 cm

### CALCULO DE ACERO (As):

Momento (M1-1) Acero Longitudinal "Al":

Momento (M2-2) Acero Transversal "AT":

$$M1-1 \quad 2.641 \text{ Tn-m} \quad M1-1 = 1/2 * T * m^2 * W_n$$

$$M1-1 \quad 2.641 \text{ Tn-m} \quad M1-2 = 1/2 * B * n^2 * W_n$$

Area de Acero Longitudinal (AsL):

Area de Acero Transversal (AsT):

AsL	8.5 cm <sup>2</sup>	Ø 1/2"	7 varillas
a	1.7 cm		8.87 OK
	2.7 cm		

AsT	8.5 cm <sup>2</sup>	Ø 1/2"	7 varillas
a	1.7 cm		8.87 OK
	2.7 cm		

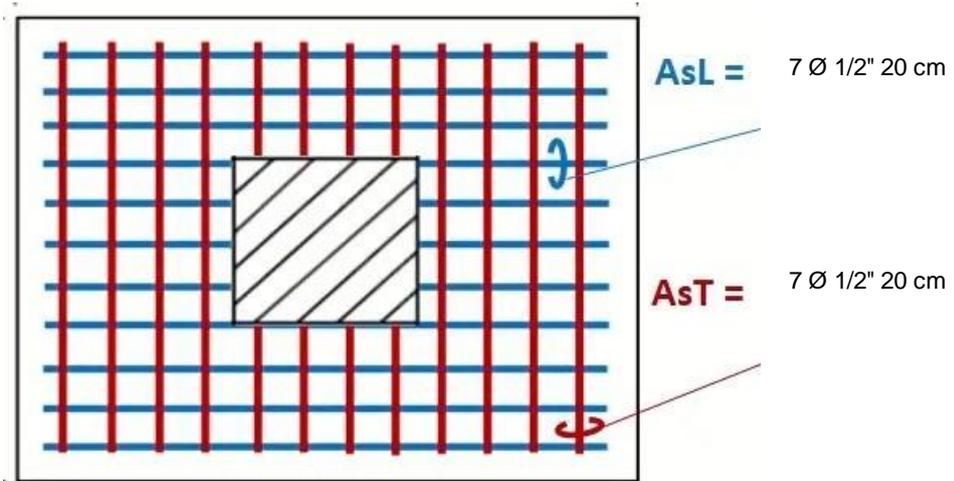
Distribucion de Acero:

Cant. Varillas	n	6.71	=	7 varillas	$n = \frac{A_s}{A_s(\phi)}$	Cant. Varillas	n	6.71	=	7 varillas
Espaciamiento	S	21.33	=	20 cm	$S = \frac{B-2(r)-\phi}{n}$	Espaciamiento	S	21.01	=	35 cm

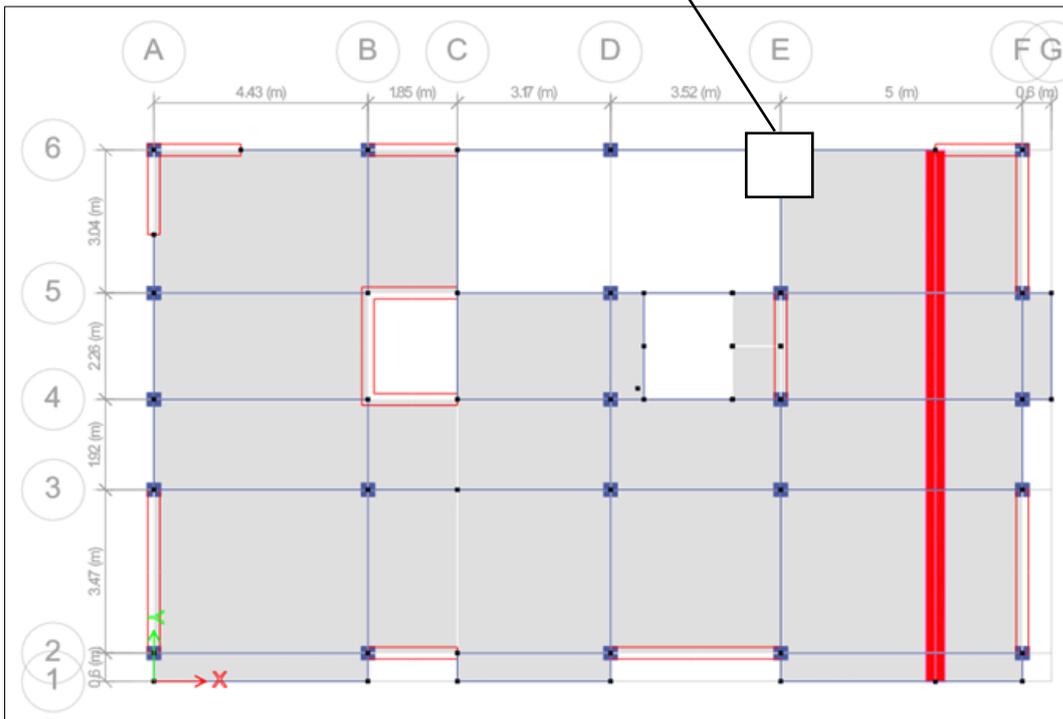
Por lo Tanto

AsL = 7 Ø 1/2" 20 cm

AsL = 7 Ø 1/2" 20 cm



**ZAPATA AISLADA - UBICADA EN EL EJE X; 6-E - C49**



## I. DATOS DEL DISEÑO

DATOS DE LA COLUMNAS:

SECCION:	b:	30	cm	0.3	m
	t:	30	cm	0.3	m
	F <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	2100	Tn/m <sup>2</sup>
	F <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>

DATOS DE ZAPATA:

σ <sub>adm</sub> =	1.43	Kg/cm <sup>2</sup>	14.3	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>cz</sub> =	175	Kg/cm <sup>2</sup>	1750	Tn/m <sup>2</sup>
F <sub>y</sub> =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	42000	Tn/m <sup>2</sup>
Φ=	0.85			

## II. DESARROLLO DEL DISEÑO

### DETERMINACION DE CARGAS

PESO ULTIMO	P <sub>u</sub>	32.37	Tn
-------------	----------------	-------	----

### DIMENSIONES EN PLANTA (BxT) DE LA ZAPATA

ÁREA DE ZAPATA	A <sub>z</sub> =	2.26 m <sup>2</sup>	B=	1.50	m	1.7	2.55 m <sup>2</sup>
			T=	1.50	m	1.5	

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_z$$

σ <sub>z</sub> = W <sub>n</sub>	=	12.69	Tn/m <sup>2</sup>	...SI CUMPLE
---------------------------------	---	-------	-------------------	--------------

### DETERMINACION DEL PERALTE (hz)

$$d = h_z - r_e \quad r_e = 10 \text{ cm} \quad = 0.10 \text{ m}$$

d=	70 cm
h <sub>z</sub> =	80 cm

### ESFUERZO CORTANTE POR PUNZONAMIENTO (V<sub>oc</sub> ≥ V<sub>o</sub>)

Columna Central	b <sub>o</sub>	4
-----------------	----------------	---

$$V_o = P_u - (b+d) \cdot t \cdot W_n$$

V <sub>o</sub> =	19.68	Tn
β <sub>c</sub> =	1.1333333	

$$V_o = \frac{V_o}{b_o \cdot d}$$

V <sub>o</sub> =	7.03	Tn/m <sup>2</sup>	119.2	Tn/m <sup>2</sup>	V <sub>oc</sub> ≥ V <sub>o</sub> ...SI CUMPLE
V <sub>oc</sub> =	11.92	Kg/cm <sup>2</sup>			

**ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION O CORTE POR TRACCION DIAGONAL ( $V_{uc} \geq V_u$ )**

$$m = Lv = \frac{B - b}{2}$$

$$n = Lv = \frac{T - t}{2}$$

m=Lv =	0.7	m
Vu =	30.21	Tn

n=Lv =	0.6
--------	-----

$$v_u = \frac{V_u}{T \cdot d}$$

Vu =	28.77	Tn/m2
Vuc =	5.96	Kg/cm2

59.6 Tn/m2

$V_{uc} \geq V_u$   
**...SI CUMPLE**

RESUMEN DE DIMENSIONES DE LA ZAPATA	
B	1.70 m
T	1.50 m
hz	80 cm

**CALCULO DE ACERO (As):**

Momento (M1-1) Acero Longitudinal "Al":

Momento (M2-2) Acero Transversal "AT":

M1-1 4.665 Tn-m  $M1-1 = 1/2 * T * m^2 * W_n$

M1-1 3.884 Tn-m  $M1-1 = 1/2 * B * n^2 * W_n$

Area de Acero Longitudinal (AsL):

Area de Acero Transversal (AsT):

AsL	14.9 cm <sup>2</sup>	Ø 5/8"	8 varillas
a	2.5 cm		15.83 OK
	2.7 cm		

AsT	12.4 cm <sup>2</sup>	Ø 5/8"	7 varillas
a	2.3 cm		13.86 OK
	2.7 cm		

Distribucion de Acero:

Cant. Varillas n 7.53 = 8 varillas

$$n = \frac{A_s}{A_s(\emptyset)}$$

Cant. Varillas n 7.53 = 7 varillas

Espaciamiento S 22.97 = 20 cm

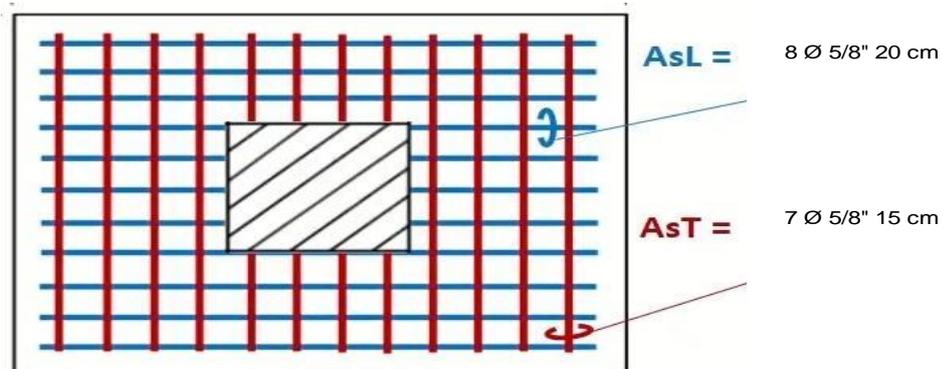
$$S = \frac{B - 2(r) - \emptyset}{n - 1}$$

Espaciamiento S 19.91 = 15 cm

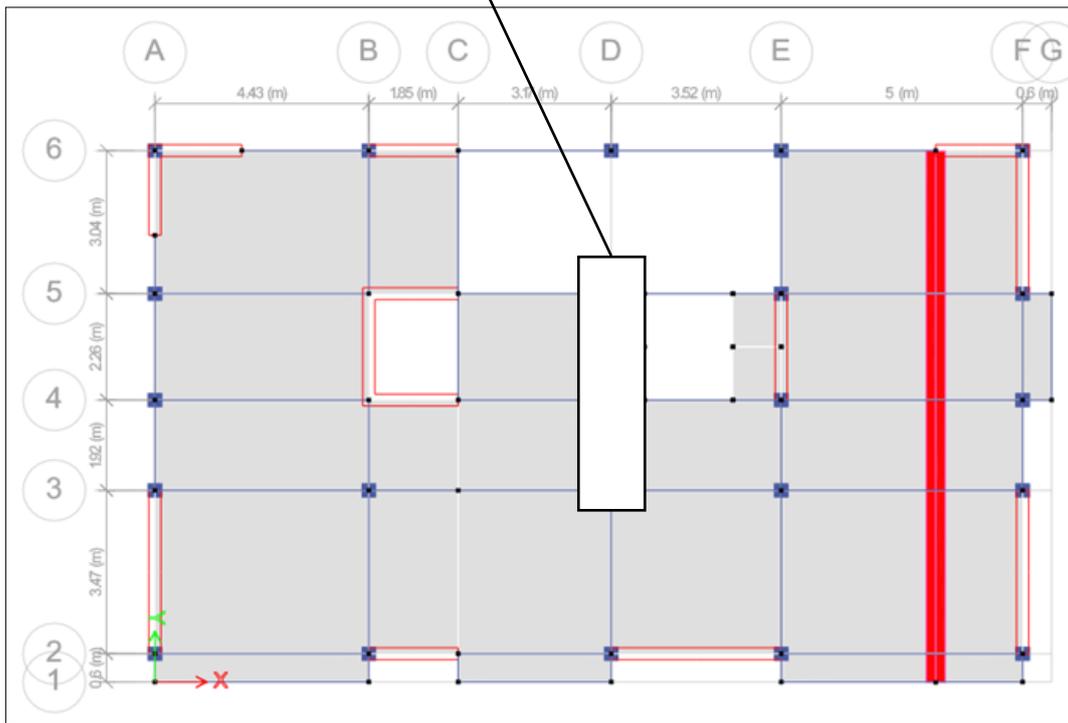
Por lo Tanto

AsL = 8 Ø 5/8" 20 cm

AsL = 7 Ø 5/8" 15 cm



## ZAPATA COMBINADA - UBICADA EN EL EJE Y - 3-4 - C64 - C67



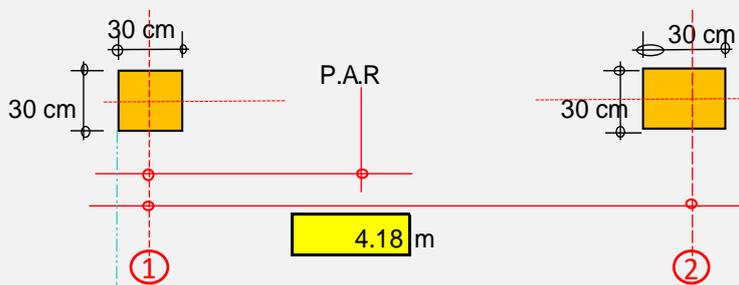
### DATOS:

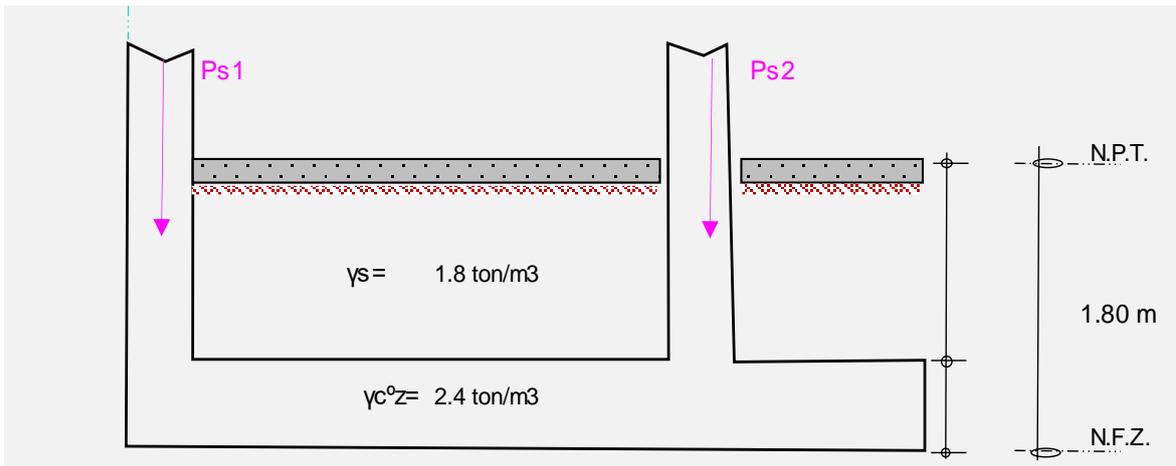
Concreto	$f'c=$	175	kg/cm <sup>2</sup>	$q_a=$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de acero	$f_y=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s=$	1.80	ton/m <sup>3</sup>
Nivel de fundación	NF=	1.80	m	$\gamma_c^o z=$	2.40	ton/m <sup>3</sup>
Peso Último	$P_{uC64}=$	75.5	ton	$P_{uC67}=$	43.0	ton

### Columnas:

b=	30 cm	4 Ø 1"
t=	30 cm	4 Ø 1"

b=	30.0 cm	4 Ø 1"
t=	30.0 cm	4 Ø 1"





### I. DIMENSIONAMIENTO

**Cálculo Área del acero de la columna y diámetro**

db=	2.54 cm
Ab=	5.067 cm <sup>2</sup>

**Cálculo peralte de la zapata normativas N E070**

$Ld1 = 0.08 * db * fy / \sqrt{f'c}$	64.51 cm
$Ld2 = 0.004 * db * fy$	42.67 cm
$Ld3 \geq 20cm$	20.00 cm

Ld max=	64.5 cm
Ld def.	65.0 cm
d=	75.0 cm
h=	85.0 cm

$d = Ld \text{ def.} + 10cm$   
 $h = d + 10cm$

Altura de la zapata

**Capacidad portante neta del terreno (qn)**

$$qn = qa - (\gamma_c^o z \times hz) - (\gamma_s \times hs)$$

qn=	1.055 kg/cm <sup>2</sup>
-----	--------------------------

**Solicitaciones de Carga**

Carga última 1	Pu1 =	PuC64=	75.5 ton
Carga última 2	Pu2 =	PuC66=	43.0 ton
Carga última total	Pu = Pu1 + Pu2	Pu=	118.5 ton

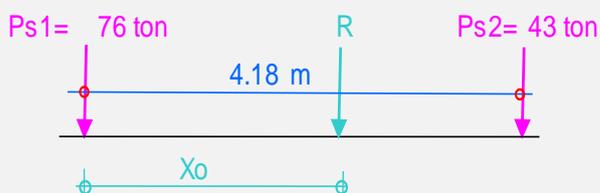
**Área requerida**

Cálculo área de la zapata  $A = Pu/qn$

A=	11.23 cm <sup>2</sup>
----	-----------------------

$$A = \frac{Pu}{qn}$$

**Magnitud de la resultante**



$$\sum Fv=0$$

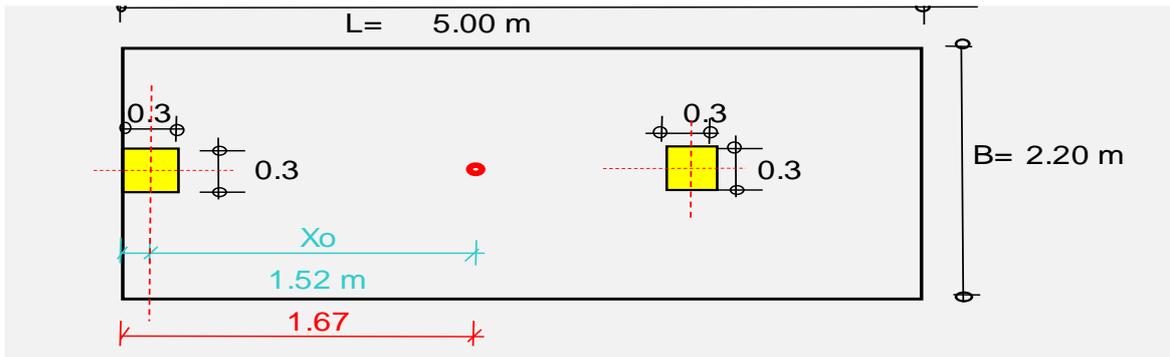
$$-75.52 - 42.99 - R = 0$$

$$R = 118.5 \text{ ton}$$

$$\sum FM=0$$

$$-R(Xo) - 42.99 (4.18) = 0$$

$$Xo = 1.52 \text{ m}$$

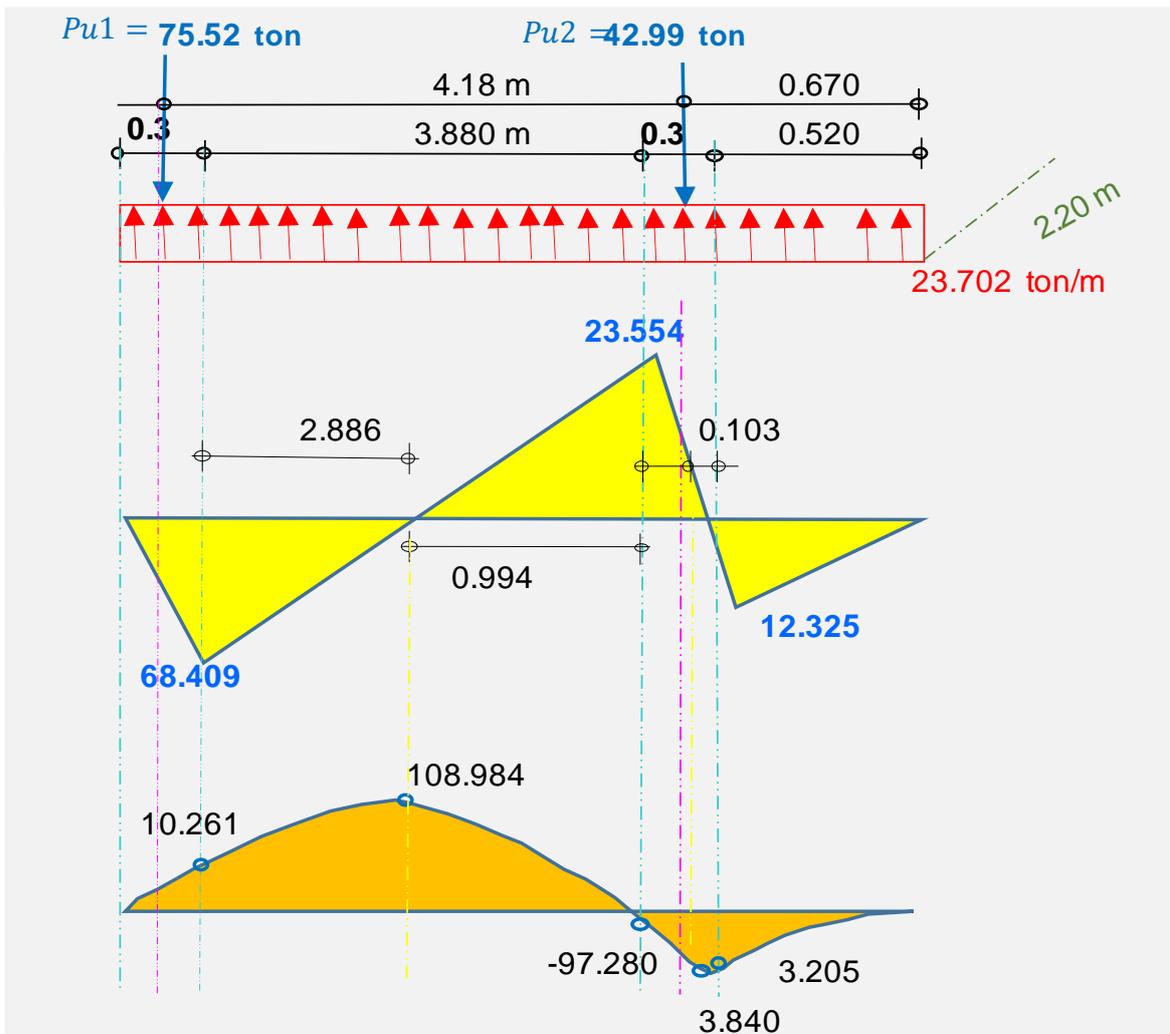


Longitud de la zapata (L=2*Xc)	L=	3.33 m	L=	5.00 m	
Ancho de la zapata	B=	2.247	B=	2.20 m	
Cálculo de área final de la zapata Az=L*B				Az=	11.00 m <sup>2</sup>

