



## **FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Carrera de Ingeniería Civil**

### **DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 3 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO EN PERENÉ, CHANCHAMAYO – JUNÍN**

**Trabajo de Investigación para optar el Grado Académico de  
Bachiller en Ingeniería Civil**

**ISAAC ARMANDO ALVAREZ CASTILLO  
0000-0003-1069-2170**

**ELDER BARBOZA ROJAS  
0000-0002-6173-2067**

**NEFTALI BEATRIZ CRISPÍN MANCILLA  
0000-0001-9964-2879**

**JHONEL HAESSLER ESTRADA CARLOS  
0000-0002-2579-4340**

**ASESOR:**

**Ing. SAMIR AUGUSTO AREVALO VIDAL  
0000-0002-6559-0334**

**Lima – Perú  
2020**

# INDICE

## INDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>1</b>
<b>1. Descripción del Problema</b>	<b>2</b>
1.1 Situación Problemática.	2
<b>2. Objetivos de la Investigación.</b>	<b>4</b>
2.1 Objetivo General.	4
2.2 Objetivos Específicos.	4
<b>3. Alcance del proyecto</b>	<b>5</b>
<b>4. Evaluación del entorno</b>	<b>6</b>
<b>5. Normativa legal vigente y estándares Nacionales e Internacionales aplicables al diseño</b>	<b>10</b>
<b>6. Propuesta de solución</b>	<b>13</b>
<b>7. Memoria de cálculo</b>	<b>19</b>
7.1 Coeficientes sísmicos	19
7.1.1 Zonificación	19
7.1.2 Perfil de suelo y parámetros de sitio	19
7.1.3 Factor de amplificación sísmica	19
7.1.4 Categoría de edificaciones y Factor de Uso (U)	20
7.1.5 Coeficiente básico de reducción de las Fuerzas sísmicas (R0)	20
7.2 Resultado de análisis en ETABS	20
7.3 Diseño de los elementos estructurales	23
7.3.1 Diseño de Loza Maciza	23
7.3.2 Diseño de Viga Principal	29
7.3.3 Diseño de Columna rectangular	38
7.3.4 Diseño de Columna L	46
7.3.5 Diseño de Zapata Aislada	60
7.3.6 Diseño de Zapata Conectada	65
7.3.7 Diseño de Escalera	74
<b>8. Evaluación de impactos (Matriz de riesgo)</b>	<b>82</b>
<b>9. Modelación de la información de la infraestructura</b>	<b>96</b>
<b>10. Análisis de resultados y conclusiones</b>	<b>97</b>
<b>11. Recomendaciones</b>	<b>97</b>
<b>12. Referencias</b>	<b>98</b>
<b>13. ANEXO</b>	<b>99</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Total de instituciones educativas diseñadas antes y después de 1997 (Astorga & Aguilar, 2006).	3
Tabla 2. Periodos y Frecuencias	21
Tabla 3. Distorsiones máximas en el eje X	21
Tabla 4. Distorsiones máximas en el eje Y	22
Tabla 5. Resultados de cortante por entrepiso para el análisis estático	22
Tabla 6. Resultados de cortante por piso para el eje X	22
Tabla 7. Resultados de cortante por piso para el eje Y	22
Tabla 8. Verificación entre la cortante estática y dinámica en el eje X.	23
Tabla 9. Verificación entre la cortante estática y dinámica en el eje Y.	23
Tabla 10 Diseño por flexión, Eje I, Piso 1 M- y M+	32
Tabla 11 Diseño por fuerza cortante para la viga del piso 1 - eje I	36
Tabla 12. Distribución de estribos para la viga del piso 1 - eje I	37

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Modelo de edificación en ETABS	20
Ilustración 2. Espectro de respuesta	21
Ilustración 3. Gráfico de la fuerza cortante en la escalera	75
Ilustración 4. Gráfico de la fuerza cortante en la escalera	76
Ilustración 5. Gráfico de la fuerza cortante en la escalera	76
Ilustración 6. Gráfico de la fuerza cortante en la escalera	76
Ilustración 7. Gráfico de momentos en la escalera	77
Ilustración 8. Distribución de área de acero en la escalera	77
Ilustración 9. Gráfico de diagrama de cortantes	78
Ilustración 10. Fuerza cortante en la escalera	79
Ilustración 11. Fuerza cortante en la escalera	79
Ilustración 12. Fuerza cortante en la escalera	79
Ilustración 13. Fuerza cortante en la escalera	79
Ilustración 14. Grafica de momentos en la escalera	80
Ilustración 15. Grafica de distribución de áreas de acero	80
Ilustración 16. Grafica tridimensional de la estructuración de la Institución educativa.	96
Ilustración 17. Modelo tridimensional vista posterior de la Institución educativa	96
Ilustración 18. Modelo tridimensional de vista frontal de la Institución educativa	96

## RESUMEN

Los factores que afectan la seguridad y calidad de la educación en la zona de Perené son la precariedad en las infraestructuras que inhabilitan los espacios de estudios para llevar a cabo las actividades pedagógicas de manera aceptable. Por tal motivo el objetivo es analizar y diseñar la componente estructural del pabellón N.º 3 del colegio Ricardo Palma Soriano bajo los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones para mejorar la seguridad y el desempeño de la estructura ante posibles eventos naturales. El proyecto cuenta con un área de 271 m<sup>2</sup>, y está compuesta por vigas, columnas, losas macizas y zapatas aisladas y conectadas que son diseñados bajo los lineamientos de la norma RNE E020, E030, E050, E060.

Se plantea una metodología en donde se considera la evaluación del tipo de suelo considerando revisión de documentos de investigación de la zona, el análisis de la estructura en el programa ETABS con los diseños respectivos de los elementos estructurales, el cronograma de ejecución de obra usando el programa MS PROJECT, los análisis de costos y presupuestos usando el software S10 y finalmente la elaboración de un prototipo en el software REVIT. Todas las actividades dentro de la metodología necesaria para el diseño se llevarán a cabo con su respectiva normativa.

Del resultado del análisis estructural, se obtuvieron derivas y rigideces que garantizan la estabilidad y desempeño de la estructura. El diseño estructural se realizó con éxito sin ningún problema o dificultad, mostrando el cumplimiento de las derivas, rigideces y estabilidad estructural requerida según la normativa E.030. Asimismo, el presupuesto final calculado del proyecto es de S/ 511,115.48 y el tiempo de ejecución será de 180 días, iniciando el 22 de marzo del 2021 y culminando el 23 de setiembre del mismo año.

Finalmente, se puede afirmar que la infraestructura educativa analizada cumple con el propósito de seguridad y confort para una enseñanza pedagógica correcta para cada nivel y modalidad educativa. Asimismo, se garantiza una correcta ejecución del proyecto cumplimiento con los más exigentes estándares de calidad establecidas para una infraestructura educativa.

# 1. Descripción del Problema

## 1.1 Situación Problemática.

Los estudiantes invierten una gran parte de su niñez y juventud en las infraestructuras educativas, por tal motivo, estos deben ser un lugar atractivo, cómodo y con espacios seguros ante cualquier tipo de eventos naturales (Castro & Moralez, 2015). Sin embargo, en muchos países, los espacios educativos se encuentran en condiciones precarias, lo que ha ocasionado la pérdida de vidas humanas ante la ocurrencia de eventos sísmicos. Por ejemplo, el terremoto y tsunami de Sulawesi ocurrido en Indonesia en el año 2018 causó graves daños a más de 1500 escuelas, afectando a 184000 alumnos (UNICEF, 2018). Asimismo, el ciclón Idai ocurrido en África en el año 2019 causó daño a miles de aulas y afectó a la educación de medio millón de niños. Ayala et al. (2020) menciona que la destrucción de las infraestructuras educativas sucedió a causa de un diseño inapropiado, antigüedad de las estructuras y el bajo o nulo mantenimiento de estos.

El 58% de los estudiantes del Perú desarrollan sus labores académicas en locales educativos con alto riesgo de colapso (MINEDU, 2017). Además, el MEF (2019) menciona que el 45% de las infraestructuras educativas peruanas se encuentran en riesgo de colapso debido a la antigüedad y normativa de diseño antigua. De acuerdo con INEI (2018), el 48% de locales escolares tienen más de 25 años de antigüedad. Asimismo, Astorga & Aguilar (2006) indican que existe un total de 40 mil instituciones educativas diseñadas con la norma de diseño sismo resistente del 1997 en el que se contempla un diseño poco rígido (ver tabla 1).

Tabla 1. Total de instituciones educativas diseñadas antes y después de 1997 (Astorga & Aguilar, 2006).

<b>Región</b>	<b>Número de centros educativos construidos antes de 1997</b>	<b>Números de centros educativos construidos después de 1997</b>
<b>Costa</b>	10262	340
<b>Sierra</b>	22954	411
<b>Selva</b>	7101	357
<b>TOTAL</b>	40317	1108

En el aspecto regional, según Astorga & Aguilar (2006) las infraestructuras educativas en la selva no están diseñadas para funcionar como un refugio Post-Sismo debido a que el 95% de total de infraestructuras están diseñadas con la norma sismo resistente del 1997. Además, de las 383 000 aulas existentes en los locales educativos, el 32,2% requiere mantenimiento y el 13,5% necesita una reconstrucción (MINEDU, 2018). Por lo que se evidencia que las infraestructuras educativas no garantizan la seguridad de los estudiantes ante los posibles eventos naturales.

Teniendo en cuenta el impacto de las amenazas naturales en las componentes estructurales de los centros educativos, es necesario desarrollar estrategias efectivas para garantizar la seguridad de los estudiantes, reducir el impacto físico de las estructuras y minimizar la interrupción del servicio educativo en caso de desastre. Por ello, la presente investigación pretende desarrollar el análisis y diseño de la componente estructural del pabellón N.º 3 del colegio Ricardo Palma Soriano en acorde con las normativas vigentes relacionadas a una infraestructura educativa de calidad y de mayor seguridad.

## **2. Objetivos de la Investigación.**

### **2.1 Objetivo General.**

Analizar y diseñar la componente estructural del pabellón N.º 3 del colegio Ricardo Palma Soriano bajo los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones para mejorar la seguridad y el desempeño de la estructura ante posibles eventos naturales.

### **2.2 Objetivos Específicos.**

- Realizar el análisis sísmico de la estructura cumpliendo con los lineamientos propuestos por la Norma E030 mediante el software ETABS para determinar las cargas actuantes de los elementos.
- Reestructurar la edificación para cumplir con los parámetros de diseño exigidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones
- Realizar el modelo tridimensional con el software REVIT para obtener los metrados y la documentación estructural de la infraestructura.
- Determinar los costos unitarios usando el software S10 para obtener el presupuesto de la edificación y el cronograma de ejecución usando el software Ms Project.



### 3. Alcance del proyecto

#### Delimitación geográfica

El presente estudio se desarrolló en la Institución Educativa Integrado Técnico Industrial Ricardo Palma Soriano, ubicada en la AA.HH. Santa Rosa del distrito de Perené, provincia de Chanchamayo y departamento de Junín.

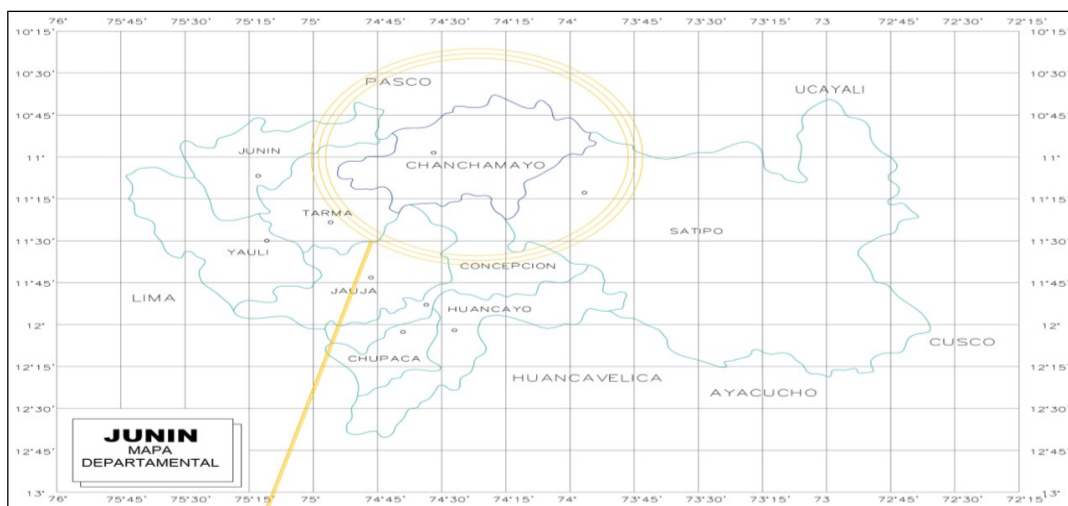


Figura 1. Ubicación macro regional del distrito de Chanchamayo (Castillo, 2007)

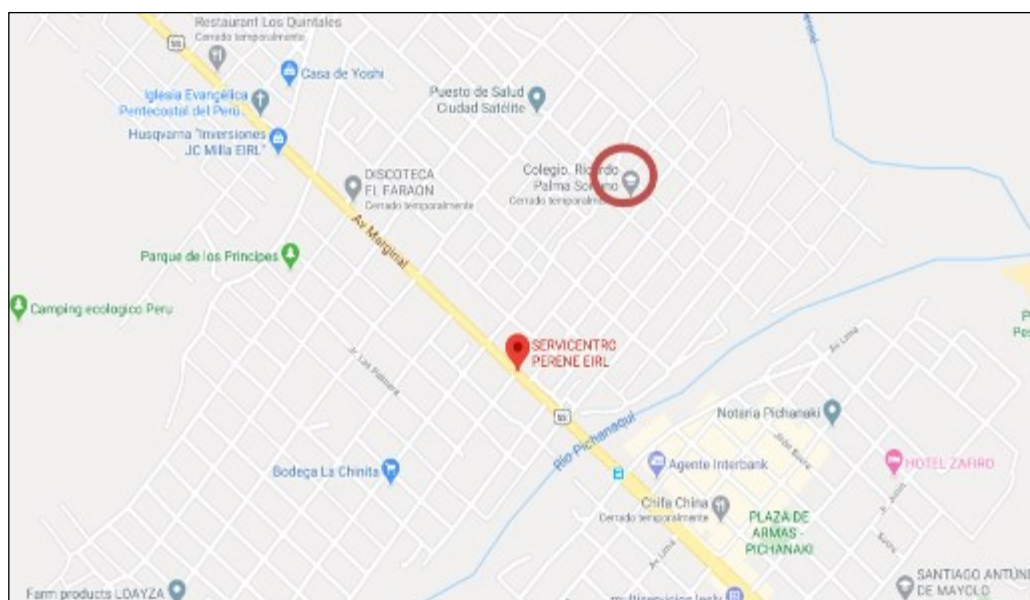


Figura 2. Ubicación del proyecto

Fuente: Google Earth

**Delimitación temporal**

El desarrollo de esta propuesta de investigación se llevó a cabo desde el mes de setiembre del 2020 hasta febrero del año 2021.

**Delimitación normativa**

El análisis y diseño estructural de la edificación, se realizó acorde a la normativa vigente en el Perú, el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

**Delimitación Temática**

El presente trabajo de investigación se limita a desarrollar los siguientes tópicos:

En primer lugar, se priorizó el diseño de los elementos estructurales de una infraestructura de 3 niveles del colegio Ricardo Palma Soriano. Esto incluye la elaboración de la documentación estructural (planos) respectiva de la infraestructura.

En segundo lugar, se realizó el metrado y presupuesto de la infraestructura utilizando los programas S10 Y Revit. Esto incluye la realización del modelo de información de la infraestructura a un nivel de detalle de categoría 300.

Finalmente, se realizó la elaboración de herramientas de gestión de proyecto como la matriz riesgos y el cronograma de ejecución.

## **4. Evaluación del entorno**

**FACTOR ECONÓMICO**

El Instituto Peruano de Economía (2019) menciona que la región de Junín se encuentra dentro de las regiones menos competitivas a nivel nacional, en los pilares de educación, salud y laboral. Un factor determinante es la falta de inversión por parte del gobierno regional en promover la construcción de infraestructuras educativas más seguras y de calidad.

Por otra parte, la situación actual que vive el país por el SAR-COV2 genera un impacto negativo en el proyecto por el alza de precios de materiales e insumos, teniendo como consecuencia un incremento en el presupuesto final.

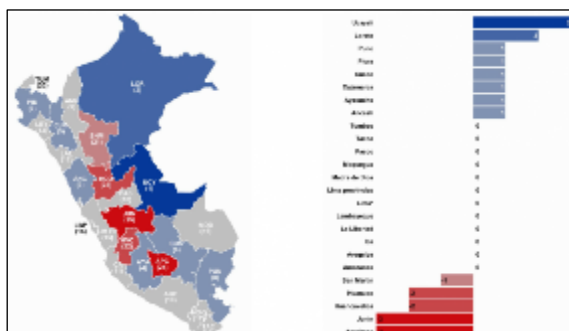


Figura 3. Factor Económico

## FACTOR TECNOLÓGICO

Los avances tecnológicos de modelación de la información como Revit, archiCAD entre otros, facilitan realizar la documentación y gestión de manera colaborativa. Asimismo, en el aspecto de análisis y diseño, los softwares como el Etabs, Safe, Sap 2000 permiten realizar el diseño sísmico y estático de la estructura, y diseñar los elementos estructurales a partir de los datos obtenidos del programa. Por otro lado, los programas S10 y Ms Project nos facilitan la elaboración del presupuesto y cronograma que es realizado con el software S10.

## FACTOR POLÍTICO

La existencia de normativas y regulaciones de construcción, como el Reglamento Nacional de Edificaciones son un buen punto de apoyo, ya que proporcionan criterios mínimos para el diseño y ejecución de las edificaciones. También, es de gran importancia considerar la norma técnica de infraestructura educativa (PRONIED) debido a que

establece criterios y herramientas de diseño para el tratamiento de las infraestructuras educativas con el fin de mejorar la calidad educativa. Por otra parte, la deficiente gestión de gobiernos regionales municipales y locales muestra infraestructuras educativas inadecuadas y en malas condiciones.

### **FACTOR SOCIAL**

En la ejecución del proyecto, el uso de equipos y maquinarias podría afectar la calidad del aire generando inconformidades sociales en la población. Por ejemplo, las actividades como excavación, carguío y transportes de materiales generan polvo en las viviendas aledañas al proyecto generando incomodidad en los vecinos. Por otra parte, el horario de trabajo establecido en el proyecto debe obedecer a las disposiciones propuestas por las entidades reguladoras.

### **FACTOR SALUD**

Hoy en día, el Perú y el mundo atraviesa una crisis sanitaria por el SAR-COV2, lo cual ha causado la muerte de aproximante 43 mil personas en nuestro país y 2 millones de personas a nivel mundial. Esto ha causado un impacto negativo en los diferentes sectores, entre ellas la industria de la construcción, por lo cual se han tomado nuevas medidas preventivas como el PLAN COVID en los expedientes de todos los proyectos para garantizar la seguridad y protección de salud de sus trabajadores.

Aparte de ello, el lugar de estudio está ubicada en una zona tropical, por lo cual los insectos son los agentes de transmisión de muchas enfermedades como el dengue, chikungunya, sika, etc. Siendo este otro punto de enfoque para tener en cuenta en la seguridad y salud ocupacional de los trabajadores durante el desarrollo del proyecto.

## **FACTOR SEGURIDAD**

La zona de estudio donde se ejecutará el proyecto presenta un clima tropical siendo un factor negativo en el personal de obra, ya que el uso de los EPPs genera incomodidad y molestia, por lo cual existe mayor probabilidad de ocurrencia de accidentes. Por ello es necesario que el personal de seguridad supervise el área de trabajo y realice charlas y capacitaciones de acuerdo con los cronogramas establecidos.

El incremento de la delincuencia en el distrito de Perené es perjudicial para el proyecto, puesto que conlleva el incremento de personal en instalaciones de equipos de seguridad para proteger los equipos, materiales e insumos de la obra. Por otra parte, la existencia de sindicatos en el proyecto, causan desorden, caos y violencia.

## **FACTOR AMBIENTAL**

En toda construcción, siempre se realiza la apertura, desbroce y retiro de vegetación para utilizar el terreno, dando como resultado perturbaciones internas de la flora y fauna del lugar donde se ejecutará el proyecto. Asimismo, el uso de materiales como cemento, pinturas, equipos y maquinarias alteran la calidad del aire.

Por ello, el alcance del proyecto para mitigar estos posibles impactos que se suscite durante la fase constructiva es tomar acciones controladas y planificadas mediante la gestión de impacto ambiental.

## **5. Normativa legal vigente y estándares Nacionales e Internacionales aplicables al diseño**

El proyecto de edificación ubicada en el distrito de Perené se rigió bajo las normativas vigentes y estándares, las cuales involucran análisis y criterios de diseño que permiten que la estructura mejore su seguridad y desempeño frente a los posibles eventos externos. A continuación, se detalla las normativas empleadas para el análisis, modelamiento y diseño del pabellón N.º 03 del colegio Ricardo Palma Soriano.

### **NTE E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”**

Esta norma establece criterios mínimos para el diseño de las edificaciones, con la finalidad de evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños de propiedad. Las consideraciones empleadas en el presente trabajo según la normativa serán las siguientes:

- La zonificación del proyecto, con el cual se determinará el factor de zona “Z”, el perfil de suelo y en consecuencia los periodos “Tp” y “Tl” y el factor de amplificación sísmica “C”.
- La categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones. El primero, nos permitirá conocer el factor de uso o importancia “U” de la edificación. El segundo, el tipo de sistema estructural de la edificación (pórticos, muros estructurales, dual y muros de ductilidad limitada). Finalmente, se tendrá en cuenta la regularidad e irregularidad en planta y altura de la estructura para castigar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Asimismo, finalizado el análisis sísmico estático y dinámico en el programa ETABS, la norma nos ayudará a verificar si la estructura cumple con los requerimientos establecidos, tales como el máximo desplazamiento relativo, distorsión y la fuerza cortante mínima.

### **NTE E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”**

Esta norma establece requisitos para la ejecución de estudios de mecánica de suelos con fines de cimentaciones y otras obras indicadas en la norma.

De acuerdo con el tipo de suelo donde se cimentará la edificación se podrá determinar la profundidad de desplante, el esfuerzo admisible del suelo y los asentamientos diferenciales. Los dos primeros nos ayudarán en el diseño de las zapatas y el último en controlar que estos asentamientos no excedan los límites de distorsión angular que proporciona la norma.

### **NTE E.060 “CONCRETO ARMADO”**

Esta Norma aporta requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, pre esforzado y simple. Para el presente trabajo se tendrá en consideración los siguientes aspectos:

- Detalle de refuerzo - Permitirá realizar un buen detallado de acero de refuerzo, en base a los diámetros mínimos de doblado, los límites de espaciamiento de refuerzo, recubrimientos, etc.
- Requisitos de resistencia y servicio - Los elementos estructurales se diseñarán para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ ).
- Diseño de los elementos estructurales tales como viga, columna, zapata, etc. Bajo los lineamientos descritos en esta norma.
- Longitud de desarrollo y empalmes de refuerzo.

### **ACI-318SUSR-14 “REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL”**

Capítulo 6: Análisis estructural - Permitirá realizar el análisis estructural acorde a las disposiciones de la estructura.

Capítulo 8: Disposiciones generales para el diseño de losa en dos direcciones - Permite realizar el diseño y detallado de losas en dos direcciones.

Capítulo 9: Disposiciones generales para el diseño de vigas - Permite realizar el diseño y detallado de acero de vigas.

Capítulo 10: Disposiciones generales para el diseño de columnas - Permite realizar el diseño y detallado de acero de las columnas.

Capítulo 20: (20.6.1.3.2) Recubrimiento especificado para elementos de concreto pre esforzado construidos en sitio - Permitirá especificar los recubrimientos mínimos del diseño de los elementos estructurales.

Capítulo 21: Factores de reducción de resistencia - Permitirá tener en cuenta la probabilidad de existencia de miembros con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones.

## **NORMA TÉCNICA METRADOS PARA OBRAS DE EDIFICACIÓN Y HABILITACIONES URBANAS**

Esta norma aporta la disposición de un orden y coherencia de unidades para el metrado de los recursos del proyecto.



## 6. Propuesta de solución

### ESTRUCTURACIÓN

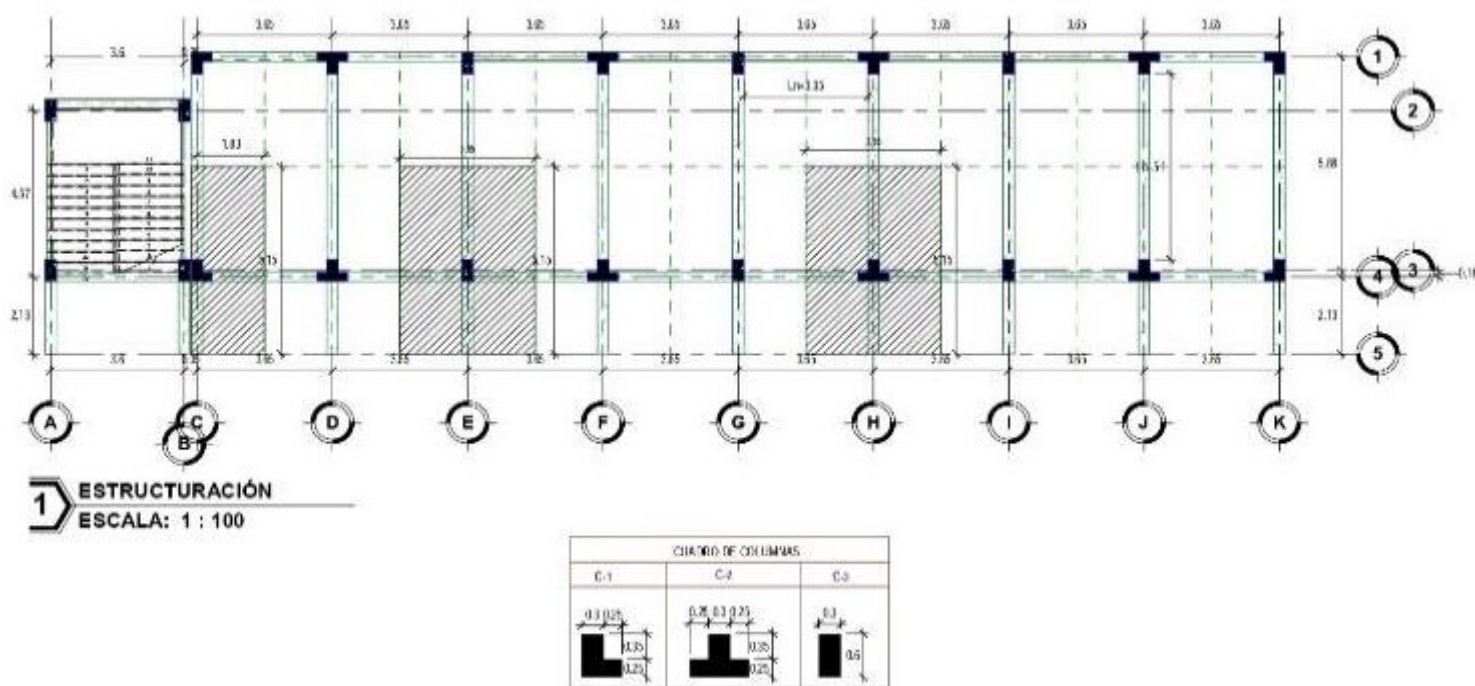


Figura 4. Estructuración del Proyecto

La estructuración consiste en definir la ubicación y las características de todos los elementos estructurales, tales como las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas de tal forma que el edificio tenga un buen comportamiento ante sollicitaciones de cargas de gravedad y de sismo (Blanco Blasco). Para ello es necesario tener en cuenta ciertos parámetros de estructuración para lograr una estructura sismorresistente:

- ✦ Simplicidad y simetría
- ✦ Resistencia y ductilidad
- ✦ Hiperestaticidad y monolitismo
- ✦ Uniformidad y continuidad de la estructura
- ✦ Rigidez lateral
- ✦ Existencia de diafragmas rígidos
- ✦ Influencia de los elementos no estructurales.

## PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### Predimensionamiento de losa

Para el Predimensionamiento de la losa maciza se usó la recomendación de Blanco (1990) donde el espesor del paño se determina dividiendo el perímetro entre 180.

$$H = \frac{\text{Perimetro del paño}}{180}$$

$$H = \frac{(2 \times 3.35 + 2 \times 5.8)}{180} = 0.101 \text{ m} \approx 12 \text{ cm}$$

Peralte efectivo

$$d = 0.12 - 0.03 = 0.09 \text{ m}$$

### Predimensionamiento de Vigas

Las vigas se dimensionarán considerando un peralte de orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. Según Blanco (1990) el ancho de la viga puede variar entre 0.30 a 0.50 m de la altura, Además, para elementos sismo-resistentes la Norma E. 060 indica que la viga debe tener un ancho mínimo de 25cm, con la finalidad de evitar problemas de cangrejeras y congestionamiento de acero (Cisneros, 2017)

### Vigas Principales

#### *a. Predimensionamiento del peralte*

Dado que la estructura se encuentra dentro de la categoría de edificaciones importantes se realizará el predimensionamiento con un peralte de orden de 1/10. Asimismo, la luz más crítica para las vigas en la dirección “Y”, se encuentra en cualquiera de los ejes C, D, E, ..., K entre los ejes 2-3, siendo  $L_n = 5.1 \text{ m}$ .

$$h = \frac{5.1}{10} = 0.51 \approx 51 \text{ cm}$$

***b. Predimensionamiento del base***

$$B1 = 0.5 \times 0.55 = 0.275 \text{ m} \approx 30 \text{ cm}$$

$$B2 = 0.3 \times 0.55 = 0.165 \text{ m}$$

Como el ancho mínimo es 25 cm, tomaremos el valor de 30 cm.

**Vigas Secundarias**

***a. Predimensionamiento del peralte***

De acuerdo al plano de estructuración, la luz más crítica para las vigas secundarias en la dirección “X”, se encuentra en cualquiera de los ejes C, D, E, ..., K entre los ejes 2-3, siendo  $L_n = 3.1 \text{ m}$ .

$$h = \frac{3.1}{10} = 0.31 \approx 35 \text{ cm}$$

***b. Predimensionamiento del base***

$$B1 = 0.5 \times 0.35 = 0.175 \text{ m} \approx 25 \text{ cm}$$

$$B2 = 0.3 \times 0.35 = 0.105 \text{ m}$$

Tomaremos un ancho mínimo de 25 cm.