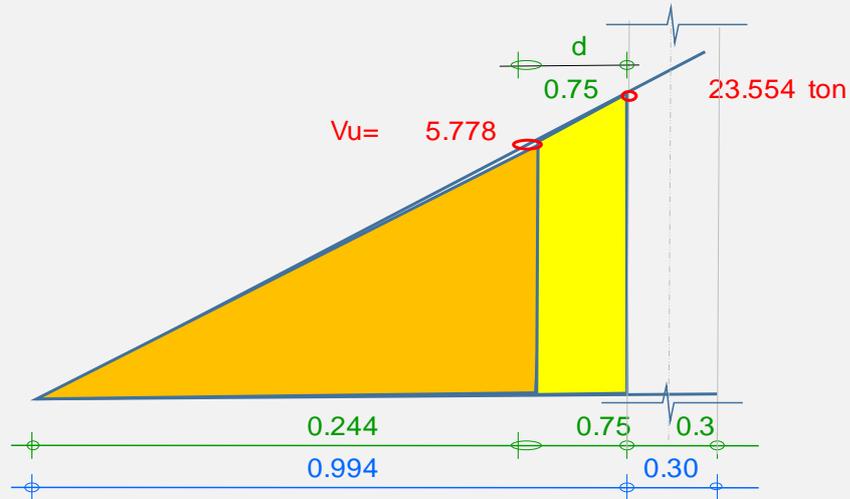
II. PRESIONES DE DISEÑO:

$$q'_u = \frac{Pu}{Az} \quad q_u = q'_u * B$$

q'u=	10.774	ton/m <sup>2</sup>
qu=	23.702	ton/m

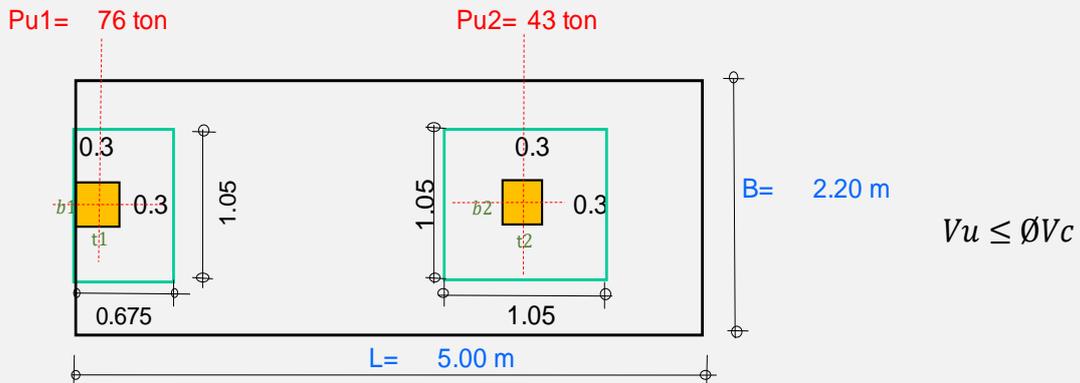


### III. VERIFICACIÓN CORTE FLEXIÓN



Resistencia de concreto a corte	$\phi V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} * B * d$	$\phi V_c =$	98.33265 ton
Fuerza cortante última a una distancia d		$V_u =$	5.778 ton
Verificación		$V_u < \phi V_c =$	CONFORME

### IV. VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO



#### Columna Exterior

$$V_u = Pu1 - q'_u \left( (t_1 + d/2)(b_1 + d) \right)$$

Fuerza cortante última  $V_u =$  67.884 ton

$$\phi V_c = \phi * 1.10 \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Resistencia de concreto a  $\phi V_c =$  222.640 ton

Verificación  $V_u < \phi V_c$  CONFORME

#### Columna Interior

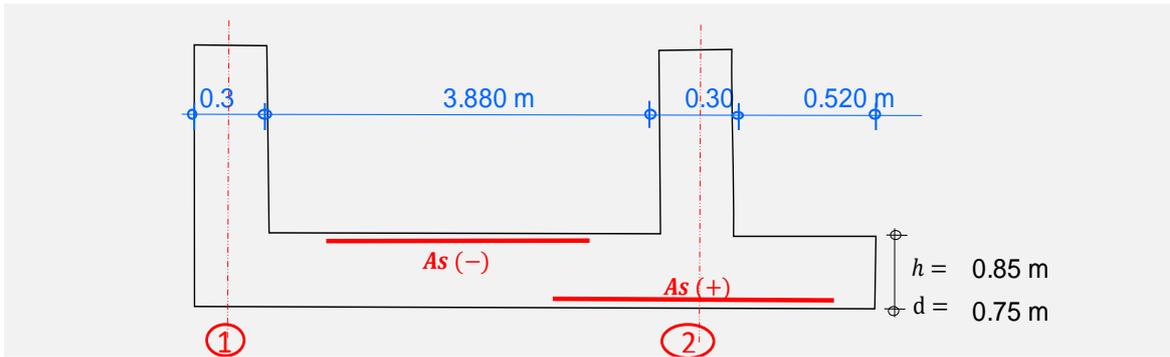
$$V_u = Pu2 - q'_u \left( (t_2 + d)(b_2 + d) \right)$$

$V_u =$  31.112 ton

$$\phi V_c = \phi * 1.10 \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$\phi V_c =$  389.620 ton

$V_u < \phi V_c$  CONFORME



## V. DISEÑO DE REFUERZO LONGITUDINAL:

### Tramo 1-2 Acero Negativo

#### Datos de diseño:

b=	220 cm
$\beta$ =	0.85

d=	75.0 cm
Mu=	109.0 ton-m

f <sub>c</sub> =	175 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200 kg/cm <sup>2</sup>

#### Cálculo

Zona sísmica

Cuantía y acero mínimo	P <sub>min</sub> =	0.002205
Cuantía y acero balanceada	P <sub>b</sub> =	0.017708
Cuantía y acero máxima 0.50 pb	P <sub>máx</sub> =	0.008854
	W1=	1.637022
Cuantía y acero de diseño	P <sub>d</sub> =	0.002412

zona= Sísmica

As <sub>min</sub> =	36.379 cm <sup>2</sup>
As <sub>b</sub> =	292.188 cm <sup>2</sup>
As <sub>máx</sub> =	146.094 cm <sup>2</sup>
W2=	0.057894
As <sub>d</sub> =	39.802 cm <sup>2</sup>

#### Distribución de Refuerzo

Acero a seleccionar  $\varnothing$  5/8" As= 1.98 cm<sup>2</sup> db= 1.59 cm

#### \* Acero mínimo

Número de varillas	N=As <sub>min</sub> /As $\varnothing$	N=	18
Distribución de aceros	S=(B-2r- $\varnothing$ -10)/(N-1)	S=	11 cm

As<sub>min</sub> = 18  $\varnothing$  5/8" @ 0.11 m

* Acero de refuerzo	As <sub>r</sub> =	As <sub>r</sub> =	3.4 cm <sup>2</sup>
Número de varillas	N=As <sub>r</sub> /As $\varnothing$	N=	2
Distribución de aceros	S=N/B	S <sub>r</sub> =	0.79 m

As<sub>r</sub> = 2  $\varnothing$  5/8" @ 0.79 m

### Apoyo 2: Acero positivo

#### Datos de diseño:

b=	220 cm
$\beta$ =	0.85

d=	75.0 cm
Mu=	3.8 ton-m

f <sub>c</sub> =	175 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200 kg/cm <sup>2</sup>

#### Cálculo

Zona sísmica

Cuantía y acero mínimo	P <sub>min</sub> =	0.002205
Cuantía y acero balanceada	P <sub>b</sub> =	0.017708
Cuantía y acero máxima 0.75 pb	P <sub>máx</sub> =	0.013281
	W1=	1.692943
Cuantía y acero de diseño	P <sub>d</sub> =	8.22E-05

zona= No sísmica

As <sub>min</sub> =	36.379 cm <sup>2</sup>
As <sub>b</sub> =	292.188 cm <sup>2</sup>
As <sub>máx</sub> =	219.141 cm <sup>2</sup>
W2=	0.001972
As <sub>d</sub> =	1.356 cm <sup>2</sup>

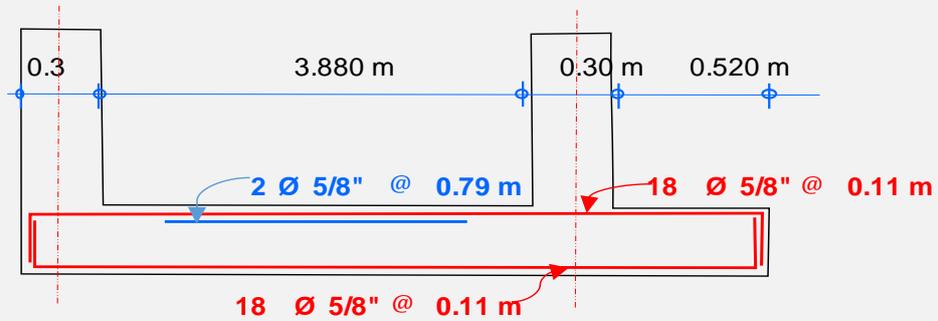
### Distribución de Refuerzo

Acero a seleccionar  $\varnothing 5/8"$   $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$   $db = 1.59 \text{ cm}$

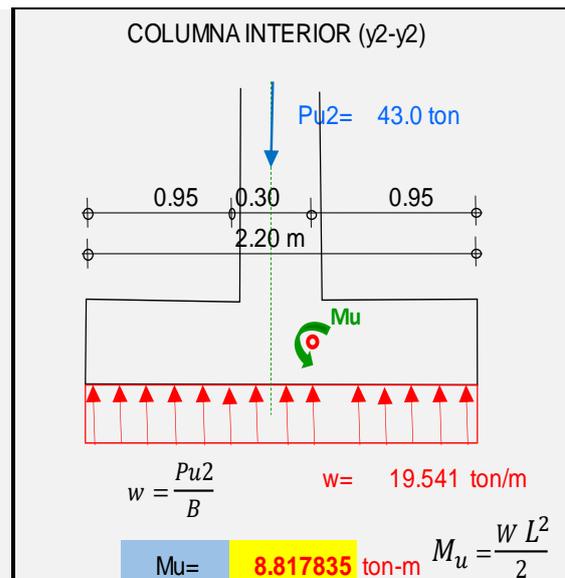
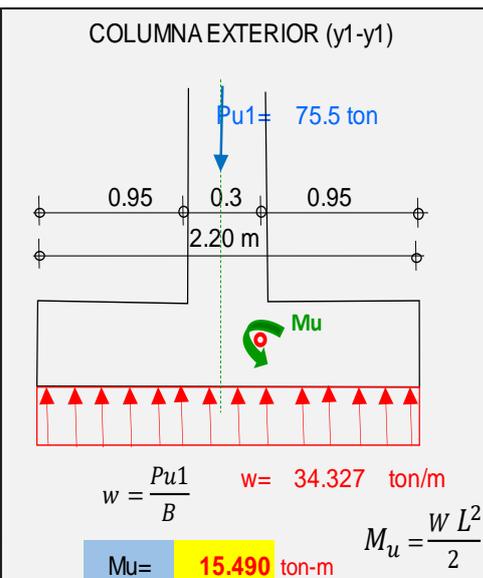
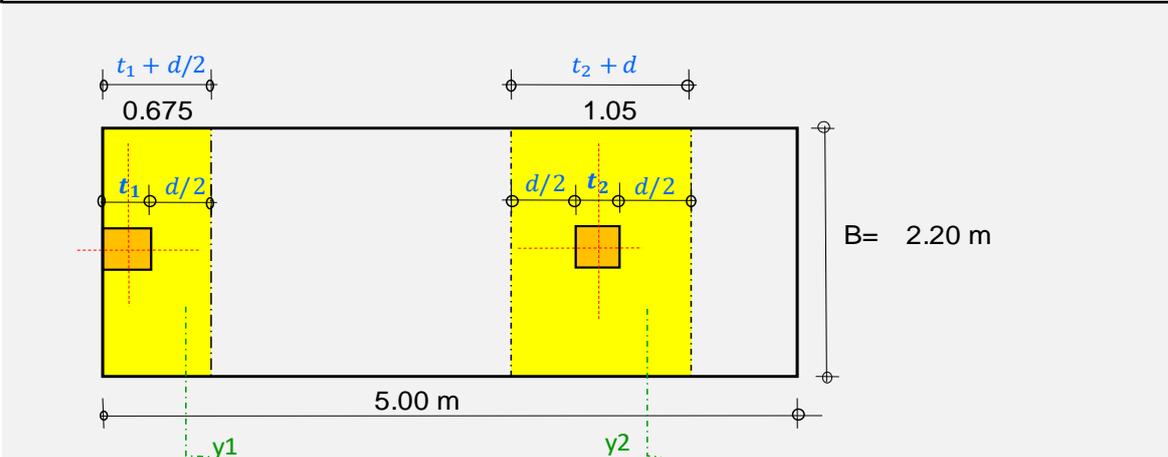
\* Acero de diseño

Número de varillas	$N = A_s d / A_s \varnothing$	N=	18
Distribución de aceros	$S = (B - 2r - \varnothing - 10) / (N - 1)$	S=	11 cm

$A_{sd} = 18 \varnothing 5/8" @ 0.11 \text{ m}$



### VI. DISEÑO DE REFUERZO TRANSVERSAL



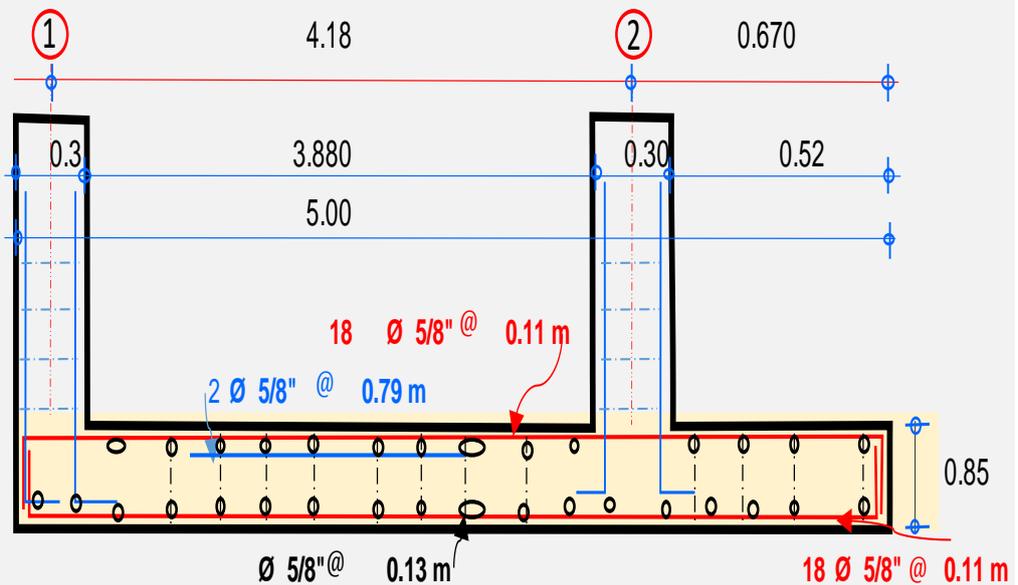
	b=	100 cm		d=	75 cm		f'c=	175	kg/cm <sup>2</sup>	
	β=	0.85		zona	Sísmica		f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
P <sub>min</sub> =	0.0022		A <sub>smin</sub> =	16.5 cm <sup>2</sup>		P <sub>min</sub> =	0.0022		A <sub>smin</sub> =	16.5 cm <sup>2</sup>
P <sub>b</sub> =	0.0177		A <sub>b</sub> =	132.8 cm <sup>2</sup>		P <sub>b</sub> =	0.01771		A <sub>b</sub> =	132.8 cm <sup>2</sup>
w <sub>1</sub> =	1.6772		w <sub>2</sub> =	0.0177		w <sub>1</sub> =	1.6849		w <sub>2</sub> =	0.010012
P <sub>d</sub> =	0.0007		A <sub>s d</sub> =	5.5 cm <sup>2</sup>		P <sub>d</sub> =	0.00042		A <sub>s d</sub> =	3.1 cm <sup>2</sup>
P <sub>máx</sub> =	0.0089		A <sub>s máx</sub> =	66.4 cm <sup>2</sup>		P <sub>máx</sub> =	0.00885		A <sub>s máx</sub> =	66.4 cm <sup>2</sup>
<i>A<sub>s d</sub> = A<sub>s d</sub> * (t<sub>1</sub> + d/2)</i>			A <sub>s d</sub> =	3.73 cm <sup>2</sup>		<i>A<sub>s d</sub> = A<sub>s d</sub> * (t<sub>2</sub> + d)</i>			A <sub>s d</sub> =	3.29 cm <sup>2</sup>
Acero Ø 5/8"			N=	1.88		Acero Ø 5/8"			N=	1.66
$S = \frac{b-r-\phi-10}{N-1}$			S=	55 cm		$S = \frac{b-\phi-10}{N-1}$			S=	142 cm
2 Ø 5/8" @ 0.55 m						2 Ø 5/8" @ 1.42 m				

### VII. DISEÑO DE ACERO DE MONTAJE

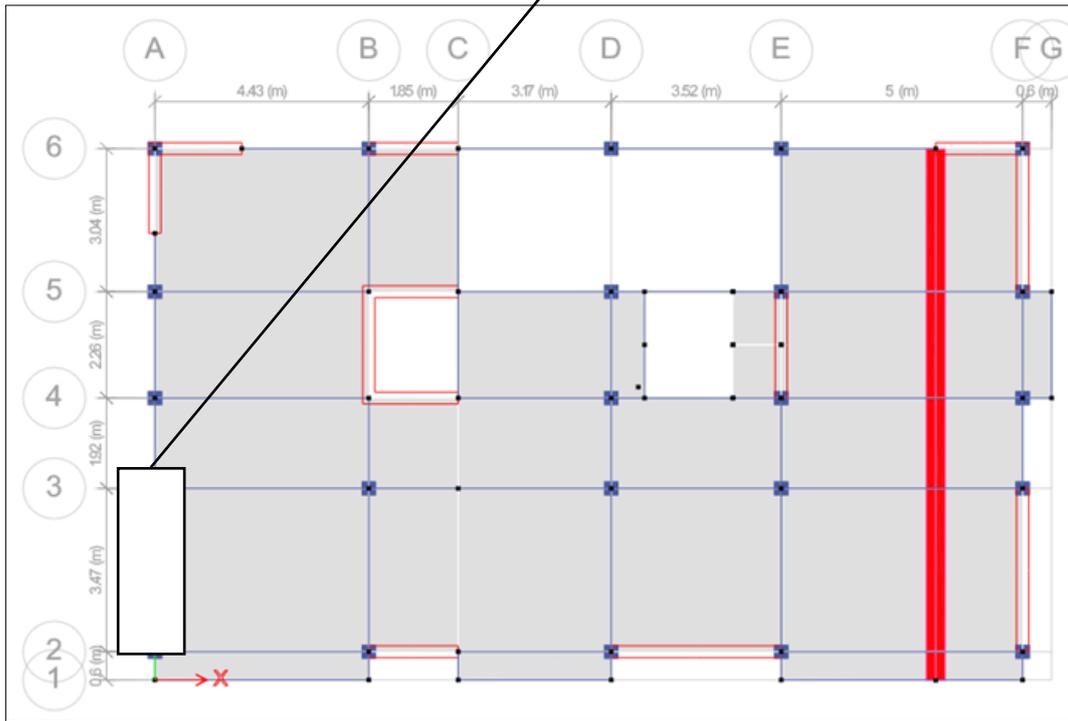
Ø 5/8"	A <sub>s</sub> =	1.9793	b=	100 cm	f <sub>c</sub> =	175	kg/cm <sup>2</sup>
	Ø =	1.5875	h=	85 cm	f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Área de acero de montaje	A <sub>s r</sub> =0.0018*b*h	A <sub>s r</sub> =	15.30 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento acero de montaje	S=b*AsØ / A <sub>s r</sub>	S=	12.9 cm
Ø 5/8" @ 0.13 m			

### VIII. DETALLE FINAL DEL ACERO

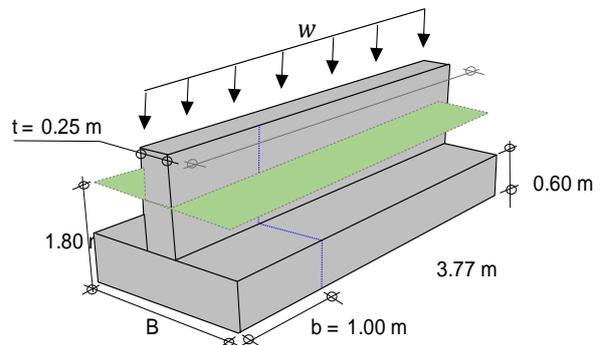


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE Y;A - 2-3; DISTANCIA 3.77m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Espesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	3.77	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:

Ø 5/8"

ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4

Usando un recubrimiento de: 7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):

$$H - \text{rec} - 0.5 * \text{Ø} = 60 - 7.5 - 0.5 * 1.5875$$

d = 51.71 cm

Peralte efectivo mínimo según

ACI 318-14 Item 13.3.1.1

d = 15 cm

< 51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n =$  10.46 ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último

$P_u =$  97.50 ton/m

Cálculo ancho de la zapata

$B =$  1.30 m

Cálculo presión admisible de la zapata

$q_u = P_u / B$

$q_u =$  75 ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.5953 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda = 1$

Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi = 0.75$

Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

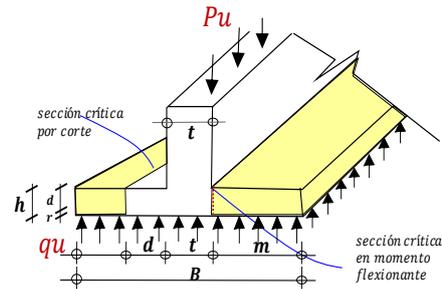
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.60 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 10.336 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuantía mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.67$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.025$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 1.98$$

$$db \ \varnothing = 1.59$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	$A_{s \text{ dis}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min}}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
10.336	100	51.71	0.00104	5.37	11.40	11.40	$\varnothing \ 5/8"$	$\varnothing \ 5/8"$ @ 0.17 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

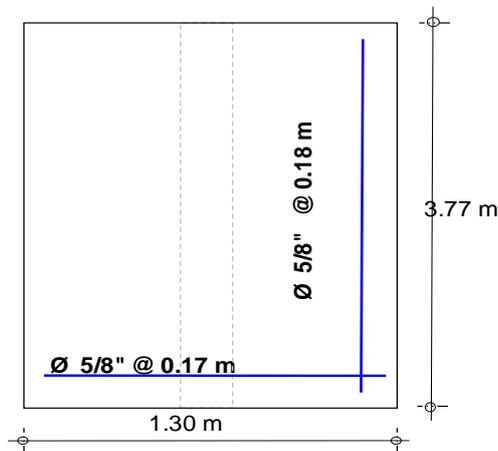
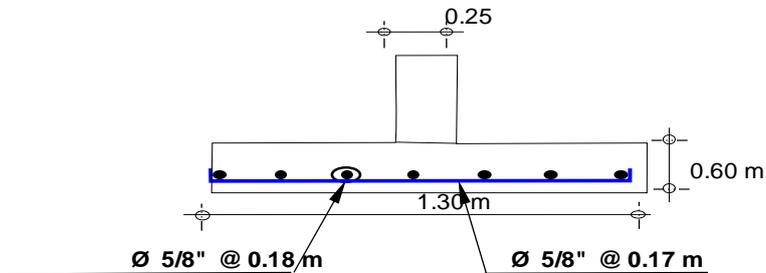
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \text{ ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 1.98$$

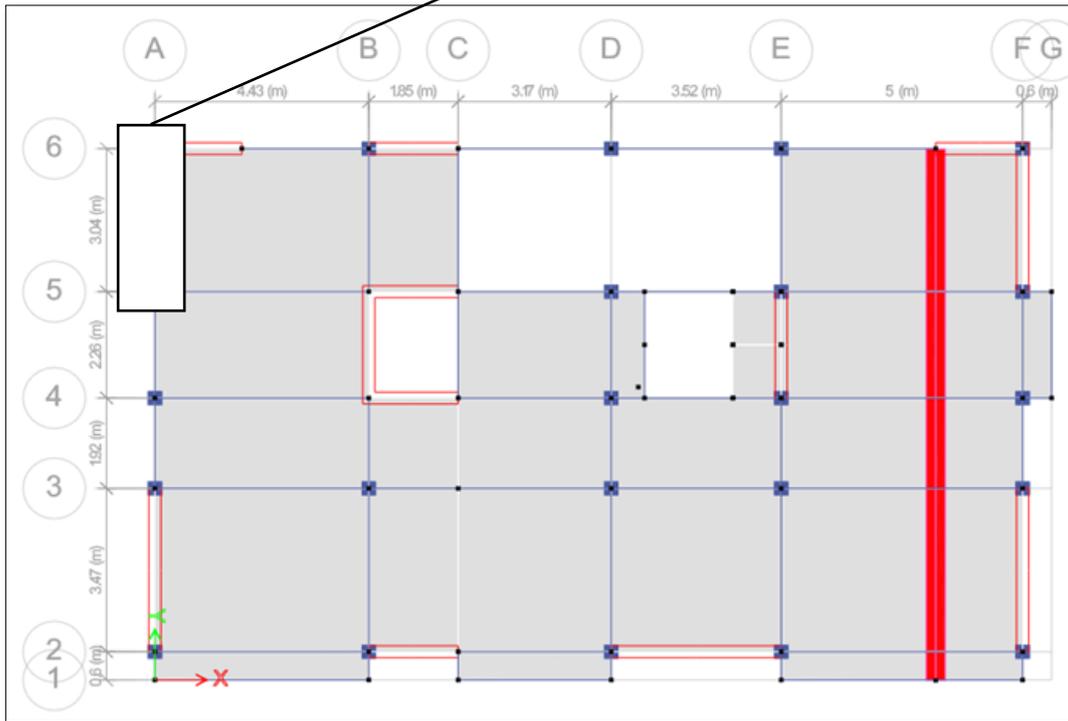
$$db \ \varnothing = 1.59$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	$A_{s \text{ Temp}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\varnothing \ 5/8"$	$\varnothing \ 5/8"$ @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