Tabla 2. Cuadro Resumen

Viga	B (cm)	H(cm)
Principal	30	55
Secundaria	25	35

### Predimensionamiento de Columnas

Las columnas al ser sometidas a cargas axiales y momento flector tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente en dimensionamiento. En base a todo lo indicado se puede recomendar el siguiente criterio de dimensionamiento:

Para el Predimensionamiento de las columnas, se seguirá los lineamientos de la normativa de concreto armado 0 E060

$$Ac = \frac{P_{servicio}}{\alpha f'_c}$$

Donde:

$\alpha = 0.45$  (Columna centrada)

$\alpha = 0.35$  (Columna esquinada y excéntricas)

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Además:

$P_{servicio} = P(uso) \times A(tributaria) \times N^{\circ} \text{ pisos}$

La edificación corresponde a la categoría A, ya que es una institución educativa, por lo tanto, la carga  $P = 1500 \text{ kg/m}^2$

Tabla 3. Cuadro de Categoría

Categoría	P(kg/m <sup>2</sup> )
A	1500

**a. Columna excéntrica**

$$A_c = \frac{1500 * (1.63 * 5.15) * 3}{0.35 * 280} = 386 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área es pequeña, se trabajara con áreas de 1500 a 2000 cm<sup>2</sup>

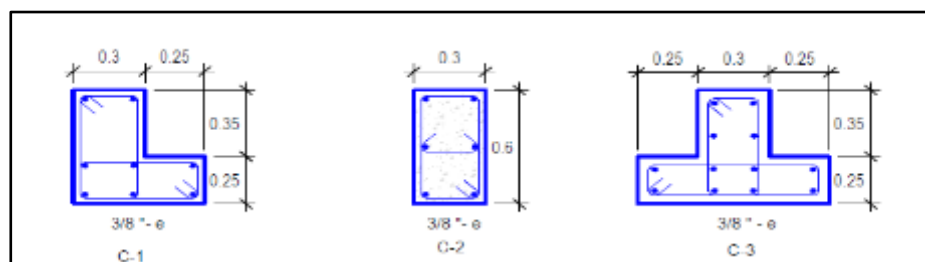
**b. Columna excéntrica**

$$A_c = \frac{1500 * (3.65 * 5.15) * 3}{0.35 * 280} = 865 \text{ cm}^2$$

**c. Columna excéntrica**

$$A_c = \frac{1500 * (3.65 * 5.15) * 3}{0.35 * 280} = 865 \text{ cm}^2$$

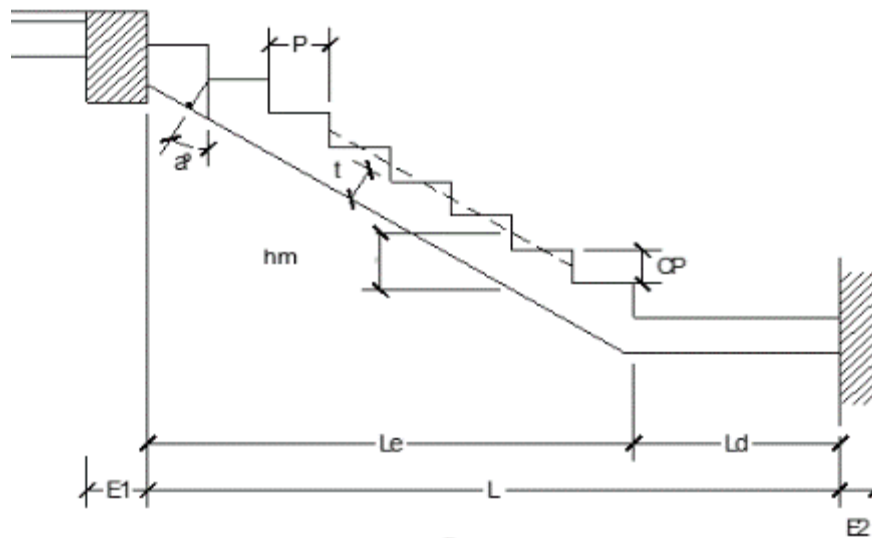
Tabla 4. Cuadro Resumen

**Predimensionamiento de Escalera**

Se considerará:

- ◆ Paso = 0.28
- ◆ Contrapaso = 0.18

Del plano de cimentación se obtiene  $L = 2.19 \text{ m}$



**a. Predimensionamiento del espesor de la escalera**

$$h = \frac{L}{20} \text{ o } \frac{L}{25}$$

$$h1 = \frac{2.19}{20} = 0.11 \text{ m}$$

$$h2 = \frac{2.19}{25} = 0.09 \text{ m}$$

De los espesores de la garganta obtenidos, trabajaremos con el espesor mayor,  $h = 11 \text{ cm}$ .

$$hm = ho + \frac{CP}{2}$$

Donde:

$$ho = tx \frac{\sqrt{CP^2 + P^2}}{P} = 11 x \frac{\sqrt{0.18^2 + 0.30^2}}{0.30} = 0.13 \text{ m}$$

$$hm = 0.13 + \frac{0.18}{2} = 0.22 \text{ m}$$

Se decidió emplear un espesor de:

$$t = 0.22 * \cos(32.20) = 0.186 \approx 20 \text{ cm}$$

## 7. Memoria de cálculo

### ANÁLISIS SÍSMICO

#### 7.1 Coeficientes sísmicos

##### 7.1.1 Zonificación

El presente proyecto, está ubicado en el distrito de Perene – Junín, por lo que pertenece a la Zona 2 y la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años es 0.25.

##### 7.1.2 Perfil de suelo y parámetros de sitio

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos (EMS), indica que se tiene un suelo de perfil tipo S2 (suelos intermedios), caracterizada por presentar velocidades de onda de corte Vs que varían entre 180 m/s y 500 m/s. Asimismo, los parámetros de sitio son  $S=1.20$ ,  $T_p=0.6$  y  $T_L=2.0$ .

##### 7.1.3 Factor de amplificación sísmica

En este proyecto la altura total del edificio es 9.75 m y  $CT = 35$  en ambas direcciones, ya que el edificio es un pórtico. Por ello, el periodo natural de vibración de la estructura es:

$$T = \frac{9.75}{35} = 0.279s$$

Asimismo, teniendo en cuenta los valores de  $T_p$  y  $T_L$  definidos previamente, el factor de amplificación sísmica (C) se define por la siguiente expresión:

$$T < T_p = 0.279 < 0.6$$

$$C = 2.5$$

#### **7.1.4 Categoría de edificaciones y Factor de Uso (U)**

Este proyecto pertenece a la categoría A de edificaciones esenciales, por estar destinado a ser institución educativa. Por lo tanto, el factor de importancia  $U = 1.5$ .

#### **7.1.5 Coeficiente básico de reducción de las Fuerzas sísmicas ( $R_0$ )**

En este proyecto se asume que es un sistema de pórtico, con un coeficiente básico de reducción de  $R_0 = 8$ .

### **7.2 Resultado de análisis en ETABS**

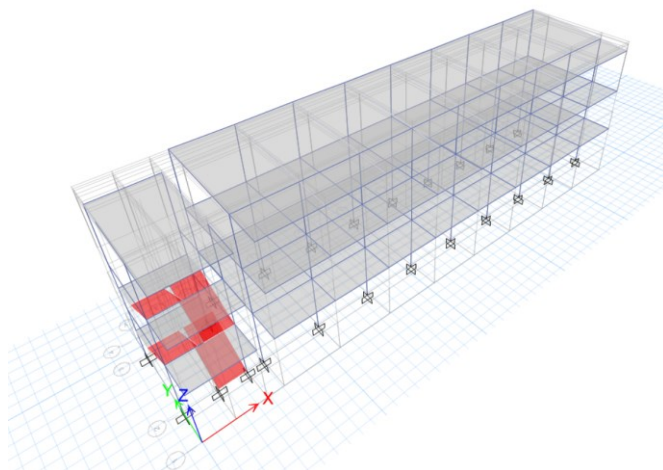


Ilustración 1. Modelo de edificación en ETABS



### a) Espectro de Respuesta

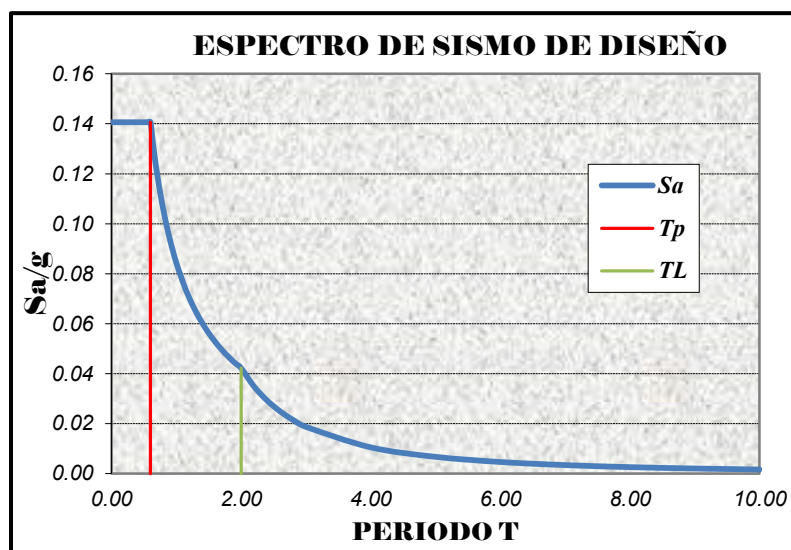


Ilustración 2. Espectro de respuesta

### b) Periodos y Frecuencias

Tabla 2. Periodos y Frecuencias

Caso	Modo	Periodo	Frecuencia	Eigenvalor
		sec	cyc/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.621	1.611	102.4347
Modal	2	0.487	2.053	166.4043
Modal	3	0.413	2.421	231.3293
Modal	4	0.389	2.569	260.4729
Modal	5	0.364	2.745	297.5608
Modal	6	0.351	2.847	320.0555
Modal	7	0.283	3.53	492.0034
Modal	8	0.259	3.857	587.4278
Modal	9	0.24	4.166	685.0657

### c) Distorsiones de entrepiso

De acuerdo con la norma E 0.30, Diseño Sismorresistente, la distorsión máxima permitida para una estructura es de 0.007. Según los resultados obtenidos del software ETABS 18 que se muestran en la tabla 2 y 3, la edificación cumple con lo exigido en la norma técnica peruana.

Tabla 3. Distorsiones máximas en el eje X

Piso	Combinación	Distorsión	Norma	Dis < 0.007
	carga		0.75 R	¿Cumple?
Piso 3	Sdinx	0.00066	0.004488	Si
Piso 2	Sdinx	0.00110	0.0066	Si
Piso 1	Sdinx	0.000886	0.005316	Si

Tabla 4. Distorsiones máximas en el eje Y

<b>Piso</b>	<b>Combinación</b>	<b>Distorsion</b>	<b>Norma</b>	<b>Dis &lt; 0.007</b>
	<b>carga</b>		<b>0.75 R</b>	<b>¿Cumple?</b>
<b>Piso 3</b>	Sdiny	0.000602	0.003612	Si
<b>Piso 2</b>	Sdiny	0.001006	0.006036	Si
<b>Piso 1</b>	Sdiny	0.000813	0.004878	Si

#### d) Verificación por cortante

Tabla 5. Resultados de cortante por entrepiso para el análisis estático

<b>Piso</b>	<b>Comb. De</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Vx</b>	<b>Vy</b>
	<b>carga</b>		tonf	tonf
<b>Piso 1</b>	Sx	Bottom	72.38	
<b>Piso 1</b>	Sy	Bottom		72.38

Tabla 6. Resultados de cortante por piso para el eje X

<b>Piso</b>	<b>Comb. De</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Vx</b>
	<b>carga</b>		tonf
<b>Piso 3</b>	Sdinx	Bottom	22.2015
<b>Piso 2</b>	Sdinx	Bottom	68.5811
<b>Piso 1</b>	Sdinx	Bottom	88.7412

Tabla 7. Resultados de cortante por piso para el eje Y

<b>Piso</b>	<b>Comb. De</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Vy</b>
	<b>carga</b>		tonf
<b>Piso 3</b>	Sdiny	Bottom	22.6588
<b>Piso 2</b>	Sdiny	Bottom	69.7234
<b>Piso 1</b>	Sdiny	Bottom	90.7327

La norma E 0.30 indica que la cortante basal obtenida mediante la combinación modal – espectral debe ser mayor al 80% de la obtenida en el método estático. En las tablas 8 y 9 se muestran los resultados, por lo que se afirma que se cumple con la condición descrita.

Tabla 8. Verificación entre la cortante estática y dinámica en el eje X.

<b>Vbseudo</b>	<b>88.7412</b>	<b>Ton</b>
<b>Vest.</b>	72.38	Ton
<b>Vmin (80% Vest.)</b>	57.904	Ton

Tabla 9. Verificación entre la cortante estática y dinámica en el eje Y.

<b>Vbseudo</b>	<b>90.7327</b>	<b>Ton</b>
<b>Vest.</b>	72.38	Ton
<b>Vmin (80% Vest.)</b>	57.904	Ton

### 7.3 Diseño de los elementos estructurales

#### 7.3.1 Diseño de Loza Maciza

Datos:

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{cab} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

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

$$T_{ub} = 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_c = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Sobrecarga} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Geometría:

$$A = 3.25 \text{ m}$$

$$B = 5.81 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad \text{Ancho tributario}$$

$$m = \frac{B}{A} = 1.734 \quad \text{¡No es mayor que 2!}$$

$$e_1 = \frac{2 \cdot A + 2 \cdot B}{180} = 10.178 \text{ cm}$$

$$e = \text{Round}(e_1, 12 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$d = e - 0.03 \text{ m} = 9 \text{ cm}$$

## 1. Metrado de cargas

### Carga muerta

$$PP = \gamma_c \cdot b \cdot a = 288 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Tabiqueria = Tab \cdot b = 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Acabado = Acab \cdot b = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_D = PP + Tabiqueria + Acabado = 538 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{DD} = 1.4 \cdot W_D = 753.2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

### Carga Viva

$$SC = Sobrecarga \cdot b = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_L = SC$$

$$W_{UL} = 1.7 \cdot W_L = 340 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

### Cargas ultimas

$$W_U = W_{DD} + W_{UL} = (1.093 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

## 2. Análisis estructural

### 2.1 Momentos negativos en bordes continuos

$$A = 3.35 \text{ m}$$

$$B = 5.81 \text{ m}$$

$$n = \frac{A}{B} = 0.577$$

$$c_a = 0.080 \quad \text{colocar}$$

$$c_b = 0.018$$

$$M_{\text{negativo}} = c_a \cdot W_U \cdot A^2 = 981.476 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{negativo}} = c_b \cdot W_U \cdot B^2 = 664.239 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

## 2.2. Momentos positivos en franja central

### PARA LA CARGA MUERTA

$$c_{ed} := 0.048 \quad \text{colocar}$$

$$c_{bd} := 0.007$$

$$M_{\text{central}} := c_{ed} \cdot W_D \cdot A^2 = 588.885 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{bordes}} := c_{ed} \cdot W_D \cdot B^2 = 258.215 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

### PARA LA CARGA VIVA

$$c_{ed} := 0.065 \quad \text{colocar}$$

$$c_{bd} := 0.009$$

$$M_{\text{central}} := c_{ed} \cdot W_D \cdot A^2 = 797.448 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{bordes}} := c_{ed} \cdot W_D \cdot B^2 = 332.12 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

### MOMENTOS POSITIVOS

$$M_{\text{central}} := M_{\text{central}} + M_{\text{central}} = (1.385 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{bordes}} := M_{\text{bordes}} + M_{\text{bordes}} = 590.435 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

## 2.3. Momentos negativos en bordes discontinuos

$$M_{\text{bordes}} := \frac{1}{3} M_{\text{central}} = 462.111 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Es continuo

$$M_{\text{bordes}} := \frac{1}{3} M_{\text{bordes}} = 196.812 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

### 3. Diseño por flexión

#### 3.1 En la dirección corta A

Cálculo de acero mínimo (Asmín)  $\phi_2 = 0.9$

$$A_{smín} = 0.18\% \cdot b \cdot d = 1.62 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo (Asmax)

$\beta = 0.85$  factor de eje neutro

$$\rho_{max} = 0.75 \beta \cdot 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.016$$

$$A_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d = 14.344 \text{ cm}^2$$

##### 3.1.1. En el borde continuo

$$M_{borde} = 981.475 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

borde continuo

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a_1 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{borde}}{\phi_2 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} = 0.707 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{borde}}{\phi_2 \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a_1}{2} \right)} = 2.003 \text{ cm}^2$$

##### 3.1.2. En borde central

$$M_{cen} = (1.386 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a_2 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{cen}}{\phi_2 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} = 1.016 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{\text{apoyos}}}{\phi 2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2}\right)} = 4.319 \text{ cm}^2$$

### 3.2 En la dirección larga B

#### 3.2.1. En el borde continuo

$$M_{\text{apoyos}} = 664.239 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a_2 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\text{apoyos}}}{\phi 2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 0.472 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{\text{apoyos}}}{\phi 2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2}\right)} = 2.963 \text{ cm}^2$$

#### 3.2.2. En borde central

$$M_{\text{apoyos}} = 590.435 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a_4 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\text{apoyos}}}{\phi 2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 0.418 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{\text{apoyos}}}{\phi 2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_4}{2}\right)} = 1.777 \text{ cm}^2$$

### 3.2.2. En borde discontinuo

$$M_{\text{máx}} = 196.812 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a_x = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\text{máx}}}{\phi \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 0.137 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}}}{\phi \cdot 2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_x}{2}\right)} = 0.583 \text{ cm}^2 \quad \text{no cumple con acero mínimo}$$

## 4. Verificación por corte

Cortante ultima

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = (5.876 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Cortante actuante

$$V_u = W_U \cdot A \cdot B \cdot b = (2.128 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}^2$$

Cortante en la cara de apoyos

$$w_a = 0.7$$

$$w_b = 0.4$$

$$V_{\text{cara}} = w_a \cdot \frac{V_u}{2 \cdot A \cdot b} = (2.223 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{\text{máx}} = w_b \cdot \frac{V_u}{2 \cdot B \cdot b} = 732.444 \text{ kgf}$$

$$R1 = \begin{cases} \text{Si cumple} & \text{if } V_{\text{cara}} \leq \phi V_c \\ \text{No cumple} & \text{else} \end{cases}$$

$$R1 = \text{"Si cumple"}$$

$$R2 = \begin{cases} \text{Si cumple} & \text{if } V_{\text{máx}} \leq \phi V_c \\ \text{No cumple} & \text{else} \end{cases}$$

$$R2 = \text{"Si cumple"}$$



### 7.3.2 Diseño de Viga Principal

#### a. Diseño por flexión

Se diseñará las vigas del piso 1 del eje I.

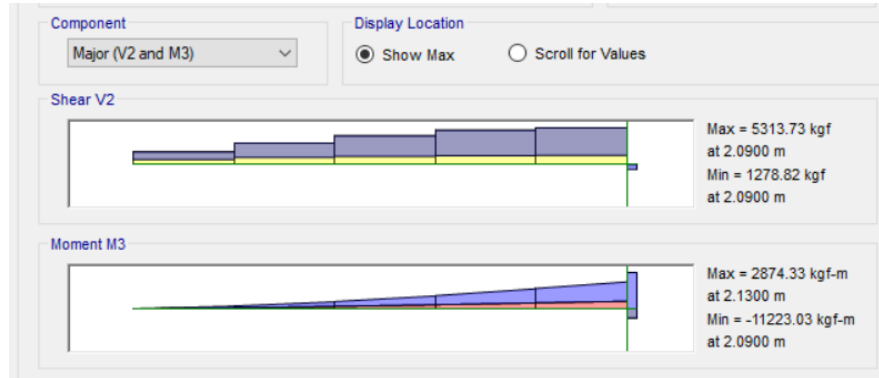


Figura 5. Datos para el tramo A-; M-

$Mu = 11.22 \text{ Tn.m}$ , Obtenido del ETABS

$b = 30 \text{ cm}$

$h = 55$

Cálculo de “a”;

$$d = h - 6 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 49 \text{ cm}$$

Cálculo del “a” asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu| * 10^5}{\phi * 0.85 * f'c * b}} \quad (1)$$

$$a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 * |11.22| * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 30}}$$

$$a = 5.01 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero ( $As_{calculado}$ );

$$As_{calculado} = \frac{|Mu| * 10^5}{(\phi * fy * (d - \frac{a}{2}))} \quad (2)$$

$$As_{calculado} = \frac{11.22 * 10^5}{(0.9 * 4200 * (49 - \frac{5.01}{2}))}$$

$$As_{calculado} = 6.38 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero ( $As_{colocado}$ )

$$As_{colocado} = 3 \times \emptyset 3/4" = 3 \times 2.84 \text{ cm}^2 = \mathbf{8.52 \text{ cm}^2}$$

Cálculo del acero mínimo  $As_{min}$  para sección rectangular;

$$As_{min} = 0.24\% \times b \times d \text{ (3)}$$

$$As_{min} = 0.24\% \times 30 \times 49$$

$$As_{min} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo  $As_{máx}$  para sección rectangular;

$$As_{máx} = 1.59\% \times b \times d$$

$$As_{máx} = 1.59\% \times 30 \times 49$$

$$As_{máx} = 23.37 \text{ cm}^2$$

Como el  $As_{calculado}$  esta dentro del rango seguimos con el diseño.

Cálculo de “a”:

$$a = \frac{As_c \times fy}{0.85 \times f'c \times b}$$

$$a = \frac{8.52 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25}$$

$$a = 6.68 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal ( $M_n$ );

$$M_n = As_{colocado} \times fy \times (d - \frac{a}{2})$$

$$M_n = 8.52 \times 4200 \times (49 - \frac{6.68}{2})$$

$$M_n = 16.34 \text{ ton} - m$$

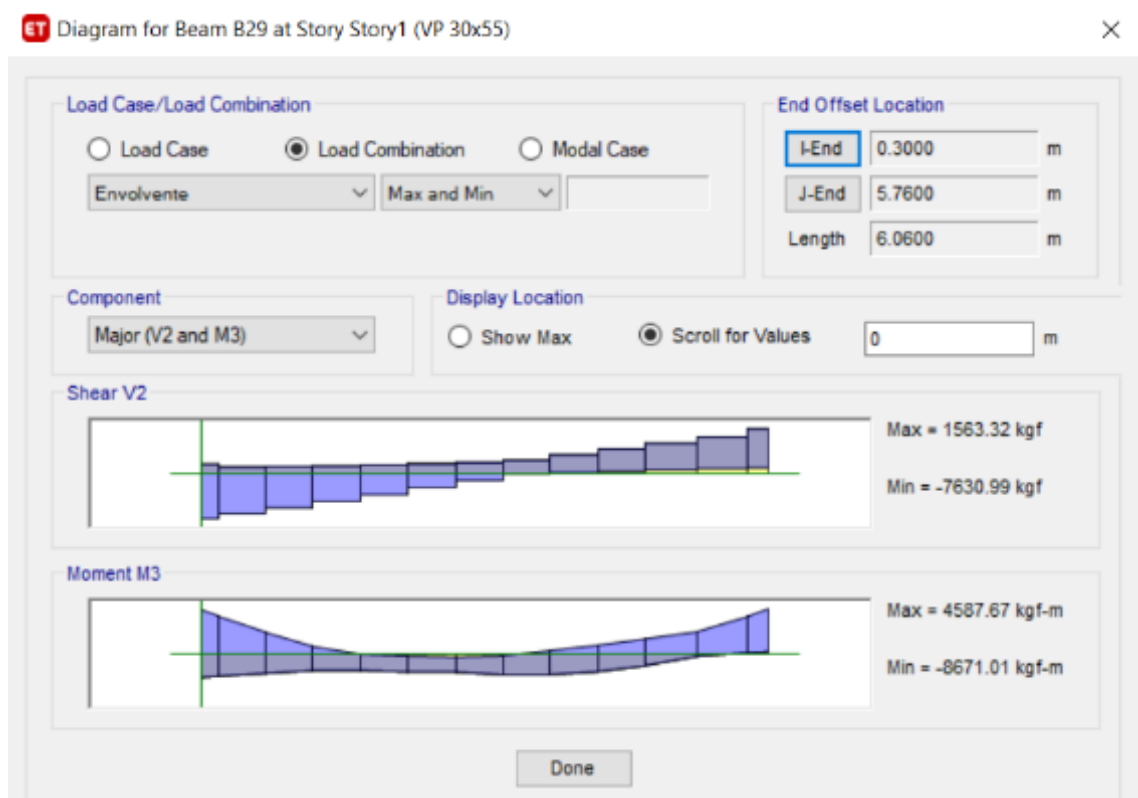


Figura 6. Datos para el tramo A+; M+

$M_u = 8.67$ , Obtenido del ETABS

$b = 30\text{cm}$

$h = 55$

Cálculo de “a”;

$$d = h - 6\text{cm}$$

$$d = 55\text{cm} - 6\text{cm} = 49\text{cm}$$

Cálculo del “a” asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_u| * 10^5}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} \quad (1)$$

$$a = 49 - \sqrt{49^2 - \frac{2 * |8.67| * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 30}}$$

$$a = 3.82 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero ( $As_{calculado}$ );

$$As_{calculado} = \frac{|Mu| * 10^5}{(\phi * fy * (d - \frac{a}{2}))} \quad (2)$$

$$As_{calculado} = \frac{8.67 * 10^5}{(0.9 * 4200 * (49 - \frac{3.82}{2}))}$$

$$As_{calculado} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero ( $As_{colocado}$ )

$$As_{colocado} = 3 \times \emptyset 3/4" = 3 \times 2.84 \text{ cm}^2 = 8.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo ( $As_{min}$ ) para sección rectangular;

$$As_{min} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero máximo ( $As_{máx}$ ) para sección rectangular;

$$As_{máx} = 23.37 \text{ cm}^2$$

Como el  $As_{calculado}$  esta dentro del rango seguimos con el diseño.

Cálculo de “a”:

$$a = \frac{As_{calculado} \times fy}{0.85 \times f'c \times b}$$

$$a = \frac{8.52 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 6.68 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal ( $M_n$ );

$$M_n = As_{colocado} \times fy \times (d - \frac{a}{2})$$

$$M_n = 8.52 \times 4200 \times (49 - \frac{6.68}{2})$$

$$M_n = 9.03 \text{ ton} - m$$

Este procedimiento es repetido para los momentos últimos del envoltorio. Asimismo, se verificó el diseño para cada sección con momento positivo y negativo como se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 10 Diseño por flexión, Eje I, Piso 1 M- y M+

PRIMERO PISO	PISO 1						
		VOLADO	VOLADO	APOYO A-	APOYO A+	AB	APOYO B-
	Mu (ton-m)			11.22	8.67	4.08	8.86
	b (cm)			30.00	30.00	30.00	30.00
	d (cm)			49.00	49.00	49.00	49.00
	a (cm)			5.01	3.82	1.76	3.91
	As (cm2)			6.38	4.87	2.34	4.98
	As mín (cm2)			3.53	3.53	3.53	3.53
	As máx (cm2)			23.37	23.37	23.37	23.37
	# de varillas			3 de 3/4"	3 de 3/4"	3 de 1/2"	3 de 3/4"
	As colocado			8.52	8.52	3.87	8.52
	a (cm)			6.68	6.68	3.04	6.68
	Mn (ton-m)			16.34	16.34	7.72	16.34

Finalmente, con los cálculos del diseño por flexión realizamos la representación en la documentación de estructuras (ver anexo **plano E-2**).

### b. Diseño por Capacidad

Para la obtención de la fuerza cortante última se requiere realizar la comparación de tres tipos de envolvente entre ellos son:

- Envolvente de combinaciones especiales
- Envolvente asociado al momento nominal
- Envolvente de las combinaciones normales

Mediante la siguiente relación: Se obtendrá el  $V_u$

$$\max [c; \min[a, b]]$$

Para la obtención de la envolvente asociada al momento nominal ( $M_n$ ), se tiene los siguientes datos:

$$L_n = 5.12$$

$$W_{cm} (ETABS) = 2T_n$$

$$W_{cv} (ETABS) = 1.35T_n$$

Para Momento Antihorario

$Mn_{A+} = 16.34 \text{ Tnm} \dots \text{Obtenido del diseño de Vigas por Flexión}$

$Mn_{B-} = 7.72 \text{ Tnm} \dots \text{Obtenido del diseño de Vigas por Flexión}$

Para Momento Horario

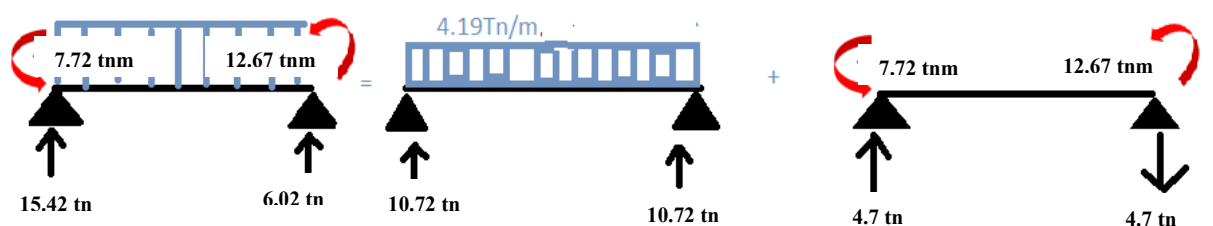
$Mn_{A+} = 7.72 \text{ Tnm} \dots \text{Obtenido del diseño de Vigas por Flexión}$

$Mn_{B2-} = 12.67 \text{ Tnm} \dots \text{Obtenido del diseño de Vigas por Flexión}$

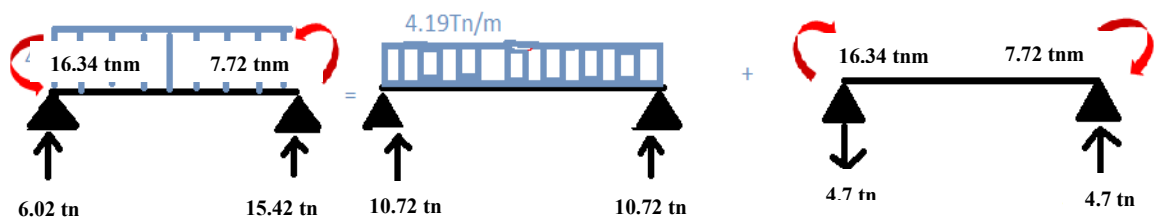
Entonces el  $W_u$  para el tramo AB es:

$$W_u = 1.25x(2 + 1.35)$$

$$W_u = 4.19 \text{ tn /m}$$



**Figura 7.** Análisis Estático para tramo AB producido por los Mn en sentido horario y carga Viva más muerta por un factor.



**Figura8.** Análisis Estático para tramo AB producido por el Mn en sentido Anti horario y carga Viva más muerta por un factor.

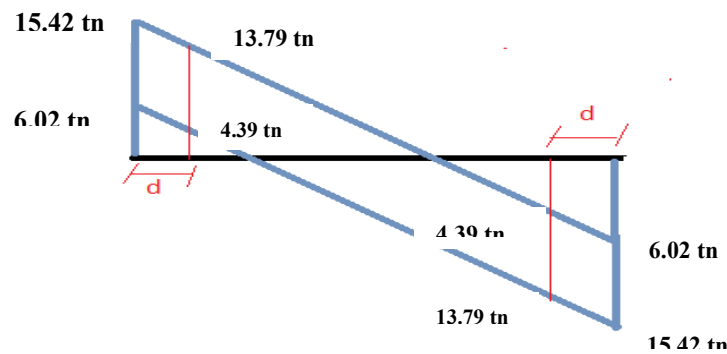


Figura 9. Envolvente de Fuerzas cortantes asociado al Mn (Obtenido del diseño por Flexión).

Los cortantes a una distancia “d” de la cara de las columnas son obtenidos a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{Para } V_{isostático} = 15.42 \text{ Tn}$$

$$V_d = W_u - dx V_{isostático}$$

$$V_d = 4.19 - 0.39 \times 15.42$$

$$V_d = 13.79 \text{ Tn}$$

$$\text{Para } V_{isostático} = 6.02 \text{ Tn}$$

$$V_d = W_u - dx V_{isostático}$$

$$V_d = 4.19 - 0.39 \times 6.02$$

$$V_d = 4.39 \text{ Tn}$$

$$\text{Para } V_{isostático} = 6.02 \text{ Tn}$$

$$V_d = W_u - dx V_{isostático}$$

$$V_d = 4.19 - 0.39 \times 6.02$$

$$V_d = 4.39 \text{ Tn}$$

$$\text{Para } V_{isostático} = 15.42 \text{ Tn}$$

$$V_d = W_u - dx V_{isostático}$$

$$V_d = 4.19 - 0.39 \times 15.42$$

$$V_d = 13.79 \text{ Tn}$$

A partir de los resultados de las cortantes nominales asociados al Mn presentados en la tabla 6, se determinará el VMn mayor realizando las comparaciones con la envolvente de combinaciones especiales y normales.

Tabla 6. Cuadro de resumen de las cortantes asociando al momento nominal VMn-B

	VOLADO	APOYO A-	APOYO A+	APOYO B-
<b>Vu (ton)</b>	-	<b>18.98</b>	<b>13.79</b>	<b>13.79</b>

Del software ETABS se obtuvo el ítem a) y c) los cuales se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 7. Envolvente de las combinaciones especiales-A.

<b>V especial</b>	VOLADO	APOYO A-	APOYOA+	APOYO B-
<b>Vu (ton)</b>	<b>0</b>	<b>5.10</b>	<b>7.30</b>	<b>9.50</b>

Tabla 8. Envolvente de las combinaciones normales-C.

<b>V normal</b>	VOLADO	APOYO A-	APOYOA+	APOYO B-
<b>Vu (ton)</b>	<b>0</b>	<b>5.30</b>	<b>7.60</b>	<b>9.70</b>

Resultando para tramo 1 y 2

$$Vu = 5.3 \text{ tn}; Vu = 9.7 \text{ tn}$$

Para la realización de los espaciamientos de estribos en viga se presenta el cuadro resumen del primer piso del eje I.

Tabla 11 Diseño por fuerza cortante para la viga del piso 1 - eje I

<b>DESCRIPCION</b>	<b>TRAMO 1</b>	<b>TRAMO 2</b>
Vu (ton)	5.30	9.70
b (cm)	25	25
d (cm)	39	39
Vc (ton)	7.48	7.48
$\phi Vc$ (ton)	6.36	6.36
Vs (ton)	-1.253	3.92
Vs máx. (ton)	29.67	29.67
Av (cm <sup>2</sup> )	1.42	1.42
s (cm) calculado	-185.61	59.28
s (cm) máx.	10	10

La siguiente tabla muestra la distribución de estribos para el primer piso del eje I y la representación se ve en la **documentación E-1**.



Tabla 12. Distribución de estribos para la viga del piso 1 - eje I

En la zona de confinamiento		
S MAX (cm)		
NORMA	TRAMO 1	TRAMO 2
a)	9.75	9.75
b)	12.7	12.7
c)	22.86	22.86
d)	30	30
S MAX (cm)	9.75	9.75
S MAX (cm)	<b>10</b>	<b>10</b>
Smax elegido en confinamiento fuera del confinamiento		
S MAX (cm)	19.5	19.5
S MAX (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>
Resumen	<b>1 @ 0,05m ;10 @ 10cm; rto .15cm</b>	

### 7.3.3 Diseño de Columna rectangular

#### Datos

#### Geometría de la columna

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

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$H = 10.25 \text{ m}$$

#### Datos de diseño

$$f_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_{cs} = 0.003$$

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

$$\varepsilon_{su} = 0.0021$$

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de  $A_{smin}$

$$\rho_{min} = 1\%$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 18 \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $A_{smax}$

$$\rho_{max} = 6\%$$

$$A_{smax} = \rho_{max} \cdot b \cdot h = 108 \text{ cm}^2$$

TABLA DE REFUERZOS EN FUNCION A SU AREA Y NUMERO DE BARRAS

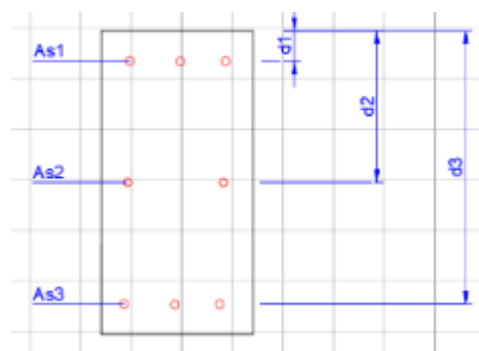
#	Diámetro		Peso kg/m	Área de los refuerzos según número de barras (cm <sup>2</sup> )									
	in	cm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	0.635	0.25	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
3	3/8	0.953	0.58	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10
4	1/2	1.270	1.02	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5	5/8	1.588	1.60	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	19.00	20.00
6	3/4	1.905	2.26	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
8	1	2.540	4.04	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
11	1 3/8	3.493	7.95	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60

Cálculo de  $A_{sp}$

$$D = \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$A_s = \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp} = 8 \cdot A_s = 22.802 \text{ cm}^2$$



8  $\phi$  3/4"

$$R1 := \begin{cases} A_{s_{\text{top}}} & \text{if } A_{s_{\text{top}}} \leq A_{s_{\text{bot}}} \\ A_{s_{\text{bot}}} & \text{else} \end{cases}$$

$$R1 = 22.802 \text{ cm}^2$$

### Diagrama de interacción

#### 1. Distribución de barras

$$\text{barras} := \begin{bmatrix} D & D & D \\ D & 0 & D \\ D & D & D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.905 & 1.905 & 1.905 \\ 1.905 & 0 & 1.905 \\ 1.905 & 1.905 & 1.905 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

#### 2. Numero de columnas y filas

$$c := \text{cols}(\text{barras}) = 3$$

$$k := \text{rows}(\text{barras}) = 3$$

#### 3. Área de cada barra de acero

$$A_{\text{bar}} := \frac{\text{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 2.85 & 2.85 & 2.85 \\ 2.85 & 0 & 2.85 \\ 2.85 & 2.85 & 2.85 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

#### 4. Área de cada fila

$$A_{s_j} := \sum_{i=1}^k A_{\text{bar}}^{\text{row } i} = [8.551 \quad 5.7 \quad 8.551] \text{ cm}^2$$

$$A_s := \sum_{i=1}^c A_{s_j}^{\text{col } i} = \begin{bmatrix} 8.551 \\ 5.7 \\ 8.551 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

## 5. Ubicación de filas de acero

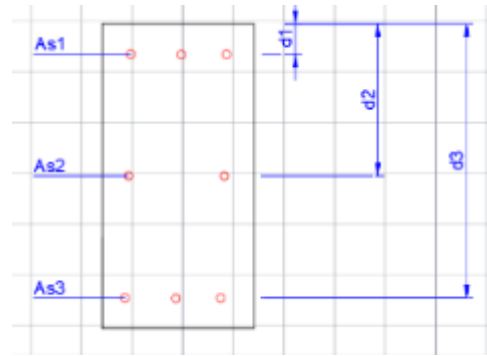
$$r = 4 \text{ cm} \quad m = 25.0475 \text{ cm}$$

$$d_1 = r + \frac{D}{2} = 4.953 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_1 + m = 30 \text{ cm}$$

$$d_3 = d_2 + m = 55.048 \text{ cm}$$

$$d = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.953 \\ 30 \\ 55.048 \end{bmatrix} \text{ cm}$$



Cálculo de la matriz (P) = As x d

$$P = \begin{bmatrix} d_1 \cdot A_{s1} \\ d_2 \cdot A_{s2} \\ d_3 \cdot A_{s3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 42.347 \\ 171.014 \\ 470.604 \end{bmatrix} \text{ cm}^3$$

$$P_t = \sum_{i=1}^k P_i = 684.065 \text{ cm}^3$$

## 6. Centroide plástico

$$A_g = b \cdot h = (1.8 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$A_s = \sum_{i=1}^k A_{s_i} = 22.802 \text{ cm}^2$$

**Centroide Plástico**

El punto en la sección de columna donde la fuerza axial actúa produciendo en toda la sección deformaciones iguales se denomina centroide plástico de la sección. Se determina de la siguiente manera:

$$Y_c = \frac{A_g \cdot 0.85 f'_c \cdot h / 2 + A'_s \cdot f_y \cdot d_1 + A_{s2} \cdot f_y \cdot d_2}{A_g \cdot 0.85 f'_c + A'_s \cdot f_y + A_{s2} \cdot f_y}$$

siendo  $A_g$  = área de la sección bruta (bh).

$$Y_c = \frac{(A_g \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot 0.5 \cdot h + f_y \cdot P_t)}{A_g \cdot 0.85 \cdot f'_c + A_s \cdot f_y} = 30 \text{ cm}$$

## 7. Compresión pura

Columnas con estribos: ( $\alpha = 0.8$ ,  $\phi = 0.7$ )

$$P_{n \max} = 0.8 P_o$$

$$P_{u \max} = \phi 0.8 P_o = \phi 0.8 [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Columnas con espirales: ( $\alpha = 0.85$ ,  $\phi = 0.75$ )

$$P_{n \max} = 0.85 P_o$$

$$P_{u \max} = \phi 0.85 P_o = \phi 0.85 [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi_1 = 0.7$$

$$\alpha_1 = 0.8$$

$$P_n = 0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} = (5.187 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\alpha_1 \cdot P_n = (4.15 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Corte horizontal en el diagrama nominal

$$\phi_1 \cdot P_n = (3.631 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_1 \cdot \alpha_1 \cdot P_n = (2.905 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Corte horizontal en el diagrama de diseño

## 8. Tracción pura

$$\phi_2 = 0.9$$

$$T_o = A_{st} f_y$$

$$\phi T_o = 0.9 A_{st} f_y$$

$$T_n = -A_{st} \cdot f_y = -0.577 \cdot 10^4 \text{ kgf}$$

$$\phi_2 \cdot T_n = -8.619 \cdot 10^4 \text{ kgf}$$

## 9. Falla balanceada

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Digitar teniendo en cuenta } f_y$$

$$c_1 = \frac{6000}{\left(6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}\right)} \cdot d_2 = 32.381 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c_1 = 27.524 \text{ cm}$$

$$A_{\text{as}} = \begin{bmatrix} 8.551 \\ 5.7 \\ 8.551 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad d = \begin{bmatrix} 4.953 \\ 30 \\ 55.048 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad a_s = \begin{bmatrix} \frac{\epsilon_{\text{as}}}{c_s} \cdot (c_s - d_1) \\ \frac{\epsilon_{\text{as}}}{c_s} \cdot (c_s - d_2) \\ \frac{\epsilon_{\text{as}}}{c_s} \cdot (c_s - d_3) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.003 \\ 2.206 \cdot 10^{-4} \\ -0.002 \end{bmatrix}$$

$$f_{\text{as}} = e_s \cdot E_s = \begin{bmatrix} 5.336 \cdot 10^3 \\ 463.223 \\ -4.41 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{\text{st}} = \begin{bmatrix} \min(f_y, f_{\text{as}_1}) \\ \min(f_y, f_{\text{as}_2}) \\ \min(-f_y, -f_{\text{as}_3}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^3 \\ 463.223 \\ -4.2 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F = \begin{bmatrix} f_{\text{st}_1} \cdot A_{\text{as}_1} \\ f_{\text{st}_2} \cdot A_{\text{as}_2} \\ f_{\text{st}_3} \cdot A_{\text{as}_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.591 \cdot 10^4 \\ 2.641 \cdot 10^3 \\ -3.591 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf} \quad X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_s - d_1) \\ \text{abs}(y_s - d_2) \\ \text{abs}(y_s - d_3) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0 \\ 0.25 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_1) \cdot X_{p_1} \\ \text{abs}(F_2) \cdot X_{p_2} \\ \text{abs}(F_3) \cdot X_{p_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.995 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 8.995 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_s = \sum_{i=1}^k F_i = (2.641 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$F_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = (1.965 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$M_s = \sum_{i=1}^k M_i = (1.799 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_c = F_c \cdot \left( y_s - \frac{a}{2} \right) = (3.191 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

Carga Axial

$$\phi_3 = 0.7$$

$$P_u = F_s + F_c = (1.992 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\phi_3 \cdot P_u = (1.394 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Momento

$$M_u = M_s + M_c = (4.99 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_3 \cdot M_u = (3.493 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

10. Falla frágil  $c > c_b$ 

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Digitar teniendo en cuenta fy}$$

$$c_1 = d_2 = 0.55 \text{ m}$$

$$a_1 = \beta_1 \cdot c_1 = 46.79 \text{ cm}$$

$$A_s = \begin{bmatrix} 8.551 \\ 5.7 \\ 8.551 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad d = \begin{bmatrix} 4.963 \\ 30 \\ 55.048 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad e_{s1} = \begin{bmatrix} \frac{e_m}{c_1} \cdot (c_1 - d_1) \\ \frac{e_m}{c_1} \cdot (c_1 - d_2) \\ \frac{e_m}{c_1} \cdot (c_1 - d_3) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.003 \\ 0.001 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$f_{s1} = e_{s1} \cdot E_s = \begin{bmatrix} 5.733 \cdot 10^3 \\ 2.867 \cdot 10^3 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{s1} = \begin{bmatrix} \min(f_y, f_{s1_1}) \\ \min(f_y, f_{s1_2}) \\ \min(f_y, f_{s1_3}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^3 \\ 2.867 \cdot 10^3 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_1 = \begin{bmatrix} f_{s1_1} \cdot A_{s1_1} \\ f_{s1_2} \cdot A_{s1_2} \\ f_{s1_3} \cdot A_{s1_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.691 \cdot 10^4 \\ 1.634 \cdot 10^4 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kgf} \quad X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_n - d_1) \\ \text{abs}(y_n - d_2) \\ \text{abs}(y_n - d_3) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0 \\ 0.25 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M_1 = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_{1_1}) \cdot X_{p1} \\ \text{abs}(F_{1_2}) \cdot X_{p2} \\ \text{abs}(F_{1_3}) \cdot X_{p3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.995 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_{s1} = \sum_{i=1}^k F_{1_i} = (5.225 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$F_{c1} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_1 = (3.341 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_{s1} = \sum_{i=1}^k M_{1_i} = (8.995 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{c1} = F_{c1} \cdot \left( y_n - \frac{a_1}{2} \right) = (2.207 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

Carga Axial

Momento

$$\phi_A = 0.7$$

$$M_{u1} = M_{s1} + M_{c1} = (3.106 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$P_{u1} = F_{s1} + F_{c1} = (3.863 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_A \cdot M_{u1} = (2.174 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_A \cdot P_{u1} = (2.704 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

### 11. Falla dúctil $c < c_b$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Digitar teniendo en cuenta } f_y$$

$$c_2 = d_2 = 30 \text{ cm}$$

$$a_2 = \beta_1 \cdot c_2 = 25.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \begin{bmatrix} 8.551 \\ 5.7 \\ 8.551 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad d = \begin{bmatrix} 4.953 \\ 30 \\ 55.048 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad e_{s2} = \begin{bmatrix} \frac{\epsilon_m}{c_2} \cdot (c_2 - d_1) \\ \frac{\epsilon_m}{c_2} \cdot (c_2 - d_2) \\ \frac{\epsilon_m}{c_2} \cdot (c_2 - d_3) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.003 \\ 0 \\ -0.003 \end{bmatrix}$$

$$f_{s2} = e_{s2} \cdot E_s = \begin{bmatrix} 5.26 \cdot 10^3 \\ 0 \\ -5.26 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{s2} = \begin{bmatrix} \min(f_y, f_{s2_1}) \\ \min(f_y, f_{s2_2}) \\ \min(-f_y, -f_{s2_3}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^3 \\ 0 \\ -4.2 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_2 = \begin{bmatrix} f_{s2_1} \cdot A_{s2_1} \\ f_{s2_2} \cdot A_{s2_2} \\ f_{s2_3} \cdot A_{s2_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.591 \cdot 10^4 \\ 0 \\ -3.591 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf} \quad X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_n - d_1) \\ \text{abs}(y_n - d_2) \\ \text{abs}(y_n - d_3) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0 \\ 0.25 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M_2 = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_{2_1}) \cdot X_{p_1} \\ \text{abs}(F_{2_2}) \cdot X_{p_2} \\ \text{abs}(F_{2_3}) \cdot X_{p_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.995 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 8.995 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_{c2} = \sum_{i=1}^n F_{2_i} = 0 \text{ kgf}$$

$$F_{c2} = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a_2 = (1.821 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_{c2} = \sum_{i=1}^n M_{2_i} = (1.799 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{c2} = F_{c2} \cdot \left( y_n - \frac{a_2}{2} \right) = (3.141 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

Carga Axial

Momento

$$\phi_s = 0.7$$

$$M_{u2} = M_{c2} + M_{s2} = (4.94 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$P_{u2} = F_{c2} + F_{s2} = (1.821 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_n \cdot M_{u2} = (3.458 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_n \cdot P_{u2} = (1.274 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$



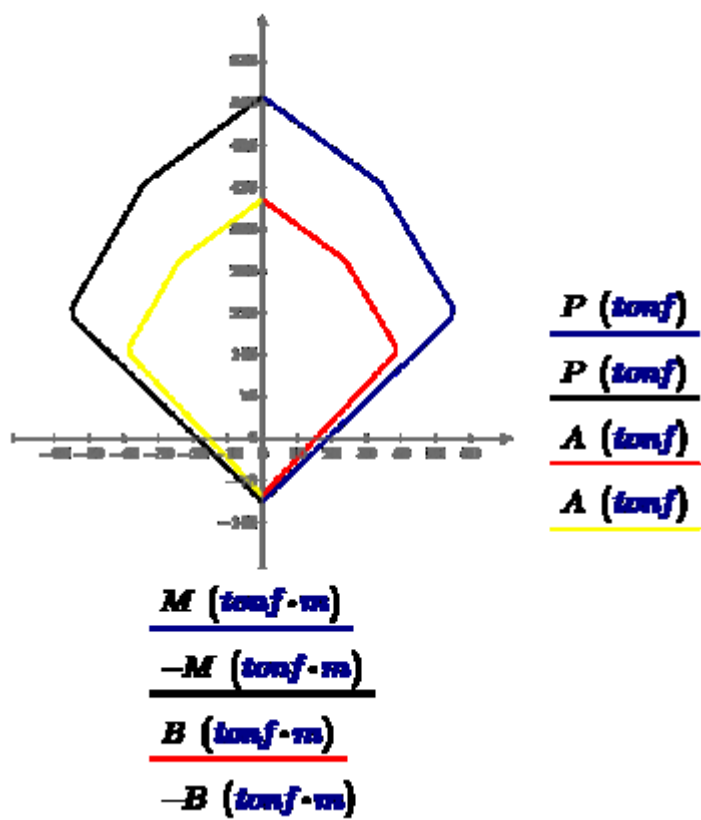
DIAGRAMA

$$P := \begin{bmatrix} P_o \\ P_{m1} \\ P_n \\ P_{m2} \\ T_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.187 \cdot 10^5 \\ 3.863 \cdot 10^5 \\ 1.992 \cdot 10^5 \\ 1.821 \cdot 10^5 \\ -9.577 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$M := \begin{bmatrix} 0 \\ M_{m1} \\ M_n \\ M_{m2} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 3.106 \cdot 10^4 \\ 4.99 \cdot 10^4 \\ 4.94 \cdot 10^4 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$A := \begin{bmatrix} \phi_1 \cdot P_o \\ \phi_4 \cdot P_{m1} \\ \phi_3 \cdot P_n \\ \phi_2 \cdot P_{m2} \\ \phi_5 \cdot T_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.631 \cdot 10^5 \\ 2.704 \cdot 10^5 \\ 1.394 \cdot 10^5 \\ 1.274 \cdot 10^5 \\ -8.619 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$B := \begin{bmatrix} 0 \\ \phi_4 \cdot M_{m1} \\ \phi_3 \cdot M_n \\ \phi_2 \cdot M_{m2} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 2.174 \cdot 10^4 \\ 3.493 \cdot 10^4 \\ 3.458 \cdot 10^4 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$



### 7.3.4 Diseño de Columna L

#### Datos

#### Geometría de la columna

$$b_1 = 55 \text{ cm}$$

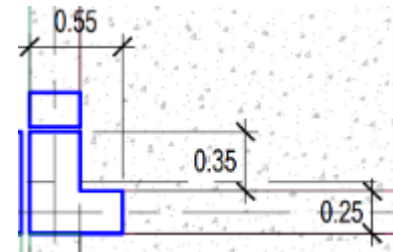
$$h_1 = 60 \text{ cm}$$

$$b_2 = 30 \text{ cm}$$

$$h_2 = 25 \text{ cm}$$

$$A = b_1 \cdot h_1 + (b_1 - b_2) \cdot h_2 = (2.425 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$H = 10.25 \text{ m}$$



#### Datos de diseño

$$f_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

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

$$\epsilon_{su} = 0.0021$$

$$E_s = 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de Asmin

$$\rho_{min} = 1\%$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot A = 24.25 \text{ cm}^2$$

Cálculo de Asmax

$$\rho_{max} = 6\%$$

$$A_{smax} = \rho_{max} \cdot A = 145.5 \text{ cm}^2$$

TABLA DE REFUERZOS EN FUNCION A SU AREA Y NUMERO DE BARRAS

#	Diámetro		Peso kg/m	Área de los refuerzos según número de barras (cm <sup>2</sup> )									
	in	cm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	0.635	0.25	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
3	3/8	0.953	0.58	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10
4	1/2	1.270	1.02	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5	5/8	1.588	1.60	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00
6	3/4	1.905	2.26	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
8	1	2.540	4.04	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
11	1 3/8	3.493	7.95	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60

Cálculo de Asp

$$D = \frac{5}{8} \text{ in}$$

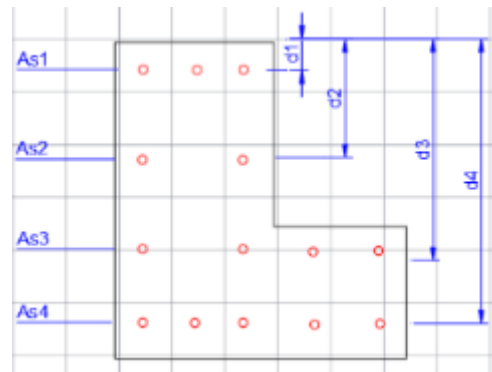
$$A_s = \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_p} = 14 \cdot A_s = 27.711 \text{ cm}^2$$

$$14 \phi 5/8''$$

$$R1 := \begin{cases} A_{s_{min}} & \text{if } A_{s_p} < A_{s_{min}} \\ A_{s_p} & \text{else} \end{cases}$$

$$R1 = 27.711 \text{ cm}^2$$



### Diagrama de interacción

#### 1. Distribución de barras

$$barras := \begin{bmatrix} D & D & D & 0 & 0 \\ D & 0 & D & 0 & 0 \\ D & 0 & D & D & D \\ D & D & D & D & D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.588 & 1.588 & 1.588 & 0 & 0 \\ 1.588 & 0 & 1.588 & 0 & 0 \\ 1.588 & 0 & 1.588 & 1.588 & 1.588 \\ 1.588 & 1.588 & 1.588 & 1.588 & 1.588 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

#### 2. Numero de columnas y filas

$$c := \text{cols}(barras) = 5$$

$$k := \text{rows}(barras) = 4$$

#### 3. Área de cada barra de acero

$$A_{sb} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 1.979 & 1.979 & 1.979 & 0 & 0 \\ 1.979 & 0 & 1.979 & 0 & 0 \\ 1.979 & 0 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \\ 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

#### 4. Área de cada fila

$$A_{s1} := \sum_{i=1}^k A_{sb}^T = [7.917 \ 3.959 \ 7.917 \ 3.959 \ 3.959] \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} := \sum_{i=1}^c A_{sb}^H = \begin{bmatrix} 5.938 \\ 3.959 \\ 7.917 \\ 9.897 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

## 5. Ubicación de filas de acero

$$r = 4 \text{ cm} \quad m = 16.804 \text{ cm}$$

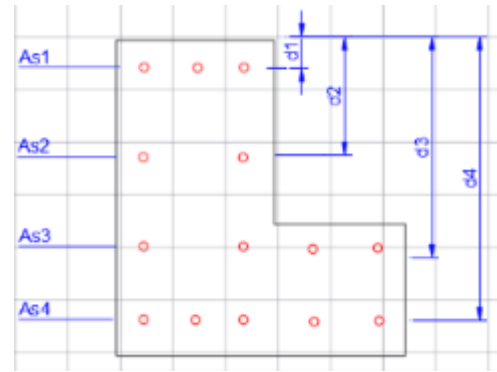
$$d_1 = r + \frac{D}{2} = 4.794 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_1 + m = 21.598 \text{ cm}$$

$$d_3 = d_2 + m = 38.402 \text{ cm}$$

$$d_4 = d_3 + m = 55.206 \text{ cm}$$

$$d = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.794 \\ 21.598 \\ 38.402 \\ 55.206 \end{bmatrix} \text{ cm}$$



Cálculo de la matriz (P) = As x d

$$P = \begin{bmatrix} d_1 \cdot A_{sf_1} \\ d_2 \cdot A_{sf_2} \\ d_3 \cdot A_{sf_3} \\ d_4 \cdot A_{sf_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 28.465 \\ 85.498 \\ 304.038 \\ 546.351 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$P_s = \sum_{i=1}^k P_i = 964.352 \text{ cm}^2$$

## 6. Centroide plástico

$$A = (2.428 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$A_s = \sum_{i=1}^k A_{sf_i} = 27.711 \text{ cm}^2$$

$$c_1 = \frac{h_1 \cdot b_2 \cdot \frac{h_1}{2} + h_2 \cdot (b_1 - b_2) \cdot \left( h_1 + \frac{h_2}{2} \right)}{h_1 \cdot b_2 + h_2 \cdot (b_1 - b_2)} = 0.345 \text{ m}$$

$$y_o = \frac{(A \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot c_1 + f_y \cdot P_s)}{A \cdot 0.85 \cdot f_c + A_s \cdot f_y} = 34.559 \text{ cm}$$

## 7. Compresión pura

Columnas con estribos: ( $\alpha = 0.8, \phi = 0.7$ )

$$P_{n \max} = 0.8 P_o$$

$$P_{u \max} = \phi 0.8 P_o = \phi 0.8 [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Columnas con espirales: ( $\alpha = 0.85, \phi = 0.75$ )

$$P_{n \max} = 0.85 P_o$$

$$P_{u \max} = \phi 0.85 P_o = \phi 0.85 [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi_1 = 0.7$$

$$\alpha_1 = 0.8$$

$$P_n = 0.85 \cdot f_c \cdot (A - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} = (6.869 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\alpha_1 \cdot P_n = (5.496 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

corte horizontal en el diagrama nominal

$$\phi_1 \cdot P_n = (4.809 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_1 \cdot \alpha_1 \cdot P_n = (3.847 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

corte horizontal en el diagrama de diseño

## 8. Tracción pura

$$\phi_2 = 0.9$$

$$T_o = A_{st} f_y$$

$$\phi T_o = 0.9 A_{st} f_y$$

$$T_n = -A_{st} \cdot f_y = -1.164 \cdot 10^5 \text{ kgf} \quad xqqqq$$

$$\phi_2 \cdot T_n = -1.047 \cdot 10^5 \text{ kgf}$$

## 9. Falla balanceada (compresión en la parte superior)

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{digitar teniendo en cuenta } f_y$$

$$c_k = \frac{6000}{\left(6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}\right)} \cdot d_k = 32.474 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c_k = 27.603 \text{ cm}$$

$$A_s = \begin{bmatrix} 5.988 \\ 3.959 \\ 7.917 \\ 9.897 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad d = \begin{bmatrix} 4.794 \\ 21.598 \\ 38.402 \\ 55.206 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad c_s = \begin{bmatrix} \frac{\epsilon_{cm}}{c_b} \cdot (c_b - d_1) \\ \frac{\epsilon_{cm}}{c_b} \cdot (c_b - d_2) \\ \frac{\epsilon_{cm}}{c_b} \cdot (c_b - d_3) \\ \frac{\epsilon_{cm}}{c_b} \cdot (c_b - d_4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.003 \\ 0.001 \\ -5.475 \cdot 10^{-4} \\ -0.002 \end{bmatrix}$$

$$f_s = a_s \cdot E_s = \begin{bmatrix} 8.114 \cdot 10^3 \\ 2.01 \cdot 10^3 \\ -1.095 \cdot 10^3 \\ -4.2 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y = \begin{bmatrix} \min(f_y, f_{sy}) \\ \min(f_y, f_{sy}) \\ \min(f_y, f_{sy}) \\ \min(f_y, f_{sy}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^3 \\ 2.01 \cdot 10^3 \\ -1.095 \cdot 10^3 \\ -4.2 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F = \begin{bmatrix} f_{s1} \cdot A_{s1} \\ f_{s2} \cdot A_{s2} \\ f_{s3} \cdot A_{s3} \\ f_{s4} \cdot A_{s4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.494 \cdot 10^4 \\ 7.955 \cdot 10^3 \\ -8.671 \cdot 10^3 \\ -4.157 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf} \quad X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_n - d_1) \\ \text{abs}(y_n - d_2) \\ \text{abs}(y_n - d_3) \\ \text{abs}(y_n - d_4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.298 \\ 0.13 \\ 0.038 \\ 0.206 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_1) \cdot X_{p1} \\ \text{abs}(F_2) \cdot X_{p2} \\ \text{abs}(F_3) \cdot X_{p3} \\ \text{abs}(F_4) \cdot X_{p4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.423 \cdot 10^3 \\ 1.031 \cdot 10^3 \\ 333.211 \\ 8.582 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_s = \sum_{i=1}^k F_i = -1.734 \cdot 10^4 \text{ kgf}$$

$$F_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_x \cdot a = (1.971 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$M_s = \sum_{i=1}^k M_i = (1.787 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_c = F_c \cdot \left( y_n - \frac{a}{2} \right) = (4.091 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

Carga Axial

$$\phi_3 = 0.7$$

$$P_u = F_s + F_c = (1.787 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$\phi_s \cdot P_u = (1.268 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Momento

$$M_u = M_s + M_e = (5.828 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

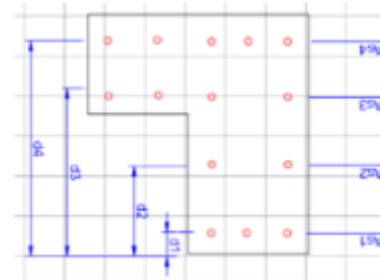
$$\phi_s \cdot M_u = (4.08 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

**Falla balanceada** (compresión en la parte inferior)

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{digital teniendo en cuenta } f_y$$

$$c_b = \frac{6000}{\left(6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}\right)} \cdot d_c = 32.474 \text{ cm}$$

$$a_s = \beta_1 \cdot c_b = 27.603 \text{ cm}$$



$$A_{sf} = \begin{bmatrix} 5.988 \\ 3.959 \\ 7.917 \\ 0.897 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad d' = \begin{bmatrix} d_4 \\ d_3 \\ d_2 \\ d_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 55.206 \\ 38.402 \\ 21.598 \\ 4.794 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$c_{sf} = \begin{bmatrix} \frac{e_m}{c_b} \cdot (c_b - d'_4) \\ \frac{e_m}{c_b} \cdot (c_b - d'_3) \\ \frac{e_m}{c_b} \cdot (c_b - d'_2) \\ \frac{e_m}{c_b} \cdot (c_b - d'_1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.003 \\ 0.001 \\ -5.476 \cdot 10^{-4} \\ -0.002 \end{bmatrix}$$

$$f_{sf} = c_{sf} \cdot E_s = \begin{bmatrix} 5.114 \cdot 10^3 \\ 2.01 \cdot 10^3 \\ -1.095 \cdot 10^3 \\ -4.2 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{sf} = \begin{bmatrix} \min(f_y, f_{sf1}) \\ \min(f_y, f_{sf2}) \\ \min(f_y, f_{sf3}) \\ \min(f_y, f_{sf4}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^3 \\ 2.01 \cdot 10^3 \\ -1.095 \cdot 10^3 \\ -4.2 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{sf} = \begin{bmatrix} f_{sf1} \cdot A_{sf1} \\ f_{sf2} \cdot A_{sf2} \\ f_{sf3} \cdot A_{sf3} \\ f_{sf4} \cdot A_{sf4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.157 \cdot 10^4 \\ 1.591 \cdot 10^4 \\ -4.336 \cdot 10^3 \\ -2.494 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_o - d'_4) \\ \text{abs}(y_o - d'_3) \\ \text{abs}(y_o - d'_2) \\ \text{abs}(y_o - d'_1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.298 \\ 0.13 \\ 0.038 \\ 0.206 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M_{inf} = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_{inf_1}) \cdot X_{r_1} \\ \text{abs}(F_{inf_2}) \cdot X_{r_2} \\ \text{abs}(F_{inf_3}) \cdot X_{r_3} \\ \text{abs}(F_{inf_4}) \cdot X_{r_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.237 \cdot 10^4 \\ 2.062 \cdot 10^3 \\ 166.606 \\ 6.149 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$F_{inf} = \sum_{i=1}^k F_{inf_i} = (2.82 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$M_{inf} = \sum_{i=1}^k M_{inf_i} = (1.976 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_{conf} = 0.85 \cdot f'_c \cdot (b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot (a - h_2)) = (3.458 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_{conf} = F_{conf} \cdot \left( h_0 - \frac{a}{2} \right) = (7.179 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

Carga Axial  $\phi_3 = 0.7$

Momento

$$P_{inf} = F_{inf} + F_{conf} = (3.74 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_{inf} = M_{inf} + M_{conf} = (9.154 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_2 \cdot P_{inf} = (2.618 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_2 \cdot M_{inf} = (6.408 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