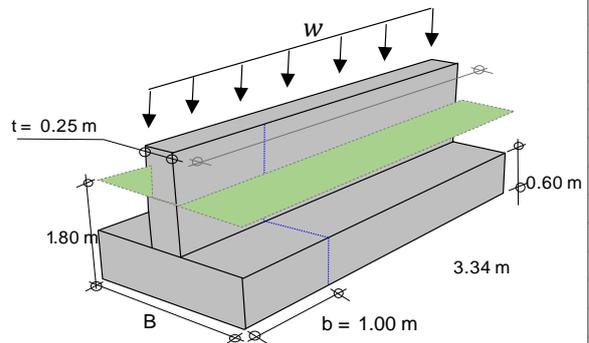


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE Y;A - 5-6; DISTANCIA 3.44m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Espesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	3.34	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$q_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:  $\varnothing 5/8"$  Usando un recubrimiento de: 7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):  $H - \text{rec} - 0.5 \cdot \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 \cdot 1.5875$   $d = 51.71$  cm

Peralte efectivo mínimo según ACI 318-14 ítem 13.3.1.2.  $d = 15$  cm < 51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$   $\sigma_n = 10.46$  ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último  $P_u = 72.38$  ton/m

Cálculo ancho de la zapata  $B = 1.30$  m

Cálculo presión admisible de la zapata  $q_u = P_u / B = 55.677$  ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.4419 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda = 1$  Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi = 0.75$  Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

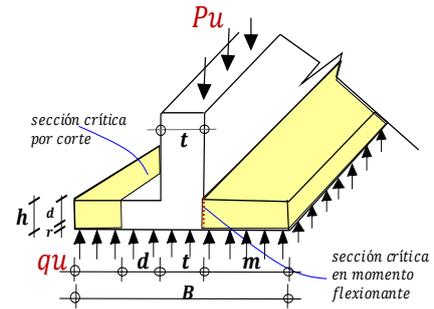
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.44 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 7.673 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuantía mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.676$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.018$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 198$$

$$db \ \varnothing = 159$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	$A_{s \text{ dis}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min}}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
7.673	100	51.71	0.00077	3.97	11.40	11.40	$\varnothing \ 5/8"$	$\varnothing \ 5/8"$ @ 0.17 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

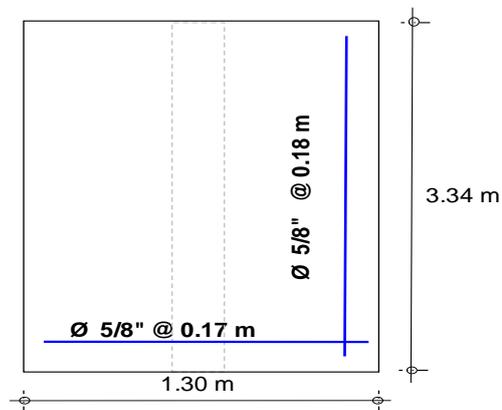
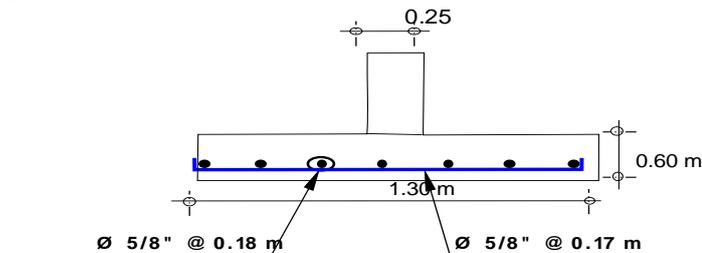
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \quad \text{ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 198$$

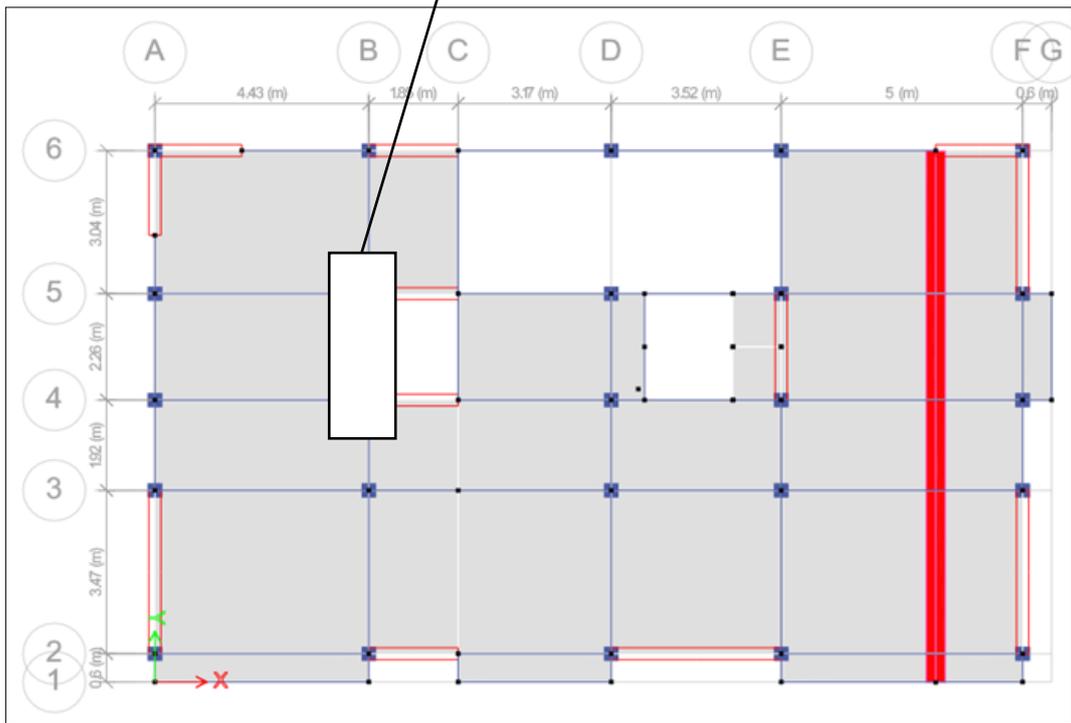
$$db \ \varnothing = 159$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	$A_{s \text{ Tem}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\varnothing \ 5/8"$	$\varnothing \ 5/8"$ @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

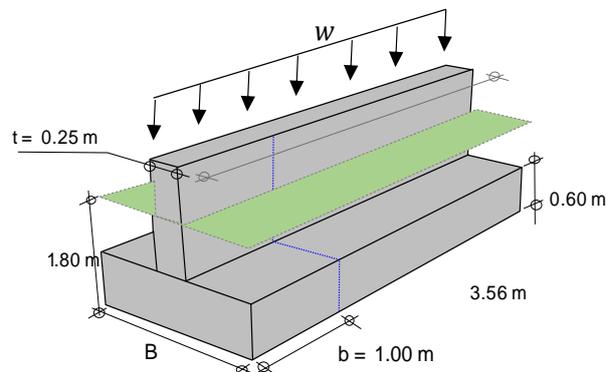


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE Y; B 4-5 DISTANCIA 3.56m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Esesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	3.56	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:  $\varnothing 5/8"$  Usando un recubrimiento de: 7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):  $H - \text{rec} - 0.5 * \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 * 1.5875$   $d = 51.71$  cm

Peralte efectivo mínimo según ACI 318-14 Item 13.3.1.2.  $d = 15$  cm < 51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n = 10.46$  ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último  $P_u = 222.90$  ton/m

Cálculo ancho de la zapata  $B = 1.30$  m

Cálculo presión admisible de la zapata  $q_u = P_u / B$   $q_u = 171.46$  ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 1.361 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda = 1$  Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi = 0.75$  Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

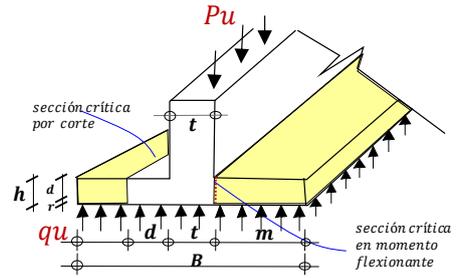
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 1.36 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 23.63 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

$$\text{Cuantía mínimo } \rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w + \frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.6368$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.0581$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$A_s = 198$

db  $\emptyset = 159$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	$A_{s \text{ dis}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min}}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\emptyset$	Disposición
23.630	100	51.71	0.00242	12.52	11.40	12.52	$\emptyset 5/8"$	$\emptyset 5/8"$ @ 0.16 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

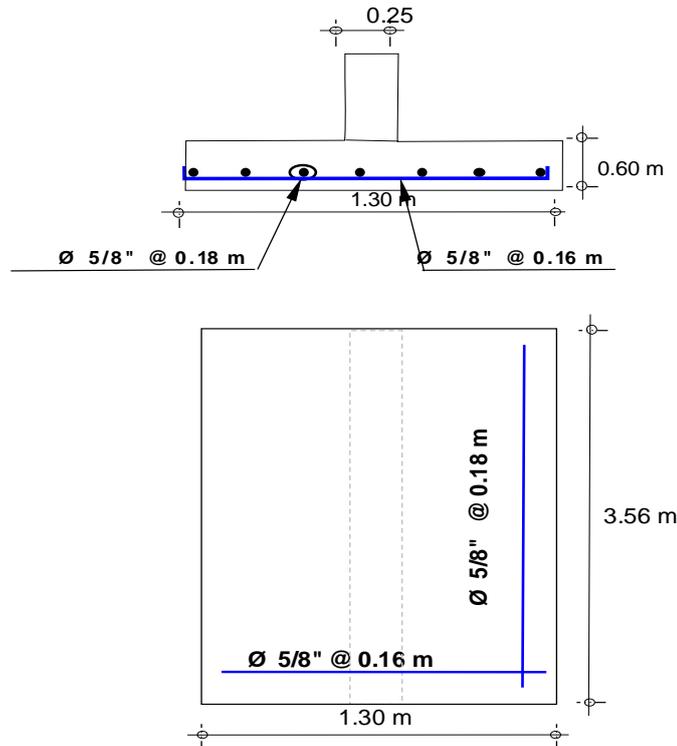
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \quad \text{ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$A_s = 198$

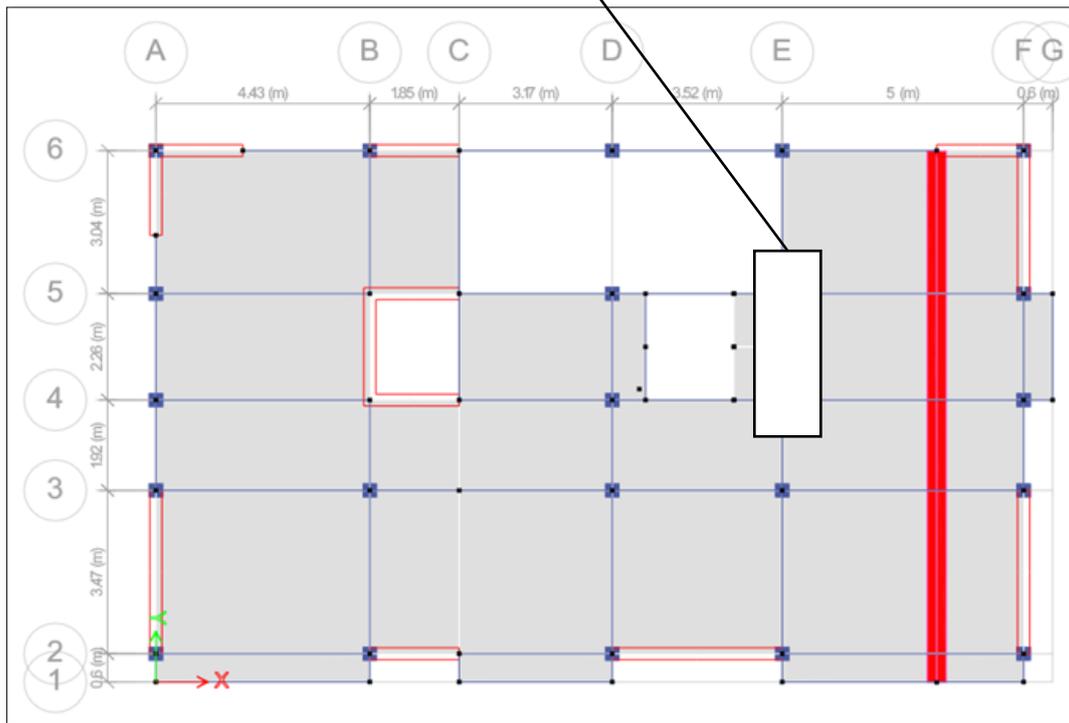
db  $\emptyset = 159$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	$A_{s \text{ Temp}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\emptyset$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\emptyset 5/8"$	$\emptyset 5/8"$ @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

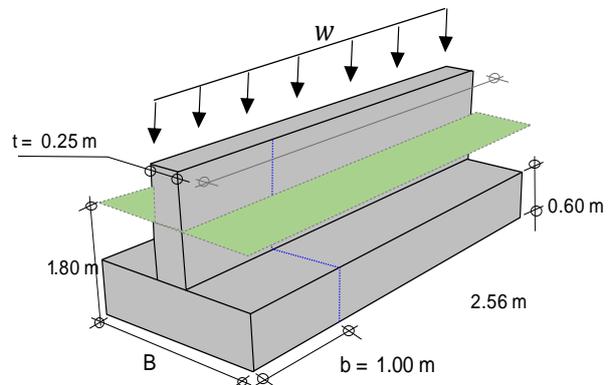


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE Y;E 4-5 DISTANCIA 2.56m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Esesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	2.56	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:

Ø 5/8"

ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4

Usando un recubrimiento de:

7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):  $H - \text{rec} - 0.5 \cdot \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 \cdot 1.5875$

d = 51.71 cm

Peralte efectivo mínimo según ACI 318-14 Item 13.3.1.2.

d = 15 cm < 51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n = 10.46$  ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último

$P_u = 123.87$  ton/m

Cálculo ancho de la zapata

$B = 1.30$  m

Cálculo presión admisible de la zapata  $q_u = P_u / B$

$q_u = 95.285$  ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.7563 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto **ACI 318S-14 Ítem 22.5.5.1**

Factor de modificación  $\lambda = 1$  **Tabla 19.2.4.2**

Factor de reducción  $\Phi = 0.75$  **Tabla 21.2.1**

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

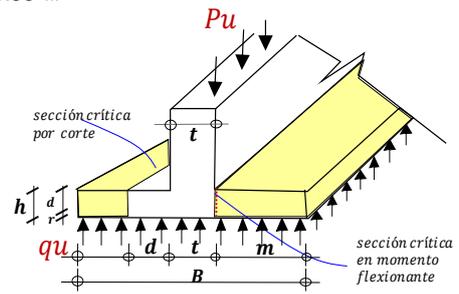
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.76 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

**Conforme**



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 13.131 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

$$\text{Cuantía mínimo } \rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w + \frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w1 = 1.6631$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w2 = 0.0318$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 198$$

$$db \varnothing = 159$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	$A_{s \text{ dis.}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min}}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
13.131	100	51.71	0.00132	6.85	11.40	11.40	$\varnothing 5/8"$	$\varnothing 5/8" @ 0.17 \text{ m}$

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

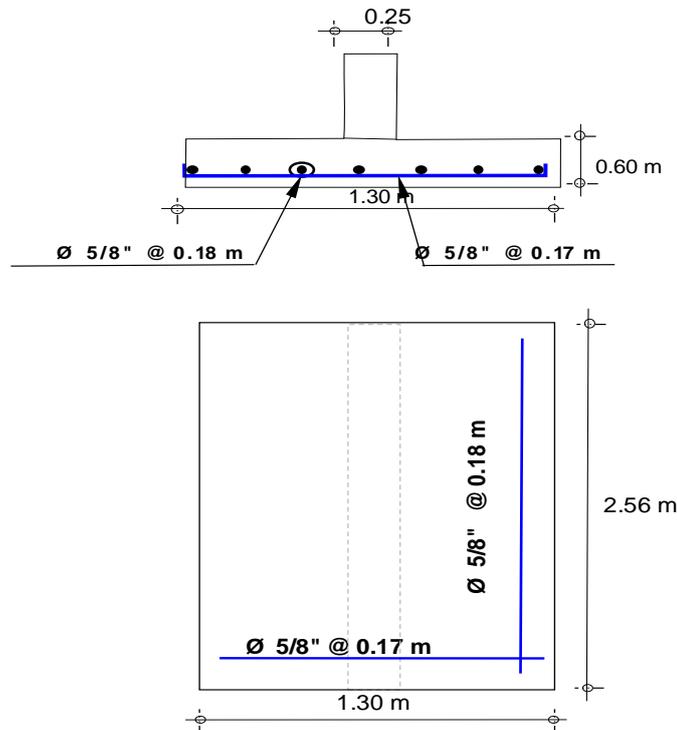
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H$$

$$A_s = 198$$

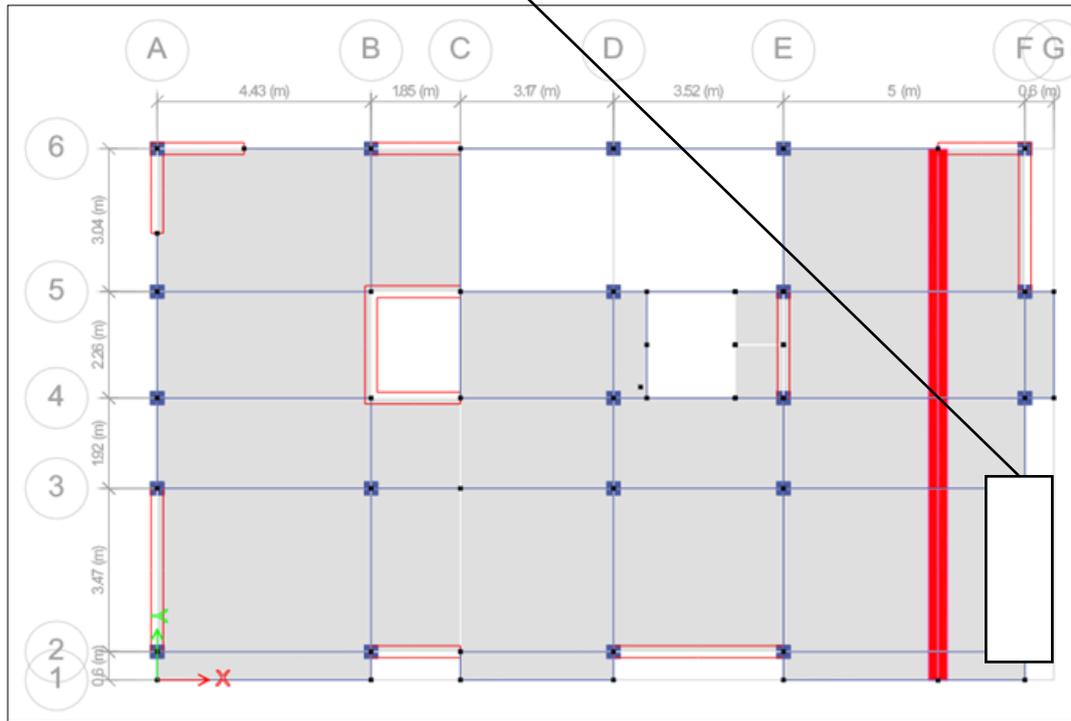
$$db \varnothing = 159$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	$A_{s \text{ Temp}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\varnothing 5/8"$	$\varnothing 5/8" @ 0.18 \text{ m}$

### IV. Detalle final de la zapata

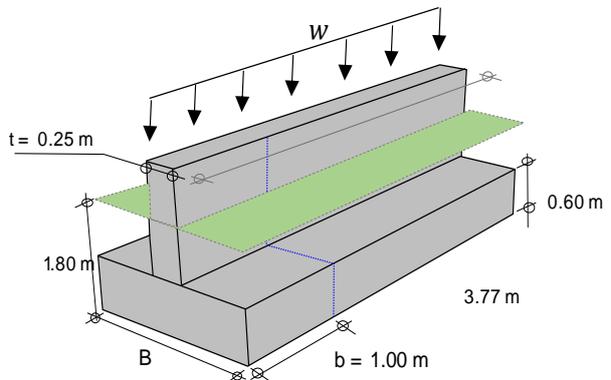


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE Y; F 2-3 DISTANCIA 3.77m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Esesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	3.77	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:  $\varnothing 5/8"$  ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4 Usando un recubrimiento de: 7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):  $H - \text{rec} - 0.5 \cdot \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 \cdot 1.5875$   $d = 51.71$  cm

Peralte efectivo mínimo según ACI 318-14 Item 13.3.1.2.  $d = 15$  cm  $<$  51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$
 $\sigma_n = 10.46$  ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último  $P_u = 103.05$  ton/m

Cálculo ancho de la zapata  $B = 1.30$  m

Cálculo presión admisible de la zapata  $q_u = P_u / B$   $q_u = 79.269$  ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.6292 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 ítem 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda = 1$  Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi = 0.75$  Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

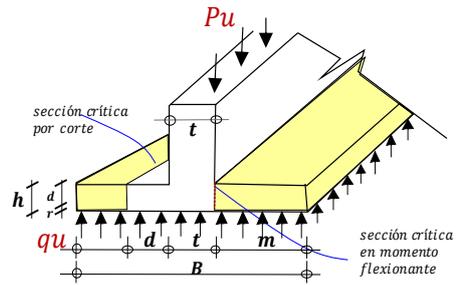
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.63 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 10.924 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w + \frac{M_u}{f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.6686$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.0264$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 198$$

$$db \ \phi = 159$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	As dis (cm²)	As min	As diseño	$\phi$	Disposición
10.924	100	51.71	0.00110	5.68	11.40	11.40	$\phi$ 5/8"	$\phi$ 5/8" @ 0.17 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

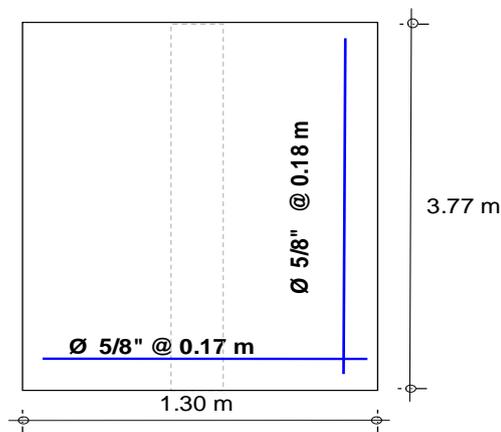
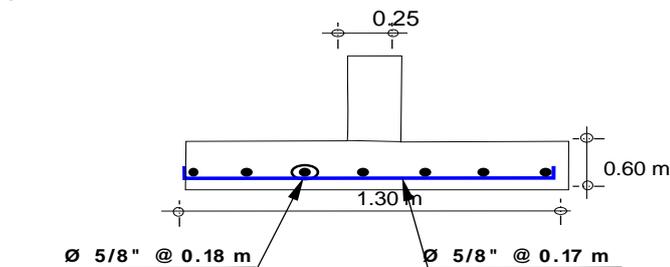
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H$$

$$A_s = 198$$

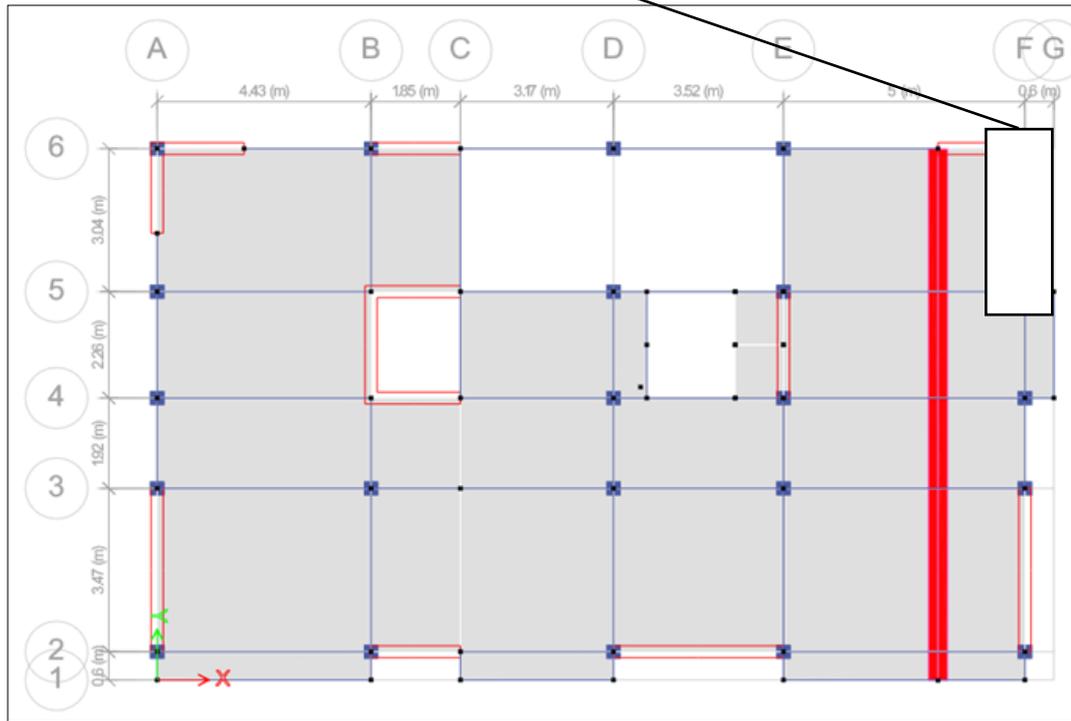
$$db \ \phi = 159$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	As Tem (cm²)	As diseño	$\phi$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\phi$ 5/8"	$\phi$ 5/8" @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

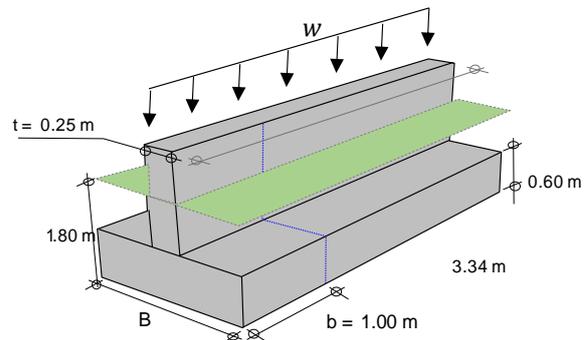


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE Y; F 5-6 DISTANCIA 3.34m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Esesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	3.34	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:

Ø 5/8"

ACI 318-14 Ítem 20.6.1.3.4

Usando un recubrimiento de:

7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):

$$H - \text{rec} - 0.5 \cdot \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 \cdot 1.5875$$

$d =$  51.71 cm

Peralte efectivo mínimo según

ACI 318-14 Ítem 13.3.1.2.

$d = 15 \text{ cm}$

<

51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n =$  10.46 ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último

$P_u =$  111.24 ton/m

Cálculo ancho de la zapata

$B =$  1.30 m

Cálculo presión admisible de la zapata

$$q_u = P_u / B$$

$q_u =$  85.569 ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.6792 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 ítem 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda =$

1 Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi =$

0.75 Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

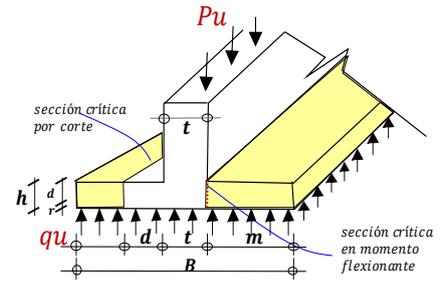
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.68 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 11.793 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w1 = 1.6664$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w2 = 0.0285$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 198$$

$$db \text{ } \emptyset = 159$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	$A_s$ dis (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min	$A_s$ diseño	$\emptyset$	Disposición
11.793	100	51.71	0.00119	6.14	11.40	11.40	$\emptyset$ 5/8"	$\emptyset$ 5/8" @ 0.17 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

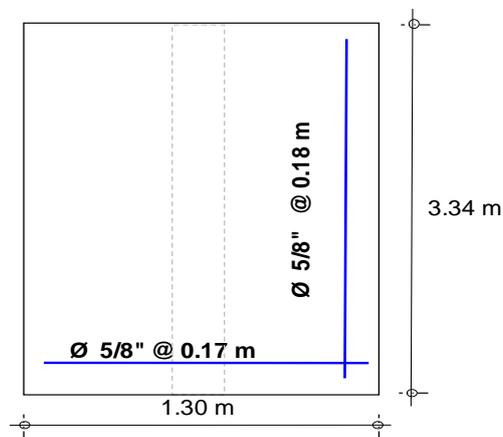
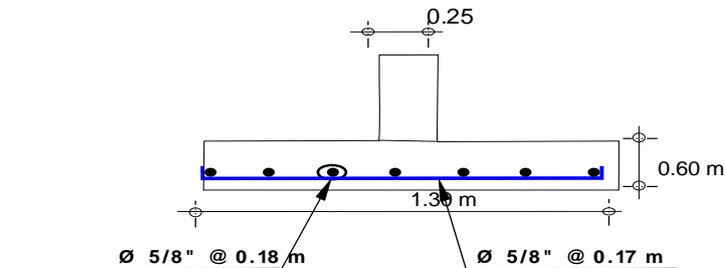
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \text{ ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 198$$

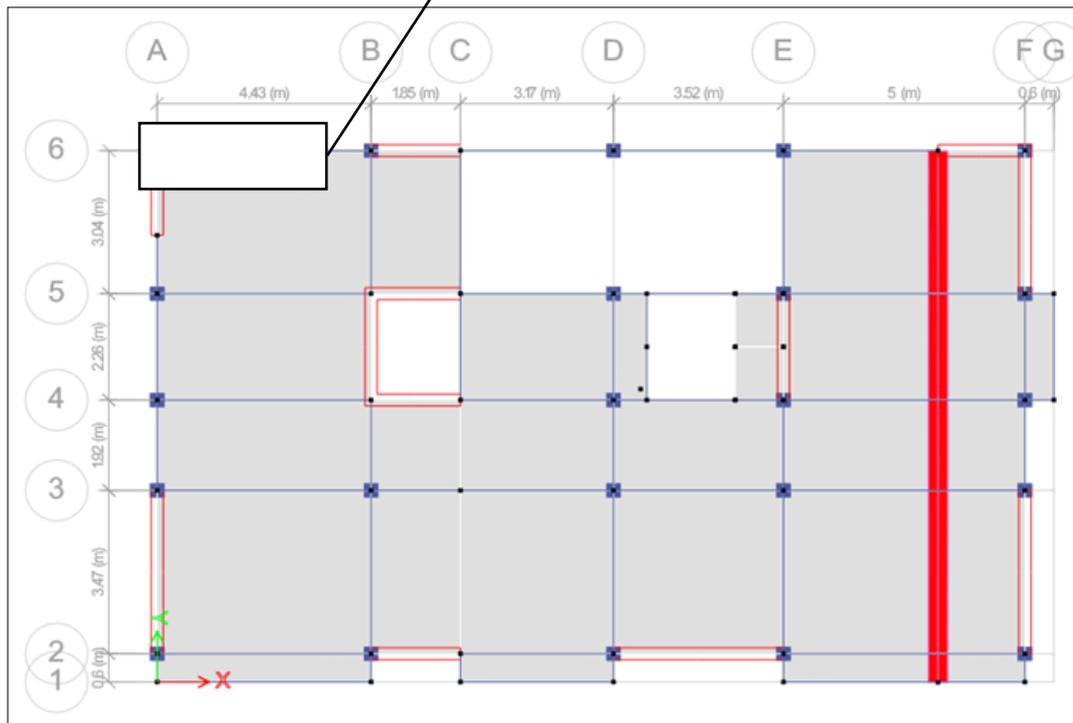
$$db \text{ } \emptyset = 159$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	$A_s$ Tem (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ diseño	$\emptyset$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\emptyset$ 5/8"	$\emptyset$ 5/8" @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

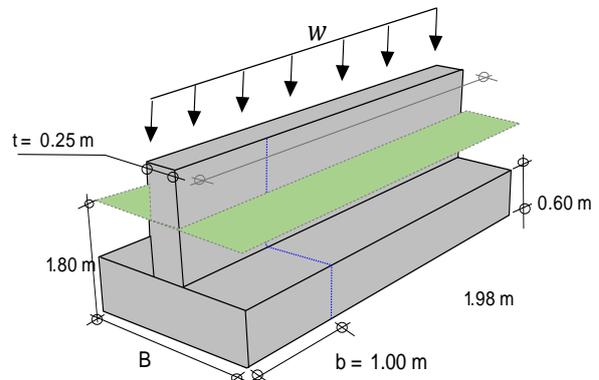


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE X;6 A-B; DISTANCIA 1.98m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Esesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	1.98	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:	$\varnothing 5/8"$	ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4	Usando un recubrimiento de:	7.50	cm
Cálculo de peralte efectivo (d):	$H - \text{rec} - 0.5 \cdot \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 \cdot 1.5875$		d =	51.71	cm
Peralte efectivo mínimo según	ACI 318-14 Item 13.3.1.2.	d = 15 cm	<	51.7 cm	Conforme

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n =$	10.46	ton/m <sup>2</sup>
--------------	-------	--------------------

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último	$P_u =$	72.38	ton/m
Cálculo ancho de la zapata	$B =$	1.30	m
Cálculo presión admisible de la zapata	$q_u = P_u / B$	55.677	ton/m <sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.4419 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda =$

1 Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi =$

0.75 Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

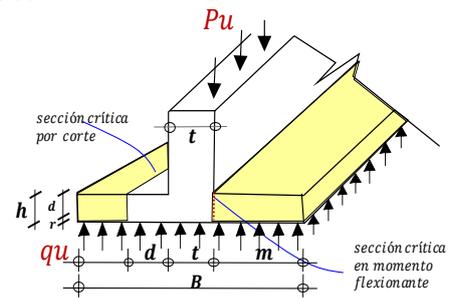
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.44 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 7.673 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuantía mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{f_c * b * d^2}$$

$$w1 = 1.67649$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w2 = 0.01842$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 198$$

$$db \varnothing = 159$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	$A_{s \text{ dis}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min}}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
7.673	100	51.71	0.00077	3.97	11.40	11.40	$\varnothing 5/8"$	$\varnothing 5/8"$ @ 0.17 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

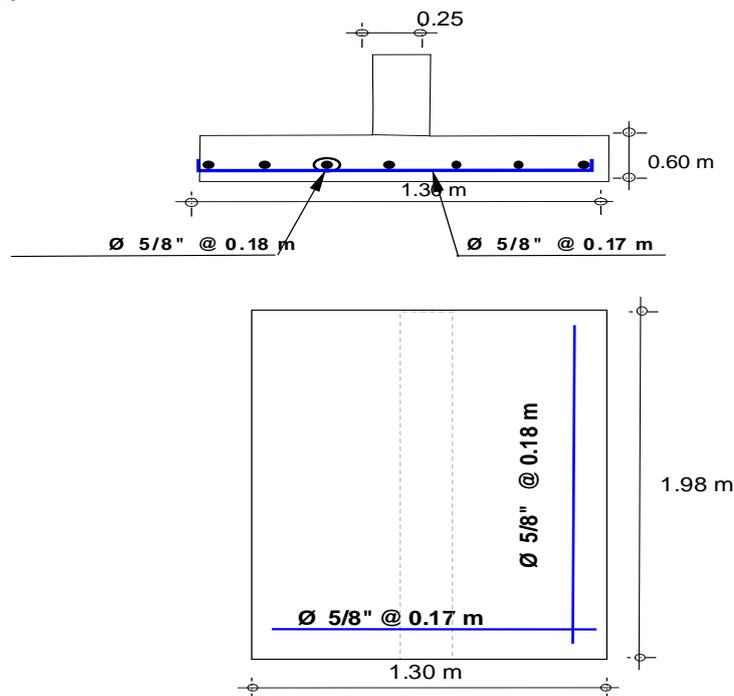
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \text{ ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 198$$

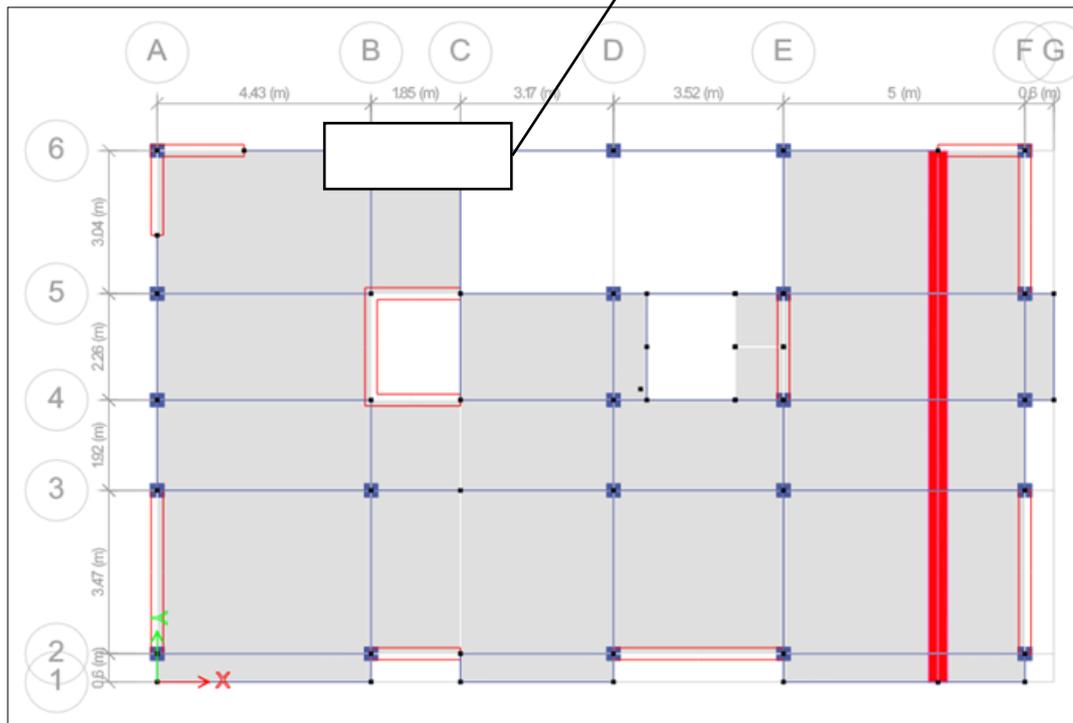
$$db \varnothing = 159$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	$A_{s \text{ Temp}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\varnothing 5/8"$	$\varnothing 5/8"$ @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

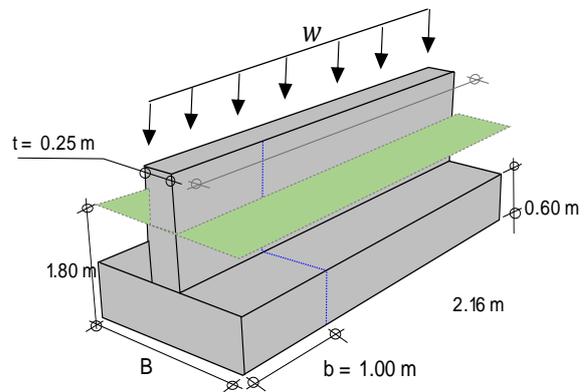


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE X;6 B-C; DISTANCIA 2.16m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Espesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	2.16	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:	$\varnothing 5/8"$	ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4	Usando un recubrimiento de:	7.50	cm
Cálculo de peralte efectivo (d):	$H - rec - 0.5 * \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 * 1.5875$		d =	51.71	cm
Peralte efectivo mínimo según	ACI 318-14 Item 13.3.1.2.	$d = 15 \text{ cm} < 51.7 \text{ cm}$	Conforme		

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n =$	10.46	ton/m <sup>2</sup>
--------------	-------	--------------------

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último	$P_u =$	51.15	ton/m
Cálculo ancho de la zapata	$B =$	1.30	m
Cálculo presión admisible de la zapata	$q_u = P_u / B$	39.346	ton/m <sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = 0.3123 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda =$

1 Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi =$

0.75 Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

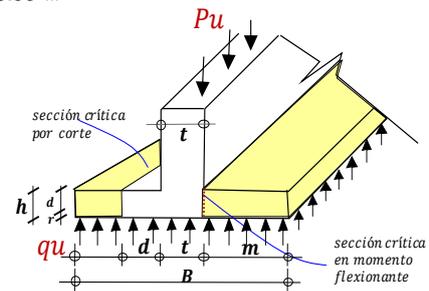
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.31 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 5.4224 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuántía mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.682$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.013$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 198$$

$$db \varnothing = 159$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	$A_{s \text{ dis.}} (\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ min}}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
5.422	100	51.71	0.00054	2.80	11.40	11.40	$\varnothing 5/8"$	$\varnothing 5/8"$ @ 0.17 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

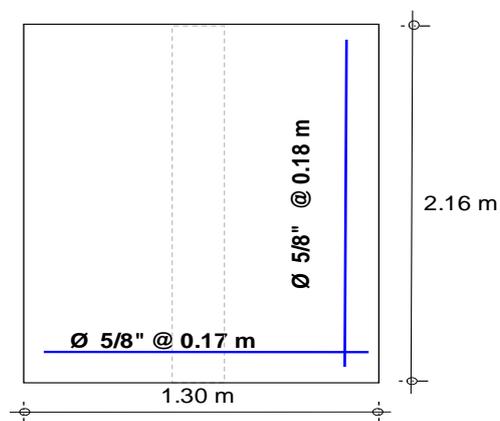
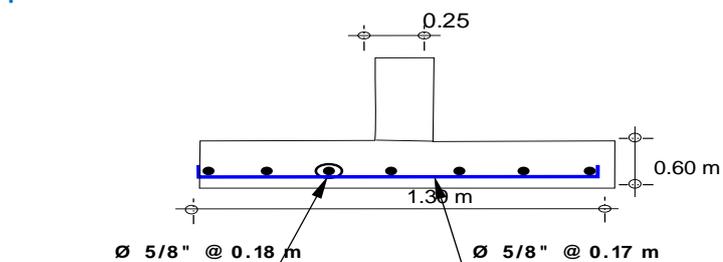
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \quad \text{ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 198$$

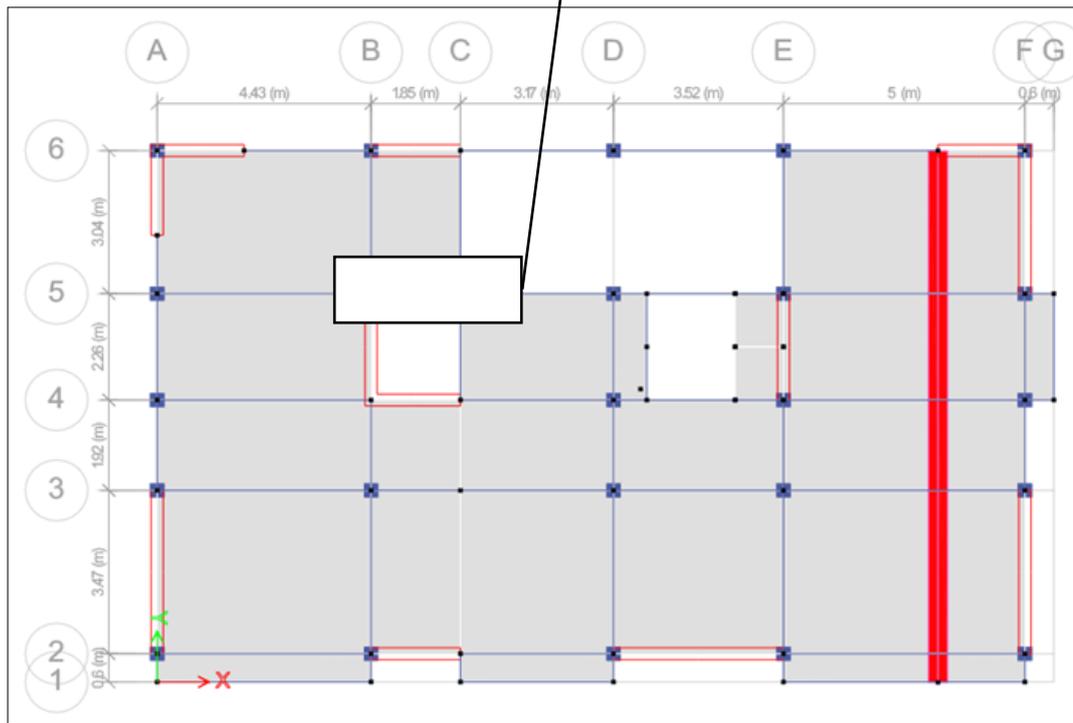
$$db \varnothing = 159$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	$A_{s \text{ Temp}} (\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\varnothing 5/8"$	$\varnothing 5/8"$ @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

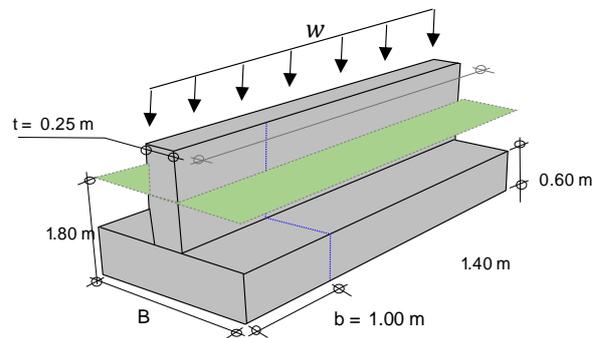


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE X;5 B-C; DISTANCIA 1.40m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Esesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	1.40	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:	$\varnothing 5/8"$	ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4	Usando un recubrimiento de:	7.50	
Cálculo de peralte efectivo (d):	$H - \text{rec} - 0.5 * \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 * 1.5875$			$d =$	51.71
Peralte efectivo mínimo según	ACI 318-14 Item 13.3.1.2.	$d = 15 \text{ cm}$	<	51.7 cm	Conforme

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$$\sigma_n = 10.46 \text{ ton/m}^2$$

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último	$P_u =$	222.90	ton/m
Cálculo ancho de la zapata	$B =$	1.30	m
Cálculo presión admisible de la zapata	$q_u = P_u / B$	171.46	ton/m <sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 1.361 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda =$

1 Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi =$

0.75 Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

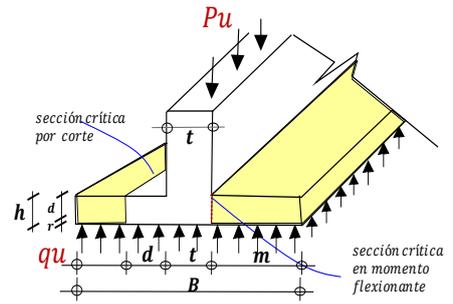
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 1.36 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 23.63 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuantía mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f'_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.63681$$

$$\rho = w * f'_c / f_y$$

$$w_2 = 0.05811$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 198$$

$$db \ \varnothing = 159$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	As dis (cm²)	As min	As diseño	$\varnothing$	Disposición	
23.630	100	51.71	0.00242	12.52	11.40	12.52	$\varnothing \ 5/8"$	$\varnothing \ 5/8"$	@ 0.16 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

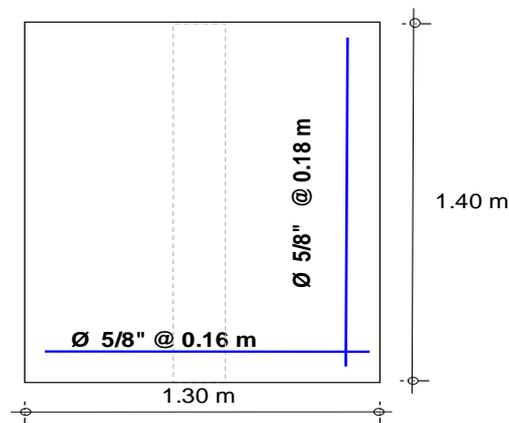
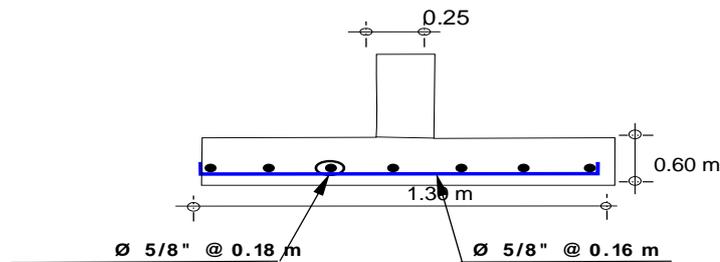
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \quad \text{ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 198$$

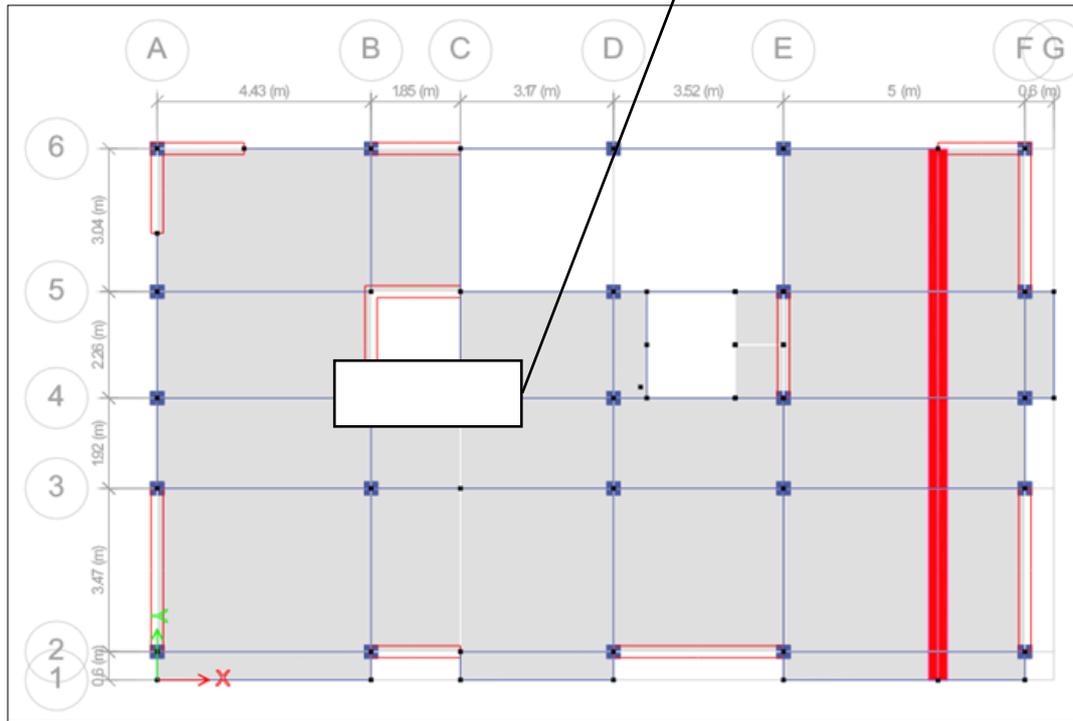
$$db \ \varnothing = 159$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	As Tem (cm²)	As diseño	$\varnothing$	Disposición	
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\varnothing \ 5/8"$	$\varnothing \ 5/8"$	@ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