#### 10. Falla fragil $c > c_b$ (Parte superior)

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{digital teniendo en cuenta } f_y$$

$$c_1 = d_2 = 38.402 \text{ cm}$$

$$a_1 = \beta_1 \cdot c_1 = 32.641 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \begin{bmatrix} 5.938 \\ 3.969 \\ 7.917 \\ 9.897 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$d = \begin{bmatrix} 4.794 \\ 21.508 \\ 38.402 \\ 55.206 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$e_{st} = \begin{bmatrix} \frac{e_m}{c_1} \cdot (c_1 - d_1) \\ \frac{e_m}{c_1} \cdot (c_1 - d_2) \\ \frac{e_m}{c_1} \cdot (c_1 - d_3) \\ \frac{e_m}{c_1} \cdot (c_1 - d_4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.003 \\ 0.001 \\ 0 \\ -0.001 \end{bmatrix}$$



$$f_{s1} := c_{s1} \cdot E_s = \begin{bmatrix} 5.251 \cdot 10^3 \\ 2.626 \cdot 10^3 \\ 0 \\ -2.626 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{s1} = \begin{bmatrix} \max(f_s, f_{s1_1}) \\ \max(f_s, f_{s1_2}) \\ \max(f_s, f_{s1_3}) \\ \max(f_s, f_{s1_4}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^3 \\ 2.626 \cdot 10^3 \\ 0 \\ -2.626 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_1 = \begin{bmatrix} f_{s1_1} \cdot A_{s1_1} \\ f_{s1_2} \cdot A_{s1_2} \\ f_{s1_3} \cdot A_{s1_3} \\ f_{s1_4} \cdot A_{s1_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.494 \cdot 10^4 \\ 1.039 \cdot 10^4 \\ 0 \\ -2.598 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{kgf} \quad X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_n - d_1) \\ \text{abs}(y_n - d_2) \\ \text{abs}(y_n - d_3) \\ \text{abs}(y_n - d_4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.298 \\ 0.13 \\ 0.038 \\ 0.206 \end{bmatrix} \text{m}$$

$$M_1 = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_{1_1}) \cdot X_{p_1} \\ \text{abs}(F_{1_2}) \cdot X_{p_2} \\ \text{abs}(F_{1_3}) \cdot X_{p_3} \\ \text{abs}(F_{1_4}) \cdot X_{p_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.423 \cdot 10^3 \\ 1.347 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 5.365 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_{c1} := \sum_{i=1}^k F_{1_i} = (9.349 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$F_{c1} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_1 \cdot a_1 = (3.331 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$M_{c1} := \sum_{i=1}^k M_{1_i} = (1.414 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{c1} := F_{c1} \cdot \left( y_n - \frac{a_1}{2} \right) = (4.251 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

Carga Axial

$$\phi_4 := 0.7$$

$$P_{u1} := F_{u1} + F_{c1} = (2.424 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_4 \cdot P_{u1} = (1.697 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Momento

$$M_{u1} := M_{u1} + M_{c1} = (5.664 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

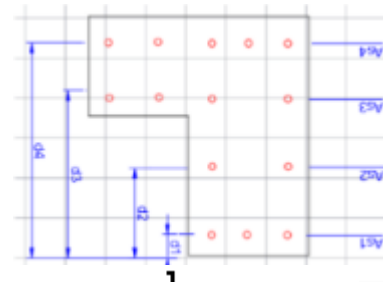
$$\phi_4 \cdot M_{u1} = (3.965 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

### 10. Falla fragil c > cb (Parte inferior)

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{digital teniendo en cuenta } f_c$$

$$c_1 = d_2 = 38.402 \text{ cm}$$

$$a_1 = \beta_1 \cdot c_1 = 32.641 \text{ cm}$$



$$A_{sf} = \begin{bmatrix} 5.938 \\ 3.959 \\ 7.917 \\ 0.897 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad d' = \begin{bmatrix} 55.206 \\ 38.402 \\ 21.598 \\ 4.794 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad e_{sf} = \begin{bmatrix} \frac{\epsilon_m}{c_1} \cdot (c_1 - d'_4) \\ \frac{\epsilon_m}{c_1} \cdot (c_1 - d'_3) \\ \frac{\epsilon_m}{c_1} \cdot (c_1 - d'_2) \\ \frac{\epsilon_m}{c_1} \cdot (c_1 - d'_1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.003 \\ 0.001 \\ 0 \\ -0.001 \end{bmatrix}$$

$$f_{sf} = e_{sf} \cdot E_s = \begin{bmatrix} 5.251 \cdot 10^3 \\ 2.626 \cdot 10^3 \\ 0 \\ -2.626 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{sf} = \begin{bmatrix} \min(f_y, f_{sf1}) \\ \min(f_y, f_{sf2}) \\ \min(f_y, f_{sf3}) \\ \min(f_y, f_{sf4}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^3 \\ 2.626 \cdot 10^3 \\ 0 \\ -2.626 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{sf} = \begin{bmatrix} f_{sf1} \cdot A_{sf1} \\ f_{sf2} \cdot A_{sf2} \\ f_{sf3} \cdot A_{sf3} \\ f_{sf4} \cdot A_{sf4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.157 \cdot 10^4 \\ 2.079 \cdot 10^4 \\ 0 \\ -1.559 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf} \quad X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_o - d'_4) \\ \text{abs}(y_o - d'_3) \\ \text{abs}(y_o - d'_2) \\ \text{abs}(y_o - d'_1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.298 \\ 0.13 \\ 0.038 \\ 0.206 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M_{sf} = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_{sf1}) \cdot X_{p1} \\ \text{abs}(F_{sf2}) \cdot X_{p2} \\ \text{abs}(F_{sf3}) \cdot X_{p3} \\ \text{abs}(F_{sf4}) \cdot X_{p4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.237 \cdot 10^4 \\ 2.694 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 3.219 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$F_{sf} = \sum_{i=1}^4 F_{sf_i} = (4.676 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$M_{sf} = \sum_{i=1}^4 M_{sf_i} = (1.829 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_{c1bf} := 0.85 \cdot f_c \cdot (b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot (a - h_2)) = (3.458 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_{c1bf} := F_{c1bf} \cdot \left( h - \frac{a_1}{2} \right) = (6.807 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

Carga Axial

$$\phi_A := 0.7$$

$$P_{u1bf} := F_{c1bf} + F_{s1bf} = (3.925 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\phi_A \cdot P_{u1bf} = (2.748 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Momento

$$M_{u1bf} := M_{c1bf} + M_{s1bf} = (8.135 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_A \cdot M_{u1bf} = (5.695 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

#### 11. Falla dúctil $c < cb$ (Parte superior)

$$\beta_1 := 0.85 \quad \text{digitar teniendo en cuenta } f_y$$

$$c_2 := d_2 = 21.508 \text{ cm}$$

$$a_2 := \beta_1 \cdot c_2 = 18.358 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \begin{bmatrix} 5.938 \\ 3.959 \\ 7.917 \\ 0.897 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad d = \begin{bmatrix} 4.794 \\ 21.508 \\ 38.402 \\ 55.206 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad e_{st} = \begin{bmatrix} \frac{e_m}{c_2} \cdot (c_1 - d_1) \\ \frac{e_m}{c_2} \cdot (c_1 - d_2) \\ \frac{e_m}{c_2} \cdot (c_1 - d_3) \\ \frac{e_m}{c_2} \cdot (c_1 - d_4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.002 \\ 0 \\ -0.002 \\ -0.005 \end{bmatrix}$$

$$f_{st} := e_{st} \cdot E_s = \begin{bmatrix} 4.668 \cdot 10^3 \\ 0 \\ -4.668 \cdot 10^3 \\ -9.337 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{st} = \begin{bmatrix} \min(f_y, f_{st1}) \\ \min(f_y, f_{st2}) \\ \min(-f_y, -f_{st3}) \\ \min(-f_y, -f_{st4}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^3 \\ 0 \\ -4.2 \cdot 10^3 \\ -4.2 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_2 = \begin{bmatrix} f_{m_1} \cdot A_{s_1} \\ f_{m_2} \cdot A_{s_2} \\ f_{m_3} \cdot A_{s_3} \\ f_{m_4} \cdot A_{s_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.404 \cdot 10^4 \\ 0 \\ -3.325 \cdot 10^4 \\ -4.157 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf} \quad X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_n - d_1) \\ \text{abs}(y_n - d_2) \\ \text{abs}(y_n - d_3) \\ \text{abs}(y_n - d_4) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.208 \\ 0.13 \\ 0.038 \\ 0.206 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M_2 = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_{2_1}) \cdot X_{p_1} \\ \text{abs}(F_{2_2}) \cdot X_{p_2} \\ \text{abs}(F_{2_3}) \cdot X_{p_3} \\ \text{abs}(F_{2_4}) \cdot X_{p_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.423 \cdot 10^3 \\ 0 \\ 1.278 \cdot 10^3 \\ 8.582 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_{ca} = \sum_{i=1}^4 F_{2_i} = -4.988 \cdot 10^4 \text{ kgf}$$

$$F_{ca} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_1 \cdot a_1 = (1.311 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_{ca} = \sum_{i=1}^4 M_{2_i} = (1.728 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ca} = F_{ca} \cdot \left( y_n - \frac{a_1}{2} \right) = (3.327 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

Carga Axial

$$\phi_s = 0.7$$

$$P_{ca} = F_{ca} + F_{ca} = (8.12 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$\phi_n \cdot P_{ca} = (5.684 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

Momento

$$M_{ca} = M_{ca} + M_{ca} = (5.055 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_n \cdot M_{ca} = (3.539 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

# 11. Falla dúctil $c < cb$ (Parte inferior)

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{digitar teniendo en cuenta } f_c$$

$$c_2 = d_2 = 21.598 \text{ cm}$$

$$a_2 = \beta_1 \cdot c_2 = 18.358 \text{ cm}$$

$$A_d = \begin{bmatrix} 5.988 \\ 3.959 \\ 7.917 \\ 9.897 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad d' = \begin{bmatrix} 55.206 \\ 38.402 \\ 21.598 \\ 4.794 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad e_{\text{max}} = \begin{bmatrix} \frac{\varepsilon_m}{c_2} \cdot (c_2 - d'_4) \\ \frac{\varepsilon_m}{c_2} \cdot (c_2 - d'_3) \\ \frac{\varepsilon_m}{c_2} \cdot (c_2 - d'_2) \\ \frac{\varepsilon_m}{c_2} \cdot (c_2 - d'_1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.002 \\ 0 \\ -0.002 \\ -0.005 \end{bmatrix}$$

$$f_{\text{max}} = e_{\text{max}} \cdot E_s = \begin{bmatrix} 4.668 \cdot 10^8 \\ 0 \\ -4.668 \cdot 10^8 \\ -9.337 \cdot 10^8 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{\text{max}} = \begin{bmatrix} \min(f_y, f_{\text{max}1}) \\ \min(f_y, f_{\text{max}2}) \\ \min(-f_y, -f_{\text{max}3}) \\ \min(-f_y, -f_{\text{max}4}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.2 \cdot 10^8 \\ 0 \\ -4.2 \cdot 10^8 \\ -4.2 \cdot 10^8 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{\text{max}} = \begin{bmatrix} f_{\text{max}1} \cdot A_{d1} \\ f_{\text{max}2} \cdot A_{d2} \\ f_{\text{max}3} \cdot A_{d3} \\ f_{\text{max}4} \cdot A_{d4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.157 \cdot 10^4 \\ 0 \\ -1.653 \cdot 10^4 \\ -2.494 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kgf} \quad X_p = \begin{bmatrix} \text{abs}(y_c - d'_4) \\ \text{abs}(y_c - d'_3) \\ \text{abs}(y_c - d'_2) \\ \text{abs}(y_c - d'_1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.298 \\ 0.13 \\ 0.038 \\ 0.206 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = \begin{bmatrix} \text{abs}(F_{\text{max}1}) \cdot X_{p1} \\ \text{abs}(F_{\text{max}2}) \cdot X_{p2} \\ \text{abs}(F_{\text{max}3}) \cdot X_{p3} \\ \text{abs}(F_{\text{max}4}) \cdot X_{p4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.237 \cdot 10^4 \\ 0 \\ 638.896 \\ 5.149 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$F_{\text{max}} = \sum_{i=1}^k F_{\text{max}i} = -8.903 \cdot 10^{-12} \text{ kgf}$$

$$M_{\text{max}} = \sum_{i=1}^k M_{\text{max}i} = (1.816 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el concreto

$$F_{\text{max}} = 0.85 \cdot f'_c \cdot (b_1 \cdot h_2 + b_2 \cdot (a - h_2)) = (3.458 \cdot 10^8) \text{ kgf}$$

$$M_{\text{max}} = F_{\text{max}} \cdot \left( y_c - \frac{a_2}{2} \right) = (8.777 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

**Finalmente:**

Carga Axial

$$\phi_s := 0.7$$

$$P_{\text{comp}} := F_{\text{comp}} + F_{\text{comp}} = (3.458 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$\phi_s \cdot P_{\text{comp}} = (2.421 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

Momento

$$M_{\text{comp}} := M_{\text{comp}} + M_{\text{comp}} = (1.059 \cdot 10^5) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_s \cdot M_{\text{comp}} = (7.415 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

DIAGRAMA

$$P_t = \begin{bmatrix} P_o \\ P_{m1} \\ P_n \\ P_{m2} \\ T_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.869 \cdot 10^5 \\ 2.424 \cdot 10^5 \\ 1.797 \cdot 10^5 \\ 8.12 \cdot 10^4 \\ -1.164 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$M_t = \begin{bmatrix} 0 \\ M_{m1} \\ M_n \\ M_{m2} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.664 \cdot 10^4 \\ 5.828 \cdot 10^4 \\ 5.055 \cdot 10^4 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$A_t = \begin{bmatrix} \phi_1 \cdot P_o \\ \phi_4 \cdot P_{m1} \\ \phi_5 \cdot P_n \\ \phi_8 \cdot P_{m2} \\ \phi_2 \cdot T_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.809 \cdot 10^5 \\ 1.697 \cdot 10^5 \\ 1.268 \cdot 10^5 \\ 5.684 \cdot 10^4 \\ -1.047 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

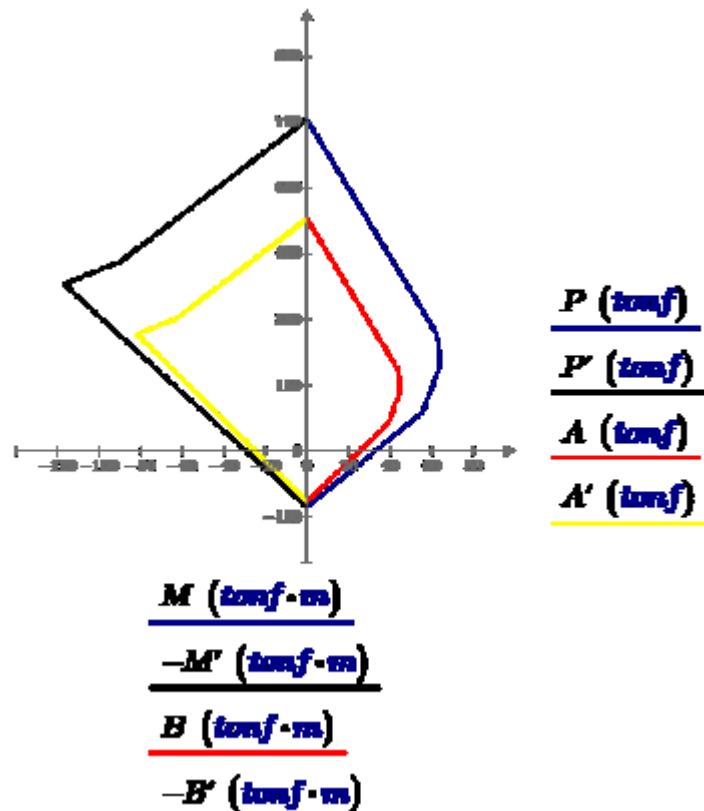
$$B_t = \begin{bmatrix} 0 \\ \phi_4 \cdot M_{m1} \\ \phi_5 \cdot M_n \\ \phi_8 \cdot M_{m2} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 3.955 \cdot 10^4 \\ 4.08 \cdot 10^4 \\ 3.539 \cdot 10^4 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$P' = \begin{bmatrix} P_o \\ P_{m1nf} \\ P_{ninf} \\ P_{m2nf} \\ T_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.869 \cdot 10^5 \\ 3.926 \cdot 10^5 \\ 3.74 \cdot 10^5 \\ 3.458 \cdot 10^5 \\ -1.164 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$M' = \begin{bmatrix} 0 \\ M_{m1nf} \\ M_{ninf} \\ M_{m2nf} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 8.186 \cdot 10^4 \\ 9.154 \cdot 10^4 \\ 1.059 \cdot 10^5 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$A' = \begin{bmatrix} \phi_1 \cdot P_o \\ \phi_4 \cdot P_{m1nf} \\ \phi_5 \cdot P_{ninf} \\ \phi_8 \cdot P_{m2nf} \\ \phi_2 \cdot T_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.809 \cdot 10^5 \\ 2.748 \cdot 10^5 \\ 2.618 \cdot 10^5 \\ 2.421 \cdot 10^5 \\ -1.047 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

$$B' = \begin{bmatrix} 0 \\ \phi_4 \cdot M_{m1nf} \\ \phi_5 \cdot M_{ninf} \\ \phi_8 \cdot M_{m2nf} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.695 \cdot 10^4 \\ 6.408 \cdot 10^4 \\ 7.415 \cdot 10^4 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{m}$$



### 7.3.5 Diseño de Zapata Aislada

Datos:

*Columna*

$$B = 0.3 \text{ m}$$

$$H = 0.6 \text{ m}$$

$$P_D = 41.115 \text{ tonf}$$

$$P_L = 16.4657 \text{ tonf}$$

$$W_{\text{tot}} = 33.98 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 20 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.8 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

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

$$SC = 0.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$H_{\text{pav}} = 0.1 \text{ m}$$

$$H_{\text{bas}} = 0.4 \text{ m}$$

$$d_b = 1.50 \text{ cm}$$

5/8

1. Determinación del peralte efectivo de la zapata

$$l_{a1} = 0.08 \cdot d_b \cdot \frac{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{\sqrt[3]{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}} = 36.866 \text{ cm}$$

$$l_{a2} = 0.004 \cdot d_b \cdot f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} = 26.712 \text{ cm}$$

$$l_{a3} = 20 \text{ cm}$$

$$l_c = \text{Round}(\max(l_{a1}, l_{a2}, l_{a3}), 10 \text{ cm}) = 0.4 \text{ m}$$

$$d = l_c = 0.4 \text{ m}$$

$$H_{\text{zap}} = d + 0.1 \text{ m} = 0.5 \text{ m}$$



## 2. Esfuerzo Neto del Suelo

$$\sigma_N = \sigma_{\text{suelo}} - H_{\text{pie}} \cdot \gamma_{\text{concreto}} - H_{\text{zap}} \cdot \gamma_{\text{suelo}} - H_{\text{emp}} \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 17.84 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

## 3. Dimensiones de la zapata

$$A_{\text{zap}} = \frac{P_D + P_L}{\sigma_N} = 3.228 \text{ m}^2$$

$$T = \sqrt{A_{\text{zap}}} + \frac{H - B}{2} = 1.947 \text{ m}$$

$$T = \text{Round}(T, 5 \text{ cm}) = 1.95 \text{ m}$$

$$T = T + 5 \text{ cm} = 2 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_{\text{zap}}} - \frac{H - B}{2} = 1.647 \text{ m}$$

$$S = \text{Round}(S, 5 \text{ cm}) = 1.65 \text{ m}$$

$$S = S + 5 \text{ cm} = 1.7 \text{ m}$$

## 4. Verificación por Punzonamiento

$$(11-33) \quad V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$(11-34) \quad V_c = 0.27 \left( \frac{a_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$(11-35) \quad V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\beta = \frac{H}{B} = 2$$

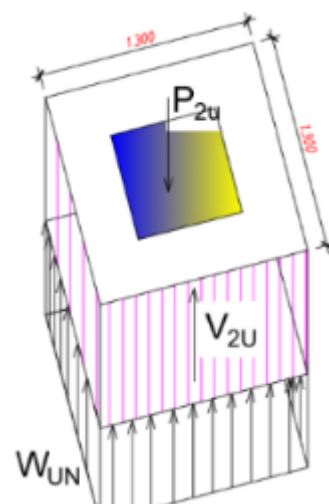
$$\alpha = 40 \quad \text{Depende si es centrada, esquinada}$$

$$b_o = 2 \cdot (B + d) + 2 \cdot (H + d) = 3.4 \text{ m}$$

$$A_o = (B + d) \cdot (H + d) = 0.7 \text{ m}^2$$

Perímetro de la zona crítica

Área de la zona crítica



$$\phi V_{c1} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_0 \cdot d = 195.739 \text{ tonf}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha \cdot d}{b_0}\right) \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_0 \cdot d = 884.842 \text{ tonf}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_0 \cdot d = 195.739 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = \min(\phi V_{c1}, \phi V_{c2}, \phi V_{c3}) = 195.739 \text{ tonf}$$

$$P_U = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L = 85.553 \text{ tonf}$$

$$V_U = P_U - W_{UV} \cdot A_0 = 61.767 \text{ tonf}$$

$$\text{Respuesta1} = \begin{cases} \text{"Es correcto el peralte de la zapata"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesita aumentar el peralte"} \end{cases}$$

$$\text{Respuesta1} = \text{"Es correcto el peralte de la zapata"}$$

#### 4. Verificación por Cortante

-En la Dirección mayor "T"

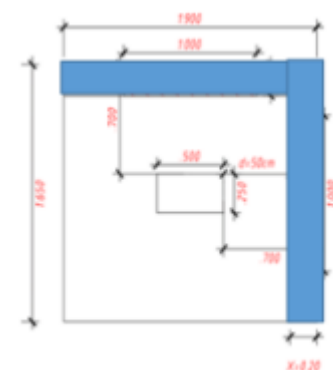
$$\phi V_{c1} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot T \cdot d = 57.57 \text{ tonf}$$

Determinación de Vud1

$$L_{u1} = \frac{S - B}{2} = 0.7 \text{ m}$$

$$m_1 = L_{u1} - d = 0.9 \text{ m}$$

$$W_{UV} = 33.98 \frac{\text{tonf}}{m^2}$$



$$V_{u1} := W_{DN} \cdot T \cdot m_1 = 20.988 \text{ tonf}$$

```

Respuesta2 := If V_u1 < φV_c1
    || "No requiere acero de refuerzo transversal"
else
    || "Requiere acero de refuerzo transversal"

```

Respuesta2 = "No requiere acero de refuerzo transversal"

-En la Dirección menor "S"

$$\phi V_{c2} := 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot S \cdot d = 48.985 \text{ tonf}$$

Determinación de Vud2

$$L_u = \frac{T-H}{2} = 0.7 \text{ m}$$

$$m_2 := L_u - d = 0.9 \text{ m}$$

$$V_{u2} := W_{DN} \cdot S \cdot m_2 = 17.88 \text{ tonf}$$

```

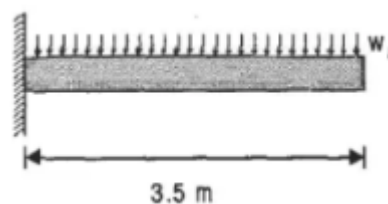
Respuesta3 := If V_u2 < φV_c2
    || "No requiere acero de refuerzo transversal"
else
    || "Requiere acero de refuerzo transversal"

```

Respuesta3 = "No requiere acero de refuerzo transversal"

#### 4. Diseño de Acero por Flexión

##### Dirección transversal



$$M_{u1} = w_{u1} \cdot T \cdot \frac{l_{u1}^2}{2} = 16.85 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$\phi_1 = 0.9 \quad A_{smin} = 0.0018 \cdot T \cdot H_{sup} = 18 \text{ cm}^2$$

$$a_1 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{u1}}{\phi_1 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot T}} = 1.193 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

SE TRABAJA CON EL ACERO MINIMO

$$A_s = \frac{M_{u1}}{\phi_1 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_1}{2}\right)} = 10.141 \text{ cm}^2$$

Φ 5/8 @ 0.20 m

##### Dirección longitudinal

$$M_{u2} = w_{u2} \cdot S \cdot \frac{l_{u2}^2}{2} = 14.153 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot S \cdot H_{sup} = 15.3 \text{ cm}^2$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$\phi_1 = 0.9$$

$$a_2 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{u2}}{\phi_1 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot S}} = 1.193 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{u2}}{\phi_1 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2}\right)} = 8.62 \text{ cm}^2$$

Se trabaja con el acero mínimo

Φ 5/8 @ 0.20

### 7.3.6 Diseño de Zapata Conectada

#### 1. Datos de Cargas

<u>Columna 1</u>			<u>Columna 2</u>		
Pm=	16.52	Ton	Pm=	32.64	Ton
Pv=	7.73	Ton	Pv=	7.53	Ton
<u>Dirección Longitudinal</u>			<u>Dirección Longitudinal</u>		
Mmx=	0.1	Ton - m	Mmx=	0.5	Ton - m
Mvx=	8.1	Ton - m	Mvx=	2.4	Ton - m
Psx=	7.9	Ton	Psx=	12.9	Ton
Msx=	2.9	Ton - m	Msx=	3.8	Ton - m
<u>Dirección Transversal</u>			<u>Dirección Transversal</u>		
Mmy=	0.2	Ton - m	Mmy=	0.1	Ton - m
Mvy=	0.5	Ton - m	Mvy=	0.5	Ton - m
Psy=	1.9	Ton	Psy=	5.4	Ton
Msy=	1.9	Ton - m	Msy=	2.6	Ton - m

#### 2. Verificación de Cargas

✓ 1ra Verificación (Sin Sismo)

Obtenemos un área tentativa para la Zapata 1

A tentativa = 1.76 m<sup>2</sup>

S1      1.10 m  
T1      2.10 m  
A1      2.3 m<sup>2</sup>

Excen= 0.40 m

Volado X= 0.70

Volado Y= 1.70

Obtenemos las reacciones:

$$R1 = P1 + \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad R1= 24.71 \text{ Ton}$$

$$R2 = P2 - \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad R2= 34.66 \text{ Ton}$$

Para la Zapata N°1

$$q1 = \frac{R1 * PP}{T * S} + \frac{6 * My}{S * T^2} \quad q1 = 12.10 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$q2 = \frac{R1 * PP}{T * S} - \frac{6 * My}{S * T^2} \quad q2 = 10.37 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Para la Zapata N°2

$$A \text{ Tentativa} = 2.55 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.90 \text{ m}$$

$$T2 = 2.00 \text{ m}$$

$$A2 = 3.8 \text{ m}^2$$

$$q1 = \frac{R2 * PP}{T * S} + \frac{6 * My}{T * S^2} \quad q1 = 10.08 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$q2 = \frac{R2 * PP}{T * S} - \frac{6 * My}{T * S^2} \quad q2 = 9.08 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

✓ 2da Verificación (Con Momentos de Sismo en la Dirección Longitudinal – Antihorario)

$$P1 = 16.35 \text{ Ton}$$

$$M1 = 5.3 \text{ Ton - m}$$

$$P2 = 27.27 \text{ Ton}$$

$$M2 = -0.9 \text{ Ton - m}$$

$$R1 = P1 + \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad R1 = 17.01 \text{ Ton}$$

$$R2 = P2 - \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad R2 = 23.90 \text{ Ton}$$

Para la Zapata N°1

$$q1 = \frac{R1 * PP}{T * S} + \frac{6 * My}{S * T^2} \quad q1 = 8.60 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$q2 = \frac{R1 * PP}{T * S} - \frac{6 * My}{S * T^2} \quad q2 = 6.87 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Para la Zapata N°2

$$q1 = \frac{R2 * PP}{T * S} + \frac{6 * My}{T * S^2} \quad q1 = 7.10 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$q2 = \frac{R2 * PP}{T * S} - \frac{6 * My}{T * S^2} \quad q2 = 6.11 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

✓ 3ra Verificación (Con Momentos de Sismo en la Dirección Longitudinal – Horario)

$$P1 = 32.15 \text{ Ton}$$

$$M1 = 11.1 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$P2 = 53.07 \text{ Ton}$$

$$M2 = 6.7 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$R1 = P1 + \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad R1 = 30.63 \text{ Ton}$$

$$R2 = P2 - \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad R2 = 43.64 \text{ Ton}$$

Para la Zapata N°1

$$q1 = \frac{R1 * PP}{T * S} + \frac{6 * My}{S * T^2} \quad q1 = 14.79 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$q2 = \frac{R1 * PP}{T * S} - \frac{6 * My}{S * T^2} \quad q2 = 13.06 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Para la Zapata N°2

$$q1 = \frac{R2 * PP}{T * S} + \frac{6 * My}{T * S^2} \quad q1 = 12.56 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$q2 = \frac{R2 * PP}{T * S} - \frac{6 * My}{T * S^2} \quad q2 = 11.56 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

✓ 4ta Verificación (Con Momentos de Sismo en la Dirección Transversal)

De igual manera trabajaremos con las reacciones de la primera verificación aumentando el Axial y Momento del eje Y.

$$R1 = P1 + \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad R1 = 24.71 \text{ Ton}$$

$$R2 = P2 - \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad R2 = 34.66 \text{ Ton}$$

Para la Zapata N°1

$$q1 = \frac{R1 * PP}{T * S} + \frac{6 * My}{S * T^2} \quad q1 = 15.31 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$q2 = \frac{R1 * PP}{T * S} - \frac{6 * My}{S * T^2} \quad q2 = 8.88 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Para la Zapata N°2

$$q1 = \frac{R2 * PP}{T * S} + \frac{6 * My}{T * S^2} \quad q1 = 13.73 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$q2 = \frac{R2 * PP}{T * S} - \frac{6 * My}{T * S^2} \quad q2 = 8.41 \text{ Ton/m}^2 < 16.54 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Datos de Entrada

<u>Columna 1</u>			<u>Columna 2</u>		
$s_1$	0.3	m	$s_2$	0.6	m
$t_1$	0.6	m	$t_2$	0.3	m
$P_{1D}$	16.52	Tonf	$P_{2D}$	32.64	Tonf
$P_{1L}$	7.73	Tonf	$P_{2L}$	7.53	Tonf
$\sigma_s$	20	Tonf/m <sup>2</sup>			
S/C	100	Kgf/m <sup>2</sup>			
$f'_c$	210	Kgf/cm <sup>2</sup>			
$f_y$	4200	Kgf/cm <sup>2</sup>			
$\gamma_c$	2.4	Tonf/m <sup>3</sup>			
$\gamma_s$	1.8	Tonf/m <sup>3</sup>			
$H_f$	1.6	m			
$L_e$	3.6	m			

1) Esfuerzo Neto

$$\sigma_N = 16.54 \text{ Tonf/m}^2$$

Cargas de servicio

P1	24.25	Tonf
P2	40.17	Tonf
Pt	64.42	Tonf

2) Dimensionamiento (Zapata 1 - Exterior)

$A_1$	1.76	m <sup>2</sup>		
$S_1$	1.00	m	Darle un valor	
$T_1$	1.76	m	1.80	m
$A_1$	1.80	m <sup>2</sup>		

3) Dimensionamiento (Viga de Conexión)

$H_v$	0.70	m	0.70	m
$B_v$	0.60	m		
$d_v$	0.64	m		



### Calculo de R1 y R2

Wv	1.01	Tonf/m
R1	29.04	Tonf
R2	39.16	Tonf

### 4) Recalculo de Dimensionamiento (Zapata 1 - Exterior)

A <sub>1</sub>	2.11	m <sup>2</sup>		
S1	1.10	m		
T1	1.92	m	2.10	m
A <sub>1</sub>	2.31	m <sup>2</sup>		

### 5) Dimensionamiento (Zapata 2 - Interior)

A <sub>2</sub>	2.49	m <sup>2</sup>		
S2	1.73	m	1.90	m
T2	1.43	m	2.00	m
A <sub>2</sub>	3.80	m <sup>2</sup>		

### 6) Diseño (Viga de Conección)

#### Cargas Amplificadas

P1u	36.27	Tonf
P2u	58.50	Tonf
Wvu	1.41	Tonf/m

#### Calculo de R1u y W1u

R1u	43.23	Tonf
W1u	39.30	Tonf/m

#### Calculo de R2u y W2u

R2u	56.83	Tonf
W2u	29.91	Tonf/m

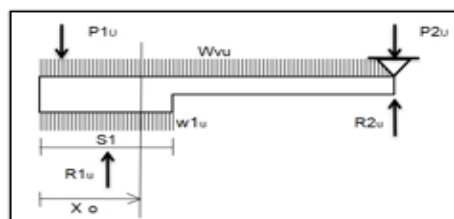
#### Calculo del Momento Máximo

$$Vx = (W1u - Wvu) X_o - P1U = 0$$

$$X_o = 0.96 \text{ m}$$

$$M_{umax} = (W1u - Wvu) \frac{X_o^2}{2} - P1U \left( X_o - \frac{s1}{2} \right)$$

$$M_{umax} = -11.92$$



Ecuación cuadrática para el área de refuerzo:

$$\left( \frac{\varphi f_y^2}{1.7 f_c' b} \right) A_s^2 - (\varphi f_y d) A_s + M_u = 0 \dots (ec4)$$

$\varphi$  : factor de reducción por flexión (0.90)

$M_u$  : Momento último en la sección

$f_y$  : fluencia del acero de refuerzo (4200kgf/cm<sup>2</sup>)

$f_c'$  : resistencia del concreto

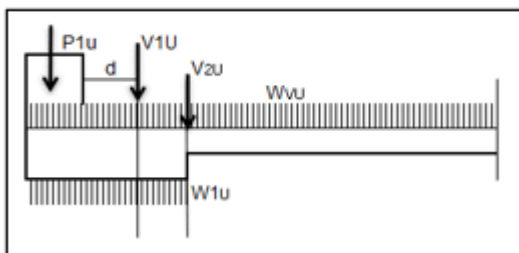
$b$  : ancho de la sección

$A_s$  : área de refuerzo

$d$  : peralte efectivo

k1	741.18				
k2	241920.00				
Mu	1191972.03				
Asup	5.00	cm2	10.14	Usar Amin	4 Ø 3/4"
Ainf	2.50	cm2	10.14	Usar Amin	4 Ø 3/4"
Amin	10.14	cm2			

### Diseño por Corte



$$V1U = (W1U - WVU)(s1 + d) - P1U$$

V1u      -0.66      Tonf      Cumple

$$V2U = (W1U - WVU) * S1 - P1U$$

V2u      5.41      Tonf      Cumple

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

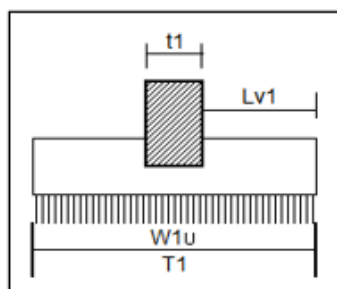
$\phi Vc$       25.07      Tonf

Debido a que se cumple con la relación, solamente es necesario colocar estribos de montaje.

Usar      1 Ø 3/8" : 1 @ 0.05, Rsto @ 0.30 m

### 7) Diseño (Zapata 1 - Exterior)

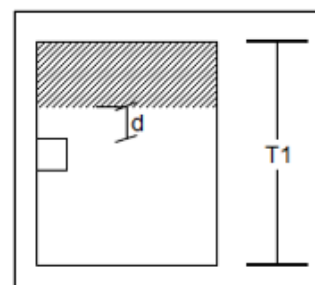
Verificación (Flexión)



$$d = \sqrt{\frac{Mu1}{\phi * f'c * b * \omega1(1 - 0.59\omega1)}}$$

d1      0.17      m

Verificación (Cortante por flexión)



$$W1U = \frac{R1U}{T1}$$

W1u      20.58      Tonf/m

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Mu1 = \frac{W1u * l_{v1}^2}{2}$$

Mu1      5.79      Tonf-m2

$$VV1 = (Lv - d) * W1u$$

d1      0.17      m

$$\rho1 = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy}$$

$\rho1$       0.002

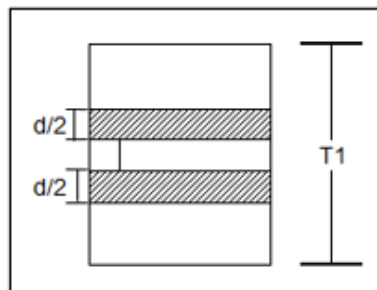
d1      0.25      m

Hzap      0.35      m

$$\omega1 = 2 \rho1 \frac{fy}{f'c}$$

$\omega1$       0.097

### Diseño por Punzonamiento



$$\phi Vc = 0.85 * 1.06 \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$\phi Vc$       71.81      Tonf

$$W1U = \frac{R1U}{T1 * S1}$$

W1u      18.71      Tonf/m2

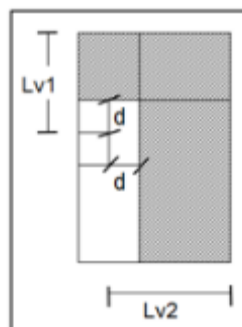
Cumple

$$VV1 = P1u - W1u (t1 + d) S1$$

Vu1      18.77      Tonf

### Diseño por Cortante

En la dirección S



$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

$\phi Vc$       17.95      Tonf

$$Vu1 = W1u (lv1 - d) S1$$

Vu1      10.29      Tonf

Cumple

En la dirección T

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

$\phi Vc$       34.27      Tonf

$$Vu1 = W1u (lv2 - d) T1$$

Vu1      21.61      Tonf

Cumple

### Diseño por Flexión

Ecuación cuadrática para el área de refuerzo:

$$\left( \frac{\phi f_y^2}{1.7 f'_c b} \right) A_s^2 - (\phi f_y d) A_s + M_u = 0 \dots (ec4)$$

$\phi$  : factor de reducción por flexión (0.90)

$f'_c$  : resistencia del concreto

$M_u$  : Momento último en la sección

$b$  : ancho de la sección

$f_y$  : fluencia del acero de refuerzo (4200kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_s$  : área de refuerzo

$d$  : peralte efectivo

k1	404.28	
k2	94500.00	
Mu	578946.02	
As	6.30	cm2
Amin	6.93	cm2

6.93 Usar Amin

En la Dirección S

Usando	Ø 1/2"	
Area	1.29	cm2
Diametro	1.27	cm

6.00 unid

# Varillas 5.37 unid

S 18.75 cm

18.00 cm

Usar 6 Ø 1/2" @ 0.15 m

Amin 13.23 cm2

En la Dirección T

Usando	Ø 1/2"	
Area	1.29	cm2
Diametro	1.27	cm

11.00 unid

# Varillas 10.26 unid

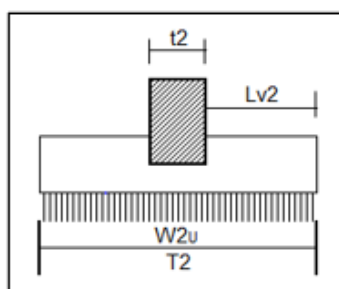
S 19.37 cm

19.00 cm

Usar 11 Ø 1/2" @ 0.15 m

### 8) Diseño (Zapata 2 - Interior)

Verificación (Flexion)



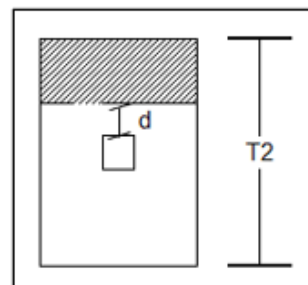
$$d = \sqrt{\frac{Mu2}{\phi * f'c * b * \omega2(1 - 0.59\omega2)}}$$

d2 0.18 m

$$W2U = \frac{R2U}{T2}$$

W2u 28.42 Tonf/m

Verificación (Cortante por flexion)



$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Mu_2 = \frac{W_{2u} * l_{v2}^2}{2}$$

Mu2      10.26      Tonf-m2

$$\rho_2 = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$\rho_2$       0.002

$$\omega_2 = 2 \rho_2 \frac{f_y}{f'c}$$

$\omega_2$       0.097

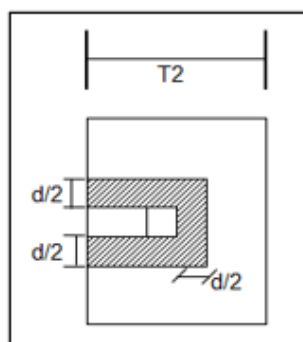
$$Vu_2 = (l_v - d) W_{2u}$$

d2      0.16      m

d2      0.25      m

Hzap      0.35      m

### Diseño por Punzonamiento



$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$\phi V_c$       110.98      Tonf

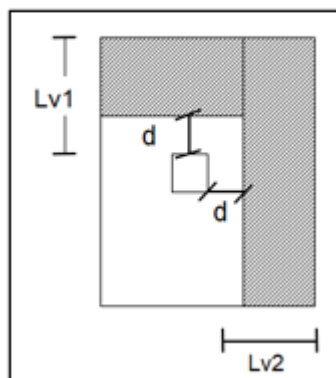
$$W_{2U} = \frac{R_{2U}}{T_2 * S_2}$$

W2u      14.96      Tonf/m2      **Cumple**

$$Vu_2 = P_{2u} - W_{2u} (s_2 + d) \left( \frac{T_2 + s_2 + d}{2} \right)$$

Vu2      42.29      Tonf

### Diseño por Cortante



En la dirección S

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

$\phi V_c$       31.01      Tonf

$$Vu_2 = W_{u2} (lv_1 + d) S_2$$

Vu1      11.37      Tonf

**Cumple**

En la dirección T

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

$\phi V_c$       32.64      Tonf

$$Vu_2 = W_{u2} (lv_2 + d) T_2$$

Vu1      17.95      Tonf

**Cumple**

### Diseño por Flexión

Ecuación cuadrática para el área de refuerzo:

$$\left( \frac{\phi f_y^2}{1.7 f'_c b} \right) A_s^2 - (\phi f_y d) A_s + M_u = 0 \dots (ec4)$$

$\phi$  : factor de reducción por flexión (0.90)

$M_u$  : Momento último en la sección

$f_y$  : fluencia del acero de refuerzo (4200kgf/cm<sup>2</sup>)

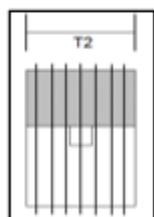
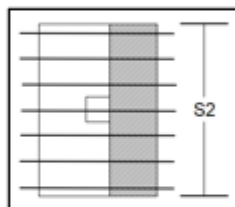
$f'_c$  : resistencia del concreto

$b$  : ancho de la sección

$A_s$  : área de refuerzo

$d$  : peralte efectivo

k1	234.06						
k2	94500.00						
Mu	1026492.43						
As	11.17	cm2	12.60	Usar Amin			
Amin	12.60	cm2					
<b>En la Dirección S</b>							
Usando	Ø 1/2"						
Area	1.29	cm2					
Diametro	1.27	cm					
# Varillas	9.77	unid	10.00	unid			
S	19.30	cm	19.00	cm			
Usar	10 Ø 1/2" @ 0.15 m						
Long (m)	As (cm2)						
2.00	11.17						
1.90	X	As	10.61	cm2	11.97	Usar Amin	
		Amin	11.97	cm2			
<b>En la Dirección T</b>							
Usando	Ø 1/2"						
Area	1.29	cm2					
Diametro	1.27	cm					
# Varillas	9.28	unid	10.00	unid			
S	20.41	cm	20.00	cm			
Usar	10 Ø 1/2" @ 0.20 m						



Ver representación gráfica en el **plano E-2**

### 7.3.7 Diseño de Escalera

#### 1. Predimensionamiento

Paso:  $P = 0.30 \text{ m}$

Contrapaso:  $CP = 0.15 \text{ m}$

Espesor de Garganta:  $t = \frac{LL}{25-20} = < 0.22 - 0.18 > = 20 \text{ cm}$

$$hm = t + a$$

$$a = \frac{P}{2} \sin \phi$$

$$\phi = \arctan \left( \frac{CP}{P} \right) = \arctan \left( \frac{15}{30} \right) = 27^\circ$$

$$hm = t + \frac{P}{2} \sin \phi$$

$$hm = 20 + \frac{30}{2} \sin 27^\circ = 26.81 = 27 \text{ cm}$$

## 2. Metrado de Cargas

### Descanso

#### Carga Muerta

$$\text{Peso Piso Terminado} = 100 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 180 \text{ kg/m}$$

#### Carga Viva

$$S/C = 400 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 720 \text{ kg/m}$$

### Rampa

#### Carga Muerta

$$\text{Peso Propio (Pasos)} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1.8 \text{ m} \times 0.07 \text{ m} = 302.40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso Piso Terminado} = 100 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 180 \text{ kg/m}$$

#### Carga Viva

$$S/C = 400 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 720 \text{ kg/m}$$

### a) DISEÑO PARA TRAMO 1

#### 1. Verificación por Cortante

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 180 \times 17 = 23.50 \text{ Ton}$$

Como se puede ver en los gráficos de cortantes no existe un valor que sea mayor a  $\phi V_c$ .

$$3.57 \leq 23.50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$5.54 \leq 23.50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$3.76 \leq 23.50 \quad \text{CUMPLE}$$

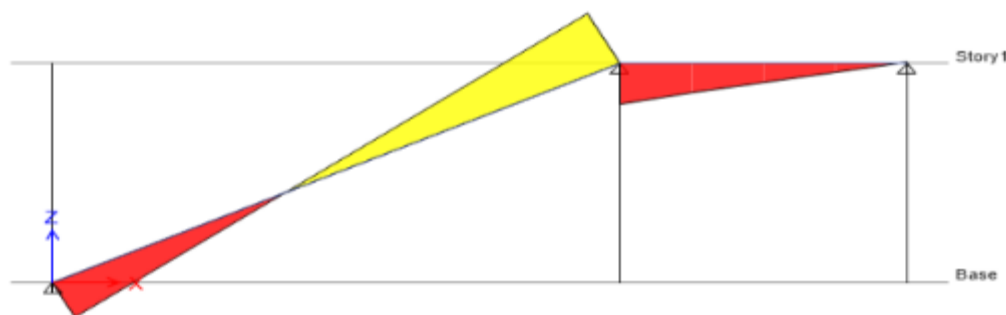


Ilustración 3. Gráfico de la fuerza cortante en la escalera

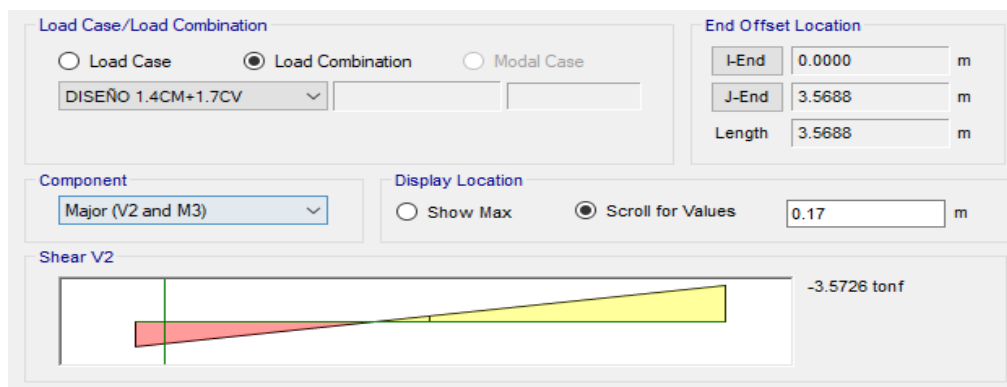


Ilustración 4. Gráfico de la fuerza cortante en la escalera

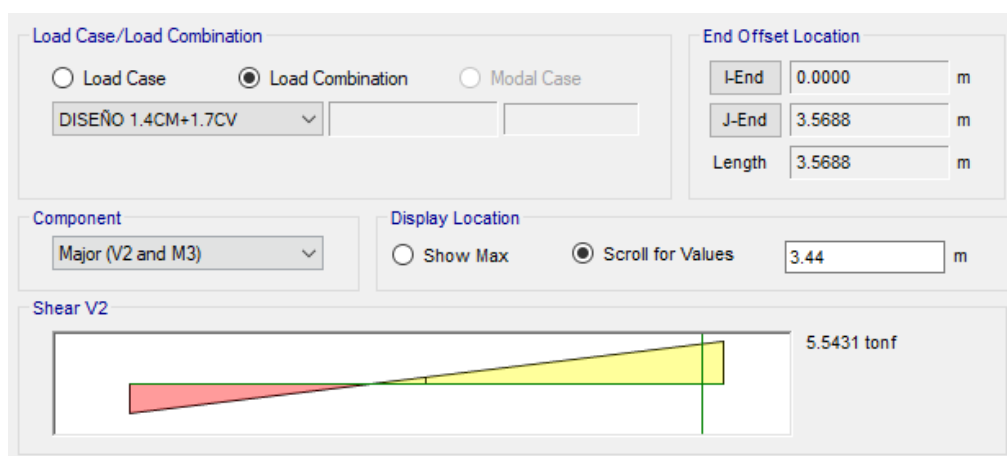


Ilustración 5. Gráfico de la fuerza cortante en la escalera

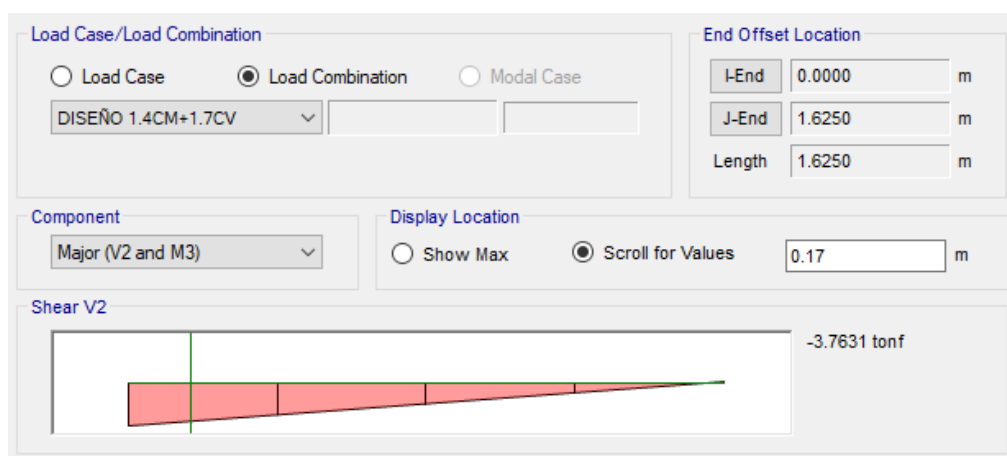


Ilustración 6. Gráfico de la fuerza cortante en la escalera



## 2. Distribución de Acero

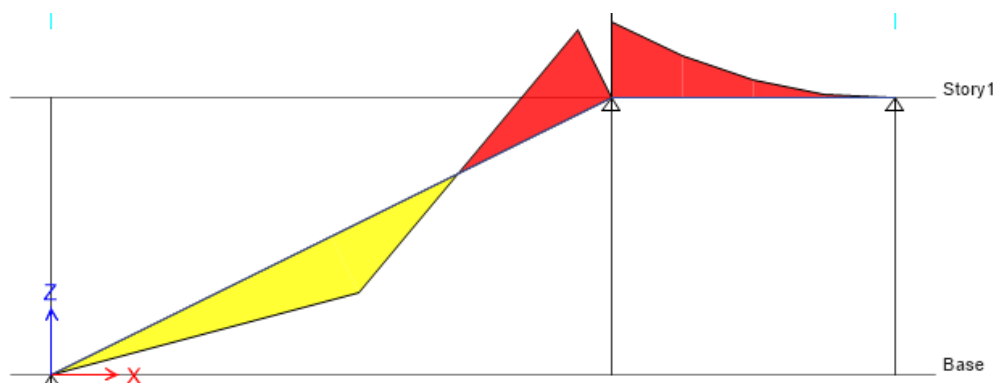


Ilustración 7. Gráfico de momentos en la escalera

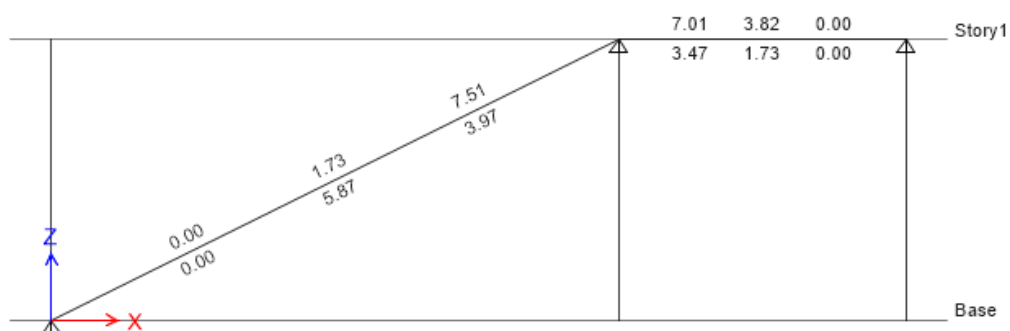


Ilustración 8. Distribución de área de acero en la escalera

$$A_{s \min} = 0.0018 \times 180 \times 17 = 5.51 \text{ cm}^2$$

### Diseño de Acero Longitudinal

#### Acero inferior (+)

$$A_s = 5.87 \text{ cm}^2$$

Usando Varillas 3/8"

$$\# \text{ Varillas} = \frac{5.87}{0.71} = 8.26 = 9 \text{ unid}$$

$$S = \frac{180 - 2 \times 4 + 0.953}{9 - 1} = 21.62 = 20 \text{ cm}$$

ϕ 3/8" @ 20 cm

#### Acero superior (-)

$$A_s = 7.51 \text{ cm}^2$$

Usando Varillas 3/8"

$$\# \text{ Varillas} = \frac{7.51}{0.71} = 10.58 = 11 \text{ unid}$$

$$S = \frac{180 - 2 \times 4 + 0.953}{11 - 1} = 17.29 = 15 \text{ cm}$$

ϕ 3/8" @ 15 cm

### Diseño de Acero Transversal

$$A_{st} = 0.0018 \times 180 \times 20 = 6.48 \text{ cm}^2$$

Usando Varillas 3/8"

$$\# \text{ Varillas} = \frac{6.48}{0.71} = 9.13 = 10 \text{ unid}$$

$$S = \frac{180 - 2 \times 4 + 0.953}{10 - 1} = 19.22 = 15 \text{ cm}$$

$\phi$  3/8" @ 15 cm

### b) DISEÑO PARA TRAMO 2

#### 1. Verificación por Cortante

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 180 \times 17 = 23.50 \text{ Ton}$$

Como se puede ver en los gráficos de cortantes no existe un valor que sea mayor a  $\phi V_c$ .

$$0.03 \leq 23.50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$3.93 \leq 23.50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$5.19 \leq 23.50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$4.03 \leq 23.50 \quad \text{CUMPLE}$$

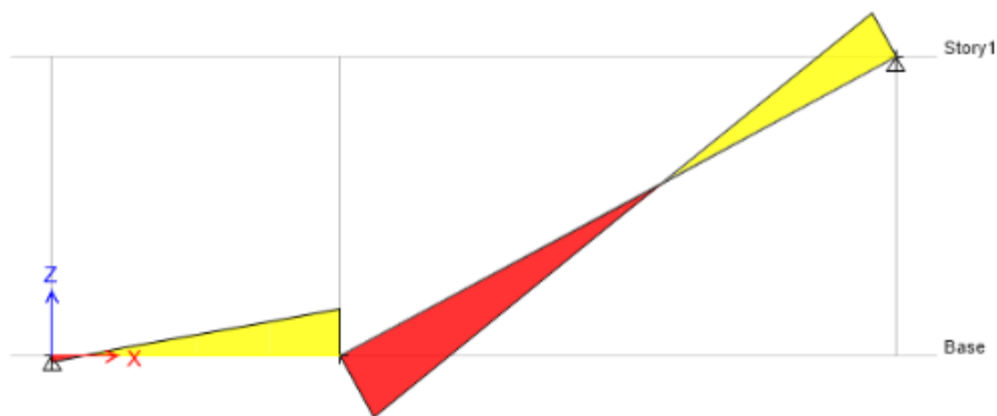


Ilustración 9. Gráfico de diagrama de cortantes

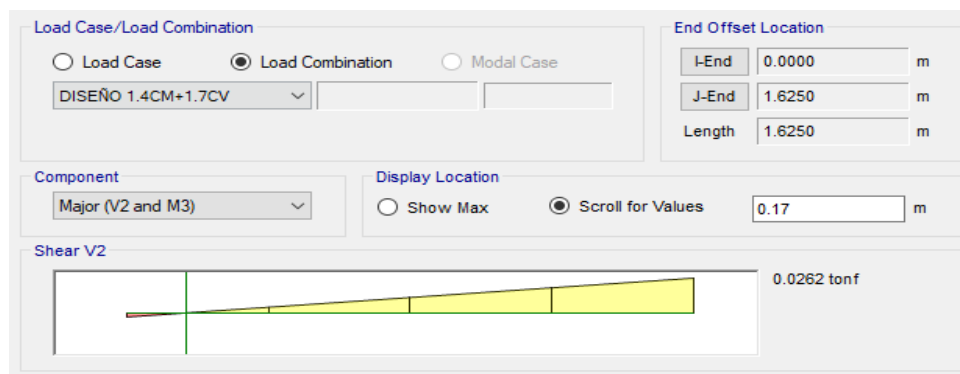


Ilustración 10. Fuerza cortante en la escalera

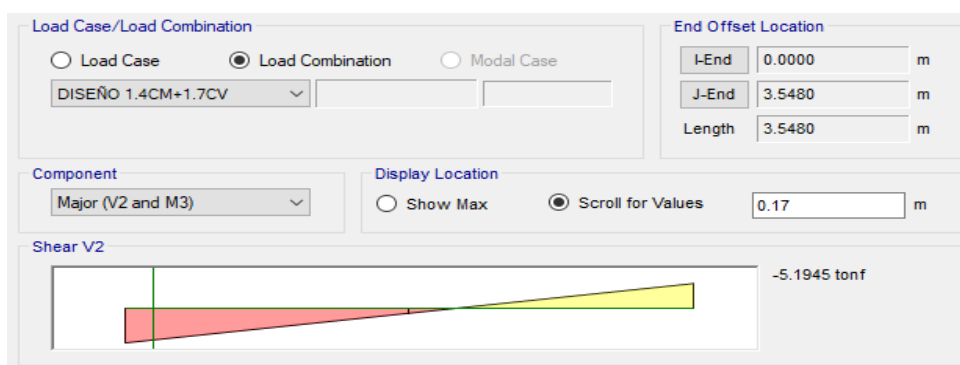


Ilustración 11. Fuerza cortante en la escalera

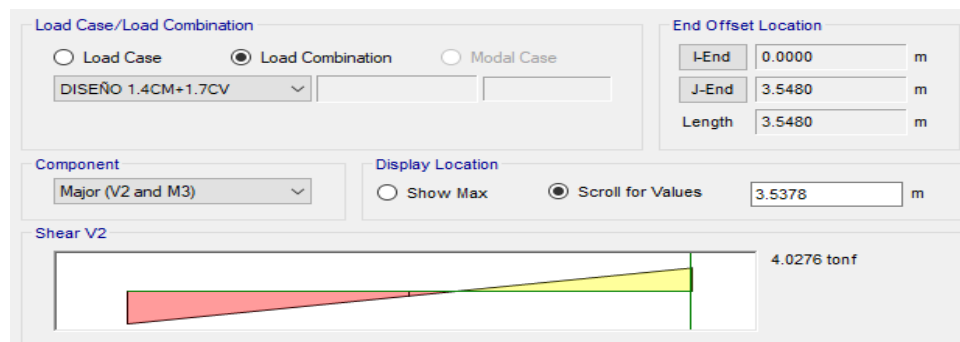


Ilustración 12. Fuerza cortante en la escalera

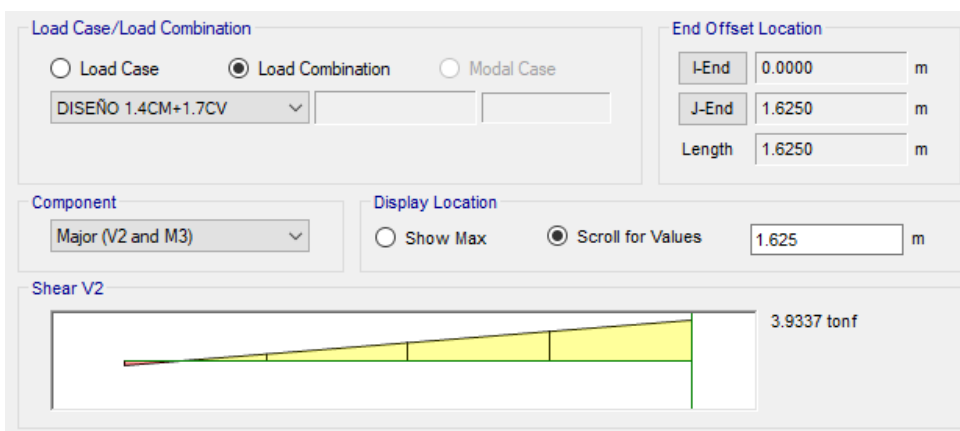


Ilustración 13. Fuerza cortante en la escalera

### 3. Distribución de Acero

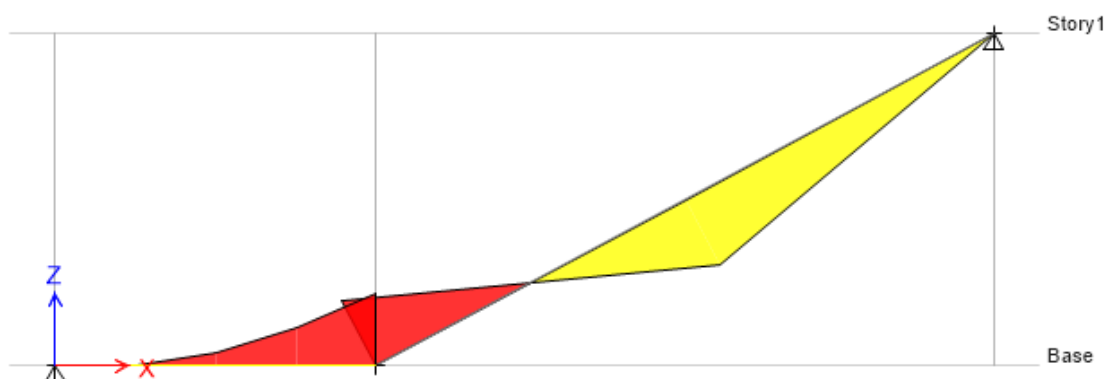


Ilustración 14. Grafica de momentos en la escalera

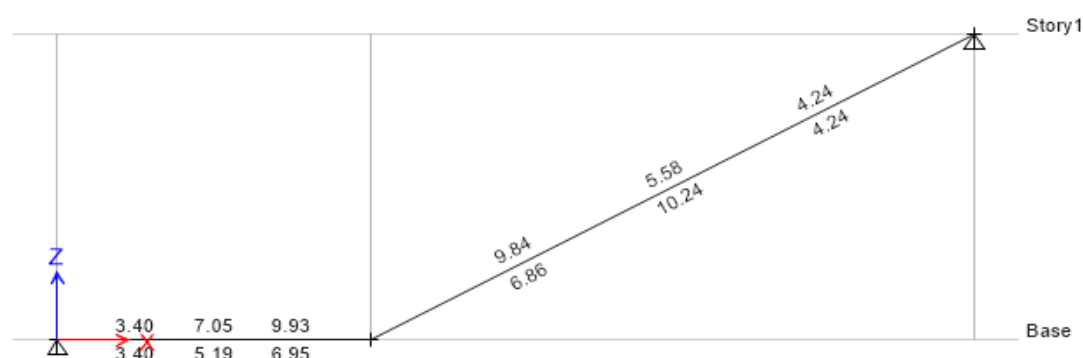


Ilustración 15. Grafica de distribución de áreas de acero

$$A_{s \min} = 0.0018 \times 180 \times 17 = 5.51 \text{ cm}^2$$

#### Diseño de Acero Longitudinal

##### Acero inferior (+)

$$A_s = 10.24 \text{ cm}^2$$

Usando Varillas 1/2"

$$\# \text{ Varillas} = \frac{10.24}{1.29} = 7.94 = 8 \text{ unid}$$

$$S = \frac{180 - 2 \times 4 + 1.270}{8 - 1} = 24.75 = 20 \text{ cm}$$

ϕ 1/2" @ 20 cm

##### Acero superior (-)

$$A_s = 9.93 \text{ cm}^2$$

Usando Varillas 1/2"

$$\# \text{ Varillas} = \frac{9.93}{1.29} = 8.64 = 9 \text{ unid}$$

$$S = \frac{180 - 2 \times 4 + 1.270}{9 - 1} = 21.66 = 20 \text{ cm}$$

$\phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$

Diseño de Acero Transversal

$$A_{st} = 0.0018 \times 180 \times 20 = 6.48 \text{ cm}^2$$

*Usando Varillas 3/8"*

$$\# \text{ Varillas} = \frac{6.48}{0.71} = 9.13 = 10 \text{ unid}$$

$$S = \frac{180 - 2x4 + 0.953}{10 - 1} = 19.22 = 15 \text{ cm}$$

$\phi 3/8" @ 15 \text{ cm}$

Ver representación gráfica en el **plano E-1**

## 8. Evaluación de impactos (Matriz de riesgo)

Tabla 11. Niveles de Probabilidad

Niveles de probabilidad	
Muy probable	Es casi seguro que el evento a suceder
probable	Es más probable a que el evento suceda a que no suceda
eventual	Es más probable a que el evento NO suceda a que suceda
remota	Posibilidad rara a que suceda