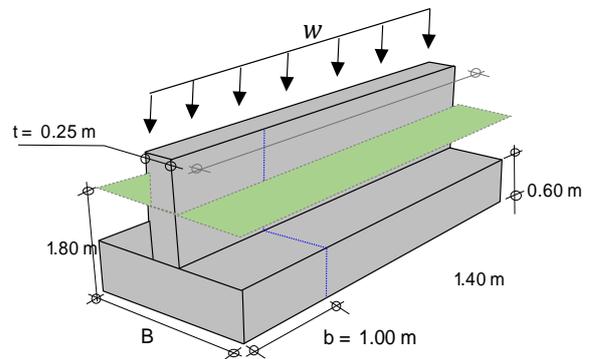


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE X; 4 B-C; DISTANCIA 1.40m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Espesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	1.40	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma_t =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:

$\varnothing$  5/8"

ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4

Usando un recubrimiento de:

7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):

$$H - \text{rec} - 0.5 * \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 * 1.5875$$

$d =$  51.71 cm

Peralte efectivo mínimo según

ACI 318-14 Item 13.3.1.2.

$$d = 15 \text{ cm}$$

<

51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n =$  10.46 ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último

$P_u =$  222.90 ton/m

Cálculo ancho de la zapata

$B =$  1.30 m

Cálculo presión admisible de la zapata

$$q_u = P_u / B$$

$q_u =$  171.46 ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 1.361 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 ítem 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda =$

1 Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi =$

0.75 Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

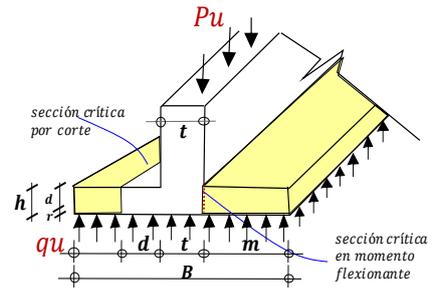
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 1.36 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 23.63 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuántía mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.637$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.058$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 198$$

$$db \phi = 159$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	As dis (cm²)	As min	As diseño	$\phi$	Disposición
23.630	100	51.71	0.00242	12.52	11.40	12.52	$\phi$ 5/8"	$\phi$ 5/8" @ 0.16 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

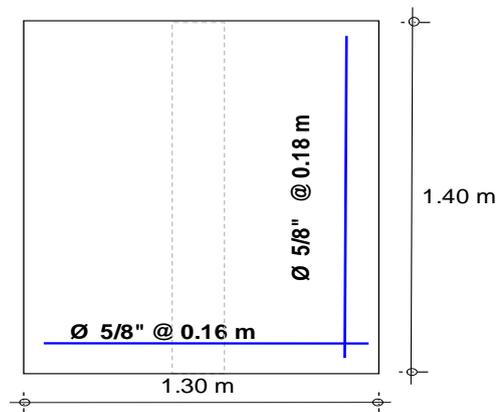
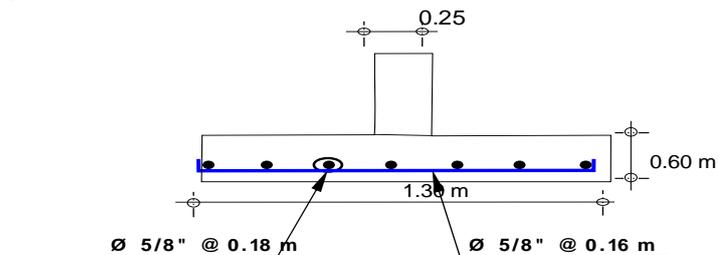
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \text{ ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 198$$

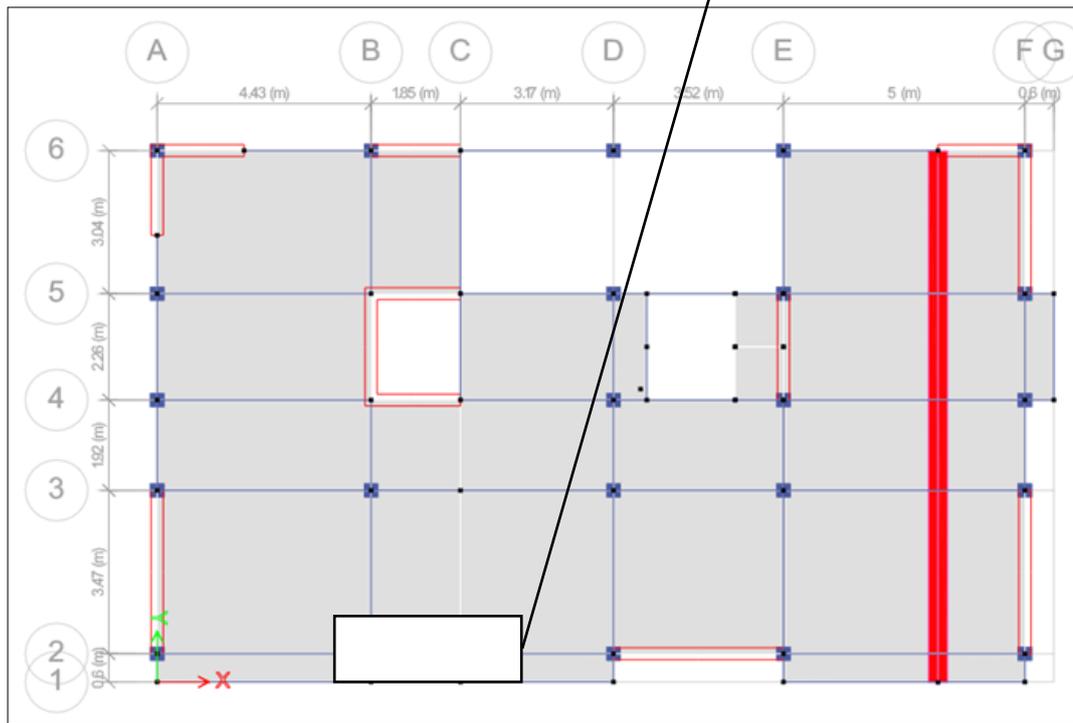
$$db \phi = 159$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	As Temp (cm²)	As diseño	$\phi$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\phi$ 5/8"	$\phi$ 5/8" @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata



## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE X; 2 B-C; DISTANCIA 2.08m

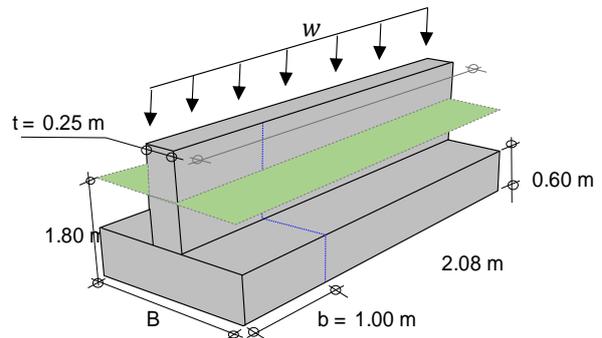


### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto  $f'c = 175$  kg/cm<sup>2</sup>  
 Fluencia de Acero  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 Peso específico del concreto  $\gamma_c = 2400$  kg/m<sup>3</sup>

Espesor Muro  $t = 0.25$  m  
 Longitud Muro  $L = 2.08$  m  
 Longitud a analizar  $b = 1.00$  m  
 Altura zapata azumido  $H = 0.60$  m  
 Nivel de fundación  $h_f = 1.80$  m

Densidad promedio del suelo  $\gamma_m = 2000$  kg/m<sup>3</sup>  
 Capacidad portante terreno  $\sigma_t = 1.43$  kg/cm<sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:

Ø 5/8"

ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4

Usando un recubrimiento de: 7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):

$$H - \text{rec} - 0.5 * \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 * 1.5875$$

d = 51.71 cm

Peralte efectivo mínimo según

ACI 318-14 Item 13.3.1.

d = 15 cm

< 51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n = 10.46$  ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último

$P_u = 89.93$  ton/m

Cálculo ancho de la zapata

B = 1.30 m

Cálculo presión admisible de la zapata

$$q_u = P_u / B$$

$q_u = 69.177$  ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.5491 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda =$

1 Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi =$

0.75 Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

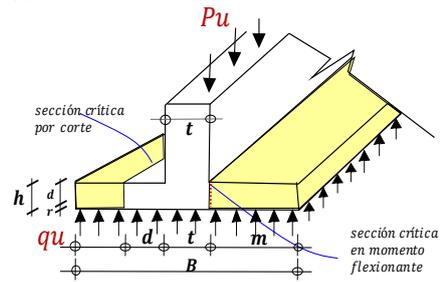
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.55 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 9.5334 \text{ ton-m}$$

4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuantía mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.672$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.023$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 1.98$$

$$db \text{ } \varnothing = 1.59$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	$A_{s \text{ dis}} (\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ min}}$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
9.533	100	51.71	0.00096	4.94	11.40	11.40	$\varnothing 5/8"$	$\varnothing 5/8"$ @ 0.17 m

4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

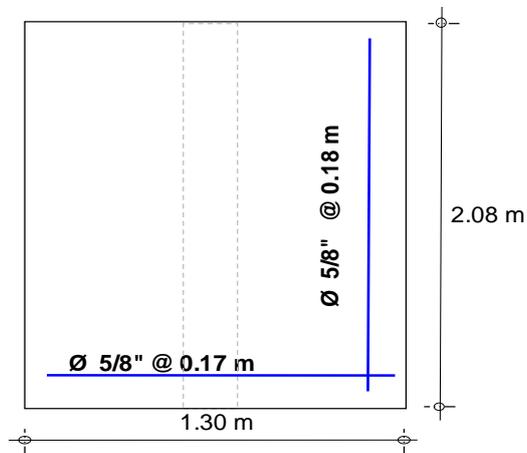
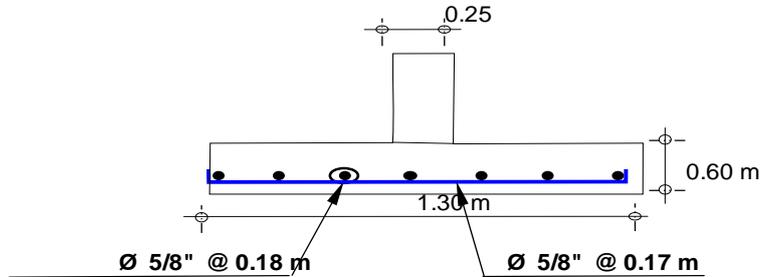
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \text{ ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 1.98$$

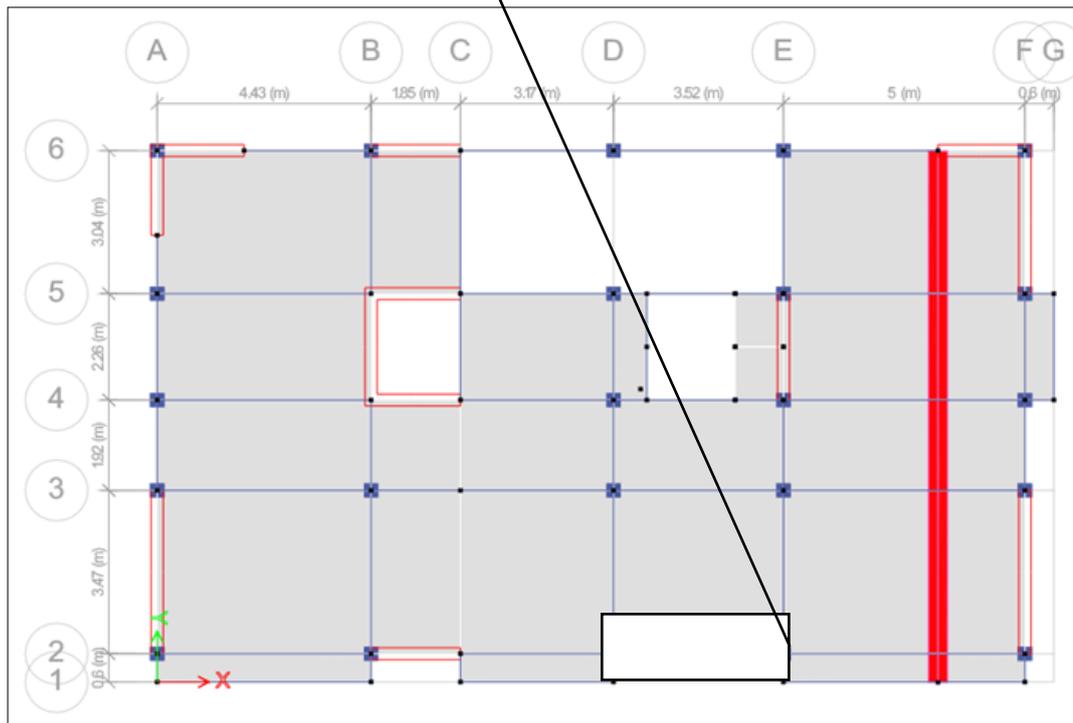
$$db \text{ } \varnothing = 1.59$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	$A_{s \text{ Temp}} (\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ diseño}}$	$\varnothing$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\varnothing 5/8"$	$\varnothing 5/8"$ @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

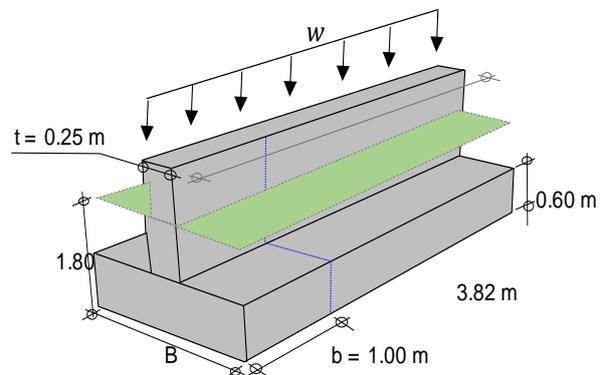


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE X; 2 D-E; DISTANCIA 3.82m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Espesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	3.82	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$\sigma =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:

Ø 5/8"

ACI 318-14 Item 20.6.1.3.4

Usando un recubrimiento de:

7.50 cm

Cálculo de peralte efectivo (d):

$$H - \text{rec} - 0.5 * \text{Ø} = 60 - 7.5 - 0.5 * 1.5875$$

d = 51.71 cm

Peralte efectivo mínimo según

ACI 318-14 Item 13.3.1.1

d = 15 cm

< 51.7 cm **Conforme**

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6$$

$\sigma_n = 10.46$  ton/m<sup>2</sup>

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último

$P_u = 136.56$  ton/m

Cálculo ancho de la zapata

$B = 1.30$  m

Cálculo presión admisible de la zapata

$$q_u = P_u / B$$

$q_u = 105.05$  ton/m<sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.8338 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda = 1$

Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi = 0.75$

Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

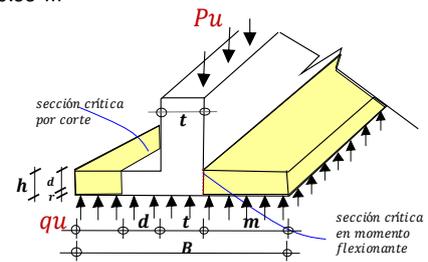
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.1894 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.83 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 14.477 \text{ ton-m}$$

#### 4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuantía mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.66$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.035$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 1.98$$

$$db \text{ } \emptyset = 1.59$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	As dis (cm <sup>2</sup> )	As min	As diseño	$\emptyset$	Disposición
14.477	100	51.71	0.00146	7.56	11.40	11.40	$\emptyset 5/8"$	$\emptyset 5/8"$ @ 0.17 m

#### 4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

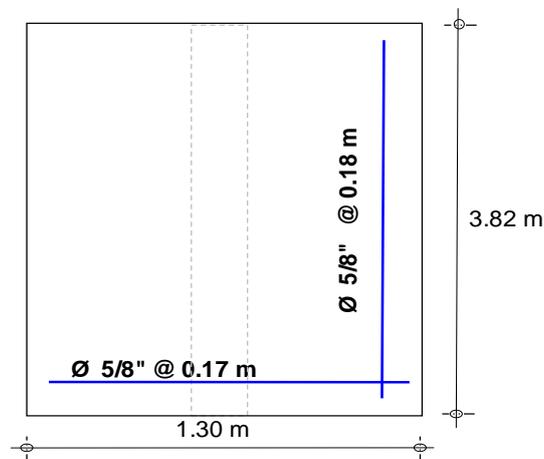
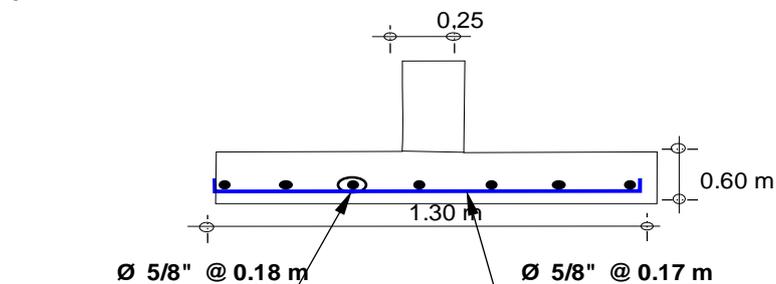
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \text{ ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 1.98$$

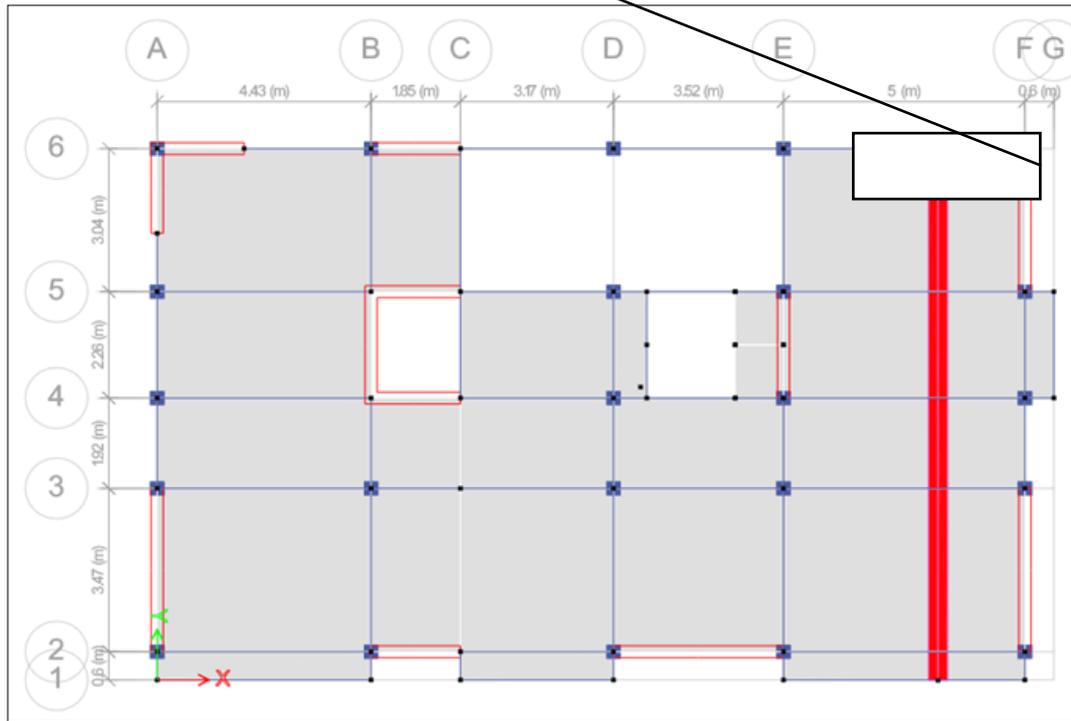
$$db \text{ } \emptyset = 1.59$$

B (cm)	H (cm)	$\rho$	As Tem (cm <sup>2</sup> )	As diseño	$\emptyset$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\emptyset 5/8"$	$\emptyset 5/8"$ @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata

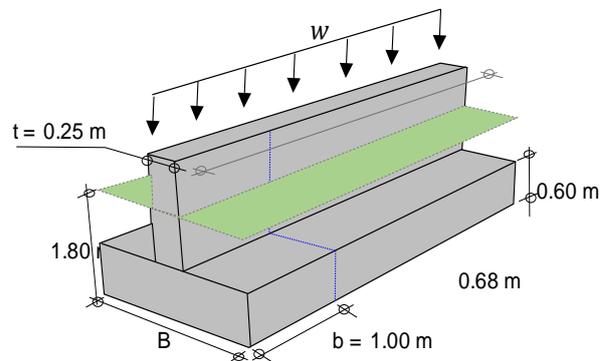


## ZAPATA CORRIDA - UBICADA EN EL EJE X;6 E-F; DISTANCIA 0.68m



### I. Datos Iniciales

Resistencia de concreto	$f'c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de Acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Esesor Muro	$t =$	0.25	m
Longitud Muro	$L =$	0.68	m
Longitud a analizar	$b =$	1.00	m
Altura zapata azumido	$H =$	0.60	m
Nivel de fundación	$h_f =$	1.80	m
Densidad promedio del suelo	$\gamma_m =$	2000	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad portante terreno	$ot =$	1.43	kg/cm <sup>2</sup>



### II. Dimensionamiento

#### 2.1. peralte efectivo

Usando varillas de:	$\varnothing 5/8"$	Usando un recubrimiento de:	7.50	cm	
Cálculo de peralte efectivo (d):	$H - rec - 0.5 \cdot \varnothing = 60 - 7.5 - 0.5 \cdot 1.5875$		$d =$	51.71	cm
Peralte efectivo minimo según	ACI 318-14 Item 13.3.1.	$d = 15 \text{ cm}$	$<$	51.7 cm	Conforme

#### 2.2. cálculo capacidad de carga neta

$$\sigma_n = 14.3 - 2 \times 1.2 - 2.4 \times 0.6 \quad \sigma_n = 10.46 \text{ ton/m}^2$$

#### 2.1. Dimensionamiento en planta

Cálculo peso último	$P_u =$	111.24	ton/m
Cálculo ancho de la zapata	$B =$	1.30	m
Cálculo presión admisible de la zapata	$qu = P_u / B$	85.569	ton/m <sup>2</sup>

### III. Verificación por cortante

Cortante último de diseño

donde:  $m = 0.53 \text{ m}$

$$V_u = \left( \frac{B-t}{2} - d \right) * b * q_u$$

$$V_u = 0.6792 \text{ ton}$$

Resistencia nominal del concreto

ACI 318S-14 Item 22.5.5.1

Factor de modificación  $\lambda =$

1 Tabla 19.2.4.2

Factor de reducción  $\Phi =$

0.75 Tabla 21.2.1

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 36.25 \text{ ton}$$

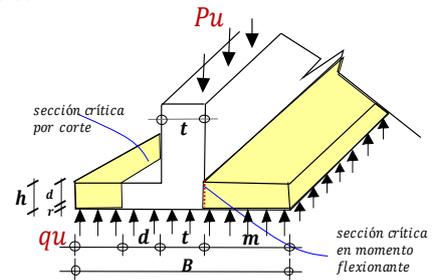
Cortante resistente del concreto

$$\Phi V_c = 27.189 \text{ ton}$$

Verificación

$$V_u = 0.68 \text{ ton} < \Phi V_c = 27.19 \text{ ton/m}^2$$

Conforme



### IV. Diseño por flexión

Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{1}{2} * q_u * b * m^2$$

$$M_u = 11.793 \text{ ton-m}$$

#### 4.2.1. Refuerzo Longitudinal

Cuantía mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0022$$

$$0.59 * w^2 - w +$$

$$\frac{M_u}{0.90 f_c * b * d^2}$$

$$w_1 = 1.666$$

$$\rho = w * f_c / f_y$$

$$w_2 = 0.028$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 1.98$$

$$db \ \varnothing = 1.59$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	$\rho$	As dis (cm <sup>2</sup> )	As min	As diseño	$\varnothing$	Disposición
11.793	100	51.71	0.00119	6.14	11.40	11.40	$\varnothing$ 5/8"	$\varnothing$ 5/8" @ 0.17 m