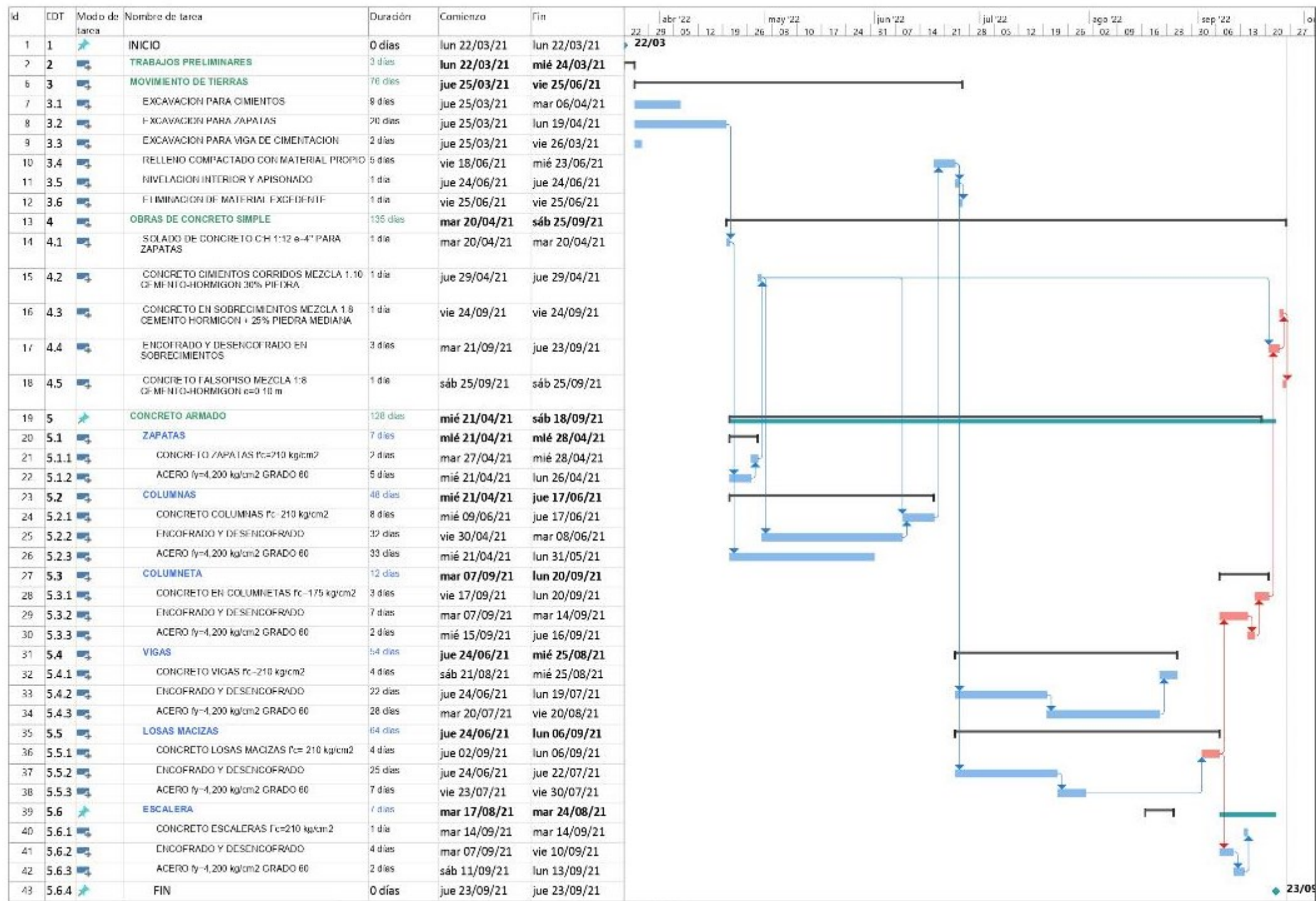
Tabla 12. Niveles de Impacto

Niveles de Impacto	
CRÍTICO	Es casi seguro que el evento a suceder
MAYOR	Es más probable a que el evento suceda a que no suceda
MODERADO	Es más probable a que el evento NO suceda a que suceda
MENOR	Posibilidad rara a que suceda
INSIGNIFICANTE	Posibilidad de que casi nunca suceda

Tabla 13. Evaluación final de riesgo

CATEGORÍA	Evaluación final de Riesgo					Total, de Riesgo identificados
	Muy bajo	bajo	medio	alto	critico	
SEGURIDAD			2	2		4
TECNICOS				5	1	6
OPERATIVOS				1	1	2
LEGALES				1		1
TOTAL	0	0	2	9	2	13

IDENTIFICACIÓN DE LOS RIESGOS				ANÁLISIS DEL ESCENARIO		ANÁLISIS DE PROBABILIDAD	ANÁLISIS DE IMPACTO				
CODIGO	CATEGORIA/ AREA	Evento de Riesgo	Causa	Consecuencia	controles / acciones para mitigar	Probabilidad de Ocurrencia	Financiero	Salud y seguridad	Social	Legal	Mayor criticidad
P-1	SEGURIDAD	Personal infectado de Covid 19	Falta de plan y medidas Sanitarias de Covid	Desequilibrio de personal, mayor Probabilidad de contagio a los personales	Elaborar un plan sanitario Covid	Muy probable	Insignificante	Mayor			Alto
P-2	TÉCNICO	Paralización de obra	Incumplimiento en el avance de acuerdo con el cronograma	Realizar cronograma de avance acelerado	Cronograma bien elaborado	Probable	Mayor		Moderado		Alto
P-3	SEGURIDAD	Golpes-Caídas	Falta de señalización, uso inadecuado de EPPS	Accidente --muerte	Señalización correcta en obra – control de uso de EPPS en los personales – Charlas de seguridad laboral	Eventual		Menor			Medio
P-4	SEGURIDAD	Cortaduras-Atropellamiento	Falta de equipo con guardas	Accidente	Revisión de guardas en equipos menores	Remoto		Menor			Medio
P-5	TECNICOS	Sobre Costos si no se definen bien los Costos de seguridad según la Norma Sanitaria	Los costos considerados en seguridad son muy mínimos	Mayor costo	Preparación de planes de seguridad con legislación actual	Probable	Crítico				Muy alto
P-6	TECNICOS	Fractura o patología en la columna o viga de concreto	No se encuentra diseños de mezclas adecuados	Reclamo del cliente	Solicitar diseño, en el caso no haiga se debe solicitar realizarlo según las especificaciones del diseño acompañado de una memoria de cálculo	Eventual	Menor			Mayor	Alto
P-7	TECNICOS	Escasa información sobre los estudios del suelo.	Muestras de Calicatas no representativas	Mal diseño de cimientos	Solicitar estudios de suelos.	Remoto	Moderado			Mayor	Alto
P-8	TECNICOS	Sobrecosto por actualización de precios de la Mano de Obra, materiales, subcontratos, alquiler de equipo etc.	Debido a la implementación de seguridad frente al Covid, El costo de los recursos se ha incrementado	Aumento en el presupuesto	Actualizar con fórmula polinómica	Probable	Mayor				Alto
P-9	TECNICOS	Sobrecosto por tipo de cambio	crecimiento de precio del dólar	Aumento en el presupuesto	Actualizar con fórmula polinómica	Probable	Mayor				Alto
P-10	TECNICOS	Mayores o menores gastos generales	Es necesario desagregar los gastos generales que el contratista ha presentado	Aumento en el presupuesto	Asignar un presupuesto extra si no se cuenta un gasto general desagregado que incluya los gastos mínimos durante su ejecución	Eventual	Mayor				Alto
P-11	OPERATIVOS	Equipos de mano de obra escaza	Alta demanda de proyectos en la zona	Paralización de obra, Ampliación de plazo	Contratar mano calificada no locales	Probable	Moderado		Crítico		Muy alto
P-12	OPERATIVOS	Proveedores y Contratistas escasos para las partidas de trabajo	Alta demanda de proyectos en la zona	Paralización de obra, Ampliación de plazo	Realizar contratos externos	Probable	Moderado		Mayor		Alto
P-13	LEGALES	Multas por incumplimiento de licencias	Empezar la obra sin tener licencia de edificación	Paralización de obra	Regularizar las licencias y permisos pendientes para la continuidad de la ejecución	Eventual	Menor			Mayor	Alto





## Presupuesto

Presupuest 0103 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA  
SORIANO EN PERENÉ, CHANCHAMAYO - JUNIN  
Cliente MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PERENÉ C 02/11/2020  
Lugar JUNIN - CHANCHAMAYO - PERENE

Item	Descripción	Metrado	Precio	Parcial
01	ESTRUCTURAS			347,461.
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES			1,412.51
01.01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	31.90	4.01	127.92
01.01.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO PRELIMINAR	212.68	4.09	869.86
01.01.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	212.68	1.95	414.73
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS			13,225.1
01.02.01	EXCAVACION PARA CIMIENTOS	20.05	64.19	1,287.01
01.02.02	EXCAVACION PARA ZAPATAS	110.15	64.19	7,070.53
01.02.03	EXCAVACION PARA VIGA DE CIMENTACION	3.19	64.19	204.77
01.02.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	79.62	40.58	3,230.98
01.02.05	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	187.99	6.16	1,158.02
01.02.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	59.15	4.63	273.86
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE			6,967.13
01.03.01	SOLADO DE CONCRETO C:H 1:12 e=4" PARA ZAPATAS	18.22	28.01	510.34
01.03.02	CONCRETO CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	15.33	172.81	2,649.18
01.03.03	CONCRETO EN SOBRECIMENTOS MEZCLA 1:8 CEMENTO HORMIGON + 25% PIEDRA MEDIANA	7.66	265.99	2,037.48
01.03.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SOBRECIMENTOS	28.55	56.90	1,624.50
01.03.05	CONCRETO FALSOPISO MEZCLA 1:8 CEMENTO-HORMIGON e=0.10 m	5.36	27.17	145.63
01.04	CONCRETO ARMADO			325,856.
01.04.01	ZAPATAS			19,919.2
01.04.01.01	CONCRETO ZAPATAS f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	35.57	329.27	11,712.1
01.04.01.02	ACERO f <sub>y</sub> =4,200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	1,011.9	8.11	8,207.16
01.04.02	COLUMNAS			116,896.
01.04.02.01	CONCRETO COLUMNAS f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	54.97	484.10	26,610.9
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	441.44	56.90	25,117.9
01.04.02.03	ACERO f <sub>y</sub> =4,200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	8,035.4	8.11	65,167.2
01.04.03	COLUMNETA			8,346.84
01.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNETAS f <sub>c</sub> =175 kg/cm <sup>2</sup>	3.96	302.22	1,196.79
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	84.48	56.90	4,806.91
01.04.03.03	ACERO f <sub>y</sub> =4,200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	288.92	8.11	2,343.14
01.04.04	VIGAS			93,251.2
01.04.04.01	CONCRETO VIGAS f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	54.30	364.45	19,789.6
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	296.20	56.90	16,853.7
01.04.04.03	ACERO f <sub>y</sub> =4,200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	6,980.0	8.11	56,607.8
01.04.05	LOSAS MACIZAS			78,473.8
01.04.05.01	CONCRETO LOSAS MACIZAS f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>	77.67	364.45	28,306.8
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	647.92	56.90	36,866.6
01.04.05.03	ACERO f <sub>y</sub> =4,200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	1,640.0	8.11	13,300.4
01.04.06	ESCALERA			8,969.02
01.04.06.01	CONCRETO ESCALERAS f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	9.32	353.58	3,295.37
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	52.20	56.90	2,970.18
01.04.06.03	ACERO f <sub>y</sub> =4,200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	333.35	8.11	2,703.47
	COSTO DIRECTO			347,461.24
	GASTOS GENERALES 10%			
	UTILIDAD (10%)			34,746.12
	SUBTOTAL			416,953.48
	PLAN COVID			19,110.37
	IGV			75,051.63
	TOTAL PRESUPUESTO			511,115.48



Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO

Partida	01.02.02	(010104010311-0103001-01)	EXCAVACION PARA ZAPATAS				
					Costo unitario directo por:	m3	64.19
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.3200	23.44	7.50
0101010005	PEON			hh	3.2000	16.76	53.63
61.13							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		3.06	3.06
3.06							
Partida	01.02.03	(010104010312-0103001-01)	EXCAVACION PARA VIGA DE CIMENTACION				
					Costo unitario directo por:	m3	64.19
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.3200	23.44	7.50
0101010005	PEON			hh	3.2000	16.76	53.63
61.13							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		3.06	3.06
3.06							
Partida	01.02.04	(010104020201-0103001-01)	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO				
					Costo unitario directo por:	m3	40.58
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.2000	23.44	4.69
0101010005	PEON			hh	2.0000	16.76	33.52
38.21							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		1.91	1.91
03014700010012	PISON MANUAL			und	0.0230	20.00	0.46
2.37							
Partida	01.02.05	(010104040101-0103001-01)	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO				
					Costo unitario directo por:	m2	6.16
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.0040	23.44	0.09
0101010004	OFICIAL			hh	0.0400	18.53	0.74
0101010005	PEON			hh	0.2400	16.76	4.02
4.85							
Materiales							
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"			kg	0.0100	6.50	0.07
0.07							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		0.24	0.24
0301100007	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 4 HP			hm	0.0400	25.00	1.00
1.24							

Análisis de precios unitarios

Presupuesto
 0103001
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO

Partida	01.02.06	(010601080501-0103001-01)	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE		Costo unitario directo por:	m3	4.63
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.0016	23.44	0.04
0101010004	OFICIAL			hh	0.0160	18.53	0.30
0101010005	PEON			hh	0.0160	16.76	0.27
0.61							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		0.02	0.02
0301160001	CARGADOR FRONTAL			hm	0.0160	150.00	2.40
03012200040001	CAMION VOLQUETE DE 15 m3			hm	0.0160	100.00	1.60
4.02							

Partida	01.03.01	(010306020702-0103001-01)	SOLADO DE CONCRETO C:H 1:12 e=4" PARA ZAPATAS		Costo unitario directo por:	m2	28.01
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.2000	23.44	4.69
0101010004	OFICIAL			hh	0.1000	18.53	1.85
0101010005	PEON			hh	0.6000	16.76	10.06
16.60							
Materiales							
0207030001	HORMIGON			m3	0.0900	28.00	2.52
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)			bol	0.2700	21.32	5.76
8.28							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		0.83	0.83
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO			hm	0.1000	23.00	2.30
3.13							

Partida	01.03.02	(010105010110-0103001-01)	CONCRETO CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA		Costo unitario directo por:	m3	172.81
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.3200	23.44	7.50
0101010004	OFICIAL			hh	0.6400	18.53	11.86
0101010005	PEON			hh	2.5600	16.76	42.91
62.27							
Materiales							
0207010006	PIEDRA GRANDE DE 8"			m3	0.5000	30.00	15.00
0207030001	HORMIGON			m3	0.8300	28.00	23.24
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)			bol	2.9000	21.32	61.83
100.07							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		3.11	3.11
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO			hm	0.3200	23.00	7.36
10.47							

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO

Partida	01.03.03	(010105010205-0103001-01)	CONCRETO EN SOBRECIMENTOS MEZCLA 1:8 CEMENTO HORMIGON + 25% PIEDRA MEDIANA				
Costo unitario directo por:						m3	265.99
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.6667	23.44	15.63
0101010004	OFICIAL			hh	1.3333	18.53	24.71
0101010005	PEON			hh	5.3333	16.76	89.39
							129.73
Materiales							
0207010005	PIEDRA MEDIANA			m3	0.4200	28.00	11.76
0207030001	HORMIGON			m3	0.8500	28.00	23.80
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)			bol	3.7000	21.32	78.88
							114.44
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		6.49	6.49
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO			hm	0.6667	23.00	15.33
							21.82

Partida	01.03.04	(010106010204-0103001-01)	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SOBRECIMENTOS				
Costo unitario directo por:						m2	56.90
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.5714	23.44	13.39
0101010004	OFICIAL			hh	0.5714	18.53	10.59
0101010005	PEON			hh	0.2857	16.76	4.79
							28.77
Materiales							
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8			kg	0.2600	6.50	1.69
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"			kg	0.1300	6.50	0.85
0231010003	MADERA ROBLE NACIONAL			p2	4.8300	5.00	24.15
							26.69
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		1.44	1.44
							1.44

Partida	01.03.05	(010105011201-0103001-01)	CONCRETO FALSOPISO MEZCLA 1:8 CEMENTO-HORMIGON e=0.10 m				
Costo unitario directo por:						m2	27.17
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO			hh	0.1333	23.44	3.12
0101010004	OFICIAL			hh	0.0667	18.53	1.24
0101010005	PEON			hh	0.5333	16.76	8.94
							13.30
Materiales							
0207030001	HORMIGON			m3	0.1260	28.00	3.53
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)			bol	0.3780	21.32	8.06
							11.59
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		0.67	0.67
03010600020004	REGLA DE ALUMINIO DE 1 1/2"X3"X6 m			und	0.0010	80.00	0.08
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO			hm	0.0667	23.00	1.53
							2.28

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO

Partida	01.04.01.01	(010105011101-0103001-01)	CONCRETO ZAPATAS f'c=210 kg/cm2			
			Costo unitario directo por:		m3	329.27
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	0.6400	23.44	15.00
0101010004	OFICIAL		hh	0.6400	18.53	11.86
0101010005	PEON		hh	2.5600	16.76	42.91
						69.77
Materiales						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"		m3	0.5300	45.00	23.85
02070200010002	ARENA GRUESA		m3	0.5200	26.00	13.52
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol	9.7300	21.32	207.44
						244.81
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.49	3.49
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"		hm	0.3200	12.00	3.84
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO		hm	0.3200	23.00	7.36
						14.69
Partida	01.04.01.02	(010714000001-0103001-01)	ACERO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60			
			Costo unitario directo por:		kg	8.11
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	0.0320	23.44	0.75
0101010004	OFICIAL		hh	0.0320	18.53	0.59
						1.34
Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg	0.0600	6.50	0.39
02040300010032	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg	1.0700	5.90	6.31
						6.70
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.07	0.07
						0.07
Partida	01.04.02.01	(010105010402-0103001-01)	CONCRETO COLUMNAS f'c=210 kg/cm2			
			Costo unitario directo por:		m3	484.10
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.6000	23.44	37.50
0101010004	OFICIAL		hh	1.6000	18.53	29.65
0101010005	PEON		hh	8.0000	16.76	134.08
						201.23
Materiales						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"		m3	0.5300	45.00	23.85
02070200010002	ARENA GRUESA		m3	0.5200	26.00	13.52
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol	9.7300	21.32	207.44
						244.81
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		10.06	10.06
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"		hm	0.8000	12.00	9.60
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO		hm	0.8000	23.00	18.40
						38.06

Presupuesto	0103001	DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO
-------------	---------	--

Partida	01.04.02.02	(010313090202-0103001-01)	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	Costo unitario directo por:	m2	56.90
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.5714	23.44	13.39	
0101010004	OFICIAL	hh	0.5714	18.53	10.59	
0101010005	PEON	hh	0.2857	16.76	4.79	
						28.77
Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	0.2600	6.50	1.69	
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	0.1300	6.50	0.85	
0231010003	MADERA ROBLE NACIONAL	p2	4.8300	5.00	24.15	
						26.69
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		1.44	1.44	
						1.44
Partida	01.04.02.03	(010714000001-0103001-01)	ACERO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	Costo unitario directo por:	kg	8.11
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	23.44	0.75	
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	18.53	0.59	
						1.34
Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg	0.0600	6.50	0.39	
02040300010032	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1.0700	5.90	6.31	
						6.70
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.07	0.07	
						0.07
Partida	01.04.03.01	(010105010403-0103001-01)	CONCRETO EN COLUMNETAS f'c=175 kg/cm2	Costo unitario directo por:	m3	302.22
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.8000	23.44	18.75	
0101010004	OFICIAL	hh	0.4000	18.53	7.41	
0101010005	PEON	hh	2.4000	16.76	40.22	
						66.38
Materiales						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.5500	45.00	24.75	
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.5400	26.00	14.04	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	8.4300	21.32	179.73	
						218.52
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.32	3.32	
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	0.4000	12.00	4.80	
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO	hm	0.4000	23.00	9.20	
						17.32

Análisis de precios unitarios

Presupuesto
 0103001
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO

Partida	01.04.03.02	(010313090202-0103001-01)	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			
			Costo unitario directo por:		m2	56.90
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	0.5714	23.44	13.39
0101010004	OFICIAL		hh	0.5714	18.53	10.59
0101010005	PEON		hh	0.2857	16.76	4.79
						28.77
Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg	0.2600	6.50	1.69
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg	0.1300	6.50	0.85
0231010003	MADERA ROBLE NACIONAL		p2	4.8300	5.00	24.15
						26.69
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		1.44	1.44
						1.44

Partida	01.04.03.03	(010714000001-0103001-01)	ACERO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60			
			Costo unitario directo por:		kg	8.11
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	0.0320	23.44	0.75
0101010004	OFICIAL		hh	0.0320	18.53	0.59
						1.34
Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg	0.0600	6.50	0.39
02040300010032	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg	1.0700	5.90	6.31
						6.70
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.07	0.07
						0.07

Partida	01.04.04.01	(010105010502-0103001-01)	CONCRETO VIGAS f'c=210 kg/cm2			
			Costo unitario directo por:		m3	364.45
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	0.8000	23.44	18.75
0101010004	OFICIAL		hh	0.8000	18.53	14.82
0101010005	PEON		hh	4.0000	16.76	67.04
						100.61
Materiales						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"		m3	0.5300	45.00	23.85
02070200010002	ARENA GRUESA		m3	0.5200	26.00	13.52
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol	9.7300	21.32	207.44
						244.81
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.03	5.03
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"		hm	0.4000	12.00	4.80
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO		hm	0.4000	23.00	9.20
						19.03



Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO

Partida	01.04.04.02	(010313090202-0103001-01)	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO			Costo unitario directo por:	m2	56.90
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO		hh	0.5714	23.44	13.39		
0101010004	OFICIAL		hh	0.5714	18.53	10.59		
0101010005	PEON		hh	0.2857	16.76	4.79		
28.77								
Materiales								
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg	0.2600	6.50	1.69		
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg	0.1300	6.50	0.85		
0231010003	MADERA ROBLE NACIONAL		p2	4.8300	5.00	24.15		
26.69								
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		1.44	1.44		
1.44								
Partida	01.04.04.03	(010714000001-0103001-01)	ACERO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60			Costo unitario directo por:	kg	8.11
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO		hh	0.0320	23.44	0.75		
0101010004	OFICIAL		hh	0.0320	18.53	0.59		
1.34								
Materiales								
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg	0.0600	6.50	0.39		
02040300010032	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg	1.0700	5.90	6.31		
6.70								
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.07	0.07		
0.07								
Partida	01.04.05.01	(010105011803-0103001-01)	CONCRETO LOSAS MACIZAS f'c= 210 kg/cm2			Costo unitario directo por:	m3	364.45
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO		hh	0.8000	23.44	18.75		
0101010004	OFICIAL		hh	0.8000	18.53	14.82		
0101010005	PEON		hh	4.0000	16.76	67.04		
100.61								
Materiales								
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"		m3	0.5300	45.00	23.85		
02070200010002	ARENA GRUESA		m3	0.5200	26.00	13.52		
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol	9.7300	21.32	207.44		
244.81								
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.03	5.03		
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"		hm	0.4000	12.00	4.80		
0301290003	MEZCLADORA DE CONCRETO		hm	0.4000	23.00	9.20		
19.03								



## Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0103001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO DEL PABELLÓN N° 03 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA RICARDO PALMA SORIANO

Partida 01.04.06.02 (010313090202-0103001-01) ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Costo unitario directo por: m2 56.90

Código Descripción Recurso Unidad Cantidad Precio S/. Parcial S/.

## Mano de Obra

0101010003 OPERARIO hh 0.5714 23.44 13.39

0101010004 OFICIAL hh 0.5714 18.53 10.59

0101010005 PEON hh 0.2857 16.76 4.79

28.77

## Materiales

02040100010001 ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8 kg 0.2600 6.50 1.69

02041200010005 CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3" kg 0.1300 6.50 0.85

0231010003 MADERA ROBLE NACIONAL p2 4.8300 5.00 24.15

26.69

## Equipos

0301010006 HERRAMIENTAS MANUALES %mo 1.44 1.44

1.44

Partida 01.04.06.03 (010714000001-0103001-01) ACERO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60

Costo unitario directo por: kg 8.11

Código Descripción Recurso Unidad Cantidad Precio S/. Parcial S/.

## Mano de Obra

0101010003 OPERARIO hh 0.0320 23.44 0.75

0101010004 OFICIAL hh 0.0320 18.53 0.59

1.34

## Materiales

02040100010002 ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16 kg 0.0600 6.50 0.39

02040300010032 ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60 kg 1.0700 5.90 6.31

6.70

## Equipos

0301010006 HERRAMIENTAS MANUALES %mo 0.07 0.07

0.07

## 9. Modelación de la información de la infraestructura



Ilustración 16. Grafica tridimensional de la estructuración de la Institución educativa.

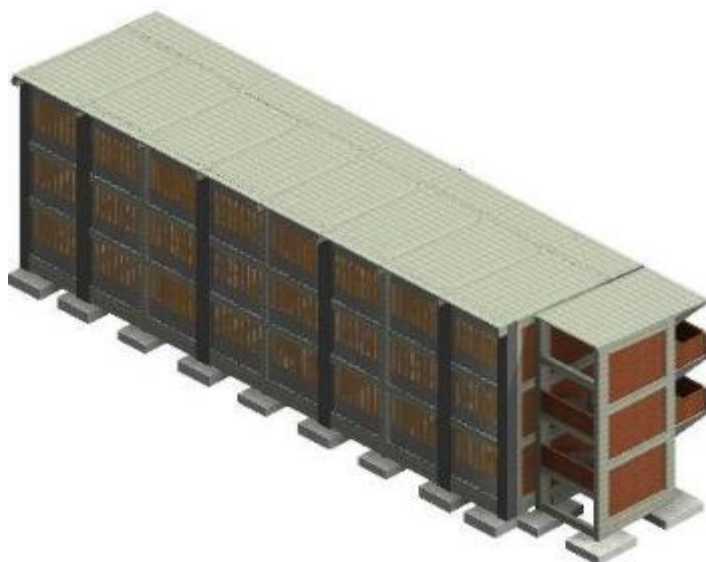


Ilustración 17. Modelo tridimensional vista posterior de la Institución educativa



Ilustración 18. Modelo tridimensional de vista frontal de la Institución educativa

## 10. Análisis de resultados y conclusiones

Se realizó el estudio de diseño en concreto armado de los elementos estructurales de una institución educativa de 3 niveles con un sistema estructural de pórtico, ubicada en el distrito de Perené, Chanchamayo – Junín, en el cual se concluyó que:

- El costo total del proyecto está estimado en un total de 511,115.48 soles con un área techada de 271 m<sup>2</sup>, y un tiempo de ejecución estimada de 06 meses.
- Del análisis sísmico se obtuvieron las propiedades dinámicas de la estructura, siendo estas, el periodo fundamental de 0.279 segundos en la dirección de la abscisa y ordenada, las distorsiones máximas de 0.0066 en la dirección x-x y 0.006 en la dirección y-y, dígitos que satisfacen la distorsión inelástica de 0.007 de la Norma E.030.
- El sistema estructural del presente proyecto no presenta irregularidad en planta y altura debido a la simetría y continuidad de las columnas.
- Del análisis estático y dinámico se concluye que los elementos estructurales horizontales y verticales de la institución educativa del primer nivel sufren mayores esfuerzos cortantes y momentos flectores.
- Se identificó un total de 13 riesgos en la evaluación de impactos y riesgos que ayudarán a prevenir que sucedan factores externos (legales, técnicos, operativos) durante la ejecución del proyecto.

## 11. Recomendaciones

- Para el diseño de las cimentaciones se recomienda realizar un correcto estudio de mecánica de suelos para verificar si los parámetros de diseño de los estudios referenciales cumplen con la Norma E050.
- En toda estructura que pertenece a la categoría de edificaciones esenciales según el capítulo 3, artículo 3.1 de la norma E.030; se recomienda realizar el análisis sísmico de diseño para garantizar el desempeño de la estructura frente a un evento sísmico.
- En la actualidad, en el presupuesto del proyecto se debe incluir el Plan Covid para garantizar el cuidado de salud de todos los trabajadores.

- Es necesario realizar el análisis de riesgos con la finalidad de identificar las acciones necesarias de mitigación y evitar que las amenazas externas tengan un mayor impacto en el desarrollo del proyecto.

## 12. Referencias

- Astorga Mendizábal, M. A., & Aguilar Velez, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones*. Lima: PUCP.
- Ayala, D., Galasso, C., Nassirpour, A., Kumar Adhikari, R., Yamin, L., Fernandez, R., . . . Orieta, A. (2020). International Journal of Disaster Risk Reduction. *El Sevier*. Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2212420919309306#bib9>
- Blanco Blasco, A. (s.f.). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Capitulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima.
- Castillo Galván, D. (2007). *Plan de Desarrollo Concertado de la Provincia de Chanchamayo 2007-2016*. Chanchamayo.
- Castro Pérez, M., & Morales Ramirez, M. E. (2015). Los ambientes de aula que promueven el aprendizaje, desde la perspectiva de los niños y niñas escolares. *Educare*, 1-32. Obtenido de <https://www.redalyc.org/pdf/1941/194140994008.pdf>
- Cisneros, R. (2017). *Analisis y diseño de edificaciones con ETABS*. Ayacucho.
- Estructuralia. (26 de Marzo de 2020). *5 herramientas de aplicación BIM*. Obtenido de <https://blog.structuralia.com/5-software-bim-que-deberias-conocer>
- Instituto Nacional de Estadística y Informatica. (2018). *Principales Resultados de la Encuesta Nacional a las instituciones Educativas de nivel inicial, primaria y secundaria*. Lima.
- MINEDU. (2017). *Plan Nacional de Infraestructura Educativa*. Lima.
- MINEDU. (2018). *Educacion en el Perú*. Lima.
- Ministerio de Economía y Finanzas. (2019). *Plan Nacional de Infraestructura para la competitividad*. Lima.
- UNICEF. (28 de Octubre de 2018). *SULAWESI EARTHQUAKE & TSUNAMI: ONE MONTH ON FROM THE DISASTER, THOUSANDS OF CHILDREN STILL HOMELESS, OUT OF SCHOOL AND IN NEED OF HUMANITARIAN SUPPORT*. Obtenido de <https://www.unicef.org.uk/press-releases/sulawesi-earthquake-tsunami-one-month-on-from-the-disaster-thousands-of-children-still-homeless-out-of-school-and-in-need-of-humanitarian-support/>

### 13. ANEXO

#### DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA

$$\begin{aligned}
 b &= 25 \text{ cm} & f_c &= 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 h &= 35 \text{ cm} & f_y &= 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 L_n &= 3.3 \text{ m} \\
 r &= 5 \text{ cm} & \phi_1 &= 0.85 \\
 d &= h - r = 30 \text{ cm} & \phi_2 &= 0.9
 \end{aligned}$$

##### a. Diseño por flexión

Momento en el apoyo izquierdo

$$M_{\text{ap}} = 1303.4 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a_1 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\text{ap}}}{\phi_2 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} = 1.102 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{\text{ap}}}{\phi_2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_1}{2}\right)} = 1.171 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo (Asmín)

$$A_{\text{smín}} = 0.24\% \cdot b \cdot d = 1.8 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo (Asmax)

$$\beta = 0.85 \quad \text{Factor de eje neutro}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \beta \cdot 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.016$$

$$A_{\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 11.963 \text{ cm}^2$$

$$R1 = \begin{cases} A_{s1} \leq A_{\text{min}} \\ \quad \parallel A_{s1} \cdot 1.33 \\ \text{else} \\ \quad \parallel A_{s1} \end{cases} \quad R1 = 1.557 \text{ cm}^2$$

TABLA DE REFUERZOS EN FUNCION A SU AREA Y NUMERO DE BARRAS

#	Diámetro		Peso kg/m	Área de los refuerzos según número de barras (cm <sup>2</sup> )									
	in	cm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	0.635	0.25	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
3	3/8	0.953	0.58	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10
4	1/2	1.270	1.02	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5	5/8	1.588	1.60	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	19.00	20.00
6	3/4	1.905	2.26	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
8	1	2.540	4.04	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
11	1 3/8	3.493	7.95	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60

Distribución del acero continuo

$$2\phi 1/2"$$

$$A_{s1} = 2.58 \text{ cm}^2$$

### Momento Central

$$M_{\text{um}} = 2640.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a2 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\text{um}}}{\phi 2 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} = 2.286 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{\text{um}}}{\phi 2 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a2}{2}\right)} = 2.420 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo (Asmín)

$$A_{\text{min}} = 0.24\% \cdot b \cdot d = 1.8 \text{ cm}^2$$



Cálculo de acero máximo (Asmax)

$$\beta = 0.85 \quad \text{Factor de eje neutro}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \beta \cdot 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.016$$

$$A_{\max} = \rho_{\max} \cdot b \cdot d = 11.963 \text{ cm}^2$$

$$R2 = \begin{cases} \text{If } A_s < A_{\max} \\ \parallel A_s = 1.33 \\ \text{else} \\ \parallel A_s \end{cases} \quad R2 = 2.420 \text{ cm}^2$$

TABLA DE REFUERZOS EN FUNCION A SU AREA Y NUMERO DE BARRAS

#	Diámetro		Peso kg/m	Área de los refuerzos según número de barras (cm <sup>2</sup> )									
	in	cm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	0.635	0.25	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
3	3/8	0.953	0.58	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10
4	1/2	1.270	1.02	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5	5/8	1.588	1.60	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	19.00	20.00
6	3/4	1.905	2.26	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
8	1	2.540	4.04	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
11	1 3/8	3.493	7.95	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60

Distribución del acero continuo

$$2\phi 1/2"$$

$$A_s = 2.58 \text{ cm}^2$$

Momento en el apoyo derecha

$$M_{\text{der}} = 3730.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a_s = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\text{der}}}{\phi 2 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} = 3.275 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_s = \frac{M_{\text{der}}}{\phi 2 \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a_s}{2} \right)} = 3.861 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo (Asmín)

$$A_{\min} = 0.24\% \cdot b \cdot d = 1.8 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo (Asmax)

$$\beta = 0.85 \quad \text{Factor de eje neutro}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \beta \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.016$$

$$A_{\max} = \rho_{\max} \cdot b \cdot d = 11.963 \text{ cm}^2$$

$$R3 = \begin{cases} A_s < A_{\min} \\ \parallel A_s = 1.33 \\ \text{else} \\ \parallel A_s \end{cases} \quad R3 = 3.351 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero continuo

$$3 \phi 1/2''$$

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2$$

## b. Diseño por capacidad

### Capacidad 1

$$W_m = 2538.2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_v = 1960 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

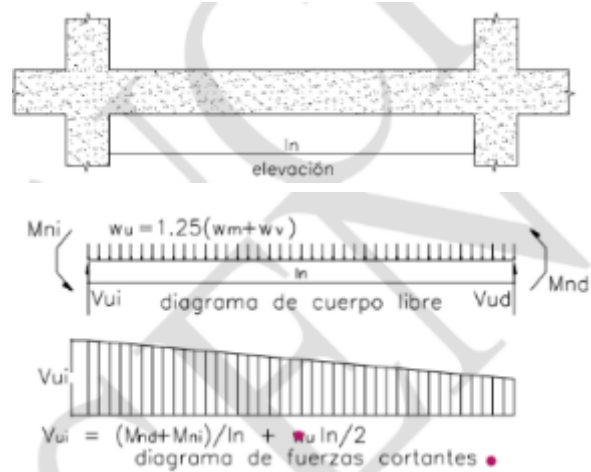
$$L_n = 3.3 \text{ m}$$

### Análisis en el sentido antihorario

$$M_{en} = 280731.44 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{en} = 280731.44 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$W_{u1} = 1.25 \cdot (W_m + W_v) = (5.62 \cdot 10^3) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kgf}$$



### Cortantes isostáticas

#### Izquierda

$$V_{ui1} = \frac{M_{en} + M_{en}}{L_n} + W_{u1} \cdot \frac{L_n}{2} = (1.794 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

#### Derecha

$$V_{ud1} = \frac{M_{en} + M_{en}}{L_n} - W_{u1} \cdot \frac{L_n}{2} = (1.609 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

A una distancia "d"

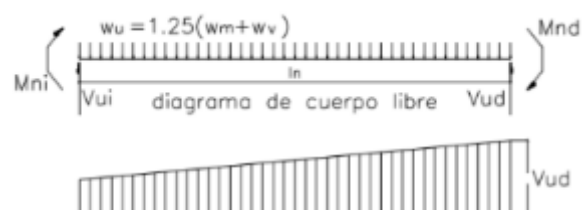
$$V_{ui1d} = \frac{(V_{ui1} - V_{ud1}) \cdot (L_n - d)}{L_n} = (1.686 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$V_{ud1d} = \frac{(V_{ui1} - V_{ud1}) \cdot d}{L_n} = (1.686 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

### Análisis en el sentido horario

$$M_{en} = 280731.44 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{en} = 412216.34 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$



$$W_{u1} = 1.25 \cdot (W_m + W_s) = (5.62 \cdot 10^3) \frac{1}{m} \cdot \text{kgf}$$

Cortantes isostáticas

Izquierda

$$V_{u12} = \frac{M_{u1} + M_{u2}}{Ln} - W_{u1} \cdot \frac{Ln}{2} = (2.007 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

Derecha

$$V_{u12} = \frac{M_{u1} + M_{u2}}{Ln} + W_{u1} \cdot \frac{Ln}{2} = (2.193 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

A una distancia "d"

$$V_{u12d} = \frac{(V_{u12} - V_{u22}) \cdot (d)}{Ln} = (1.686 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$V_{u12d} = \frac{(V_{u12} - V_{u22}) \cdot (Ln - d)}{Ln} = (1.686 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$V_{izq1} = \max(V_{u1d}, V_{u2d}) = (1.686 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$V_{der1} = \max(V_{u1d}, V_{u2d}) = (1.686 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

## Capacidad 2

Combinaciones especiales

$$V_{izq1'} = 6984.2 \text{ kgf}$$

$$V_{der1'} = 1121.37 \text{ kgf}$$

## Capacidad 3

Combinaciones normales

$$V_{izq1''} = 3295.5 \text{ kgf}$$

$$V_{der1''} = 5980.1 \text{ kgf}$$

Cortantes últimas finales

Izquierda

$$V_{\text{izq1}} := \min(V_{\text{izq1}'}, V_{\text{izq1}}) = (6.984 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{\text{izq}} := \max(V_{\text{izq1}}, V_{\text{izq1}''}) = (6.984 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Derecha

$$V_{\text{der1}} := \min(V_{\text{der1}'}, V_{\text{der1}}) = (1.121 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{\text{der}} := \max(V_{\text{der1}}, V_{\text{der1}''}) = (5.98 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

C. Diseño por corte

$$V_u := \max(V_{\text{izq}}, V_{\text{der}}) = (6.984 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Resistencia nominal al cortante

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_1} = (8.217 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = (5.76 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_s = V_n - V_c = (2.456 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$R3 := \begin{cases} \text{If } \phi_1 \cdot V_n \geq V_u \\ \quad \text{"No requiere refuerzo transversal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Necesita refuerzo transversal (Estribos)"} \end{cases}$$

$$R3 = \text{"Necesita refuerzo transversal (Estribos)"}$$

$$V_u \leftarrow 2.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = (2.282 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$R4 \leftarrow \text{if } V_u \leq V_u \left| \begin{array}{l} \text{"No necesita aumentar las dimensiones o } f'_c\text{"} \\ \text{else} \\ \text{"Si necesita aumentar las dimensiones o } f'_c\text{"} \end{array} \right|$$

$$R4 = \text{"No necesita aumentar las dimensiones o } f'_c\text{"}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

La norma limita el espaciamiento calculado de tal modo que:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b w d \quad \text{entonces } s \leq 0.60 \text{ m ó } s \leq d/2$$

$$\text{Si } V_s > 1.1 \sqrt{f'_c} b w d \quad \text{entonces } s \leq 0.30 \text{ m ó } s \leq d/4$$

### Cálculo de acero vertical

$$V_{u1} \leftarrow 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = (1.196 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$R5 \leftarrow \text{if } V_u \leq V_{u1} \left| \begin{array}{l} \text{"S es menor que } 0.6 \text{ m ó } d/2\text{"} \\ \text{else} \\ \text{"S es menor que } 0.3 \text{ m ó } d/4\text{"} \end{array} \right|$$

$$R5 = \text{"S es menor que } 0.6 \text{ m ó } d/2\text{"}$$

$$S_1 \leftarrow 60 \text{ cm}$$

$$S_2 \leftarrow \frac{d}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leftarrow \min(S_1, S_2) = 15 \text{ cm}$$

$$A_v \leftarrow V_s \cdot \frac{S_t}{f_y \cdot d} = 0.292 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de acero mínimo

```

R5 ← If 0.5 · ϕ1 · Vc ≤ Vu
    | "Si necesita colocar estribos mínimos"
else
    | "No necesita colocar estribos mínimos"

```

R5 = "Si necesita colocar estribos mínimos"

$$A_{\text{mín1}} = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_y} = 0.269 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín2}} = 3.5 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.313 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} = \max(A_{\text{mín1}}, A_{\text{mín2}}) = 0.313 \text{ cm}^2$$

## DISEÑO DE VIGA DE APOYO DE ESCALERA

### Datos

$$\begin{aligned}
 b &= 25 \text{ cm} & f'_c &= 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 h &= 35 \text{ cm} & f_y &= 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 L_n &= 3.3 \text{ m} \\
 r &= 5 \text{ cm} & \phi_1 &= 0.85 \\
 d &= h - r = 30 \text{ cm} & \phi_2 &= 0.9
 \end{aligned}$$

### a. Diseño por flexión

Momento en el apoyo izquierdo

$$M_{\text{ap}} = 835.92 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a_1 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\text{ap}}}{\phi_2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 0.702 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_{s1} = \frac{M_{\text{ap}}}{f_y \cdot \left(d - \frac{a_1}{2}\right)} = 0.671 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo (Asmín)

$$A_{\text{smín}} = 0.18\% \cdot b \cdot d = 1.35 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo (Asmáx)

$$\beta = 0.85 \quad \text{Factor de eje neutro}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \beta \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.016$$



$$A_{\min} := \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 11.953 \text{ cm}^2$$

$$R1 := \begin{cases} A_{s1} \leq A_{\min} \\ A_{s1} \cdot 1.33 \\ \text{else} \\ A_{s1} \end{cases}$$

$$R1 = 0.893 \text{ cm}^2$$

TABLA DE REFUERZOS EN FUNCION A SU AREA Y NUMERO DE BARRAS

#	Diámetro		Peso kg/m	Área de los refuerzos según número de barras (cm <sup>2</sup> )									
	in	cm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	0.635	0.25	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
3	3/8	0.953	0.58	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10
4	1/2	1.270	1.02	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5	5/8	1.588	1.60	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	19.00	20.00
6	3/4	1.905	2.26	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
8	1	2.540	4.04	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
11	1 3/8	3.493	7.95	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60

Distribución del acero continuo

$$2 \phi 3/8"$$

$$A_{s1} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Momento Central

$$M_{\text{cm}} = 1232.55 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a2 := d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\text{cm}}}{\phi2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 1.041 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_{s1} = \frac{M_{\text{cm}}}{f_s \cdot \left( d - \frac{a2}{2} \right)} = 0.995 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo (Asmín)

$$A_{\min} = 0.18\% \cdot b \cdot d = 1.35 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo (Asmax)

$\beta = 0.85$  Factor de eje neutro

$$\rho_{max} = 0.75 \beta \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \right) = 0.018$$

$$A_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d = 11.953 \text{ cm}^2$$

$$R2 = \begin{cases} A_{xx} & \text{if } A_{xx} \leq A_{max} \\ A_{max} & \text{else} \end{cases} \quad R2 = 1.324 \text{ cm}^2$$

TABLA DE REFUERZOS EN FUNCION A SU AREA Y NUMERO DE BARRAS

#	Diámetro		Peso kg/m	Área de los refuerzos según número de barras (cm <sup>2</sup> )									
	in	cm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	0.635	0.25	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
3	3/8	0.953	0.58	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10
4	1/2	1.270	1.02	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5	5/8	1.588	1.60	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	19.00	20.00
6	3/4	1.905	2.26	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
8	1	2.540	4.04	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
11	1 3/8	3.493	7.95	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60

Distribución del acero continuo

$2\phi 3/8"$

$$A_{xx} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Momento en el apoyo derecha

$$M_{ax} = 1948.40 \text{ kgf} \cdot m$$

Cálculo del "a" asociado al rectángulo equivalente de esfuerzos del bloque de Whitney

$$a3 = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{ax}}{\phi \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 1.663 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero (As)

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{f_y \cdot \left( d - \frac{a1}{2} \right)} = 1.565 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo (Asmín)

$$A_{\min} = 0.18\% \cdot b \cdot d = 1.35 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo (Asmax)

$\beta = 0.85$  Factor de eje neutro

$$\rho_{\max} = 0.75 \beta \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.016$$

$$A_{\max} = \rho_{\max} \cdot b \cdot d = 11.953 \text{ cm}^2$$

$$R3 = \begin{cases} A_s \leq A_{\min} \\ A_s - 1.33 \\ \text{else} \\ A_s \end{cases}$$

$$R3 = 1.565 \text{ cm}^2$$

**TABLA DE REFUERZOS EN FUNCION A SU AREA Y NUMERO DE BARRAS**

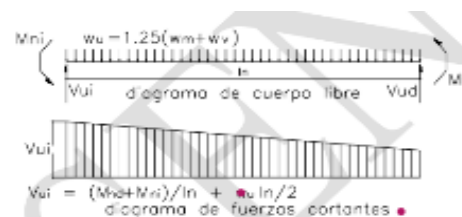
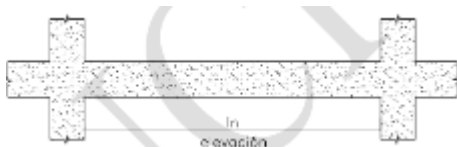
#	Diámetro		Peso kg/m	Área de los refuerzos según número de barras (cm <sup>2</sup> )									
	in	cm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	0.635	0.25	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
3	3/8	0.953	0.58	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10
4	1/2	1.270	1.02	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5	5/8	1.588	1.60	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	19.00	20.00
6	3/4	1.905	2.26	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
8	1	2.540	4.04	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
11	1 3/8	3.493	7.95	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60

Distribución del acero continuo

$3 \phi 3/8"$

$$A_s = 2.13 \text{ cm}^2$$

## b. Diseño por capacidad



Cortante asociado al momento Nominal

$$W_m = 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_s = 450 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$L_n = 3.3 \text{ m}$$

Análisis en el sentido antihorario

$$M_{mi} = 174934.645 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ms} = 259412.95 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$W_{si} = 1.25 \cdot (W_m + W_s) = 750 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kgf}$$

Cortantes isostáticas

Izquierda

$$V_{si1} = \frac{M_{mi} + M_{ms}}{L_n} + W_{si} \cdot \frac{L_n}{2} = (1.329 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Derecha

$$V_{sd1} = \frac{M_{mi} + M_{ms}}{L_n} - W_{si} \cdot \frac{L_n}{2} = (1.304 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

A una distancia "d"

$$V_{si1d} = \frac{(V_{si1} - V_{sd1}) \cdot (L_n - d)}{L_n} = (2.25 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{sd1d} = \frac{(V_{si1} - V_{sd1}) \cdot d}{L_n} = 225 \text{ kgf}$$

Análisis en el sentido horario

$$M_{ms} = 174934.645 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{mi} = 174934.645 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$W_{u1} = 1.25 \cdot (W_m + W_p) = 750 \frac{1}{m} \cdot kgf$$

Cortantes isostáticas

Izquierda

$$V_{ui2} = \frac{M_{u12} + M_{u22}}{L_m} - W_{u1} \cdot \frac{L_m}{2} = (1.048 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Derecha

$$V_{ud2} = \frac{M_{u22} + M_{u12}}{L_m} + W_{u1} \cdot \frac{L_m}{2} = (1.073 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

A una distancia "d"

$$V_{ui2d} = \frac{(V_{ud2} - V_{ui2}) \cdot (d)}{L_m} = 225 \text{ kgf}$$

$$V_{ud2d} = \frac{(V_{ud2} - V_{ui2}) \cdot (L_m - d)}{L_m} = (2.25 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{izq1} = \max(V_{ui1d}, V_{ui2d}) = (2.25 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{der1} = \max(V_{ud1d}, V_{ud2d}) = (2.25 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Combinaciones especiales

$$V_{izq1'} = 3973 \text{ kgf}$$

$$V_{der1'} = 3428.78 \text{ kgf}$$

Combinaciones normales

$$V_{izq1''} = 2843.84 \text{ kgf}$$

$$V_{der1''} = 2254.94 \text{ kgf}$$

Cortantes últimas finales

Izquierda

$$V_{vizq1} := \min(V_{izq1}', V_{izq1}) = (2.25 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{vizq} := \max(V_{vizq1}, V_{izq1}'') = (2.844 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Derecha

$$V_{uder1} := \min(V_{der1}', V_{der1}) = (2.25 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{uder} := \max(V_{uder1}, V_{der1}'') = (2.255 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

c. Diseño por corte

$$V_u := \max(V_{vizq}, V_{uder}) = (2.844 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Resistencia nominal al cortante

$$V_n := \frac{V_u}{\phi_1} = (3.346 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = (5.76 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_s := V_n - V_c = -2.416 \cdot 10^3 \text{ kgf}$$

$$R3 := \begin{cases} \text{if } \phi_1 \cdot V_c \geq V_u \\ \quad \text{"No requiere refuerzo transversal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Necesita refuerzo transversal (Estribos)"} \end{cases}$$

$$R3 = \text{"No requiere refuerzo transversal"}$$

$$V_u := 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = (2.282 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$R4 := \begin{cases} \text{if } V_s \leq V_u \\ \quad \text{"No necesita aumentar las dimensiones o } f_c"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Si necesita aumentar las dimensiones o } f_c"} \end{cases}$$

$$R4 = \text{"No necesita aumentar las dimensiones o } f_c"$$

La norma limita el espaciamiento calculado de tal modo que:

Si  $V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b w d$  entonces  $s \leq 0.60 \text{ m}$  ó  $s \leq d/2$

Si  $V_s > 1.1 \sqrt{f'_c} b w d$  entonces  $s \leq 0.30 \text{ m}$  ó  $s \leq d/4$

Cálculo de acero vertical

$$V_{11} = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = (1.196 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$R5 = \text{if } V_s \leq V_{11}$$

    "Si es menor que 0.6 m o d/2"

else

    "Si es menor que 0.3 m o d/4"

$$R5 = \text{"Si es menor que 0.6 m o d/2"}$$

$$S_1 = 60 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{d}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_1, S_2) = 15 \text{ cm}$$

$$A_s = V_s \cdot \frac{S_t}{f_y \cdot d} = 0.287 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo

$$R6 = \text{if } 0.5 \cdot \phi 1 \cdot V_c \leq V_u$$

    "Si necesita colocar estribos minimos"

else

    "No necesita colocar estribos minimos"

$$R6 = \text{"Si necesita colocar estribos minimos"}$$

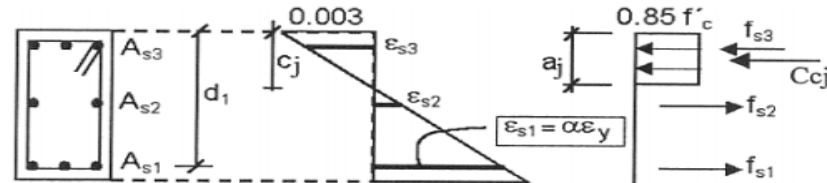
$$A_{\text{minim1}} = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_y} = 0.269 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{minim2}} = 3.5 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.313 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{minim}} = \max(A_{\text{minim1}}, A_{\text{minim2}}) = 0.313 \text{ cm}^2$$

## DISEÑO PARA COLUMNAS DE SECCIONES TIPO "T"

### A. ANALISIS CUANDO LA SECCIÓN ESTÁ COMPRIMIDA EN LA PARTE SUPERIOR



Para cada valor de  $\alpha$  adoptado, se tiene:

$$c_j = \left( \frac{0.003}{0.003 - \alpha \epsilon_y} \right) d_1 \quad \begin{array}{l} \alpha \text{ es positivo si } \epsilon_{s1} \text{ es de compresión} \\ \alpha \text{ es negativo si } \epsilon_{s1} \text{ es de tracción} \end{array}$$

$$\epsilon_{si} = \left( \frac{c - d_i}{c} \right) 0.003 \quad \text{Deformación positiva si es de compresión}$$

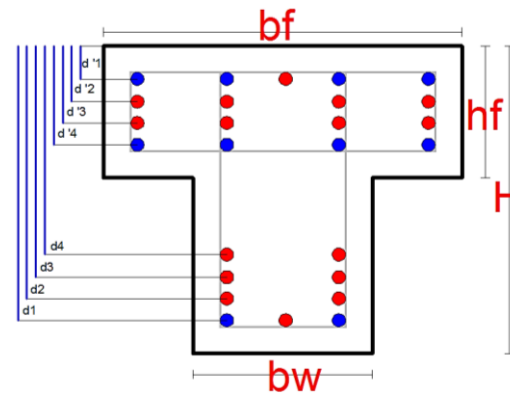
$$f_{si} = E_s \epsilon_{si} \leq f_y \quad F_{si} = A_{si} f_{si} \quad (\text{positivo compresión})$$

$$a_j = \beta_1 c_j \quad C_{cj} = 0.85 f'_c \times (\text{Área comprimida})$$

#### DATOS:

bf=	80
bw=	30
hf=	25
H=	60
ø=	0.7
f'c =	210
fy =	4200
ES =	2000000
εcu =	0.003
εy =	0.0021
β1 =	0.85
d=	55

d'1=	5
d'2=	0
d'3=	0
d'4=	20
d4=	40
d3=	0
d2=	0
d1=	55



	Ast (cm <sup>2</sup> )	Fsi(kgf)	Mi(kgf.cm)
S'1=	11.36	47712	238560
S'2=		0	0
S'3=	0	0	0
S'4=	11.36	47712	954240
S4=	5.68	23856	954240
S3=	0	0	0
S2=	0	0	0
S1=	5.68	23856	1312080
TOTAL	34.08	143136	3459120

#### AREA DE LA SECCION BRUTA (Ag)

Ag= 3050 cm<sup>2</sup>

#### AREA DE ACERO TOTAL (Ast)

Ast= 34.08 cm<sup>2</sup>

ρ = 1.12% OK

NORMA 1%- 6%



### 1. HALLANDO EL CENTROIDE GEOMETRICO DE LA COLUMNA

$Y_{cg} = 22.83 \text{ cm}$

### 2. HALLANDO EL CENTROIDE PLASTICO DE LA COLUMNA

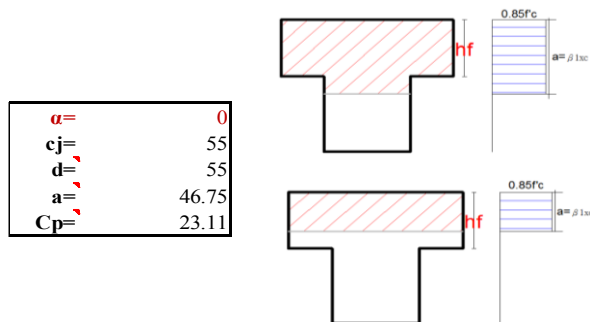
$Y_p = 23.11 \text{ cm}$

### 3. ANALISIS DEL 1ER PUNTO(COMPRESION PURA)

$P_n =$	681.48	$T_n$
$P_{nmax} =$	545.2	$T_n$
$P_u =$	477.03	$T_n$
$P_{umax} =$	381.6	$T_n$

### 4. ANALISIS DEL 2DO PUNTO(FISURACION INCIPIENTE)

.posibilidades dependiendo de la profundidad del bloque equivalente.



$hf < a$  SI

$C_f = 223125 \text{ kg}$   
 $C_w = 250346.25 \text{ kg}$   
 $C_c = 473471.25 \text{ kg}$

Punto de aplicacion  
12.5 cm  
23.375 cm

$hf > a$  NO

$C_c = 667590 \text{ kg}$

Punto de aplicacion  
23.375 cm

AREA (cm <sup>2</sup> )	di (cm)	$\epsilon_{Si}$	$f_{Si}$	$f_s > f_y$	$f_{Si}$	$F_{Si}(\text{Kg})$	Brazo	$F_{Si} * \text{Brazo}$
$S'1 = 11.36$	$d'1 = 5$	$\epsilon_{S'1} = 0.002727$	$f_{S'1} = 5454$	fluye	4200	47712	18.10657891	863901.09
$S'2 = 0$	$d'2 = 0$	$\epsilon_{S'2} = 0$	$f_{S'2} = 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
$S'3 = 0$	$d'3 = 0$	$\epsilon_{S'3} = 0$	$f_{S'3} = 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
$S'4 = 11.36$	$d'4 = 20$	$\epsilon_{S'4} = 0.001909$	$f_{S'4} = 3818$	no fluye	3818	43372.48	3.106578907	134740.03
$S4 = 5.68$	$d4 = 40$	$\epsilon_{S4} = 0.000818$	$f_{S4} = 1636$	no fluye	1636	9292.48	-16.89342109	-156981.78
$S3 = 0$	$d3 = 0$	$\epsilon_{S3} = 0$	$f_{S3} = 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
$S2 = 0$	$d2 = 0$	$\epsilon_{S2} = 0$	$f_{S2} = 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
$S1 = 5.68$	$d1 = 55$	$\epsilon_{S1} = 0$	$f_{S1} = 0$	no fluye	0	0	-31.89342109	0
					$C_c =$	473471.25	$M_c =$	2299394.7

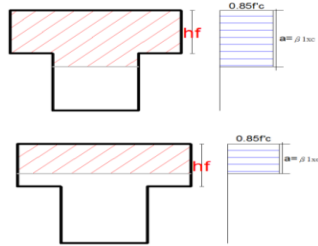
$P_n$	573.84821 Ton
$M_n$	31.41054051 Ton.m

$P_u$	401.693747 Ton
$M_u$	21.98737836 Ton.m

### 5. ANALISIS DEL 3ER PUNTO(FALLA BALANCEADA)

.posibilidades dependiendo de la profundidad del bloque equivalente.

$\alpha=$	-1
$c_j=$	32.35294118 cm
$d=$	55 cm
$a=$	27.5 cm
$C_p=$	23.11 cm



$hf < a$  SI

$C_f=$	223125 kg
$C_w=$	147262.5 kg
$C_c=$	370387.5 kg

Punto de aplicacion  
12.5 cm  
13.75 cm

$hf > a$  NO

$C_c=$	392700 kg
--------	-----------

Punto de aplicacion  
13.75 cm

AREA (cm²)	di (cm)	$\epsilon_{Si}$	$f_{Si}$	$f_s > f_y$	$f_{Si}$	$F_{si}(Kg)$	Brazo	$F_{si} * Brazo$
S'1= 11.36	d'1= 5	$\epsilon_{S'1}= 0.002536$	$f_{S'1}= 5072$	fluye	4200	47712	18.10657891	863901.09
S'2= 0	d'2= 0	$\epsilon_{S'2}= 0$	$f_{S'2}= 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
S'3= 0	d'3= 0	$\epsilon_{S'3}= 0$	$f_{S'3}= 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
S'4= 11.36	d'4= 20	$\epsilon_{S'4}= 0.001145$	$f_{S'4}= 2290$	no fluye	2290	26014.4	3.106578907	80815.786
S4= 5.68	d4= 40	$\epsilon_{S4}= -0.000709$	$f_{S4}= -1418$	no fluye	-1418	-8054.24	-16.89342109	136063.67
S3= 0	d3= 0	$\epsilon_{S3}= 0$	$f_{S3}= 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
S2= 0	d2= 0	$\epsilon_{S2}= 0$	$f_{S2}= 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
S1= 5.68	d1= 55	$\epsilon_{S1}= -0.0021$	$f_{S1}= -4200$	fluye	-4200	-23856	-31.89342109	760849.45
						$C_c=$ 370387.5	$M_c=$	3744466.1

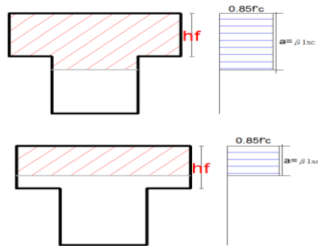
$P_n$	412.20366 Ton
$M_n$	55.86096121 Ton.m

$P_u$	288.542562 Ton
$M_u$	39.10267284 Ton.m

### 6. ANALISIS DEL 4TO PUNTO(FLEXION PURA)

.posibilidades dependiendo de la profundidad del bloque equivalente.