#### 4.2.2. Refuerzo por contracción y temperatura

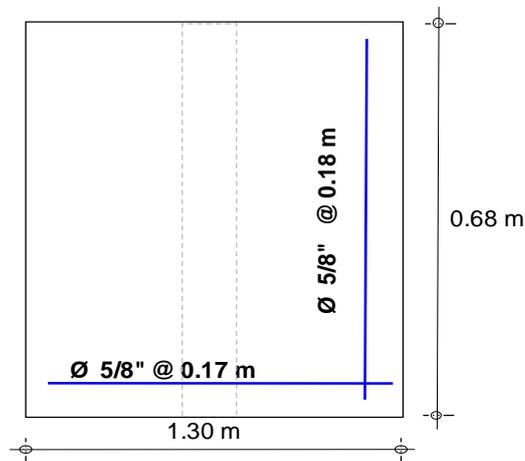
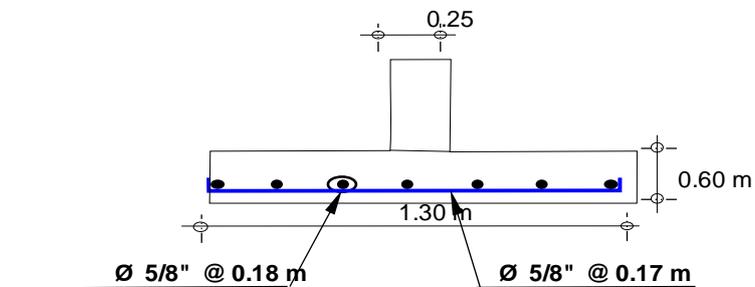
$$A_{s \text{ Temp}} = 0.0018 * B * H \text{ ACI 318S-14 Tabla 24.4.3.2}$$

$$A_s = 1.98$$

$$db \ \varnothing = 1.59$$

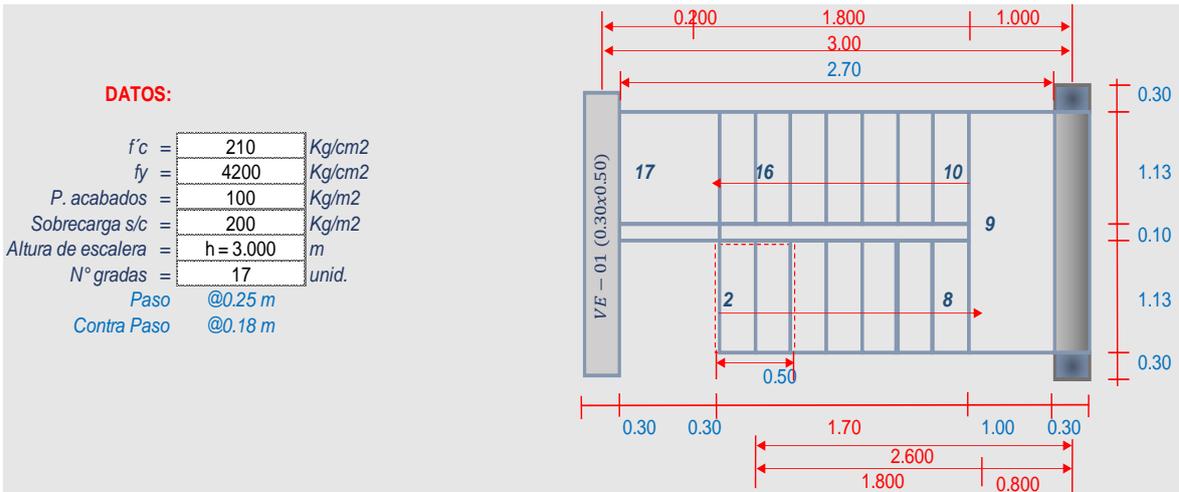
B (cm)	H (cm)	$\rho$	As Tem (cm <sup>2</sup> )	As diseño	$\varnothing$	Disposición
130	60	0.00180	14.04	14.04	$\varnothing$ 5/8"	$\varnothing$ 5/8" @ 0.18 m

### IV. Detalle final de la zapata



# ANEXO 03

# DISEÑO DE ESCALERA DE DOS TRAMOS



## 1) DISEÑO PRIMER TRAMO

### 1.1. ESPESOR DE LOS:

$$t = 0.123 \text{ m}$$

$$t = 0.098 \text{ m}$$

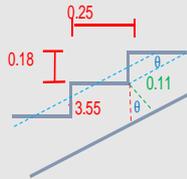
$$T = 0.11 \text{ m}$$

### 1.2. ALTURA PROMEDIO (hm).

$$\text{Cos } \theta = 0.812$$

$$h = 13.55 \text{ cm}$$

$$hm = 22.38 \text{ cm}$$



### 1.3. METRADO DE CARGAS.

TRAMO 1:		DESCANSO 1:	
*Peso Propio =	0.607 Tn/m	*Peso Propio =	0.298 Tn/m
*Acabado =	0.113 Tn/m	*Acabado =	0.113 Tn/m
WD =	0.720 Tn/m	WD =	0.411 Tn/m
*Sobre Carga =	0.226 Tn/m	*Sobre Carga =	0.226 Tn/m
WL =	0.226 Tn/m	WL =	0.226 Tn/m
WU =	1.392 Tn/m	WU =	0.960 Tn/m

## 2) DISEÑO SEGUNDO TRAMO

### 2.1. ESPESOR DE LOS:

$$t = 0.135 \text{ m}$$

$$t = 0.108 \text{ m}$$

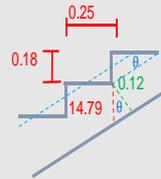
$$T = 0.12 \text{ m}$$

### 2.2. ALTURA PROMEDIO (hm).

$$\text{Cos } \theta = 0.812$$

$$h = 14.79 \text{ cm}$$

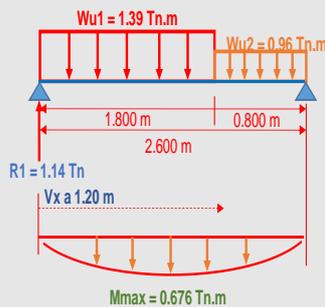
$$hm = 23.61 \text{ cm}$$



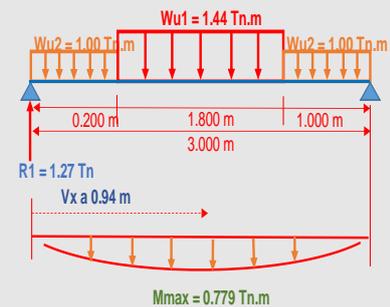
### 2.3. METRADO DE CARGAS.

TRAMO 2:		DESCANSO 2:	
*Peso Propio =	0.640 Tn/m	*Peso Propio =	0.325 Tn/m
*Acabado =	0.113 Tn/m	*Acabado =	0.113 Tn/m
WD =	0.753 Tn/m	WD =	0.438 Tn/m
*Sobre Carga =	0.226 Tn/m	*Sobre Carga =	0.226 Tn/m
WL =	0.226 Tn/m	WL =	0.226 Tn/m
WU =	1.439 Tn/m	WU =	0.998 Tn/m

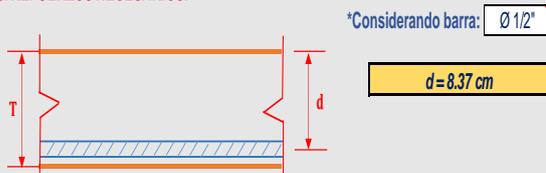
### 1.4. MOMENTOS MAXIMOS DE DISEÑO.



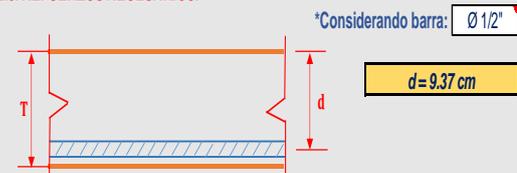
### 2.4. MOMENTOS MAXIMOS DE DISEÑO.



### 1.5. REFUERZOS NECESARIOS.



### 2.5. REFUERZOS NECESARIOS.



**\*MOMENTO DE DISEÑO.**

$M_{diseño+} = 0.609 \text{ Tn.m}$

**\*REFUERZO POSITIVO.** \*Factor "a" : 1.00cm

As+ =	2.05cm <sup>2</sup>
As min =	1.51cm <sup>2</sup> OK
considerando Ø :	Ø 1/2" 1.29
Espaciamiento =	SØ = 63.02 cm
USAREMOS:	Ø 1/2" @ 0.60m

**\*REFUERZO NEGATIVO.**

As- =	1.02cm <sup>2</sup>
As- min =	0.80cm <sup>2</sup> OK
considerando Ø :	Ø 3/8" 0.71
Espaciamiento =	SØ = 64.37 cm
USAREMOS Ø:	Ø 3/8" @ 0.60m
Longitud =	0.34 m

**\*MOMENTO DE DISEÑO.**

$M_{diseño+} = 0.701 \text{ Tn.m}$

**\*REFUERZO POSITIVO.** \*Factor "a" : 2.00cm

As+ =	2.22cm <sup>2</sup>
As min =	1.69cm <sup>2</sup> OK
considerando Ø :	Ø 1/2" 1.29
Espaciamiento =	SØ = 58.18 cm
USAREMOS:	Ø 1/2" @ 0.55m

**\*REFUERZO NEGATIVO.**

As- =	1.11cm <sup>2</sup>
As- min =	0.80cm <sup>2</sup> OK
considerando Ø :	Ø 3/8" 0.71
Espaciamiento =	SØ = 59.04 cm
USAREMOS Ø:	Ø 3/8" @ 0.55m
Longitud =	0.28 m

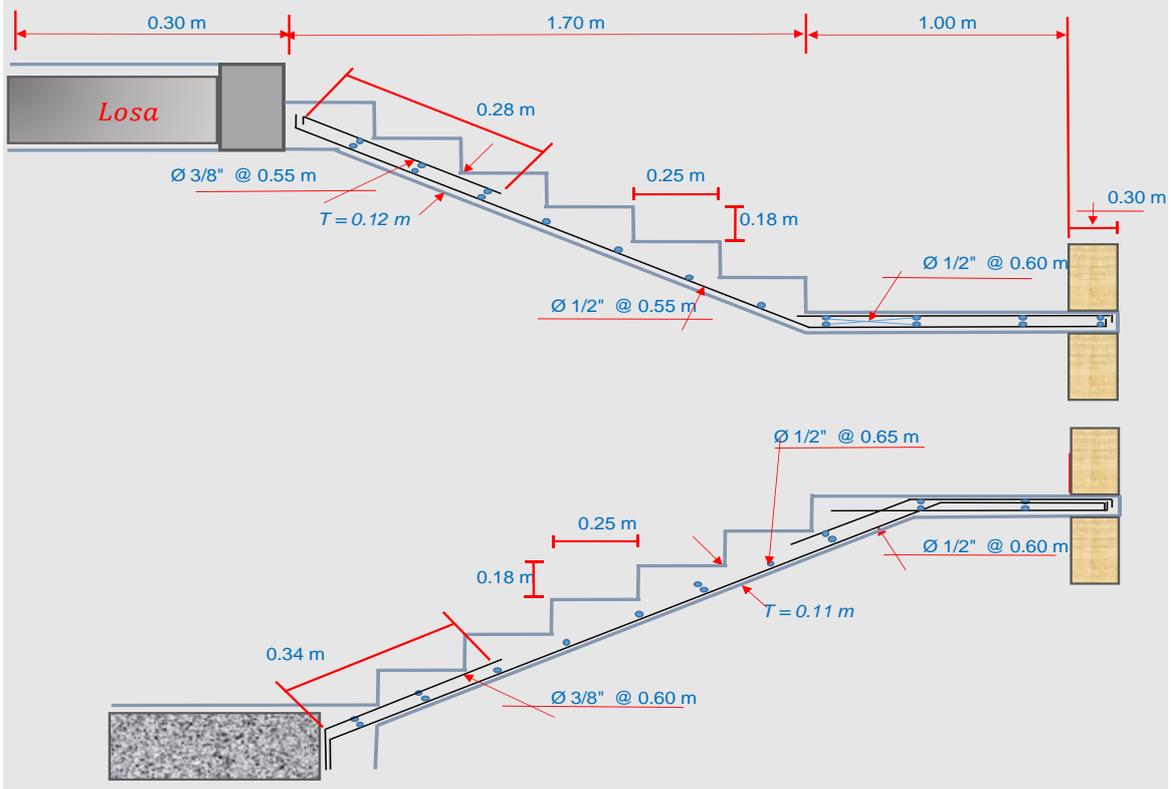
**\*REFUERZO TRANSVERSAL.**

AsT =	1.98cm <sup>2</sup>
considerando Ø :	Ø 1/2" 1.29
Espaciamiento =	SØ = 68.62 cm
USAREMOS Ø:	Ø 1/2" @ 0.65m

**\*REFUERZO TRANSVERSAL.**

AsT =	2.16cm <sup>2</sup>
considerando Ø :	Ø 1/2" 1.29
Espaciamiento =	SØ = 62.49 cm
USAREMOS Ø:	Ø 1/2" @ 0.60m

**3) DISPOSICION DE LA ARMADURA.**





RUC: 20606092297

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-CONCRETO-ASFALTO Y MATERIALES	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D6913	
PROYECTO :	*DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 NIVELES BAJO UN MODELO BIM EN EL DISTRITO DE TRUJILLO.*
SOLICITANTE :	RÍOS GARCÍA, SHIRLAY VANESSA - VELA HUARIPATA, JANOR LEFTY
UBICACIÓN :	DISTRITO DE TRUJILLO, PROVINCIA DE TRUJILLO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD
FECHA :	MAYO DE 2021

DATOS :		Coordenadas :	
Sonsale/Muestra :	C-01 / E-2	Norte :	9,103,314 N
Código de Muestra :	TESIS RV	Este :	715,043 E
Observación :		Cota :	30 mm
		Progresiva :	Km

ENSAYO :		HUMEDAD NATURAL	
Masa Seca de Fracción :	1,000.00 gr.	Sh + Tara :	960.25 gr.
Masa de Fracción Limpia y Seca :	937.20 gr.	Ss + Tara :	967.75 gr.
Masa de Fracción Tamizada :	936.19 gr.	Tara :	77.51 gr.
		Humedad(%) :	1.40

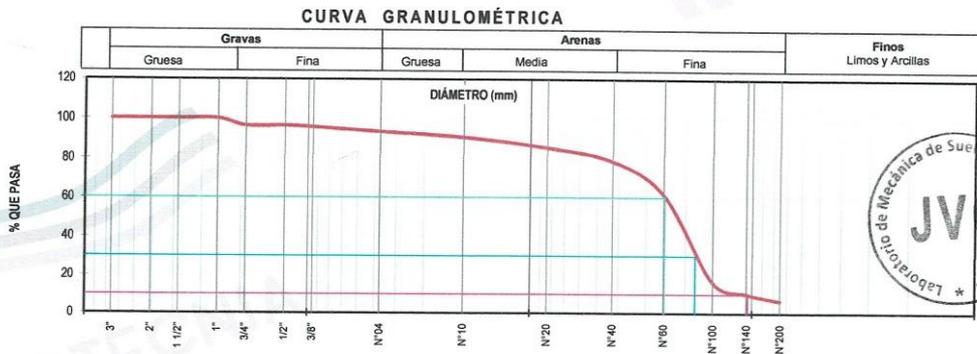
Tamices ASTM D6913	Abertura en mm.	Masa Retenida	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% Que Pasa
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.050	35.38	3.54	3.54	96.46
1/2"	12.700	0.00	0.00	3.54	96.46
3/8"	9.500	6.96	0.70	4.23	95.77
N°04	4.750	22.77	2.28	6.51	93.49
N°10	2.000	27.78	2.78	9.29	90.71
N°20	0.840	52.31	5.23	14.52	85.48
N°40	0.425	68.78	6.88	21.40	78.60
N°60	0.250	173.36	17.34	38.73	61.27
N°100	0.150	448.84	44.88	83.62	16.38
N°140	0.106	61.69	6.17	89.79	10.21
N°200	0.075	36.22	3.62	93.41	6.59
< 200	Plato	2.10	6.49	99.90	0.10
Total		936.19			

DIAMETROS EFECTIVOS	D10 = 0.10 D30 = 0.18 D60 = 0.25	COEF.	CU = 2.40 CC = 1.30
---------------------	--	-------	------------------------

LÍMITES E INDICES DE CONSISTENCIA	
L. Líquido	: NP
L. Plástico	: NP
Ind. Plástico	: NP
CLASIFICACIÓN / ASTM	
Clas. SUCS (ASTM D2487)	: SP-SM
Clas. AASHTO (ASTM D3282)	: A-3 (U)
NOMBRE DEL GRUPO O MUESTRA	
Arenas Pobremente Gradadas con Limos	
DESCRIPCIÓN DE SONDAJE	
PROF. MUEST. (m)	: 2.00
ESTRATO	: C-01 / E-02 : 0.20 - 3.00
PORCENTAJE DE MASA EN MUESTRA	
% Grava	= 6.51
% Arena	= 86.90
% Finos	= 6.49



JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
*Victoria de los Angeles Agustín Díaz*  
 Ing. Victoria de los Angeles Agustín Díaz  
 GERENTE GENERAL

*Carlos Javier Ramírez Muñoz*  
 Carlos Javier Ramírez Muñoz  
 Ingeniero Civil  
 CIP 140574

JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
 Jr. Los Diamantes 365 Dpto. 101 Urb. Santa Inés - Trujillo  
 Telef.: 044 - 615690 - Cel.: 971492979 / 973994030  
 consultoriageotecniajvc@gmail.com



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-CONCRETO-ASFALTO Y MATERIALES						
LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318						
PROYECTO	:	"DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 NIVELES BAJO UN MODELO BIM EN EL DISTRITO DE TRUJILLO".				
SOLICITANTE	:	RÍOS GARCÍA, SHIRLAY VANESSA - VELA HUARIPATA, JANOR LEFTY				
UBICACIÓN	:	DISTRITO DE TRUJILLO, PROVINCIA DE TRUJILLO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD				
FECHA	:	MAYO DE 2021				
LÍMITES DE CONSISTENCIA		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
Nº de golpes		-	-	-	-	-
Peso tara	(gr.)	-	-	-	-	-
Peso tara + suelo húmedo	(gr.)	-	-	-	-	-
Peso tara + suelo seco	(gr.)	-	-	-	-	-
Humedad %		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Límites		0.00			0.00	



JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
  
Ing. Victoria de los Angeles Agustin Diaz  
GERENTE GENERAL

  
Carlos Javier Ramirez Muñoz  
Ingeniero Civil  
CIP 140574



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-CONCRETO-ASFALTO Y MATERIALES	
CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D2216	
PROYECTO	: *DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 NIVELES BAJO UN MODELO BIM EN EL DISTRITO DE TRUJILLO*.
SOLICITANTE	: RÍOS GARCÍA, SHIRLAY VANESSA - VELA HUARIPATA, JANOR LEFTY
UBICACIÓN	: DISTRITO DE TRUJILLO, PROVINCIA DE TRUJILLO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD
FECHA	: MAYO DE 2021

Prof. de Muest	: 2.00	m.	Analisis Preliminar (Separación)	
Calicata / Mues	: C-01 / E-2		Tamaño Máximo	: N° 04
Estrato	: 0.20 - 3.00	m.	Tamiz Separador	: No Requerido

CONTENIDO DE HUMEDAD D-2216		
DESCRIPCIÓN	B-11	B-6
Masa de Recipiente (gr.)	75.72	79.30
Masa de Recipiente + Suelo Humedo (gr.)	928.10	1032.40
Masa de Recipiente + Suelo Seco Inicial (gr.)	918.98	1022.03
Masa de Recipiente + Suelo Seco 02 (gr.)	916.20	1019.30
Masa de Recipiente + Suelo Seco Final (gr.)	916.20	1019.30
Masa de Suelo Seco (gr.)	840.48	940.00
Masa de Agua (gr.)	11.90	13.10
Contenido de Humedad (%)	1.42	1.39
Clasificación Visual - Manual	SP-SM	SP-SM
Contenido de Humedad Promedio (%)	1.40	



JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
  
Ing. Victoria de los Angeles Agustin Diaz  
GERENTE GENERAL

  
Carlos Javier Ramirez Muñoz  
Ingeniero Civil  
CIP 140574

JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
Jr. Los Diamantes 365 Dpto. 101 Urb. Santa Inés - Trujillo  
Teléf.: 044 - 615690 - Cel.: 971492979 / 973994030  
consultoriageotecniajvc@gmail.com



**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-CONCRETO-ASFALTO Y MATERIALES**

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO  
ASTM D6913**

PROYECTO : \*DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 NIVELES BAJO UN MODELO BIM EN EL DISTRITO DE TRUJILLO.\*

SOLICITANTE : RÍOS GARCÍA, SHIRLAY VANESSA - VELA HUARIPATA, JANOR LEFTY

UBICACIÓN : DISTRITO DE TRUJILLO, PROVINCIA DE TRUJILLO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD

FECHA : MAYO DE 2021

**DATOS :**

Sonaje/Muestra : C-02 / E-2

Código de Muestra : TESIS RV

Observación :

Coordenadas :  
Norte : 9,103,325 N  
Este : 715,063 E  
Cota : 30 mnm  
Progresiva : - Km

**ENSAYO :**

Masa Seca de Fracción : 1,000.00 gr.

Masa de Fracción Limpia y Seca : 949.40 gr.

Masa de Fracción Tamizada : 949.33 gr.

HUMEDAD NATURAL	
Sh + Tara	1,044.40 gr.
Ss + Tara	1,033.65 gr.
Tara	77.65 gr.
Humedad(%)	1.12

**ENSAYO GRANULOMÉTRICO**

Tamices ASTM D6813	Abertura en mm.	Masa Retenida	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	19.29	1.93	1.93	98.07
3/4"	19.050	0.00	0.00	1.93	98.07
1/2"	12.700	0.00	0.00	1.93	98.07
3/8"	9.500	14.50	1.45	3.38	96.62
N°04	4.750	20.31	2.03	5.41	94.59
N°10	2.000	23.62	2.36	7.77	92.23
N°20	0.840	82.22	8.22	15.99	84.01
N°40	0.425	114.00	11.40	27.39	72.61
N°60	0.250	170.72	17.07	44.47	55.53
N°100	0.150	446.97	44.70	89.16	10.84
N°140	0.106	46.88	4.69	93.85	6.15
N°200	0.075	8.44	0.84	94.70	5.30
< 200	Plato	2.38	5.30	99.99	0.01
Total		949.33			

LÍMITES E INDICES DE CONSISTENCIA	
L. Líquido	NP
L. Plástico	NP
Ind. Plástico	NP

CLASIFICACIÓN / ASTM	
Clas. SUCS (ASTM D2487)	SP-SM
Clas. AASHTO (ASTM D3282)	A-3 (0)

**NOMBRE DEL GRUPO O MUESTRA**

Arenas Pobremente Gradadas con Limos

**DESCRIPCIÓN DE SONDADJE**

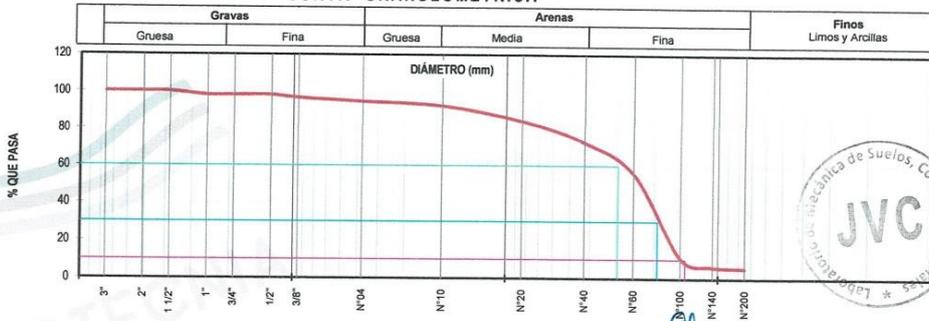
PROF. MUEST. (m) : 2.10

ESTRATO C-02/E-02 : 0.15 - 3.00

PORCENTAJE DE MASA EN MUESTRA	
% Grava	5.41
% Arena	89.29
% Finos	5.30

DIAMETROS EFECTIVOS	D10 = 0.14	D30 = 0.19	D60 = 0.30
	COEF.	CU = 2.10	CC = 0.90

**CURVA GRANULOMÉTRICA**



JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
Ing. Victoria de los Angeles Aguirre Díaz  
GERENTE GENERAL

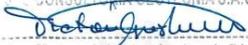
Carlos Javier Ramirez Muñoz  
Ingeniero Civil  
CIP 140574

JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
Jr. Los Diamantes 365 Dpto. 101 Urb. Santa Inés - Trujillo  
Teléf.: 044 - 615690 - Cel.: 971492979 / 973994030  
consultoriageotecniajvc@gmail.com



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-CONCRETO-ASFALTO Y MATERIALES					
LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318					
PROYECTO	:	"DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 NIVELES BAJO UN MODELO BIM EN EL DISTRITO DE TRUJILLO".			
SOLICITANTE	:	RÍOS GARCÍA, SHIRLAY VANESSA - VELA HUARIPATA, JANOR LEFTY			
UBICACIÓN	:	DISTRITO DE TRUJILLO, PROVINCIA DE TRUJILLO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD			
FECHA	:	MAYO DE 2021			
LÍMITES DE CONSISTENCIA		LÍMITE LIQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
Nº de golpes		-	-	-	-
Peso tara	(gr.)	-	-	-	-
Peso tara + suelo húmedo	(gr.)	-	-	-	-
Peso tara + suelo seco	(gr.)	-	-	-	-
Humedad %		0.00	0.00	0.00	0.00
Límites		0.00	0.00	0.00	0.00



CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
  
Ing. Victoria de los Angeles Agustin Diaz  
GERENTE GENERAL

  
Carlos Javier Ramirez Muñoz  
Ingeniero Civil  
CIP 140574





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-CONCRETO-ASFALTO Y MATERIALES	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D6913	
PROYECTO :	"DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 NIVELES BAJO UN MODELO BIM EN EL DISTRITO DE TRUJILLO".
SOLICITANTE :	RÍOS GARCÍA, SHIRLAY VANESSA - VELA HUARIPATA, JANOR LEFTY
UBICACIÓN :	DISTRITO DE TRUJILLO, PROVINCIA DE TRUJILLO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD
FECHA :	MAYO DE 2021

**DATOS :**  
 Sónsae/Muestra : C-03 / E-2  
 Código de Muestra : TESIS RV  
 Observación :  
**ENSAYO :**  
 Masa Seca de Fracción : 1,000.00 gr.  
 Masa de Fracción Limpia y Seca : 950.90 gr.  
 Masa de Fracción Tamizada : 950.63 gr.

**Coordenadas :**  
 Norte : 9,103,341 N  
 Este : 715,053 E  
 Cota : 30 mnm  
 Progresiva : - Km

HUMEDAD NATURAL	
Sh + Tara	980.55 gr.
Ss + Tara	970.75 gr.
Tara	81.00 gr.
Humedad(%)	1.10

**ENSAYO GRANULOMÉTRICO**

Tamices ASTM D6913	Abertura en mm.	Masa Retenida	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% Que Pasa
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	11.18	1.12	1.12	98.88
3/8"	9.500	3.55	0.36	1.47	98.53
Nº04	4.750	15.56	1.56	3.03	96.97
Nº10	2.000	24.54	2.45	5.48	94.52
Nº20	0.840	86.11	8.61	14.09	85.91
Nº40	0.425	118.30	11.83	25.92	74.08
Nº60	0.250	173.93	17.39	43.32	56.68
Nº100	0.150	405.82	40.58	83.90	16.10
Nº140	0.106	68.88	6.89	90.79	9.21
Nº200	0.075	32.94	3.29	94.08	5.92
< 200	Plato	9.82	5.89	99.97	0.03
Total		950.63			

LÍMITES E ÍNDICES DE CONSISTENCIA	
L. Líquido	NP
L. Plástico	NP
Ind. Plástico	NP

CLASIFICACIÓN / ASTM	
Clas. SUCS (ASTM D2487)	SP-SM
Clas. AASHTO (ASTM D3282)	A-3 (0)

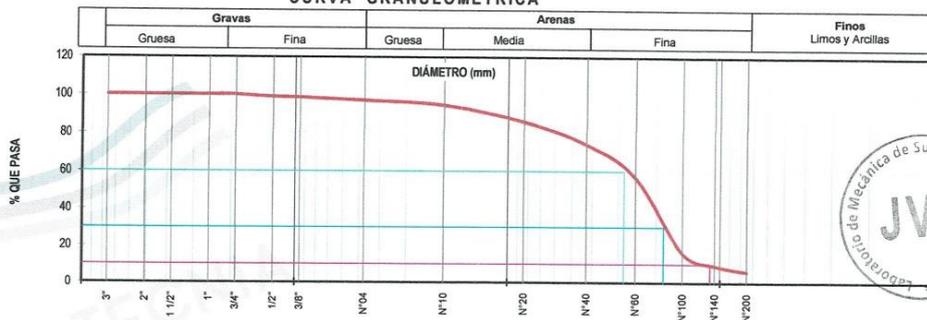
**NOMBRE DEL GRUPO O MUESTRA**  
 Arenas Pobres con Gradadas con Limos

DESCRIPCIÓN DE SONDAJE	
PROF. MUEST. (m)	2.00
ESTRATO	C-03 / E-02 : 0.18 - 3.00

PORCENTAJE DE MASA EN MUESTRA	
% Grava	3.03
% Arena	91.05
% Finos	5.89

DIAMETROS EFECTIVOS	D10 = 0.11	D30 = 0.18	D60 = 0.28	COEF.	CU = 2.60	CC = 1.10
---------------------	------------	------------	------------	-------	-----------	-----------

**CURVA GRANULOMÉTRICA**



JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
 Ing. Víctor Angeles Agustín Díaz  
 GERENTE GENERAL

Carlos Javier Ramírez Muñoz  
 Ingeniero Civil  
 C.I.P. 140574

JVC CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
 Jr. Los Diamantes 365 Dpto. 101 Urb. Santa Inés - Trujillo  
 Telef.: 044 - 615690 - Cel.: 971492979 / 973994030  
 consultoriageotecniajvc@gmail.com



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-CONCRETO-ASFALTO Y MATERIALES						
LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318						
PROYECTO	:	"DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 NIVELES BAJO UN MODELO BIM EN EL DISTRITO DE TRUJILLO".				
SOLICITANTE	:	RÍOS GARCÍA, SHIRLAY VANESSA - VELA HUARIPATA, JANOR LEFTY				
UBICACIÓN	:	DISTRITO DE TRUJILLO, PROVINCIA DE TRUJILLO, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD				
FECHA	:	MAYO DE 2021				
LÍMITES DE CONSISTENCIA		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
Nº de golpes		-	-	-	-	-
Peso tara	(gr.)	-	-	-	-	-
Peso tara + suelo húmedo	(gr.)	-	-	-	-	-
Peso tara + suelo seco	(gr.)	-	-	-	-	-
Humedad %		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Límites			0.00			0.00



CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
  
Ing. Victoria de los Angeles Agustin Diaz  
GERENTE GENERAL

  
Carlos Javier Ramirez Muñoz  
Ingeniero Civil  
CIP 140574





**ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES**  
ZAPATAS 01 / D<sub>f</sub> - 2.40 M. / B = 1.50 M a 3.50 M

<b>CAPACIDAD DE CARGA</b> Norma Técnica E.050 "Suelos y Cimentaciones" del RNE / RM N° 406-2018 $q_d = s_c i_c C N_c + i_q \gamma_1 D_f N_q + 0.5 s_r i_r \gamma_2 B' N_r$		<b>ASENTAMIENTO INICIAL</b> Teoría Elástica $S = C_s q B \left( \frac{1-v^2}{E_s} \right)$	<b>MAYO DE 2021</b> CÓDIGO: TESIS RV
<b>FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA</b> $N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$ $N_q = e^{(\pi \tan \phi')} \tan^2 \left[ 45 + \frac{\phi'}{2} \right]$ $N_r = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi')$	<b>FACTORES DE FORMA</b> $S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$ $S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $S_r = 1 - 0.2 \frac{B}{L} \geq 0.6$	<b>FACTORES DE INCLINACIÓN</b> $i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\alpha^2}{90^2} \right)^2$ $i_r = \left( 1 - \frac{\alpha^2}{90^2} \right)^2$	<b>FACTORES EXTERNOS</b> No Registra Nivel Freático = W Tipo de Falla = Local
Nivel de Agua Freática Registrada Peso U. Volumétrico Sobre Cimentación Peso U. Volumétrico de Cimentación Profundidad de Desplante - Zapata Factor de seguridad Sobrecarga en la base de la cimentación	NF = 50.00 m. Y <sub>1</sub> = 1.58 Tn/m <sup>3</sup> Y <sub>2</sub> = 1.62 Tn/m <sup>3</sup> Df = 2.40 m. FS = 3.00 Df <sub>v</sub> = 3.79 Tn/m <sup>2</sup>	Relación de Poisson Módulo de elasticidad del suelo Factor de forma y rigidez cimentación corrida Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada Factor de forma y rigidez cimentación rectangular	μ = 0.20 Es = 180.00 kg/cm <sup>2</sup> Cs = 254.00 cm/m Cs = 130.00 cm/m Cs = 153.00 cm/m

Parámetros de Resistencia	
Ángulo de Fricción φ	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> ) C
30	0

FACTORES DE CARGA				
Nc	Nq	Nr	Nq/Nc	Tan φ
15.668	7.108	3.452	0.448	0.385

Criterio de Falla "General"	
Ángulo de Fricción φ	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> ) C
21	0

COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL		
Ka	Kp	Ko
0.471	2.121	0.641

CIMENTACION CUADRADA										
B (m)	L (m)	Sc	Sq	Sg	w	w'	qd (kg/cm <sup>2</sup> )	qad (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)	
1.50	1.50	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.07	1.36	1.41	
1.60	1.60	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.09	1.36	1.51	
1.70	1.70	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.11	1.37	1.62	
1.80	1.80	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.14	1.38	1.72	
1.90	1.90	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.16	1.39	1.83	
2.00	2.00	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.18	1.39	1.93	
2.10	2.10	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.20	1.40	2.04	
2.20	2.20	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.22	1.41	2.15	
2.30	2.30	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.25	1.42	2.26	
2.40	2.40	1.20	1.38	0.80	1.00	1.00	4.27	1.42	2.37	
2.50	2.50	1.20	1.38	0.80	1.00	2.00	4.29	1.43	2.48	
2.60	2.60	1.20	1.38	0.80	1.00	3.00	4.31	1.44	2.59	
2.70	2.70	1.20	1.38	0.80	1.00	4.00	4.34	1.45	2.71	
2.80	2.80	1.20	1.38	0.80	1.00	5.00	4.36	1.45	2.82	
2.90	2.90	1.20	1.38	0.80	1.00	6.00	4.38	1.46	2.94	
3.00	3.00	1.20	1.38	0.80	1.00	7.00	4.40	1.47	3.05	
3.10	3.10	1.20	1.38	0.80	1.00	8.00	4.43	1.48	3.17	
3.20	3.20	1.20	1.38	0.80	1.00	9.00	4.45	1.48	3.29	
3.30	3.30	1.20	1.38	0.80	1.00	10.00	4.47	1.49	3.41	
3.40	3.40	1.20	1.38	0.80	1.00	11.00	4.49	1.50	3.53	
3.50	3.50	1.20	1.38	0.80	1.00	12.00	4.52	1.51	3.65	

$Q_{ad} = 0.0746 B + 1.2442$

Se puede considerar como valor único de diseño:

CARGA ADMISIBLE BRUTA

q <sub>admissible</sub> =	1.43	kg/cm <sup>2</sup>
Q <sub>admissible</sub> =	14.31	tn/m <sup>2</sup>
Q =	89.41	tn
S =	2.48	cm

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO			
SUCS :	SP-SM		
AASHTO :	A - 3 (0)		
COLOR	θ°	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	γ (Tn/m <sup>3</sup> )
Marrón Anaranjado	21	0.00	1.62

CONSULTORIA GEOTECNIA S.A.C.  
 Ing. Mónica del Ángel Aguilar Díaz  
 GERENTE GENERAL



Carlos Javier Ramirez Muñoz  
 Ingeniero Civil  
 CIP 140574



# BARRAS DE CONSTRUCCIÓN



**NTP 341.031 G60**  
**ASTM A615/A615M G60**

## DESCRIPCIÓN

Las barras de refuerzo, también conocidas como barras corrugadas, son usadas como refuerzo en elementos de concreto armado, por su alta adherencia con el concreto debido a que cuenta con corrugas o resaltes tipo High-Bond.

## DOCUMENTOS DE REFERENCIA

**NTP 341.031. Grado 60. Norma Técnica Peruana** - Barras de acero al carbono, corrugadas, para refuerzo de concreto armado.

**ASTM A615/A615M Grado 60. Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement.**

**Norma Técnica de Edificaciones – E060.** Concreto armado.

## COMPOSICIÓN QUÍMICA

El contenido de Fosforo (P) máximo 0.062 % (análisis de producto)

## ESPECIFICACIONES DIMENSIONALES Y PESO

Designación de la barra corrugada	Peso métrico nominal kg/m	Dimensiones nominales			Dimensiones resaltes (mm)		
		Diámetro mm	Área sección nominal	Perímetro nominal mm	Espaciamiento promedio máximo	Altura promedio mínimo	Separación (GAP) 12% del perímetro nominal máxima
6 mm	0.220	6.0	28	18.8	4.2	0.24	2.35
8 mm	0.395	8.0	50	25.1	5.6	0.32	3.14
3/8"	0.560	9.5	71	29.9	6.7	0.38	3.60
12 mm	0.888	12.0	113	37.7	8.4	0.48	4.71
1/2"	0.994	12.7	129	39.9	8.8	0.51	4.90
5/8"	1.552	15.9	199	49.9	11.1	0.71	6.1
3/4"	2.235	19.1	284	59.8	13.3	0.97	7.3
1"	3.973	25.4	510	79.8	17.8	1.27	9.7
1 3/8"	7.907	35.8	1006	112.5	25.1	1.80	13.7

Nota1: La variación permisible en el peso métrico no excederá el 6% por debajo del peso nominal.

## PROPIEDADES MECÁNICAS

Diámetro nominal (d)	Requisitos de Tracción				Doblado a 180° Diámetro de mandril de doblado
	Límite de fluencia MPa (kgf/mm <sup>2</sup> )	Resistencia de tracción MPa (kgf/mm <sup>2</sup> ) mínimo	Relación RT/LF mínimo	% de alargamiento Lo=200 mm mínimo	
6 mm	420 (42,8) A 540(55,1)	620 (63.2)	1.25	11	3 d
8 mm				14	
3/8"					
12 mm					
1/2"					
5/8"					
3/4"				5 d	
1"				12	
1 3/8"					7 d

Nota 2: d = Diámetro nominal de la barra, Lo = Longitud calibrada de la probeta de ensayo.

## LONGITUD

Fabricadas en longitudes de nueve (9) metros consideradas como longitudes estándar o normal. Se pueden fabricar en otras longitudes previo acuerdo con el cliente.

## VARIACIÓN PERMISIBLE EN LA LONGITUD

La tolerancia en la longitud es de:     + 100 mm  
   -    0 mm

## PRESENTACIÓN

Se suministran en rollos o barras rectas en longitudes estándar.

## IDENTIFICACIÓN

Las barras, son identificadas mediante marcas laminadas en alto relieve, que indican al fabricante, designación de tamaño, tipo de acero y designación de la fluencia mínima.



**ANEXO 06**

**PARAMETROS DE ZONIFICACION**

**TULO XI CUADROS RESUMEN DE ZONIFICACIÓN**

Cuadro N° 1

**ZONIFICACION RESIDENCIAL**

ZONIFICACION	AREA DE ESTRUCTURACION URBANA	USOS	DENSIDAD HAB/HÁ (1)	COEFIC. DE EDIFICAC.	AREA LOTE MÍN. (1)	FRENTE MÍN.	ALTURA DE EDIFICACION	ÁREA LIBRE	ESTACIONAMIENTO por @VIV.	ÁREA VERDE MÍN.	
RESIDENCIAL DENSIDAD BAJA <b>RDB</b>	I	UNIFAMILIAR	200	1.2	300 m2	10 m.	2 pisos (2)	40%	2E@1V	---	
		BIFAMILIAR	270	2.0	450 m2	10 m.	3 pisos (2)	40%	1.5E@1V	10 m2/p	
		CONJUNTO RESIDENCIAL	600	2.8	600 m2	15 m.	3 pisos (2)	40%		10 m2/p	
RESIDENCIAL DENSIDAD MEDIA <b>RDM</b>	TODAS	UNIFAMILIAR	1,300	Libre	90 m2	6 m.	(3)	30%	1E@1V (6)	---	
	I	MULTIFAMILIAR			140 m2	7 m.		(5)	1E@2V	(7)	
		CONJUNTO RESIDENCIAL	2,250		1,000 m2	15 m.		40%	1E@1V		
	IIA	MULTIFAMILIAR	1,300		120 m2	6 m.		(5)	1E@2V		
		CONJUNTO RESIDENCIAL	2,250		600 m2	15 m.		40%			
	IIB - III - IV	MULTIFAMILIAR	1,300		140 m2	7 m.		(5)	1E@3V		
		CONJUNTO RESIDENCIAL	2,250		600 m2	15 m.		40%			
	RESIDENCIAL DENSIDAD ALTA <b>RDA</b> (8)	I	MULTIFAMILIAR		2,250	Libre		450 m2	15 m.		1.5 (a+r) (4)
CONJUNTO RESIDENCIAL			2,250	1,000 m2	40%		1E@1V	3 m2/p			
IIA		MULTIFAMILIAR	2,250	450 m2	(5)		1E@2V	3 m2/p			
		CONJUNTO RESIDENCIAL	2,250	600 m2	40%			3 m2/p			
IIB - III - IV		MULTIFAMILIAR	2,250	450 m2	(5)		1E@3V	3 m2/p			
		CONJUNTO RESIDENCIAL	2,250	600 m2	40%			3 m2/p			

(1) Se aplican las restricciones y las tolerancias de promoción a la densificación, indicadas en el Artículo 5 del Capítulo II de la Norma BP.01 BUENAS PRÁCTICAS del Título III, página 32.

(2) Se aplican los incisos del a) al h) del Art.26 del Capítulo V de la NORMA GZ.01 ALCANCES Y DEFINICIONES del Título II, pág. 14.

(3) Se aplican todos los incisos del Art.26 del Capítulo V de la NORMA GZ.01 ALCANCES Y DEFINICIONES del Título II, pág. 14.

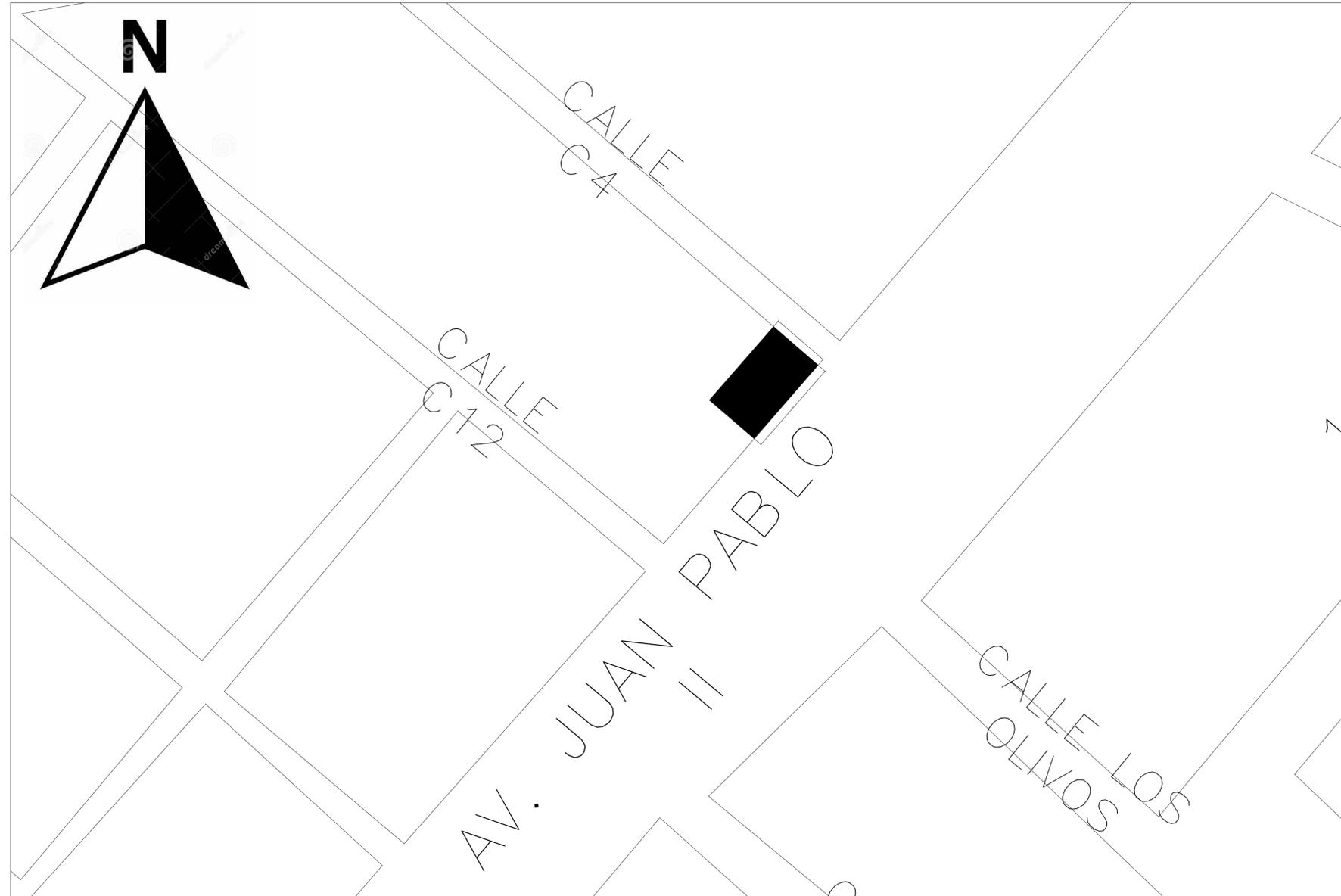
(4) Se aplican todos los incisos del Art.26 del Capítulo V de la NORMA GZ.01 ALCANCES Y DEFINICIONES del Título II, pág. 14, con excepción del h) e i).

(5) Área Libre necesaria, de acuerdo al Art.19 del Capítulo II de la NORMA BP.01 BUENAS PRÁCTICAS del Título III, página 36.

(6) En caso de Habilitación Urbana Tipo 5 para vivienda unifamiliar, 1E@3V. No será exigible estacionamiento al interior de los lotes.

(7) Opcional, de acuerdo al Art.5 del Capítulo II de la NORMA BP.01 BUENAS PRÁCTICAS del Título III, página 32.

(8) No se permite vivienda unifamiliar o bi-familiar en RDA.



1 LOCALIZACIÓN  
1 : 500



2 UBICACIÓN  
1 : 5000

CUADRO NORMATIVO			CUADRO DE AREAS	
PARAMETROS	R.Z.T	EXISTENTES	AREA CONSTRUIDA	AREA (M²) TOTAL
ZONIFICACION	RDM	RDM	1er PISO	200.2 m²
AREA DE LOTE	AREA MIN: 120.0 m2	200.2 m²		200.2 m²
USOS COMPATIBLES	RECIDENCIAL, MULTIFAMILIAR	RECIDENCIAL, MULTIFAMILIAR		
FRENTE MINIMO	6.0 m	18.2 m		
AREA LIBRE	30%	17.5 m²	AREA OCUPADA	200.2 m²
RETIRO FRONTAL	-----	---	AREA TOTAL DEL TERRENO	200.2 m²
ALTURA DE EDIFICACION	1.5 (a+)	1.5 (a+)	PERIMETRO	58.4 ml.
ESTACIONAMIENTO	1 E @ 2 V	6 E	AREA CEDIDA A VIA	-----

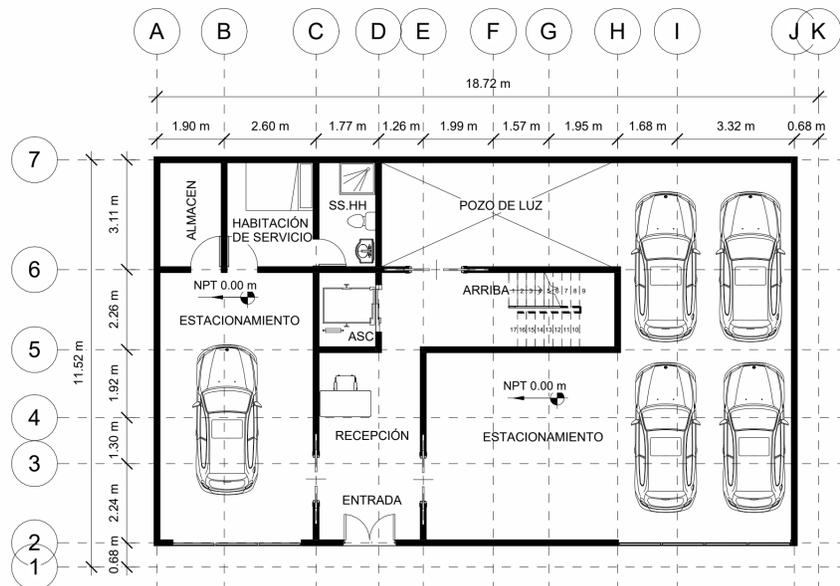


**UCV**  
UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

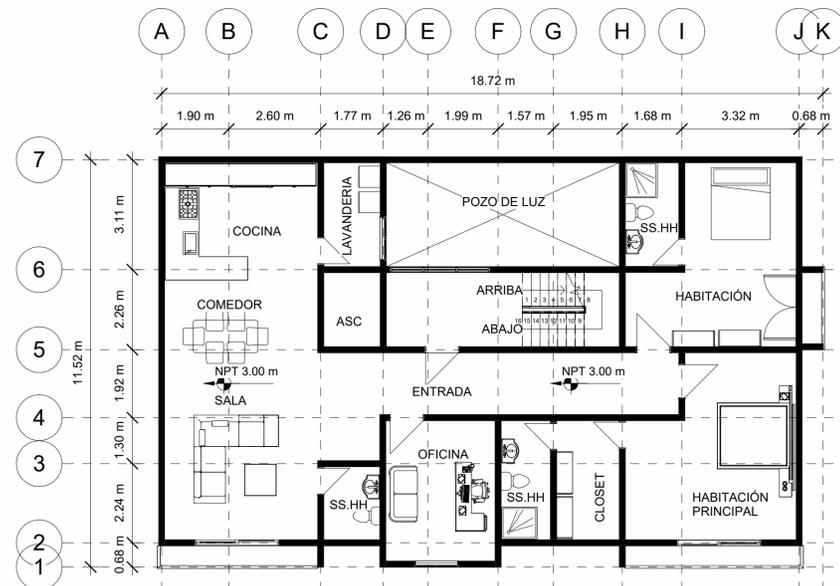
**EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR**

**UBICACION Y  
LOCALIZACION**

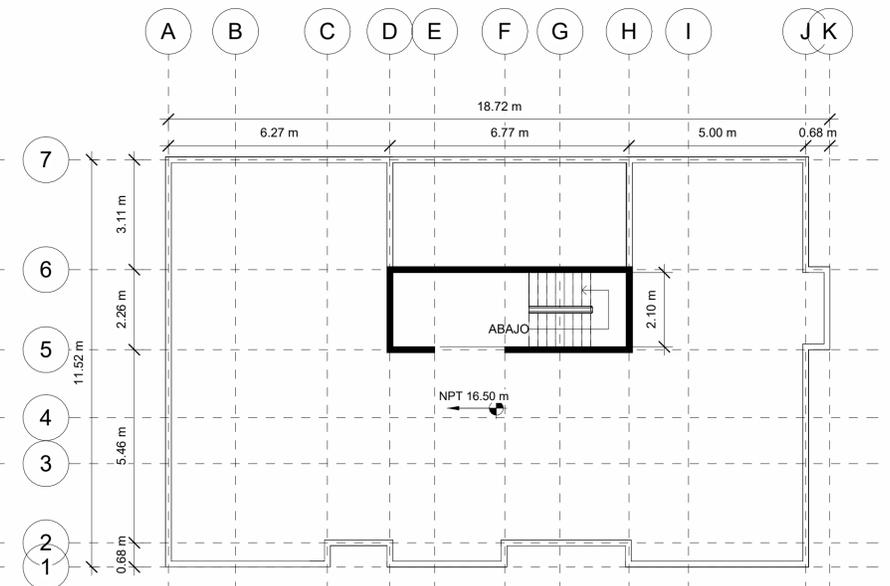
Número de proyecto	0001
Fecha	01/03/2023
Carlos, Quezada Rodríguez	
Carlos, Torres Berrios	
<b>U-1</b>	
Escala	Como se indica



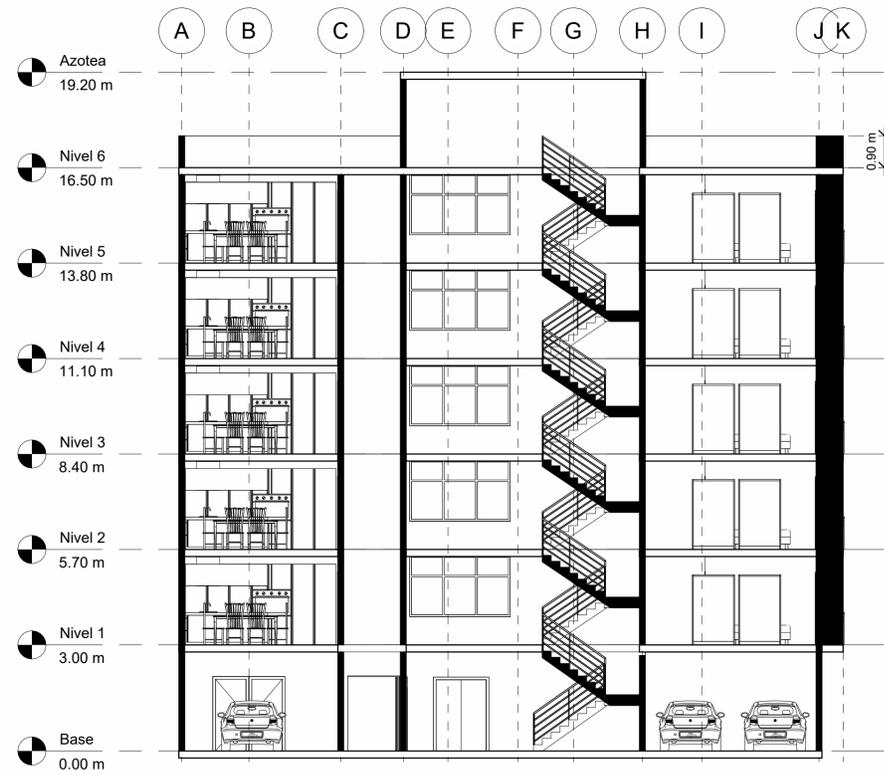
1 Base  
1 : 100



2 Nivel Típico  
1 : 100



3 Nivel Azotea  
1 : 100



4 Sección 1  
1 : 100



5 Fachada  
1 : 100



## EDIFICIO MULTIFAMILIAR

Arquitectura

Número de proyecto 0001

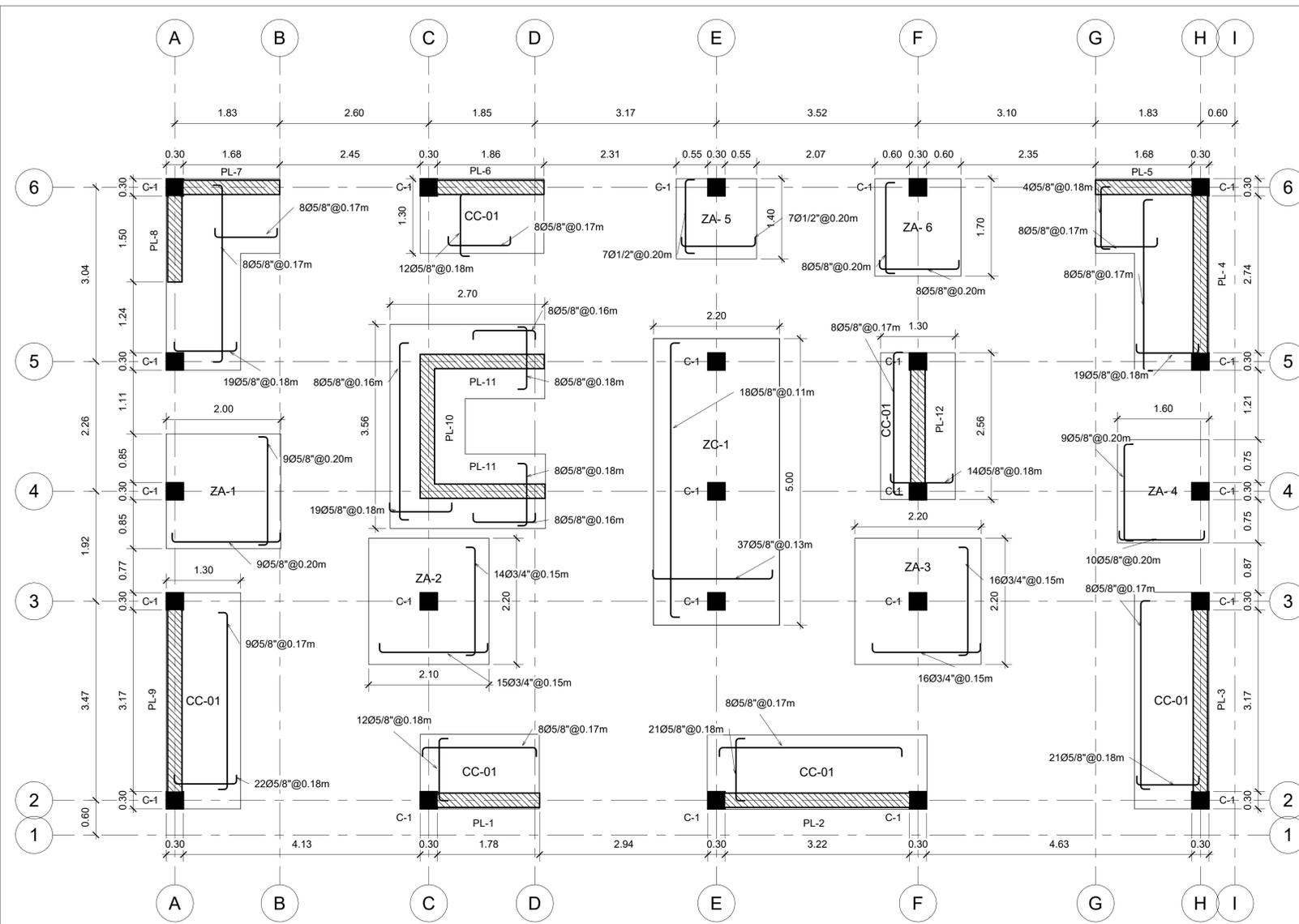
Fecha 01/03/2023

Quezada Rodríguez, Carlos

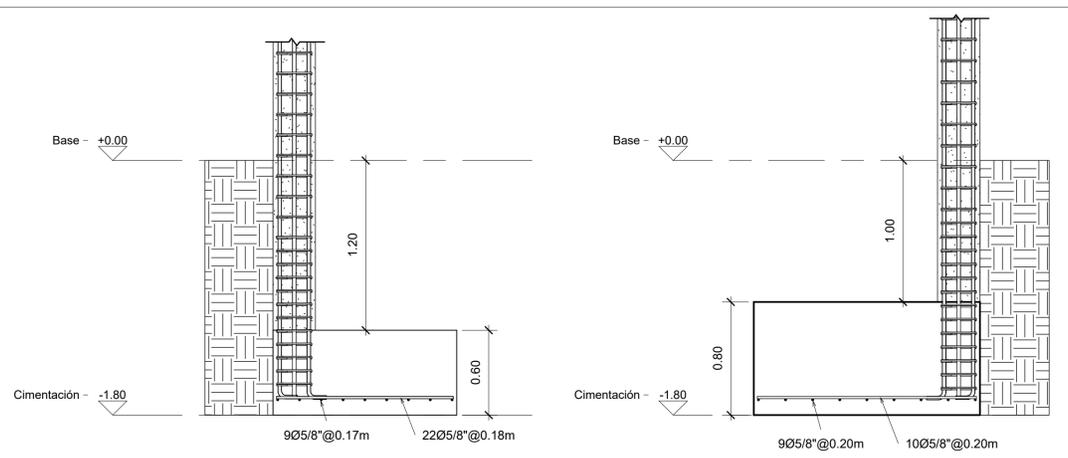
Torres Berrios, Carlos

A01

Escala 1 : 100

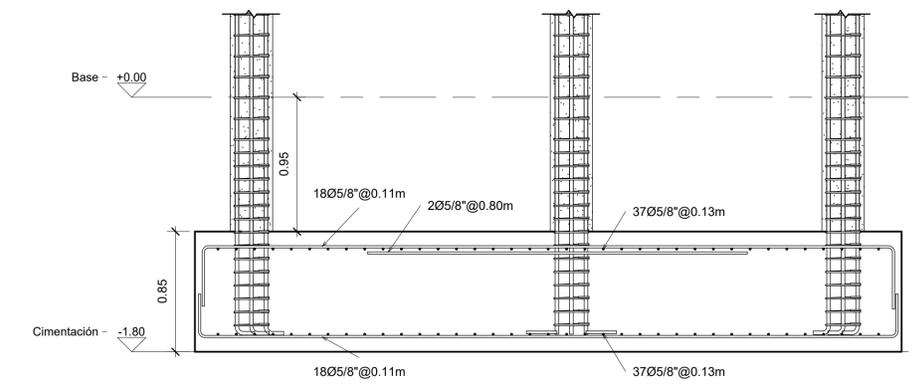


1 Base  
1 : 50

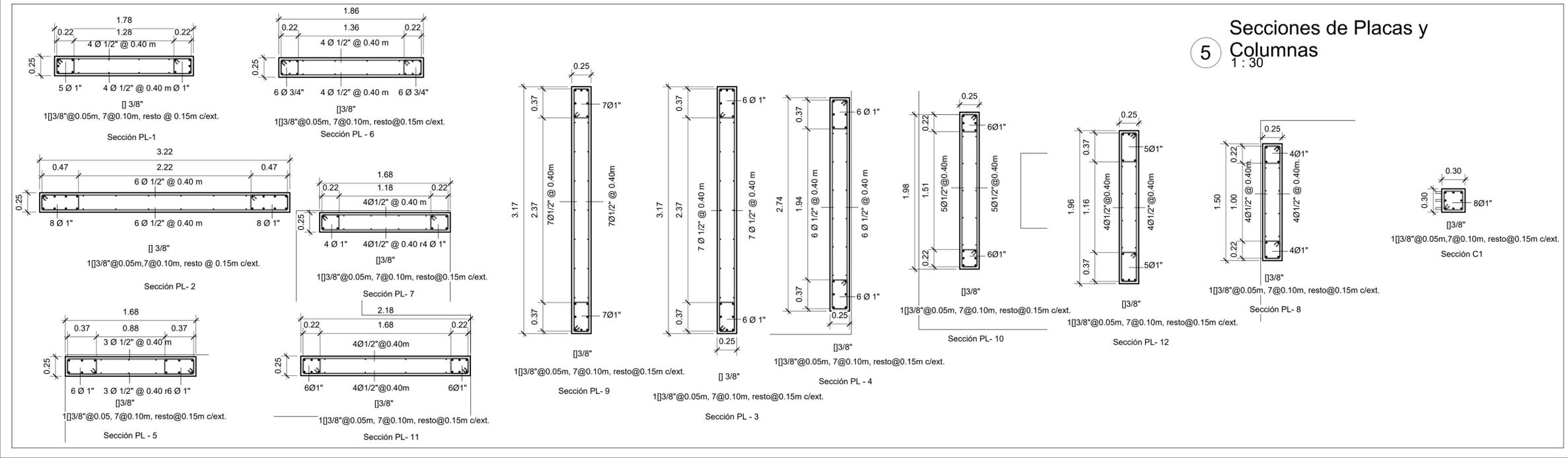


2 Sección CC-01  
1 : 25

3 Sección ZA  
1 : 25



4 Sección ZC-01  
1 : 25



5 Secciones de Placas y Columnas  
1 : 30



**UCV**  
UNIVERSIDAD  
CÉSAR VALLEJO

---

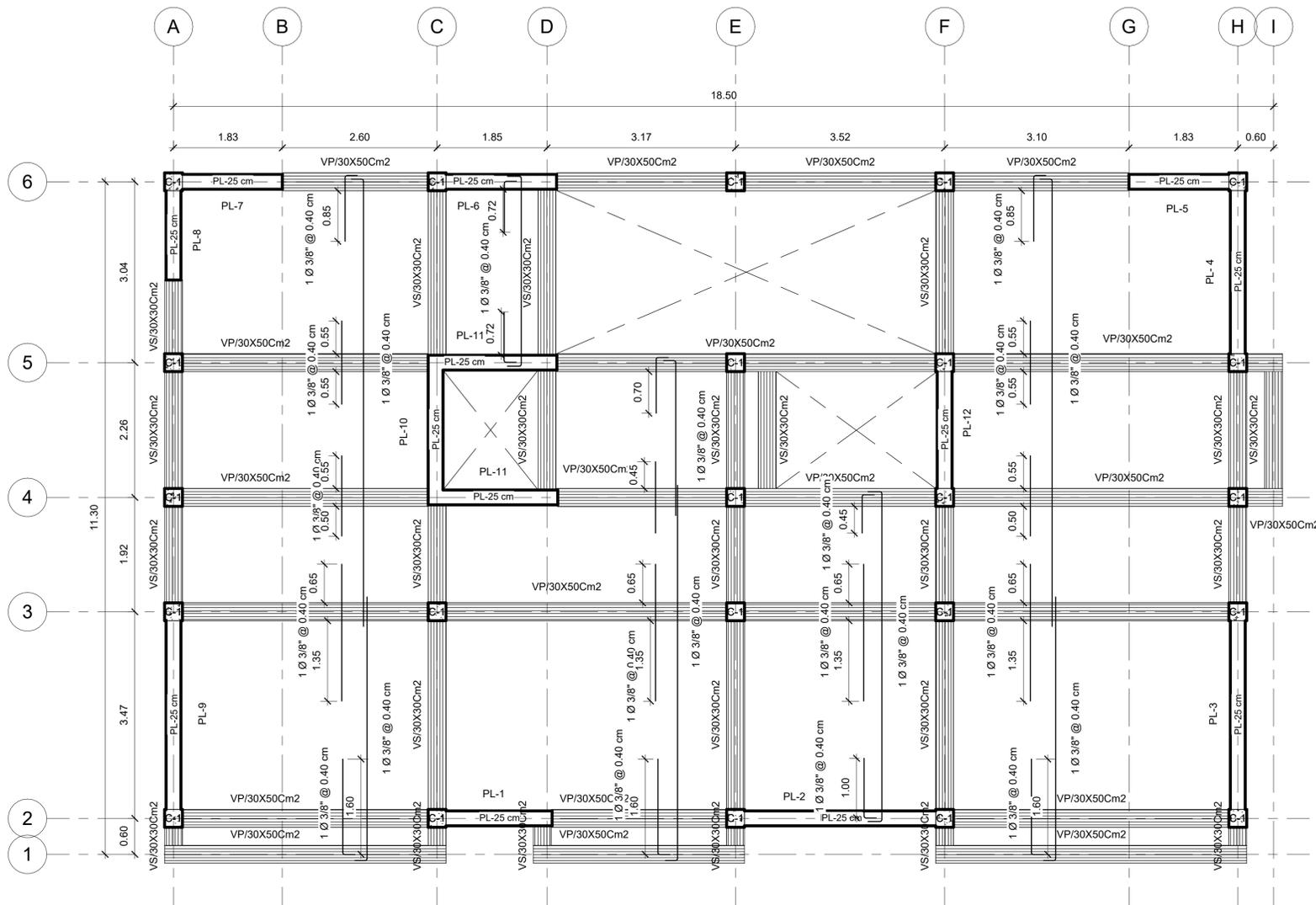
**EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR**

---

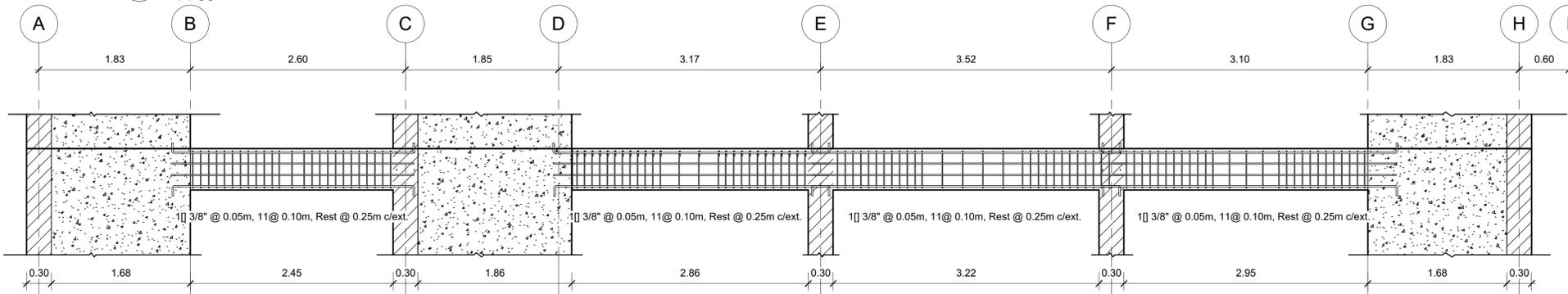
**Plano de  
Cimentación**

---

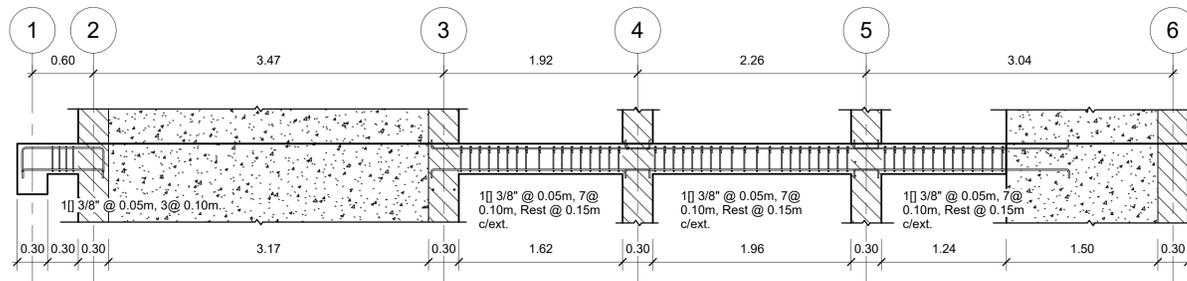
Número de proyecto	0001
Fecha	01/03/2023
Carlos,Quezada Rodríguez	
Carlos,Torres Berrios	
<b>E-1</b>	
Escala	Como se indica



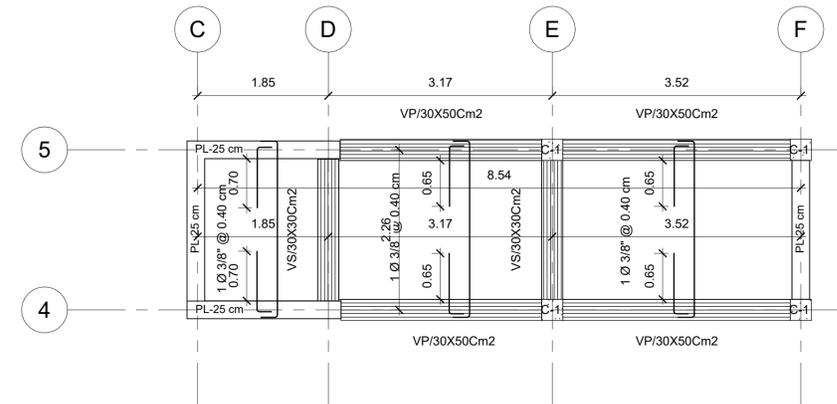
**1 Aligerado Típico**  
1 : 50



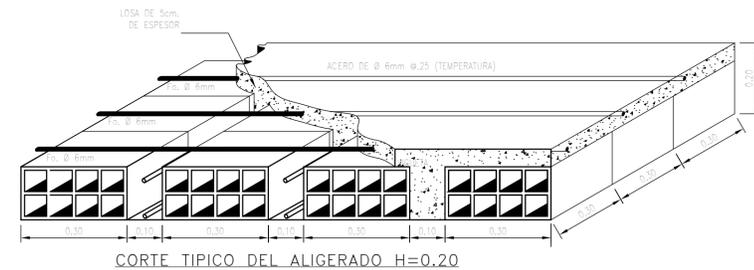
**3 Viga principal**  
1 : 35



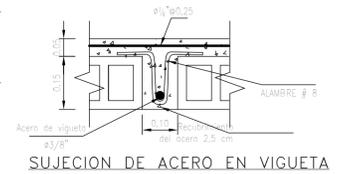
**4 Viga Secundaria**  
1 : 35



**2 Aligerado Azotea**  
1 : 50



**7 Sección Losa**  
1 : 10



**EDIFICIO MULTIFAMILIAR**

**Plano de Aligerado**

Número de proyecto 0001

Fecha 01/03/2023

Carlos, Quezada Rodríguez

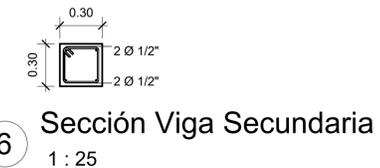
Carlos, Torres Berrios

**E-2**

Escala Como se indica



**5 Sección Viga Principal**  
1 : 25



**6 Sección Viga Secundaria**  
1 : 25



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

### **Declaratoria de Autenticidad del Asesor**

Yo, MEDINA CARBAJAL LUCIO SIGIFREDO, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - TRUJILLO, asesor de Tesis Completa titulada: "Análisis y Diseño Estructural de una Edificación de Seis Niveles Utilizando Revit y Etabs, Trujillo – 2022", cuyos autores son QUEZADA RODRIGUEZ CARLOS ALBERTO, TORRES BERRIOS CARLOS, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 22.00%, verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis Completa cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

TRUJILLO, 27 de Marzo del 2023

<b>Apellidos y Nombres del Asesor:</b>	<b>Firma</b>
MEDINA CARBAJAL LUCIO SIGIFREDO <b>DNI:</b> 40534510 <b>ORCID:</b> 0000-0001-5207-4421	Firmado electrónicamente por: LMEDINAC el 08-04- 2023 16:06:11

Código documento Trilce: TRI - 0538890