$\alpha=$	0.9
$\alpha=$	-10.58523289
$c_j=$	6.540095585
$d=$	55
$a=$	5.559081247
$C_p=$	23.11



$hf < a$  NO

$C_f=$	223125 kg
$C_w=$	29768.88 kg
$C_c=$	252893.88 kg

Punto de aplicacion  
12.5 cm  
2.779541 cm

$hf > a$  SI

$C_c=$	79383.7 kg
--------	------------

Punto de aplicacion  
2.8 cm

AREA (cm²)	di (cm)	$\epsilon_{Si}$	$f_{Si}$	$f_s > f_y$	$f_{Si}$	$F_{si}(Kg)$	Brazo	$F_{si} * Brazo$
S'1= 11.36	d'1= 5	$\epsilon_{S'1}= 0.000706$	$f_{S'1}= 1412$	no fluye	1412	16040.32	18.10657891	290435.32
S'2= 0	d'2= 0	$\epsilon_{S'2}= 0$	$f_{S'2}= 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
S'3= 0	d'3= 0	$\epsilon_{S'3}= 0$	$f_{S'3}= 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
S'4= 11.36	d'4= 20	$\epsilon_{S'4}= -0.006174$	$f_{S'4}= -12348$	fluye	-4200	-47712	3.106578907	-148221.09
S4= 5.68	d4= 40	$\epsilon_{S4}= -0.015348$	$f_{S4}= -30696$	fluye	-4200	-23856	-16.89342109	403009.45
S3= 0	d3= 0	$\epsilon_{S3}= 0$	$f_{S3}= 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
S2= 0	d2= 0	$\epsilon_{S2}= 0$	$f_{S2}= 0$	no fluye	0	0	23.10657891	0
S1= 5.68	d1= 55	$\epsilon_{S1}= -0.022229$	$f_{S1}= -44458$	fluye	-4200	-23856	-31.89342109	760849.45
						$C_c=$ 79383.68	$M_c=$	1613635.1

$P_n$	0.00 Ton
$M_n$	29.20 Ton.m

$P_u$	0.00 Ton
$M_u$	26.28 Ton.m

### 7. ANALISIS DEL 5TO PUNTO(ANALISIS DE TRACCION PURA)

Pn	-143.136 Ton
Pu	-128.8224 Ton
Mn	0 Ton.m

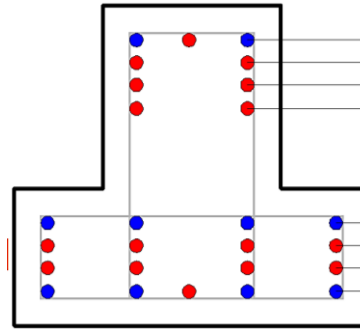
### B. ANALISIS CUANDO LA SECCIÓN INFERIOR ESTA COMPRIMIDA

#### DATOS:

bf=	80
bw=	30
hf=	25
H=	60
ø=	0.7
f'c =	210
fy =	4200
ES =	2000000
εcu =	0.003
εy =	0.0021
β1 =	0.85
d=	55

d'1=	5
d'2=	0
d'3=	0
d'4=	20

d4=	40
d3=	0
d2=	0
d1=	55



	Ast (cm2)	Fsi(kgf)	Mi(kgf.cm)
S'1=	10.13	42546	212730
S'2=		0	0
S'3=	0	0	0
S'4=	10.13	42546	850920
S4=	20.27	85134	3405360
S3=	0	0	0
S2=	0	0	0
S1=	20.27	85134	4682370
<b>TOTAL</b>	<b>60.8</b>	<b>255360</b>	<b>9151380</b>

#### AREA DE LA SECCION BRUTA (Ag)

Ag= 3050 cm2

#### AREA DE ACERO TOTAL (Ast)

Ast= 60.8 cm2

ρ = 1.99% **OK**

**NORMA 1%- 6%**

### 1. HALLANDO EL CENTROIDE GEOMETRICO DE LA COLUMNA

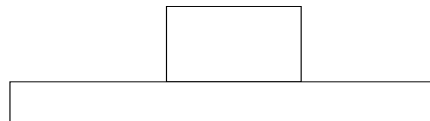
Ycg= 37.17 cm

### 2. HALLANDO EL CENTROIDE PLASTICO DE LA COLUMNA

Yp= 36.89 cm

### 3. ANALISIS DEL 3ER PUNTO(FALLA BALANCEADA)

α=	-1
cj=	32.35294118 cm
d=	55 cm
a=	27.5 cm
Cp=	36.89 cm
H-hf=	35 cm



**H-hf>a SI**

**Cc= 147262.5 kg**

**Punto de aplicacion  
13.75 cm**

AREA (cm <sup>2</sup> )	di (cm)	εSi	fSi	fs>fy	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo
S'1= 10.13	d'1= 5	εS'1= 0.002536	fS'1= 5072	fluye	4200	42546	31.89	1356937.5
S'2= 0	d'2= 0	εS'2= 0	fS'2= 0	no fluye	0	0	36.89	0
S'3= 0	d'3= 0	εS'3= 0	fS'3= 0	no fluye	0	0	36.89	0
S'4= 10.13	d'4= 20	εS'4= 0.001145	fS'4= 2290	no fluye	2290	23197.7	16.89	391888.51
S4= 20.27	d4= 35	εS4= -0.000245	fS4= -490	no fluye	-490	-9932.3	1.89	-18806.026
S3= 0	d3= 0	εS3= 0	fS3= 0	no fluye	0	0	36.89	0
S2= 0	d2= 0	εS2= 0	fS2= 0	no fluye	0	0	36.89	0
S1= 20.27	d1= 50	εS1= -0.001636	fS1= -3272	no fluye	-3272	-66323.44	-13.11	869273.4
					Cc=	147262.5	Mc=	3408158

Pn 136.75046 Ton  
Mn 60.0745143 Ton.m

Pu 95.725322 Ton  
Mu 42.05216001 Ton.m

Estos momentos se consideran con signos negativo

### 3. ANALISIS DEL FLEXIÓN PURA

ø= 0.9  
α= -2.053639456  
cj= 22.56366176 cm  
d= 55 cm  
a= 19.1791125 cm  
Cp= 36.89 cm



H-hf>a SI

Cc= 102704.15 kg

Punto de aplicacion  
9.589556 cm

AREA (cm <sup>2</sup> )	di (cm)	εSi	fSi	fs>fy	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo
S'1= 10.13	d'1= 5	εS'1= 0.002335	fS'1= 4670	fluye	4200	42546	31.89	1356937.5
S'2= 0	d'2= 0	εS'2= 0	fS'2= 0	no fluye	0	0	36.89	0
S'3= 0	d'3= 0	εS'3= 0	fS'3= 0	no fluye	0	0	36.89	0
S'4= 10.13	d'4= 20	εS'4= 0.000341	fS'4= 682	no fluye	682	6908.66	16.89	116710.9
S4= 20.27	d4= 35	εS4= -0.001653	fS4= -3306	no fluye	-3306	-67012.62	1.89	-126883.11
S3= 0	d3= 0	εS3= 0	fS3= 0	no fluye	0	0	36.89	0
S2= 0	d2= 0	εS2= 0	fS2= 0	no fluye	0	0	36.89	0
S1= 20.27	d1= 50	εS1= -0.003648	fS1= -7296	fluye	-4200	-85134	-13.11	1115815.5
					Cc=	102704.15	Mc=	2804220.2

Pn 0.0 Ton  
Mn 52.66800937 Ton.m

Pu 0.0 Ton  
Mu 47.40120843 Ton.m

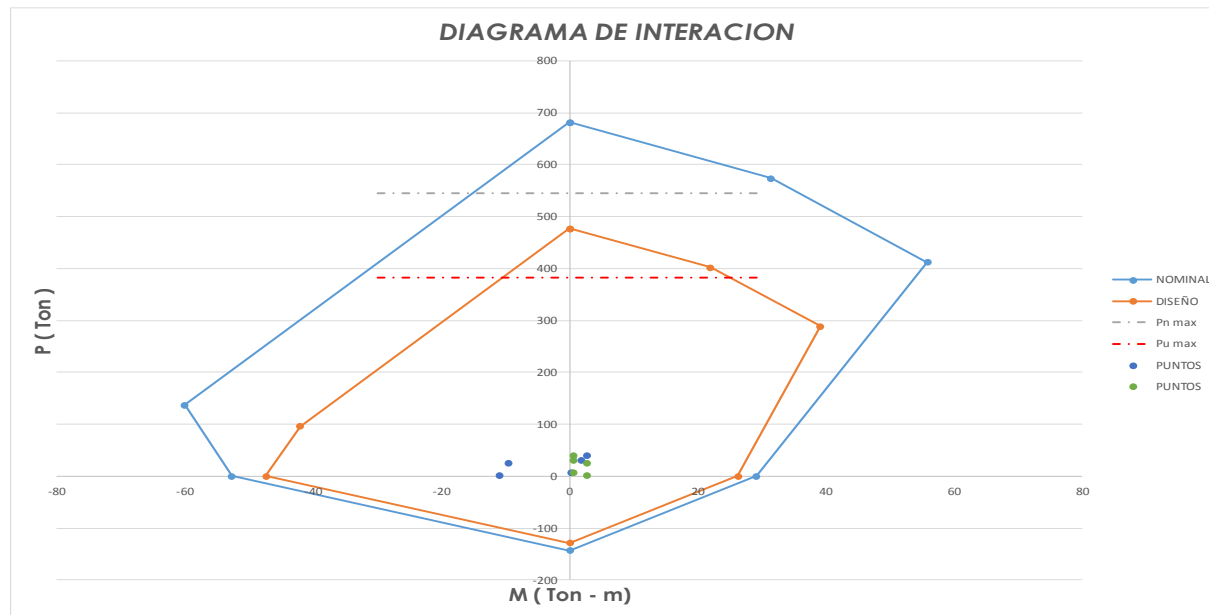
Estos momentos se consideran con signos negativo

### RESUMEN DE RESULTADOS

N	Pn	Mn	Pu	Mu
1	681.47772	0	477.034404	0
2	573.84821	31.41054051	401.693747	21.9874
3	412.20366	55.86096121	288.542562	39.1027
4	2.08459E-07	29.19708241	1.4592E-07	26.2774
5	-143.136	0	-128.8224	0
6	0	-52.66800937	0	-47.401
7	136.75046	-60.0745143	95.725322	-42.052

### COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN LA NORMA E 060

	1.4CM+1.7CV	0.9CM+S	0.9CM-S	1.25(CM+CV)+	1.25(CM+CV)-S
P	39.18	30.19	25.09	2.33	7.42
M inf	2.67	1.79	-9.46	-11	0.24
M sup	0.6	0.63	2.74	2.64	0.53





**2** ELEVACIÓN SUR  
ESCALA: 1 : 100



**3** SECCIÓN LONG-FRONTAL  
ESCALA: 1 : 100

BACHILLER GROUP

PABELLON N° 3

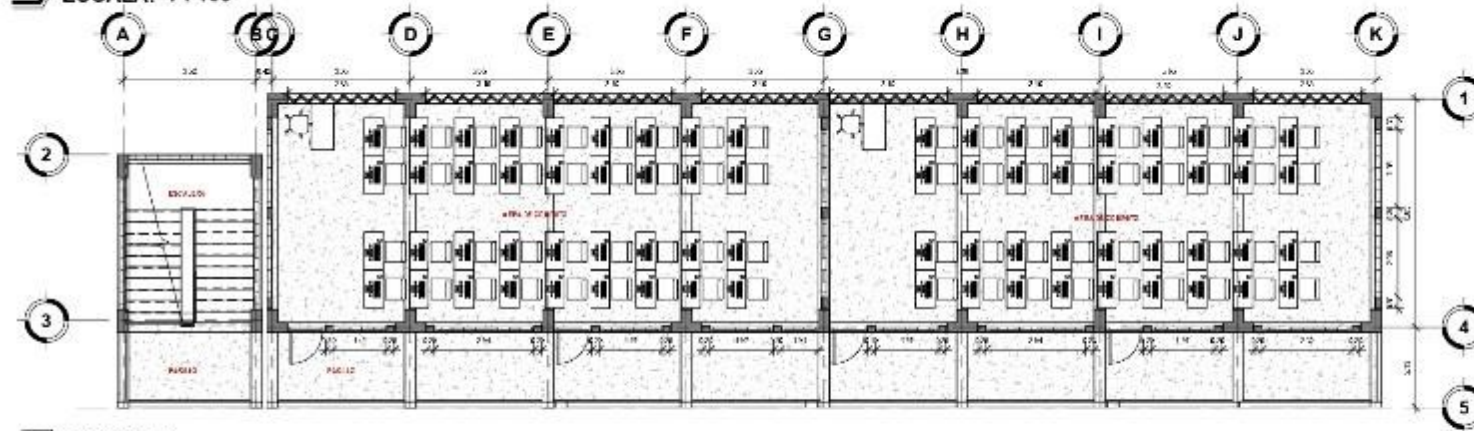
A-1

Número de proyecto	1
Fecha	Junio del 2019
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador
	3
Escala	1 : 100

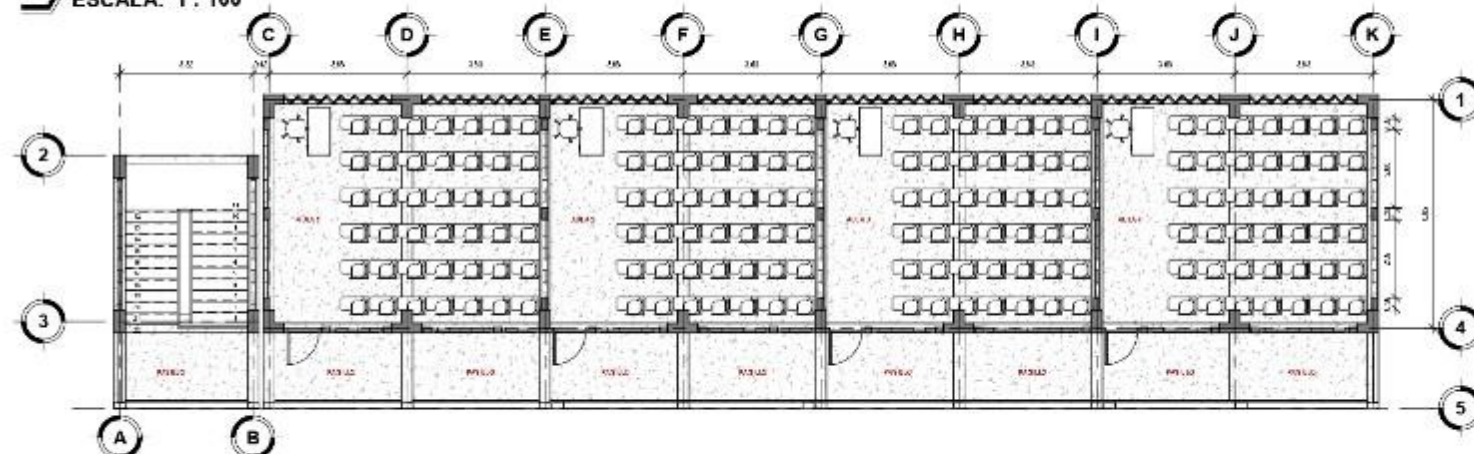




**3 PLANTA 1**  
ESCALA: 1 : 100



**1 PLANTA 2**  
ESCALA: 1 : 100



**2 PLANTA 3**  
ESCALA: 1 : 100

BACHILLER GROUP

PABELLON N° 3

A-2

Número de proyecto 1

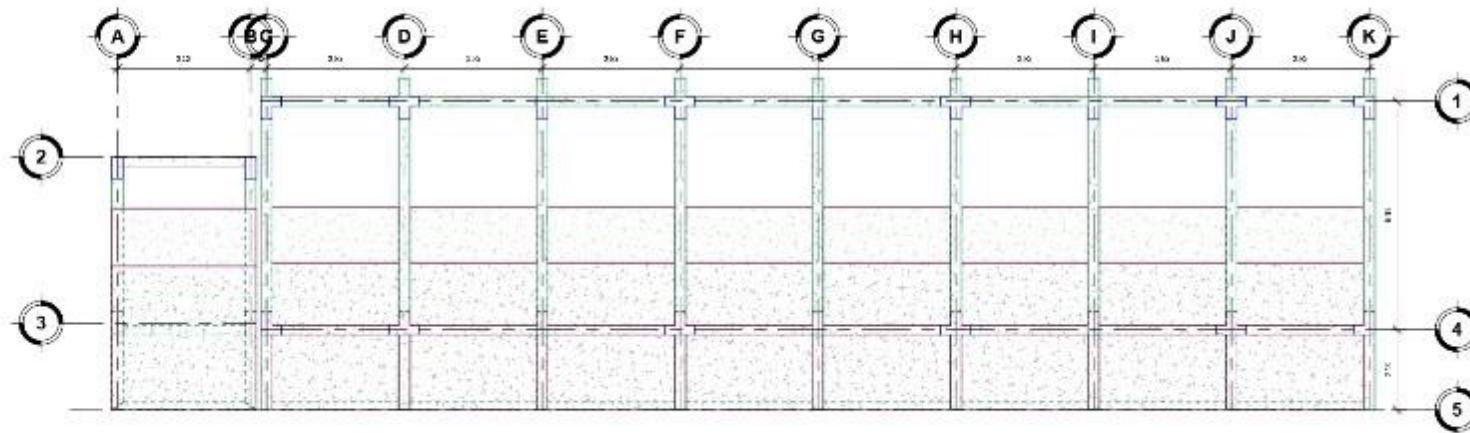
Fecha Junio del 2019

Dibujado por Autor

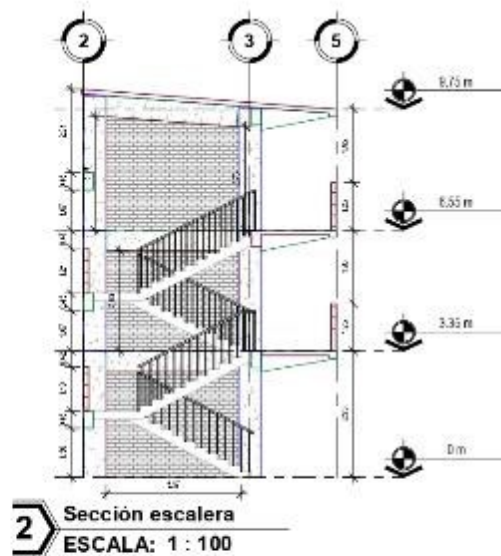
Comprobado por Verificador

4

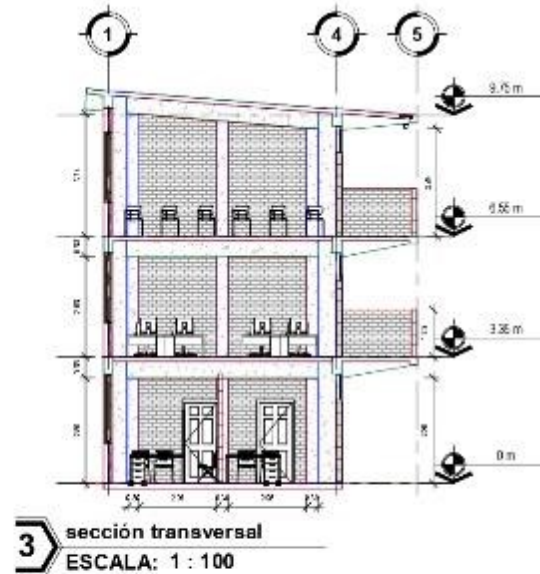
Escala 1 : 100



**1** TECHO  
ESCALA: 1 : 100



**2** Sección escalera  
ESCALA: 1 : 100



**3** sección transversal  
ESCALA: 1 : 100

**BACHILLER GROUP**

**PABELLON N° 3**

**A-3**

Número de proyecto	1
Fecha	Junio del 2019
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador
	<b>5</b>
Escala	1 : 100



# PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

Sistema estructural: Porticos  
Periodo fundamental x-y: 0.279 seg  
Uso: Institución Educativa

Parámetros sísmicos:	
• zona 2,	$z=0.25$
• Vivienda familiar,	$U=1.5$
• Suelo intermedio(S2), $S=1.15$	
• F.A. Sísmica,	$C=2.5$
• C.R.F. Sísmica,	$R=8$
• I. altura,	$I_a=1$
• I.Planta,	$I_p=1$

distorsión max-x=0.0066

distorsión max-y=0.0060

## RECUBRIMIENTOS

Zapata	7.5cm
Columna	4 cm
Viga	4 cm
Escalera	2 cm
Loza Maciza	2 cm

## CONSIDERACIÓN EN EL PROYECTO

Columnas	$f_c$ 280 kg/cm <sup>2</sup>
Vigas	$f_c$ 210 kg/cm <sup>2</sup>
Zapata	$f_c$ 210 kg/cm <sup>2</sup>
Loza maciza	$f_c$ 210 kg/cm <sup>2</sup>
Escalera	$f_c$ 210 kg/cm <sup>2</sup>

## DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Pabellón: Número 3  
Ubicación: Unión Perene  
Uso: Institución educativa  
Área techada de piso típico: 271 m<sup>2</sup>  
Número de pisos: 2  
Capacidad portante de suelo: 20 t/m<sup>2</sup>  
Tipo de suelo: suelo intermedio (S2)

## BACHILLER GROUP

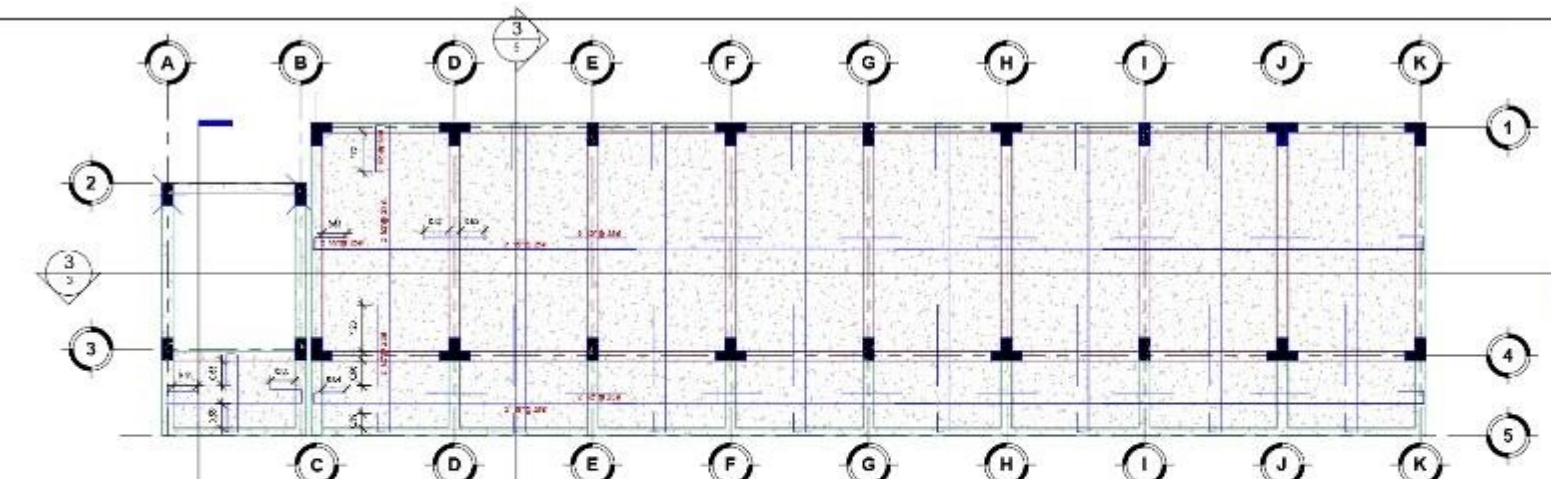
### PABELLON N° 3

#### E-1

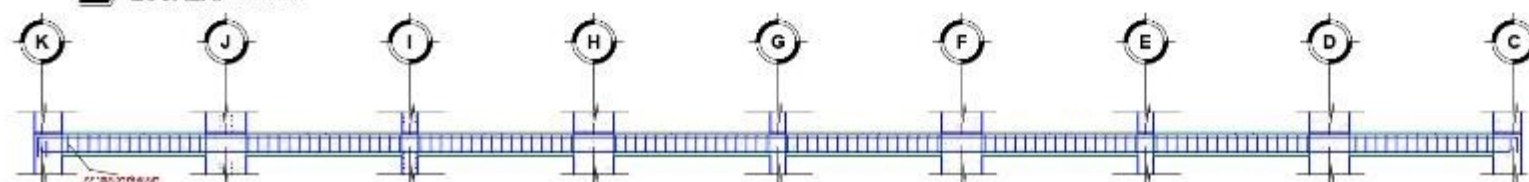
Número de proyecto	1
Fecha	2020
Dibujado por	Autor
Comprobado por	Verificador

6

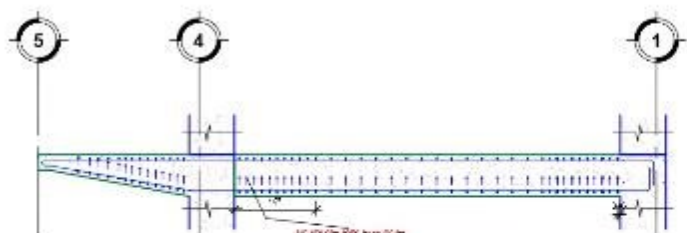
Escala Como se indica



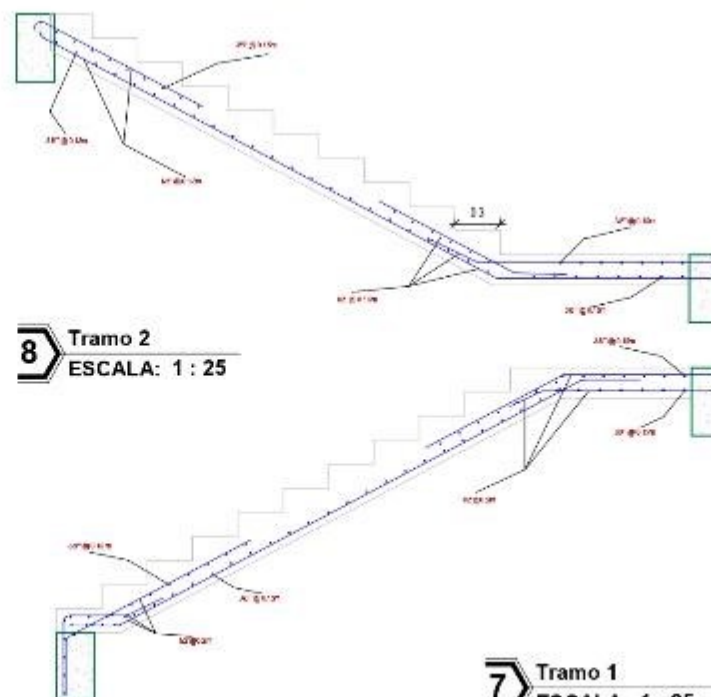
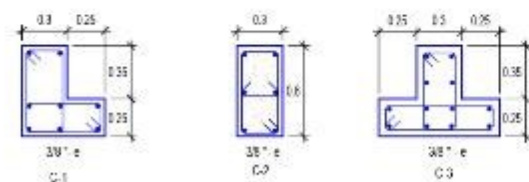
**1** PLANTA 1,2,3  
ESCALA: 1 : 100



**2** V-LONGITUDINAL P1,2,3  
ESCALA: 1 : 75



**3** V-TRANSVERSAL P1,2,3  
ESCALA: 1 : 50



**8** Tramo 2  
ESCALA: 1 : 25

**7** Tramo 1  
ESCALA: 1 : 25

# PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

Sistema estructural: Porticos  
Periodo fundamental x-y: 0.279 seg  
Uso: Institución Educativa

Parámetros sísmicos:

• zona 2,	$z=0.25$
• Vivienda familiar,	$U=1.5$
• Suelo intermedio(S2), $S=1.15$	
• F.A. Sísmica,	$C=2.5$
• C.R.F. Sísmica,	$R=8$
• I. altura,	$I_a=1$
• I.Planta,	$I_p=1$

distorsión max-x=0.0066

distorsión max-y=0.0060

## RECUBRIMIENTOS

Zapata	7.5cm
Columna	4 cm
Viga	4 cm
Escalera	2 cm
Loza Maciza	2 cm

## CONSIDERACIÓN EN EL PROYECTO

Columnas	$f_c$ 280 kg/cm <sup>2</sup>
Vigas	$f_c$ 210 kg/cm <sup>2</sup>
Zapata	$f_c$ 210 kg/cm <sup>2</sup>
Loza maciza	$f_c$ 210 kg/cm <sup>2</sup>
Escalera	$f_c$ 210 kg/cm <sup>2</sup>

## DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Pabellón: Número 3  
Ubicación: Unión Perene  
Uso: Institución educativa  
Área techada de piso típico: 271 m<sup>2</sup>  
Número de pisos: 2  
Capacidad portante de suelo: 20 t/m<sup>2</sup>  
Tipo de suelo: suelo intermedio (S2)

## BACHILLER GROUP

### PABELLON N° 3

E-2

Número de proyecto 1

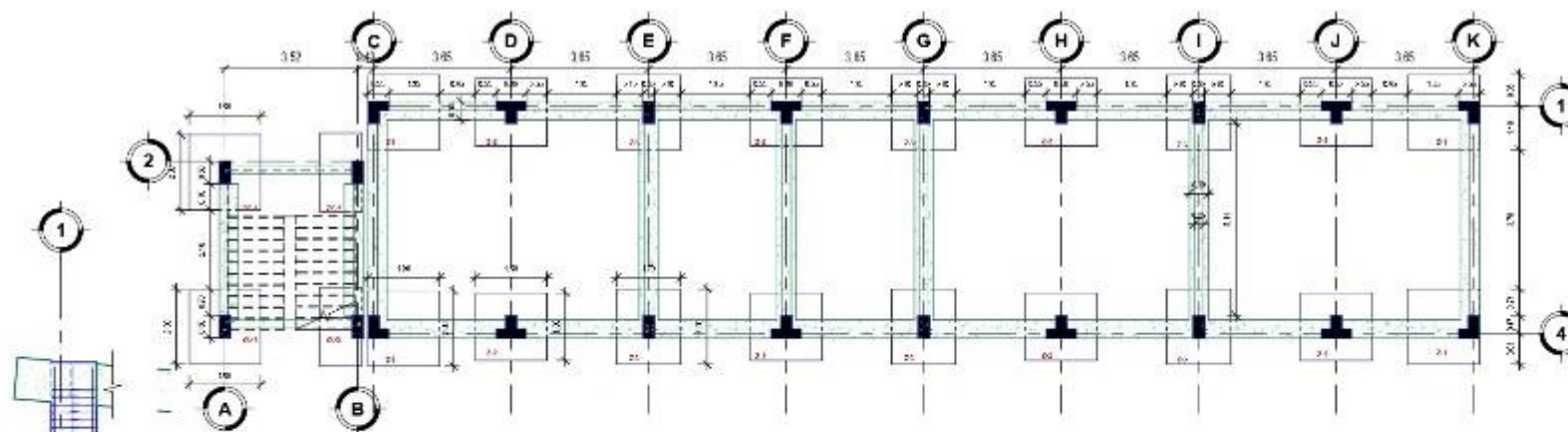
Fecha 2020

Dibujado por Autor

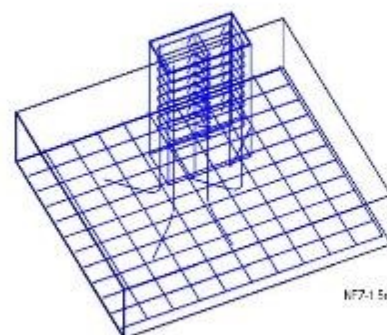
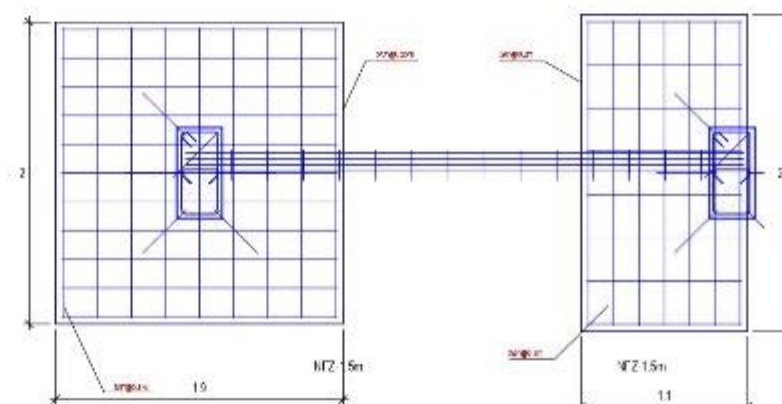
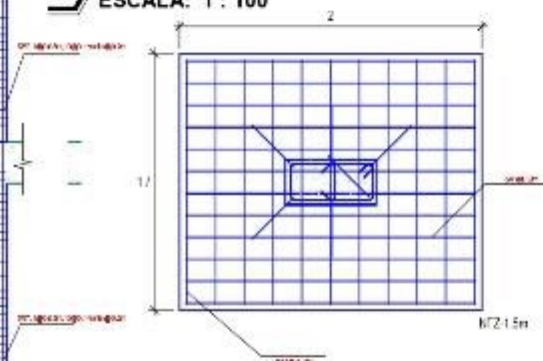
Comprobado por Verificador

7

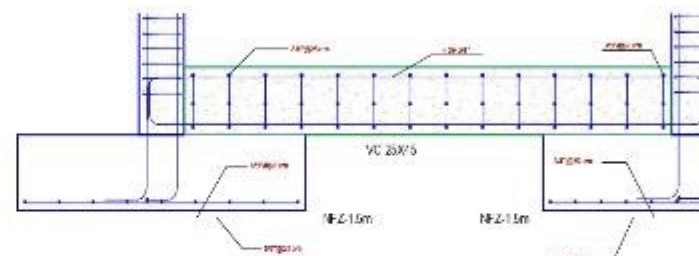
Escala Como se indica



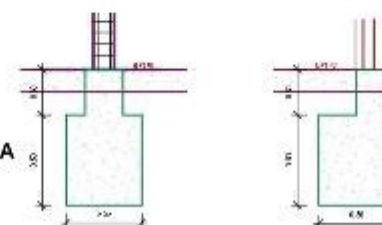
## 1 CIMENTACIÓN ESCALA: 1 : 100



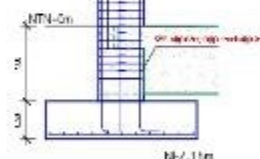
## 5 zapata-conectada ESCALA: 1 : 25



## 7 CIMENTACIÓN CORRIDA ESCALA: 1 : 25



## 2 COLUMNAS ESCALA: 1 : 50



## 4 ZAPATA Z1,Z2,Z3 igual distribución ESCALA:

