

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS:**

**“DISEÑO DE UNA LOSA DE CONCRETO ARMADO PARA  
MEJORAR LA FUNCIONALIDAD DE UNA EDIFICACIÓN  
DE GRANDES LUCES CON EL SISTEMA WAFFLE -  
2021”**

**PARA OPTAR:**

**TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. KAREN VIRGINIA CUAYLA VIZCARRA**

**Bach. DIANA BEATRIZ PUPI SONCO**

**TACNA - PERÚ  
2021**

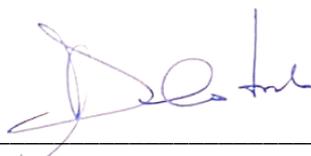
**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS**

**“DISEÑO DE UNA LOSA DE CONCRETO ARMADO PARA MEJORAR LA  
FUNCIONALIDAD DE UNA EDIFICACIÓN DE GRANDES LUCES CON EL  
SISTEMA WAFFLE - 2021”**

Tesis sustentada y aprobada el 10 de abril de 2021; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:



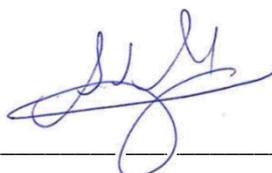
Mtro. DINA MARLENE COTRADO FLORES:

SECRETARIO:



Mag. MARTÍN PAUCARA ROJAS

VOCAL:



Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

ASESOR:



Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

## DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Karen Virginia Cuayla Vizcarra, en calidad de Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 73957316.

Yo Diana Beatriz Pupi Sonco, en calidad de Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 46324347.

Declaramos bajo juramento que:

1. Es de nuestra autoría la tesis titulada:  
**“DISEÑO DE UNA LOSA DE CONCRETO ARMADO PARA MEJORAR LA FUNCIONALIDAD DE UNA EDIFICACIÓN DE GRANDES LUCES CON EL SISTEMA WAFFLE - 2021”** el mismo que se presenta para optar: **EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL.**
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente se asume frente LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra presentada.



Karen Virginia Cuayla Vizcarra  
73957316



Diana Beatriz Pupi Sonco  
46324347

## DEDICATORIA

*Mi tesis la dedico con todo amor al creador de todas las cosas, el que me ha dado fortaleza para continuar cuando a punto de caer he estado; con la humildad de mi corazón se la dedico a Dios. De igual forma a mis padres Armando Cuayla y Maximiliana Vizcarra por motivarme a ser mejor cada día, por ser los pilares más importantes, por creer firmemente en mis capacidades, aunque muchas veces he pensado en rendirme siempre han estado alentándome a continuar, quienes con su amor, paciencia y dedicación me han permitido llegar a cumplir hoy un sueño más, sin duda son un ejemplo para mí y estoy eternamente agradecida por todo su esfuerzo y valentía.*

**Karen Virginia Cuayla Vizcarra**

*Dedicado a Dios por guiar mi camino, y darme fortaleza en los momentos más difíciles, a mis padres Teobaldo Pupi y María sonco, por todo su apoyo, razón de haber logrado tanto, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien y más que nada por su amor.*

**Diana Beatriz Pupi Sonco**

## AGRADECIMIENTO

*Gracias a Dios, por ser mi guía y acompañante en el transcurso de mi vida, quien con su bendición logre culminar con éxito una de mis metas propuestas.*

*Gracias a mis padres por brindarme su apoyo incondicional en cada decisión que voy tomando, gracias a los maestros que sin sus consejos tan acertados y la paciencia al enseñar sus ideas no se pudiera haber terminado esta tesis.*

**Karen Virginia Cuayla Vizcarra**

*Con mucho cariño y amor agradezco a Dios por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.*

*Gracias a mis padres por todo el esfuerzo y sacrificio, por ser un ejemplo para mí. Gracias a ello estoy alcanzado mis metas con mucho orgullo. Les debo un eterno agradecimiento y mi retribución total por su gran amor.*

*A todos los ingenieros que nos brindaron los conocimientos necesarios para lograr ser profesionales de bien al servicio de la sociedad.*

**Diana Beatriz Pupi Sonco**

## ÍNDICE GENERAL

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD .....	iii
DEDICATORIA .....	iv
AGRADECIMIENTO .....	v
ÍNDICE DE TABLAS .....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS .....	x
RESUMEN .....	xiii
ABSTRAC .....	xiv
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	2
1.1. Descripción del problema .....	2
1.2. Formulación del problema .....	3
1.2.1. Problema General .....	3
1.2.2. Problemas Específicos .....	3
1.3. Justificación e importancia de la investigación .....	3
1.3.1. Justificación Científica .....	3
1.3.2. Justificación Social .....	3
1.3.3. Justificación Económica .....	4
1.4. Objetivos .....	4
1.4.1. Objetivo General .....	4
1.4.2. Objetivos Específicos .....	4
1.5. Hipótesis .....	5
1.5.1. Hipótesis General .....	5
1.5.2. Hipótesis Específicas .....	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....	6
2.1. Antecedentes de la investigación .....	6
2.1.1. Antecedente internacional .....	7
2.1.2. Antecedente nacional .....	7
2.2. Bases Teóricas .....	8
2.2.1. Diseño estructural .....	8
2.2.2. Losa de concreto .....	8
2.2.3. Diseño de losa .....	12
2.2.4. Método del pórtico equivalente .....	13
2.2.5. Losa Waffle .....	23

2.3. Definición de términos .....	25
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO .....	27
3.1. Tipo y Diseño de investigación .....	27
3.1.1. Tipo de investigación.....	27
3.1.2. Diseño de investigación.....	27
3.2. Población y/o muestra de estudio.....	27
3.2.1. Población.....	27
3.2.2. Muestra .....	27
3.3. Operacionalización de Variables .....	28
3.3.1. Variable independiente .....	28
3.3.2. Variable dependiente.....	28
3.4. Técnicas e instrumentos.....	28
3.5. Procesamiento y análisis de datos.....	29
3.5.1. Objetivo específico 1: .....	29
3.5.2. Objetivo específico 2: .....	29
3.5.3. Objetivo específico 3: .....	29
CAPÍTULO IV. RESULTADOS .....	30
4.1. Descripción del Proyecto.....	30
4.1.1 Normas utilizadas.....	32
4.1.2 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados .....	32
4.1.3 Metrados de cargas.....	32
4.2. Estructuración.....	32
4.3. Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales .....	34
4.4. Análisis y Diseño de flexión .....	52
4.4.1 Método de pórtico equivalente.....	52
4.4.2 Limitaciones para el uso del método de pórtico equivalente .....	52
4.4.3 Miembros de estructura de estructura equivalente .....	53
4.4.4 Análisis de pórticos equivalentes.....	59
4.4.5 Momentos factorizados utilizados para el diseño.....	61
4.4.6 Momentos factorizados en franja losa-viga.....	62
4.4.7 Requisitos de refuerzo de flexión.....	64
4.4.8 Momentos factorizados en columnas.....	77
4.5. Diseño de columnas .....	79
4.5.1 Determinación de cargas factorizadas.....	79
4.5.2 Diagrama de interacción de momento .....	81
4.6. Resistencia al corte .....	84

4.6.1	Resistencia al corte unidireccional (acción de la viga) .....	84
4.6.2	Resistencia al corte bidireccional (punzonado) .....	87
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN.....		97
CONCLUSIONES .....		98
RECOMENDACIONES.....		99
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		100
ANEXOS .....		101
9.1	ANEXO 1. Matriz de consistencia .....	101

**ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 1	Distribución de momento para trama equivalente	57
Tabla 2	Distribución de momentos factorizados	60
Tabla 3	Refuerzo de losa requerido para flexión [Método de marco equivalente (EFM)]	69
Tabla 4	Refuerzo adicional de losa requerido para la transferencia de momento entre losa y columna (EFM)	72
Tabla 5	Momentos factorizados en columnas	74

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Losa unidireccional y Losa bidireccional	9
Figura 2	Piso de losa plana y secciones.	10
Figura 3	Losa y perfiles nervados	10
Figura 4	Definiciones del pórtico equivalente	11
Figura 5	Columna equivalente (columna más elementos torsionales)	12
Figura 6	Sección crítica para la determinación del momento negativo de diseño	14
Figura 7	Secciones para calcular la rigidez de las columnas, $K_c$	16
Figura 8	Criterios para la determinación de la sección transversal de los elementos torsionales	17
Figura 9	Contante C, que define las propiedades torsionales de un elemento torsional	17
Figura 10	Factores de distribución de momento. (DF)	20
Figura 11	Distribución del momento estático total para un tramo extremo	20
Figura 12	Vista en planta del primer piso – Arquitectura	27
Figura 13	Vista en planta del primer piso - Losa Waffle en dos direcciones	28
Figura 14	Detalle del perfil de la Losa Waffle en dos direcciones	28
Figura 15	Vista 3D de la Estructura	30
Figura 16	Sistema de losa plana de concreto bidireccional	32
Figura 17	Sección crítica para cortante unidireccional	33
Figura 18	Sección crítica para cortante Bidireccional	34
Figura 19	Dimensiones de la viga	35
Figura 20	Losa de viga de dos vías (Waffle)	37
Figura 21	Espesor equivalente basado en el momento de inercia	39
Figura 22	Espesor equivalente basado en el peso de componentes individuales	40
Figura 23	Sección crítica para cizalla unidireccional. (sección crítica desde el borde de la columna)	42
Figura 24	Sección crítica para cizalla unidireccional. (sección crítica desde el borde del panel de caída)	44

Figura 25	Sección crítica para cizalla bidireccional. (sección crítica desde el borde de la columna)	45
Figura 26	Sección crítica para cizalla bidireccional. (sección crítica desde el borde del panel de caída)	46
Figura 27	Apéndice 20A, ayuda para determinar las constantes de distribución de momentos.	50
Figura 28	Factores de rigidez y coeficientes de continuidad para columnas	52
Figura 29	Factores de rigidez y coeficientes de continuidad para columnas	53
Figura 30	Miembro de torsión	54
Figura 31	Columna y borde de la losa	54
Figura 32	Rigidez de losas y columnas	55
Figura 33	Momentos de diseño positivos y negativos para losa-viga (todos los tramos cargados con carga viva factorizada completa)	58
Figura 34	Perímetros críticos de corte para columnas	71
Figura 35	Refuerzo adicional de losa requerido para la transferencia de momento entre losa y columna (EFM)	73
Figura 36	Diagrama de iteración hacia la dirección del eje Y	76
Figura 37	Diagrama de iteración hacia la dirección del eje X	76
Figura 38	Diagrama de iteración hacia la dirección del eje Y	77
Figura 39	Diagrama de iteración hacia la dirección del eje X	77
Figura 40	Diagrama de iteración hacia la dirección del eje Y	78
Figura 41	Diagrama de iteración hacia la dirección del eje X	78
Figura 42	Sección transversal de la tira del marco (a una distancia $d$ de la cara de la columna de soporte)	80
Figura 43	Cortante unidireccional en secciones críticas (a una distancia $d$ de la cara de la columna de soporte)	80
Figura 44	Sección transversal de la franja del marco (a una distancia $d$ de la cara de la columna de soporte)	81
Figura 45	Cortante unidireccional en secciones críticas (en la cara del panel de caída)	81

Figura 46	Espesor equivalente basado en el cálculo del área de corte	87
-----------	--	----

## RESUMEN

El trabajo de investigación titulado “Diseño de una losa de concreto armado para mejorar la funcionalidad de una edificación de grandes luces con el sistema Waffle - 2021”, se presenta como un estudio para optar por el título profesional de Ingeniero Civil para la Universidad Privada de Tacna.

El objetivo es determinar las implicancias del diseño de una losa de concreto armado en el proceso de mejora de la funcionalidad de la edificación de grandes luces con el sistema Waffle, mediante el desarrollo de un ejemplo aplicativo de una losa nervada.

Se empleo el tipo de investigación aplicativo, del nivel integrativo, porque está orientada a realizar el diseño estructural de un edificio de centro comercial con losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones haciendo uso de técnicas cuantitativas.

Se concluye que se logró determinar la implementación del diseño de losas de grandes luces en dos direcciones la cual permite un mayor aprovechamiento de área, mejorando así la funcionalidad de la estructura en beneficio de la población. Al desarrollar el diseño de losa Waffle se necesitó del método de pórticos equivalentes para así obtener resultados más reales. En el diseño de la losa de concreto armado de sistema Waffle se usó la normativa ACI 318-14 siendo este de gran utilidad para los cálculos e interpretación de los mismos.

Palabras clave: ACI 318-14, nervada, diseño, Waffle, flexión, columnas, resistencia y corte.

## ABSTRAC

The research work entitled "Design of a reinforced concrete slab to improve the functionality of a large span building with the Waffle system - 2021", is presented as a study to opt for the professional title of Civil Engineer for the Universidad Privada de Tacna.

The objective is to determine the implications of the design of a reinforced concrete slab in the process of improving the functionality of a large span building with the Waffle system, through the development of an applicative example of a ribbed slab.

The type of applicative research was used, at the integrative level, because it is oriented to carry out the Structural Design of a Shopping Center Building with reinforced concrete slab of large spans in two directions using quantitative techniques.

It is concluded that it was possible to determine the implementation of the design of large span slabs in two directions, which allows a better use of the area, thus improving the functionality of the structure for the benefit of the population. When developing the Waffle slab design, the equivalent portal frame method was needed to obtain more realistic results. In the design of the Waffle system reinforced concrete slab, the ACI 318-14 standard was used, which is very useful for the calculations and their interpretation.

Key words: ACI 318-14, Ribbed, Design, Waffle, Flex, Columns, Strength and Cut.

## INTRODUCCIÓN

La tesis titulada “Diseño de una losa de concreto armado para mejorar la funcionalidad de una edificación de grandes luces con el sistema Waffle – 2021”, presenta el diseño estructural con un sistema Waffle en el cual se incluirán placas planas, nervaduras y columnas, el cual se desarrollará por el método de pórticos equivalentes utilizando la norma ACI 318-14.

La tesis se desarrollará en cuatro capítulos. El Capítulo I presenta el planteamiento del problema, en el que se desarrolla la descripción del problema, formulación, justificación, objetivos e hipótesis.

En el capítulo II se da a conocer el marco teórico en el cual se presentan los conceptos principales que se deben tener en cuenta para poder realizar y comprender el diseño estructural.

En Capítulo III se presenta el marco metodológico, se desarrollan los aspectos metodológicos que sustentan el estudio, especificando el tipo, diseño, población y muestra.

En el capítulo IV se presenta el diseño estructural, descripción del proyecto, la estructuración, el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales y el diseño.

En el capítulo V, se da a conocer la discusión de este trabajo de investigación.

Finalmente, se presentan las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos del estudio.

## **CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1. Descripción del problema**

Las losas de concreto armado son elementos estructurales, forman parte de diferentes obras de infraestructura civil, lo observamos en edificios de concreto armado donde se encuentra formando sus techos. Estas losas están constituidas por vigas longitudinales y transversales, separan horizontalmente el espacio vertical conformando diferentes niveles y constituyen a su vez, el piso de uno de ellos y el techo del otro. La losa es el principal sostén para las personas, elementos, maquinarias que puedan desarrollar de forma segura todas las actividades y de contribuir a la estabilidad de los edificios. Es el elemento que recibe directamente la carga, por ello la presente tesis comprende el diseño de losas de concreto armado de grandes luces.

Las vigas peraltadas ocupan espacios en el que muchas veces no satisface las necesidades arquitectónicas de espacios libres en los ambientes.

En nuestro medio no se difunde este tipo de proyectos debido a la falta de conocimiento y la mano de obra calificada que conozca los procedimientos constructivos.

En nuestro medio hoy en día se emplea vigas peraltadas que tiene limitaciones cuando los espacios son de grandes luces, y que presentan grandes deflexiones si estas son luces mayores a 6 metros.

El sistema Waffle en nuestro medio es poco difundido debido al desconocimiento y poco interés, sin embargo, en países desarrollados es de uso común estas edificaciones que aportan funcionalidad y confort.

Según la revisión efectuada de la bibliografía nacional no se proporciona un diseño detallado de los cálculos de este sistema de losas que permitan y faciliten su aplicación.

## **1.2. Formulación del problema**

### **1.2.1. Problema General**

¿Cuáles son las implicancias del diseño de una losa de concreto armado en el proceso de mejora de la funcionalidad de la edificación de grandes luces con el sistema Waffle?

### **1.2.2. Problemas Específicos**

- a) ¿Cómo evaluar el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones con el sistema Waffle?
- b) ¿Cómo aplicar la norma ACI 318-14 en el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces?
- c) ¿Cómo Aplicar el método de pórticos equivalentes para el diseño de una losa con el sistema Waffle?

## **1.3. Justificación e importancia de la investigación**

### **1.3.1. Justificación Científica**

De acuerdo a la investigación planteada y en función de sus objetivos se incorpora el tipo de investigación descriptiva que consiste en la caracterización de un ejemplo de diseño con el fin de establecer su estructura o comportamiento.

La investigación sirve de guía en el proceso de diseño de losas de concreto armado de grandes luces en dos direcciones aplicándolo en techos de edificaciones.

### **1.3.2. Justificación Social**

Por lo general las edificaciones construidas en la ciudad de Tacna se diseñan losas aligeradas, el presente estudio tiene la finalidad de innovar una estructura el cual proporcionan un diseño arquitectónico de buen acabado estético, nos brinda una

mayor versatilidad de espacios generando satisfacción en la sociedad, este diseño no solo sirve para el área académica, si no que puede ser aplicado en futuros proyectos en nuestra ciudad.

### **1.3.3. Justificación Económica**

Este diseño elaborado con el sistema Waffle proporciona un techo atractivo que se puede dejar expuesto cuando sea posible produciendo ahorros en acabados arquitectónicos.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo General**

Determinar las implicancias del diseño de una losa de concreto armado en el proceso de mejora de la funcionalidad de la edificación de grandes luces con el sistema Waffle.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- a) Evaluar el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones con el sistema Waffle.
- b) Aplicar la norma ACI 318-14 en el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces.
- c) Aplicar el método de pórticos equivalentes para el diseño de una losa con el sistema Waffle.

## **1.5. Hipótesis**

### **1.5.1. Hipótesis General**

El diseño de una losa de concreto armado tiene implicancias en el proceso de mejorar la funcionalidad de la edificación de grandes luces con el sistema Waffle.

### **1.5.2. Hipótesis Especificas**

- a) La evaluación será aplicando el método de pórticos equivalentes empleando las normas del ACI 318-14.
- b) Revisando y aplicando la norma ACI 318-14, se diseña la losa de concreto armado de grandes luces.
- c) Desarrollando el ejemplo aplicativo del sistema Waffle con el método de pórticos equivalentes que cumpla con los parámetros normativos.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes de la investigación

Desde sus orígenes, el ser humano ha buscado una forma de protegerse de la intemperie. La evolución con el paso del tiempo ha motivado el ingenio de los seres humanos y su desarrollo se ha visto muchas veces inspirado en la naturaleza, comprendiendo y replicando su comportamiento. El hombre primitivo encontró refugio en cuevas que encontraba a su paso, pero una vez que dejó de ser nómada para establecerse en una región, tuvo la necesidad de crear sus propios refugios, y producto de esto fue que el concepto de casa fue creado. Las diversas civilizaciones desarrolladas lograron una arquitectura de la casa de forma diferente, con distintas formas y distintos materiales, pero en la mayoría se puede observar que se presentan elementos básicos comunes: un sistema vertical de soporte compuesto por muros; y un sistema horizontal de techo apoyado en el sistema vertical. La madera y la piedra en un principio, el concreto y el acero en los últimos siglos, han sido los materiales más comúnmente usados para los sistemas verticales. El sistema de losa se ha hecho con una variedad más amplia de materiales entre los que se pueden nombrar las ramas secas en forma de paja o la cerámica en forma de tejas; y en los últimos dos siglos el uso del concreto en combinación con el acero. Como puede verse, los materiales para el sistema de techo han sido más ligeros y menos resistentes, lo cual habla de su poca durabilidad. Encontramos así que tanto en los templos griegos como en los de las antiguas civilizaciones mesoamericanas, el sistema de carga vertical es el que ha perdurado a través de los siglos.

Los romanos por su parte lograron con el uso del arco y la bóveda estructuras más estables con las que pudieron salvar grandes claros y construir gran cantidad de obras civiles como puentes y acueductos. En el caso de los edificios públicos, el arco y la bóveda fueron usados para lograr un sistema de techo resistente, y, aunque no se contaba con un análisis para su diseño, la intuición de los constructores, así como las pruebas y errores acumulados durante años fueron creando estructuras sólidas muchas de las cuales sobreviven hasta nuestros días.

### **2.1.1. Antecedente internacional**

Reyes (2013) en su investigación “Análisis comparativo de costos entre losa prefabricada vigueta Bovedilla, losacero y losa nervada con material de relleno; para la Construcción de viviendas en la república de Guatemala” resume lo siguiente: El trabajo de investigación compara los costos entre 3 tipos de losas; vigueta bovedilla, losacero y nervada con material de relleno, que serán aplicadas en 3 diferentes tipos de viviendas, con la finalidad de conocer, cuál es el sistema que mejor se adapta en precio, tiempo, uso de materiales, mano de obra y calidad en la construcción. En el primer capítulo, muestra las generalidades de los diferentes sistemas de losas y sus componentes que se utilizan para la construcción de viviendas. En el segundo capítulo, proporciona parámetros para el análisis y el diseño de los tipos de losas, se muestran métodos para el correcto cálculo de los momentos que afectan la losa, también da a conocer los espesores mínimos de losa que la vivienda puede utilizar. En el tercer capítulo, se realiza el análisis y diseño de las mismas. En el cuarto capítulo, se muestran los resultados buscando la reducción de recursos financieros, humanos, físicos, tiempo de construcción y la utilización de la menor cantidad de materiales en el proceso constructivo. Por último, se presentan las conclusiones y recomendaciones.

### **2.1.2. Antecedente nacional**

Galarza y Guzmán (2016) en su investigación denominada “Estudio de alternativas para el techado de un edificio de oficinas” menciona que, si bien los sistemas aligerados y nervados son los que presentan menor costo en concreto, acero y encofrado, la inclusión de bloques de relleno de poli-estireno expandido eleva en gran medida el precio de estos sistemas. En caso de los aligerados, el bajo precio de los bloques de arcilla permite sacar gran ventaja respecto a los demás sistemas, a diferencia del elevado precio de los bloques de poli-estireno expandido. El costo elevado en la utilización de este material en el sistema nervado de concreto armado en una dirección genera que este sistema sea económicamente el menos viable. Si bien, el sistema aligerado con vigas intermedias presenta una mayor ventaja económica respecto a los demás sistemas, el comportamiento estructural es similar a la losa nervada en dos direcciones.

## **2.2. Bases Teóricas**

### **2.2.1. Diseño estructural**

Hidalgo & Riddell (2018) los autores definen que el diseño estructural es proveer una estructura segura y económica para satisfacer una necesidad específica, un requisito esencial para que la construcción cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen. El diseño incorpora consideraciones de orden económico, ya que siempre pueden haber soluciones alternativas, y para cada una de ellas un óptimo, o costo mínimo, al que se procura llegar. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento.

### **2.2.2. Losa de concreto**

Blanco (2011) nos da a conocer que la losa tiene dos funciones principales, la primera está relacionada con la carga de gravedad, que es la carga de la propia losa, el piso terminado, la sobrecarga y la posible transmisión de tabiques u otros elementos apoyados en ella. Transferirlos a las vigas; el segundo se relaciona con cargas sísmicas, que consiste en obtener la unidad de la estructura para que tenga un comportamiento uniforme en cada piso, de manera que la cantidad de deformación de la columna y la pared en cada piso igual.

#### Tipos de losas

- A. Losas macizas: Tienen un determinado espesor, íntegramente en concreto armado.
- B. Losas nervadas: tienen en cambio nervios o viguetas cada cierta distancia, unidas por una losa maciza superior más delgada, requiriendo de un encofrado que siga la superficie lateral de las nervaduras y el fondo de la losa superior.
- C. Losas aligeradas: son en esencia losas nervadas, pero tienen como diferencia, que el espacio existente entre nervaduras o viguetas este relleno por un ladrillo aligerado.

### **2.2.2.1 Losas en una dirección**

Los aligerados armados en una dirección resultan económicos hasta luces de aproximadamente 7 m.; para luces mayores será más económico el uso de losas nervadas, debido al hecho de poder usarse peraltes mayores. Sin recurrir a ladrillos especiales o al hecho de tener que colocar un ladrillo sobre otro pudiendo además modular el espaciamiento de las viguetas de acuerdo a requerimiento de cálculo y de arquitectura.

### **2.2.2.2 Losas en dos direcciones**

Cuando se tienen paños más o menos cuadrados y de luces comprendidas entre 6 y 8 m. aproximadamente, se pueden usar aligerados en dos direcciones, y para el caso de luces mayores se puede estructurar considerando losas nervadas en dos direcciones esto no niega la posibilidad de usar losas nervadas en dos direcciones para luces menores.

Tipos de losas de dos direcciones:

Nadim & Al-Manaseer (2012) Los autores nos dicen que las losas de hormigón estructural bidireccional se pueden clasificar de la siguiente manera:

1. Losas bidireccionales sobre vigas: Este caso ocurre cuando la losa bidireccional está soportada por vigas en los cuatro lados. Las cargas de la losa se transfieren a las cuatro vigas de soporte que, a su vez, transfieren las cargas a las columnas.
2. Losas planas: Una losa plana es una losa bidireccional reforzada en dos direcciones que generalmente no tiene vigas, y las cargas se transfieren directamente a las columnas de soporte. La columna tiende a perforar la losa, que puede tratarse mediante tres métodos:
  - a. Utilizando un panel desplegable y un capitel de columna.
  - b. Utilizando un panel desplegable sin mayúscula de columna. El panel de hormigón alrededor del capitel de la columna debe ser grueso. Suficiente para soportar los esfuerzos de tracción diagonales que surgen de la cizalla de punzonado.

c. Usar un capitel de columna sin panel desplegable, lo cual no es común.

3. Pisos de placa plana: Un piso de placa plana es un sistema de losas bidireccionales que consta de una losa uniforme que se apoya directamente en columnas y no tiene vigas ni capiteles de columna. En este caso la columna tiende a perforar a través de la losa, produciendo tensiones de tracción diagonales. Por lo tanto, un aumento general en el espesor de la losa es se utiliza refuerzo necesario o especial.

4. Losas nervadas bidireccionales y el sistema de losa reticular: Este tipo de losa consiste en una losa de forjado con relación de largo a ancho menor que 2. El espesor de la losa es generalmente de 2 a 4 pulgadas y está sostenida por nervaduras (o viguetas) en dos direcciones. Las nervaduras están dispuestas en cada dirección con espaciamientos de aproximadamente 20 a 30 pulgadas, produciendo formas cuadradas o rectangulares. Las nervaduras también se pueden colocar a 45° o 60° de la línea central de losas, produciendo formas arquitectónicas en el soffito de la losa. En las losas nervadas bidireccionales, diferentes sistemas pueden ser adoptado:

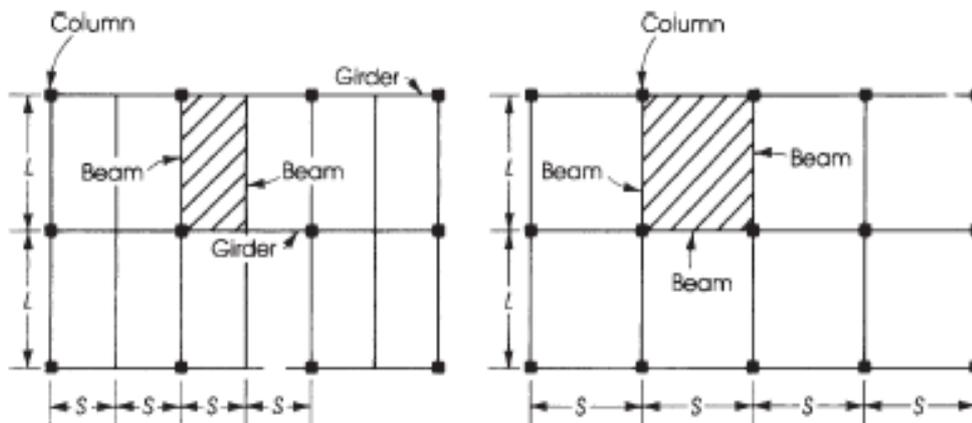
a. Un sistema de nervadura bidireccional con huecos entre las nervaduras, obtenido mediante el uso de formas especiales extraíbles y utilizables (sartenes) que normalmente tienen forma cuadrada. Las nervaduras están apoyadas en cuatro lados por vigas que descansan sobre columnas. Este tipo se denomina sistema de losas con nervaduras (viguetas) de dos vías.

b. Un sistema de nervadura de dos vías con rellenos permanentes entre las nervaduras que producen plafones de losas horizontales. Los rellenos pueden ser de hormigón hueco, ligero o de peso normal o de cualquier otro material ligero. Las costillas son sostenidas por vigas en los cuatro lados, que a su vez se apoyan en columnas. Este tipo también se llama sistema de losas nervadas bidireccionales (viguetas) o un sistema nervado bidireccional de bloques huecos.

c. Un sistema de nervadura bidireccional con huecos entre las nervaduras con las nervaduras continuando en ambas direcciones sin soportar vigas y descansando directamente sobre columnas a través de paneles sólidos encima de las columnas. Este tipo es llamado sistema de losas reticulares.

**Figura 1**

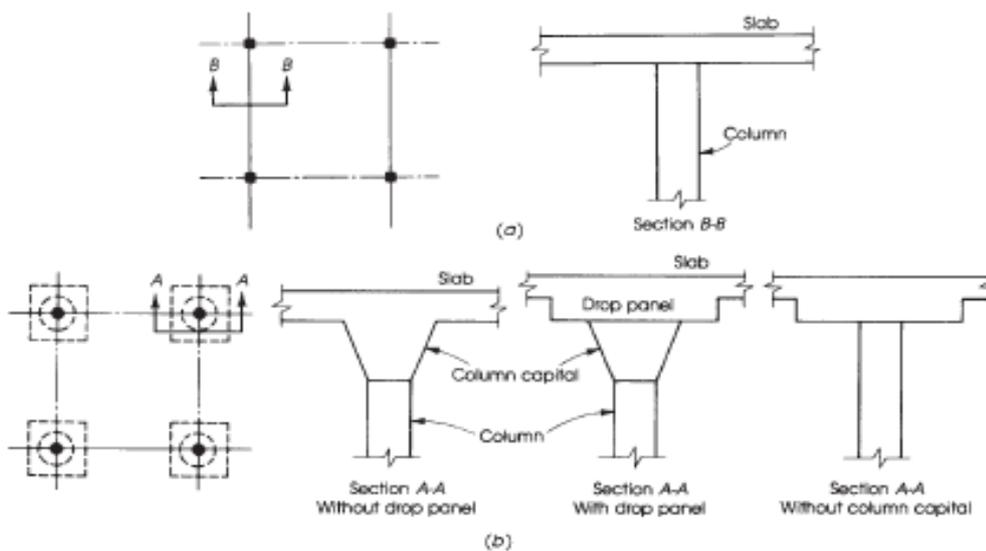
*Losa unidireccional  $L/S > 2$ , Y losa bidireccional (b)  $L/S < 2$*



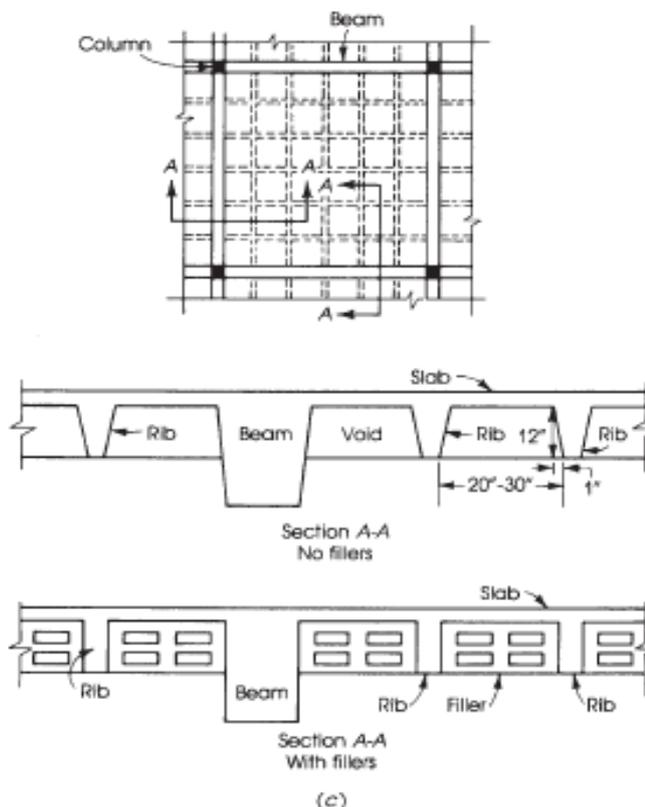
*Nota. Nadim & Al-Manaseer ( 2012)*

**Figura 2**

*Piso de losa plana y secciones*



*Nota. Nadim & Al-Manaseer ( 2012)*

**Figura 3***Losa y perfiles nervados*

*Nota.* Nadim & Al-Manaseer ( 2012).

### 2.2.3. Diseño de losa

Se permite diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida, y se cumplen todas las condiciones de servicio incluyendo los límites especificados para las deformaciones.

Se permite que un sistema de losas, incluyendo la losa y las vigas (cuando las hay) entre apoyos, y las columnas de apoyo o muros que formen marcos ortogonales, se diseñe para cargas gravitacionales ya sea mediante el Método de diseño directo o el Método del Pórtico Equivalente (ACI 318, 2014).

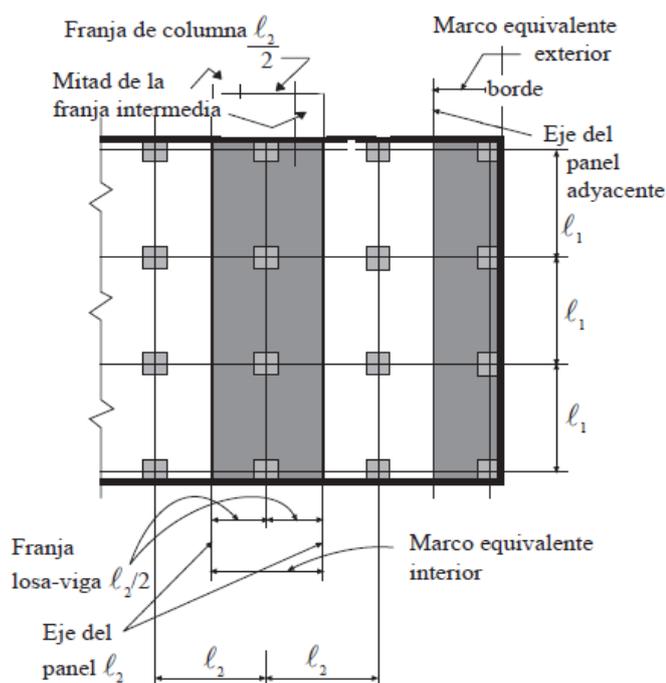
## 2.2.4 Método del pórtico equivalente

Implica la representación del sistema de losa tridimensional mediante una serie de marcos bidimensionales, que se analizan para las cargas que actúan en el plano de los marcos. Los momentos negativos y positivos así determinados en las secciones críticas de diseño del marco se distribuyen a los puntos de la losa.

El análisis completo del sistema de losas de un edificio consiste en analizar una serie de pórticos equivalentes (interiores y exteriores) que se extienden longitudinal y transversalmente a través de la estructura. (ACI 318, 2014) .

**Figura 4**

*Definiciones del pórtico equivalente*



*Nota.* ACI 318 (2014).

### ❖ Vigas – losas

Se permite determinar el momento de inercia del sistema de vigas-losa en cualquier sección transversal fuera del nudo o capitel de la columna usando el área bruta de hormigón (ACI 318, 2014).

## ❖ Columnas

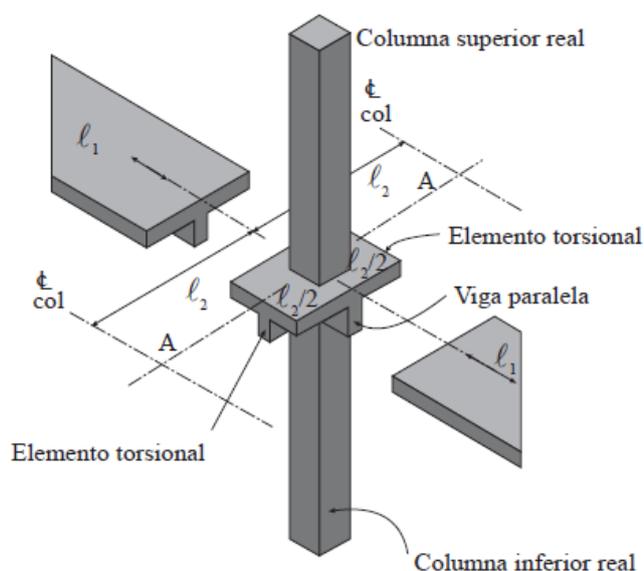
Se permite determinar el momento de inercia de las columnas en cualquier sección transversal fuera de nudos o capiteles de columnas, usando el área total de hormigón.

Debe tomarse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de las columnas.

El momento de inercia de las columnas desde la parte superior a la parte inferior del sistema viga-losa en el nudo debe suponerse infinito (ACI 318, 2014).

**Figura 5**

*Columna equivalente (columna más elementos torsionales)*



*Nota.* ACI 318 (2014).

## ❖ Consideraciones para la aplicación del método:

1. Debe considerarse que la estructura está constituida por pórticos equivalentes a lo largo de ejes de columnas tomadas longitudinal y transversalmente a través de la estructura.

2. Cada pórtico debe consistir en una hilera de columnas o apoyos y franjas de viga-losa limitadas lateralmente por el eje central de la losa a cada lado del eje de las columnas o los apoyos.
3. Debe suponerse que las columnas o apoyos están unidos a las franjas de viga – losa mediante elementos torsionales (ACI-13-7-5) transversales a la dirección del tramo para el cual se están determinando los momentos, extendiéndose hasta los ejes centrales de las losas laterales a cada lado de la columna.
4. Los pórticos adyacentes y paralelos a un borde deben estar limitados por dicho borde y el eje central de la losa adyacente.
5. Se permite el análisis de cada pórtico equivalente en su totalidad. Alternativamente para cargas gravitacionales, se permite un análisis de cada piso o techo con sus extremos lejanos considerados empotrados.
6. Cuando las vigas-losa son analizadas separadamente, se permite determinar el momento en un apoyo dado suponiendo que la viga losa esta empotrada en cualquier apoyo distante dos vanos del considerado, siempre que la losa continúe más allá de dicho punto.

#### ❖ **Cálculo del momento total en ambos sentidos de la losa**

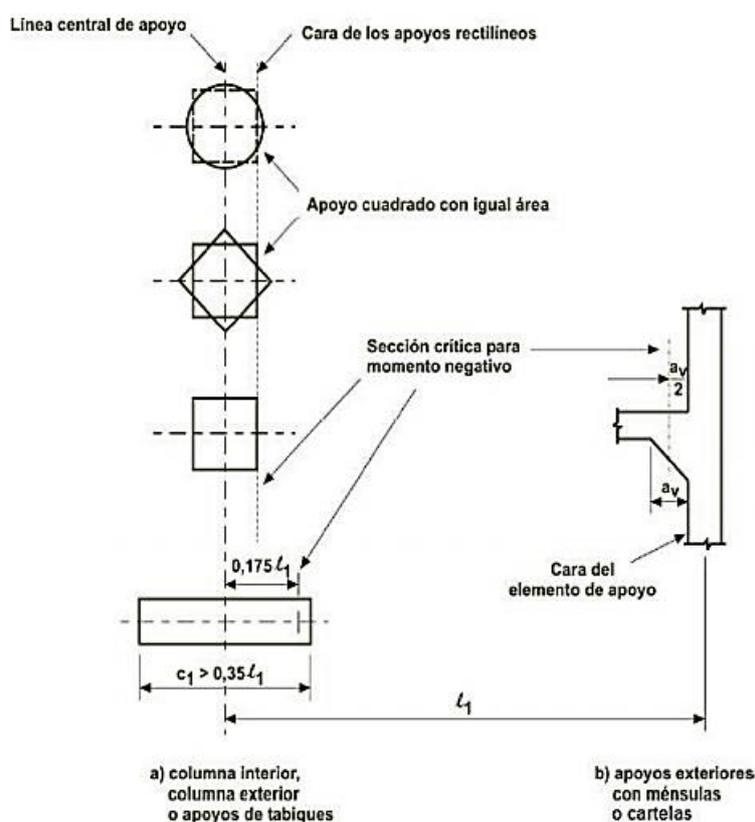
Definida la geometría y las rigideces efectivas de la franja de la viga losa y de los apoyos el análisis del pórtico equivalente puede llevarse a cabo mediante el método de distribución de momentos. En general el pórtico se analiza en su totalidad, sin embargo, si solo se consideran cargas de gravedad, es posible analizar cada nivel por separado. En este caso, se asume que los extremos de las columnas del nivel correspondiente se encuentran empotrados en los extremos opuestos a la losa. Una vez determinados los momentos de diseños positivos y negativos, falta distribuirlos a lo ancho de las secciones críticas.

Para fines de diseño, el ancho total de la franja se divide en franjas de columna y medias franjas centrales adyacentes definidas previamente y los momentos se suponen constantes y dentro de los límites de cada una de ellas. La distribución de momentos a las franjas de columna y a las franjas centrales se realiza utilizando los mismos porcentajes determinados con relación al método de diseño directo.

En el capítulo IV se obtienen los coeficientes de rigidez, factores de transporte y los coeficientes de momento de empotramiento para las diferentes geometrías y configuraciones de carga. Una amplia gama de proporciones de tamaño - luces de columnas en ambas direcciones longitudinales y transversales es abarcado en las tablas.

**Figura 6**

*Sección crítica para la determinación del momento negativo de diseño*



*Nota.* Teodoro Harmsen "Diseño de Estructuras de Concreto Armado"

## - Columnas

Se permite determinar el momento de inercia de las columnas en cualquier sección transversal fuera de nudos o capiteles de columnas, usando el área bruta de concreto. Los tipos comunes de columnas y condiciones de apoyo en los extremos para los sistemas de losas se muestran en la figura 07. La rigidez de las columnas está basada en la longitud de estas  $l_c$ , desde la mitad del espesor de la losa superior hasta la mitad del espesor de la losa inferior.

### - Elementos torsionales

El cálculo de la rigidez de los elementos torsionales requiere varias suposiciones simplificadas. Si no existen vigas que formen pórticos con la columna, se supone como viga efectiva una porción de la losa igual al ancho de la columna o capitel. Si existen vigas que lleguen a la columna, se asume un comportamiento de viga T o viga L, con alas que se prolongan a cada lado de la viga una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia debajo de la losa, pero no mayor de cuatro veces el espesor de la losa. Además, se supone que no ocurre ninguna rotación por torsión en la viga sobre el ancho del apoyo.

ACI 318 (2014), en el ítem 13-7.5, recomienda considerar, para el análisis, la mayor de las tres secciones propuestas a continuación:

a) La porción de losa con un ancho igual al de la columna, ménsula o capitel en la dirección en la cual se están determinando los momentos.

b) En construcciones monolíticas, la porción de losa anteriormente definida incluyendo, además, la sección de la viga perpendicular a la dirección de análisis sobre y por debajo de la losa.

c) La sección de la viga perpendicular a la dirección de análisis considera el aporte de la losa.

El primer criterio se aplica a losas sin vigas entre apoyos mientras que el segundo y el tercero se utilizan cuando existen vigas en la dirección perpendicular al eje en estudio. La rigidez  $k_t$ , de los elementos torsionales es calculado por la siguiente expresión:

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{\left[l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3\right]} \quad \dots \text{Ecuación (1)}$$

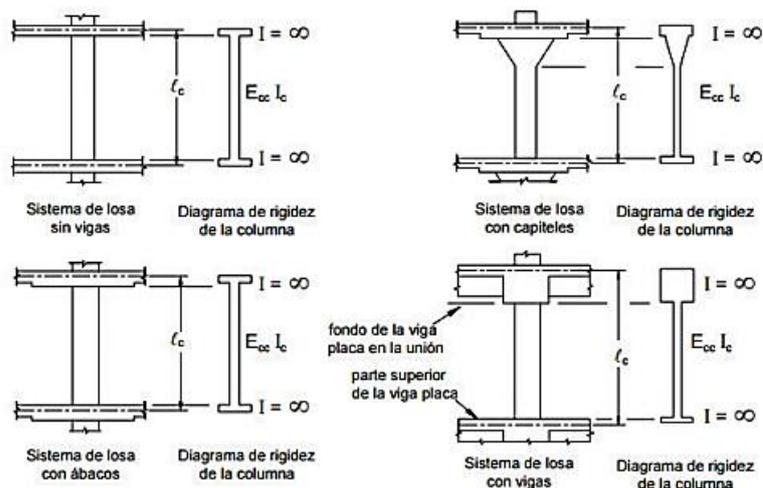
Donde la sumatoria es aplicable al caso común cuando hay vigas de borde a ambos lados de la columna. El término  $C$  es una sección transversal constante que define las propiedades torsionales de cada elemento torsional que conforma la conexión.

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \left(\frac{x^3 y}{3}\right) \quad \dots \text{Ecuación (2)}$$

Donde  $x$  es la dimensión menor e  $y$  es la dimensión mayor de una parte rectangular.

**Figura 7**

Secciones para calcular la rigidez de las columnas,  $K_c$



Nota. Reglamento CIRSOC 201.

Cuando las vigas forman pórticos con las columnas en la dirección de tramo para el cual se determinan los momentos, la rigidez torsional  $k_t$  debe multiplicarse por la relación entre el momento de inercia de la losa con esta viga y el momento de inercia de la losa sin ella.

$$K_{ta} = \frac{K_t I_{sb}}{I_s} \quad \dots \text{Ecuación (3)}$$

Donde:

$K_{ta}$ : incremento de la rigidez torsional debido a la viga paralela.

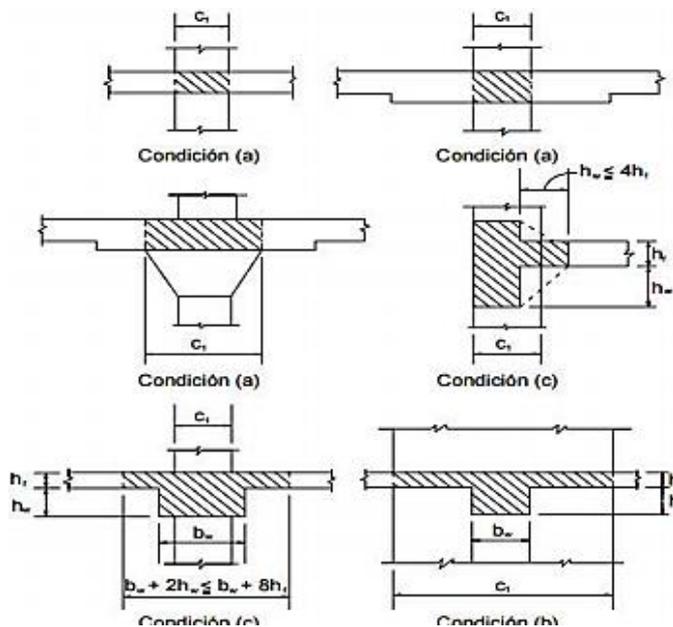
$I_s$ : Momento de inercia del ancho de la losa igual al ancho total entre las líneas centrales del panel,  $l_2$ , excluyendo esa porción del alma de la viga que se extiende sobre y debajo de la losa.

$$I_s = \frac{l_2 h^3}{12} \quad \dots \text{Ecuación (4)}$$

$I_{sb}$ : Momento de inercia de sección de la losa especificada por  $I_{sb}$  que incluye esa porción del alma de la viga que se extiende sobre y debajo de la losa.

**Figura 8**

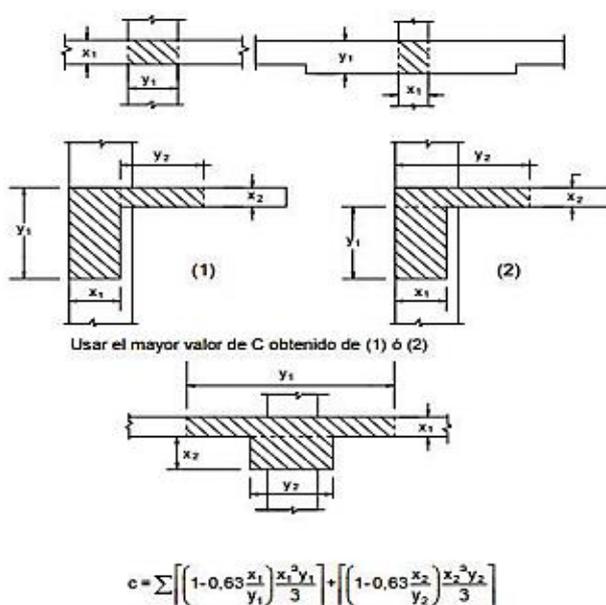
*Criterios para la determinación de la sección transversal de los elementos torsionales*



*Nota.* Teodoro Harmsen “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”

**Figura 9**

*Contante C, que define las propiedades torsionales de un elemento torsional*



*Nota.* Teodoro Harmsen “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”

- **Columna equivalente**

El concepto de la columna equivalente modifica la rigidez de la columna para tomar en cuenta la flexibilidad torsional de la conexión losa-columna. La columna equivalente consiste de columnas reales sobre y debajo de la losa – viga, más elementos torsionales “agregados” a cada lado de la columna y que se extiende hasta los ejes de los paneles adyacentes.

Para un pórtico exterior, el elemento torsional agregado está en un solo lado. La presencia de vigas paralelas también influirá en la rigidez. La rigidez a flexión de la columna equivalente  $K_{ec}$  es dada en términos de su inversa o flexibilidad, como sigue.

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_t} \quad \dots \text{Ecuación (5)}$$

Para propósitos de cálculo, el diseñador puede preferir que la expresión anterior se dé directamente en términos de las rigideces como sigue:

$$K_{ec} = \frac{\sum K_c \times \sum K_{ta}}{\sum K_c + \sum K_{ta}} \quad \dots \text{Ecuación (6)}$$

Las rigideces de las columnas reales  $K_c$  y elementos torsionales,  $K_t$  deben cumplir con la sección 13.7.4 y 13.7.5 del Código ACI. Después de que los valores de  $K_c$  y  $K_t$  son determinados, se calcula la rigidez de la columna equivalente  $K_{ec}$ . Usando la figura 2, se tiene:

$$K_{ec} = \frac{(K_{ct} + K_{cb}) (K_{ta} + K_{ta})}{K_{ct} + K_{cb} + K_{ta} + K_{ta}} \quad \dots \text{Ecuación (7)}$$

Donde:

$K_{ct}$ : Rigidez a flexión en la superficie de la columna

$K_{cb}$ : Rigidez a flexión en la base de la columna superior que conforma la conexión

$K_{ta}$ : Rigidez a flexión de cada elemento torsional, uno en cada lado de la columna, incrementado debido a la viga paralela (si la hubiera).

- **Momentos factorizados o mayorados**

La distribución de momentos probablemente es el método de cálculo manual más conveniente para analizar pórticos parciales que involucran varios tramos continuos con los extremos lejanos de las columnas superiores e inferiores fijos. Los mecanismos del método no se describirán aquí, salvo una discusión breve de los siguientes dos puntos (1) el uso del concepto de la columna equivalente para determinar los factores de distribución en la conexión y (2) el procedimiento apropiado para distribuir el momento de la columna equivalente obtenido en el análisis del pórtico de las columnas reales sobre y debajo de la conexión losa-viga.

Un nudo del pórtico con los factores de rigidez  $K$  mostrados para cada elemento que conforma la conexión se muestra en la figura 10. Las expresiones que se dan debajo para los factores de distribución del momento DF en la conexión, usan la rigidez de la columna equivalente  $K_{ec}$ . Estos factores de distribución son usados directamente en el procedimiento de distribución de momentos. Rigidez de la columna equivalente:

$$K_{ec} = \frac{\sum K_c \times \sum K_t}{\sum K_c + \sum K_t} \quad \dots \text{Ecuación (8)}$$

$$K_{ec} = \frac{(K_{ct} + K_{cb}) (K_t + K_t)}{K_{ct} + K_{cb} + K_t + K_t} \quad \dots \text{Ecuación (9)}$$

Factor de distribución de la losa-viga,

DF (Tramo 2-1) =

$$= \frac{K_{b1}}{K_{b1} + K_{b2} + K_{ec}} \quad \dots \text{Ecuación (10)}$$

DF (Tramo 2-3) =

$$= \frac{K_{b2}}{K_{b1} + K_{b2} + K_{ec}} \quad \dots \text{Ecuación (11)}$$

Factor de distribución de la columna equivalente (momento desbalanceado de la losa-viga)

$$DF = \frac{K_{ec}}{K_{b1} + K_{b2} + K_{ec}} \quad \dots \text{Ecuación (12)}$$

Refiriéndose a la figura 10:

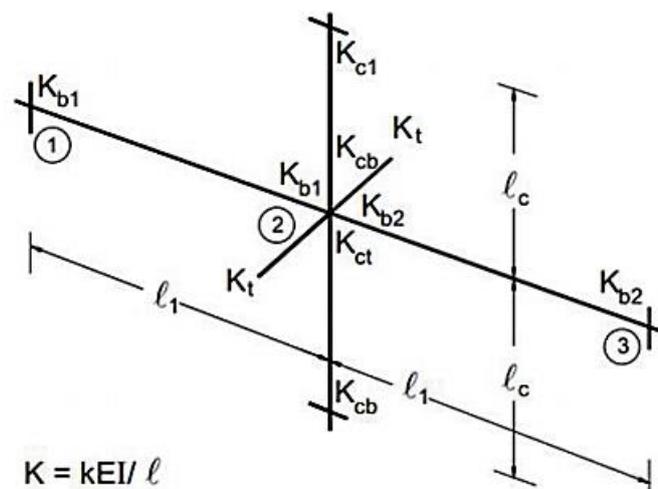
$$\text{Porción del momento desbalanceado en la columna superior} = \frac{K_{cb}}{K_{cb} + K_{ct}}$$

$$\text{Porción del momento desbalanceado en la columna inferior} = \frac{K_{ct}}{K_{cb} + K_{ct}}$$

Las columnas “reales” se diseñan entonces para estos momentos.

**Figura 10**

*Factores de distribución de momento. (DF)*



*Nota.* Reglamento CIRSOC 201.

#### - Redistribución de momentos

Los momentos factorizados pueden reducirse para que el momento estático total factorizado (suma de los momentos positivos y promedio de los momentos negativos) no necesita exceder  $M_o$ :

$$M_o = \left( \frac{M_{u1} + M_{u2}}{2} \right) + M_{u3} \quad \dots \text{Ecuación (13)}$$

❖ **Factores de distribución aplicados al momento estático total para calcular momentos positivos y negativos en la luz extrema**

**Figura 11**

*Distribución del momento estático total para un tramo extremo.*

	Borde exterior sin restricción	Losas con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre los apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento negativo exterior	0.00	0.16	0.26	0.30	0.65

*Nota.* Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11)

### 2.2.5. Losa Waffle

Es un componente estructural que es liso en su parte superior y contiene cuadrícula como sistema en su superficie inferior. La parte superior de la losa nervada es normalmente delgada y las líneas de rejilla de fondo son generalmente costillas que se colocan perpendiculares una a otra con la misma profundidad, losa Waffle tiene dos refuerzos direccionales.

Todas las nervaduras se dirigen desde cabeceras de columnas o vigas. la profundidad de las nervaduras mantenidas es la misma que la profundidad de la cabeza de la columna o la viga. Debido a las nervaduras y al doble refuerzo, es más estable y se recomienda para losas o cimientos de mayor luz (theconstructor, 2019).

#### 2.2.5.1 Tipos De Losa De Waffle

❖ **Sistema De Losa Acanalada Unidireccional**

La losa de piso de viguetas unidireccionales consta de una secuencia de pequeñas vigas en T de hormigón armado que pueden estar conectadas con las vigas transportadas por la columna del edificio.

Las vigas en T se conocen como viguetas que se forman instalando paneles de acero con un espaciado constante. Se echa hormigón entre esos espacios para hacer esas nervaduras (theconstructor, 2019).

#### ❖ **Sistema De Losa Acanalada Bidireccional**

El sistema fue diseñado para reducir la carga de la losa de concreto completo. El tipo de matriz en forma de cúpula, rodeado por nervaduras ortogonales, forma una configuración bidireccional para losas de grandes luces. Los huecos entre todas las cúpulas reducen la carga muerta, ya que este ancho hace que una parte de la losa sea menor que la losa plana (theconstructor, 2019).

#### **2.2.5.2 Características de las Losas Tipo Waffle**

- Las losas Waffle son generalmente adecuadas para áreas planas.
- El volumen de hormigón es mucho menor que otros.
- El refuerzo dentro de las losas Waffle se ofrece en forma de malla o barras individuales.
- No se requiere excavación separada para vigas en el caso de losas Waffle.
- El espesor recomendado para losa reticular es de 85 a 100 mm mientras que la profundidad total de la losa se limita a 300 a 600 mm.
- El ancho de la viga o nervadura proporcionada en las losas de rejilla es típicamente de 110 a 200 mm.
- La distancia de nervadura recomendada es de 600 a 1500.
- Las losas Waffle reforzadas se pueden construir para un tramo de hasta 16 metros, mientras que las losas Waffle prefabricadas son superiores en longitud.
- Las losas Waffle son buenas contra la contracción y son más bajas que las balsas rígidas y las losas de base.
- Las losas Waffle requieren solo un 70% de concreto y un 80% de acero al concreto y al acero para su uso en la balsa endurecida.

### 2.2.5.3 Ventajas de Losa Waffle

- Las losas tipo Waffle se utilizan para losas o suelos de grandes luces y se utilizan cuando hay una necesidad limitada de varias columnas.
- La capacidad de carga de la losa reticular es mayor que otras variedades de losas.
- Proporcionan un aspecto estético y una buena estabilidad estructural, por lo que se utiliza para aeropuertos, hospitales, templos, iglesias y muchos otros.
- Tiene una buena capacidad de control de vibraciones debido al refuerzo bidireccional, por lo tanto, es útil para los edificios públicos regular la vibración creada por las acciones de multitudes.
- Las losas Waffle son más ligeras y requieren mucha menos cantidad de hormigón, por lo que resultan económicas.
- La construcción de la losa Waffle es fácil y rápida con una buena supervisión, por lo tanto, la cantidad de hormigón y acero requerida.
- Muchos servicios, como iluminación, tuberías de plomería, cableado eléctrico, aire acondicionado, materiales de aislamiento, pueden proporcionarse ofreciendo orificios dentro de la superficie del fondo del Waffle hasta la profundidad de la losa de Waffle; este método se conoce como plataforma de orificios.

### 2.3. Definición de términos

A continuación, se define los términos usados en la investigación:

- ACI: Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute) (ACI 318, 2014)
- Cargas: Fuerzas u otras acciones resultantes del peso de los materiales, la ocupación y sus pertenencias, efectos ambientales, movimientos diferenciales y restricciones a la deformación (torres & santos, 2013).
- Luz: Longitud del vano, la distancia en proyección horizontal, existente entre los apoyos de una viga, un puente. El espacio entre los apoyos se suele denominar interluz (ACI 318, 2014).
- Losa: Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una

o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo (N.T.E. 0.60 , 2009).

- Pórticos: Son estructuras cuyo comportamiento está gobernado por la flexión. Están conformados por la unión rígida de vigas y columnas. Es una de las formas más populares en la construcción de estructuras de concreto reforzado y acero estructural para edificaciones de vivienda multifamiliar u oficinas (Espinoza, 2013).
- Viga: Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante. (N.T.E. 0.60 , 2009).
- Columnas: Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión (N.T.E. 0.60 , 2009).

## **CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO**

### **3.1. Tipo y Diseño de investigación**

#### **3.1.1. Tipo de investigación**

El tipo de investigación por su finalidad es Aplicativo, del nivel integrativo, porque está orientada a realizar el Diseño Estructural de un Edificio de centro comercial con losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones. en la Ciudad de Tacna en base a las normas ACI.

#### **3.1.2. Diseño de investigación**

El diseño de investigación causal evaluativo, que tiene el propósito de realizar el Diseño Estructural en un Edificio de centro comercial con losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones en base de las normas ACI.

### **3.2. Población y/o muestra de estudio**

#### **3.2.1. Población**

Edificación de concreto armado de grandes luces en la ciudad de Tacna.

#### **3.2.2. Muestra**

Está conformada por 01 Edificio de 1 nivel con losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones en la ciudad de Tacna.

### 3.3. Operacionalización de Variables

Para el siguiente proyecto de investigación el diseño que se adopto es expresado en la siguiente ecuación:

$$Y = f(x)$$

Donde:

Y= Variable dependiente.

X= Variable independiente.

#### 3.3.1. Variable independiente

X= Diseño de losa de concreto armado

Indicadores:

- Diseño de estructuras.
- Dimensionamiento de elementos estructurales.

#### 3.3.2. Variable dependiente

Y= Edificación de grandes luces.

Indicadores:

- Grandes luces.
- Estética de la edificación.

### 3.4. Técnicas e instrumentos

Las técnicas empleadas en el presente trabajo son:

- ❖ Técnica documental, ya que se ha recolectado información a través de fuentes documentales que se relacionan con la problemática estudiada.
- ❖ Técnicas de procesamiento de datos, lo que nos servirá para el diseño de la losa bidireccional de grandes luces.

### **3.5. Procesamiento y análisis de datos**

Para cada objetivo específico el procesamiento y análisis de datos se realizará de la siguiente manera:

#### **3.5.1. Objetivo específico 1:**

Realizar el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces con el sistema Waffle. Aplicando las normas y métodos requeridos para una losa bidireccional.

#### **3.5.2. Objetivo específico 2:**

Aplicación de la norma ACI 318-14 en el diseño de una losa nervada en dos direcciones de concreto armado de grandes luces es un diseño innovador ya que son pocos las edificaciones que lo utilizan.

#### **3.5.3. Objetivo específico 3:**

Evaluar el desarrollo del método de pórticos equivalentes para el diseño de una losa con el sistema Waffle. Se desarrollará un ejemplo aplicativo de una losa con el sistema Waffle que nos permite determinar las ventajas estructurales del edificio.

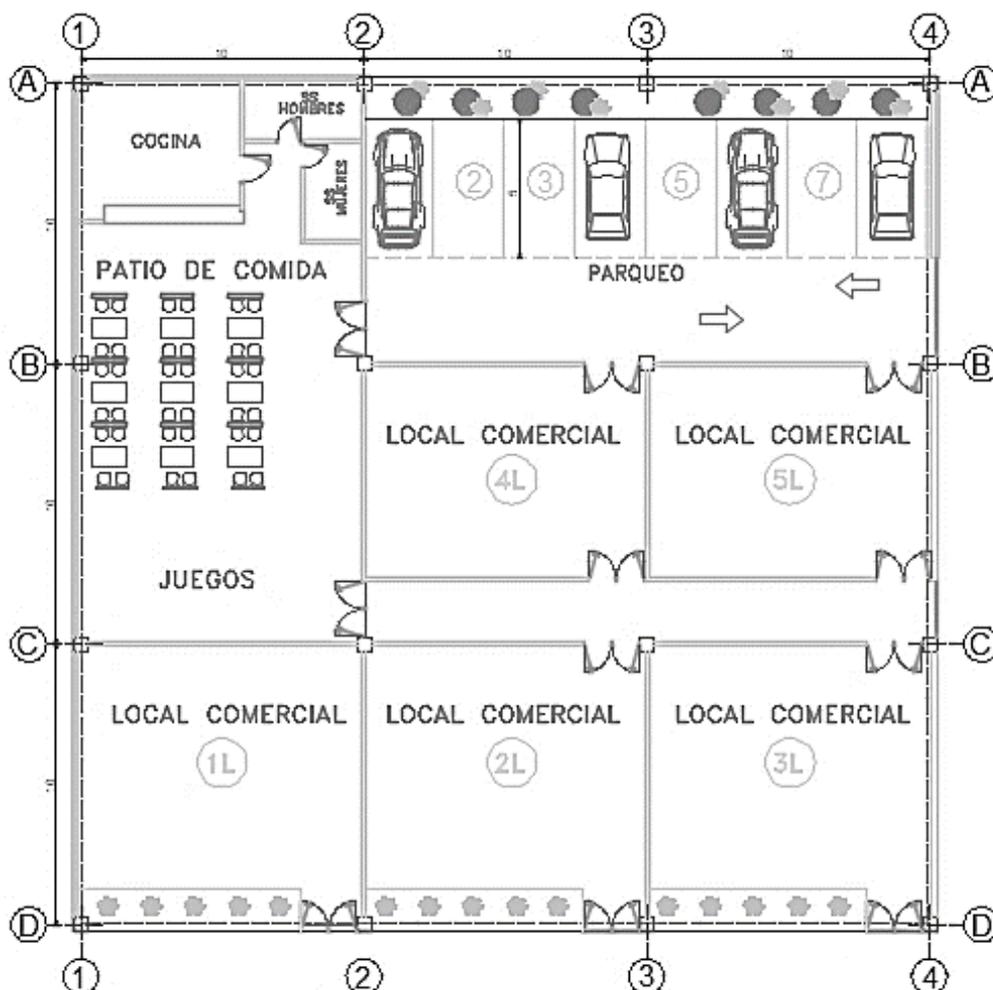
## CAPÍTULO IV. RESULTADOS

### 4.1. Descripción del Proyecto

El proyecto contempla un edificio de concreto armado de 1 nivel, un área de 900.00 m<sup>2</sup> ubicado en la ciudad de Tacna. Cuenta con una zona de parqueo, cocina, patio de comida, servicios higiénicos y locales comerciales. Como se aprecia en la Figura 12. Se requiere que la edificación sea construida en la ciudad ya que esta es una zona comercial de gran potencial en todo el sur de Perú, beneficiando a la población y futuros turistas del vecino país.

**Figura 12**

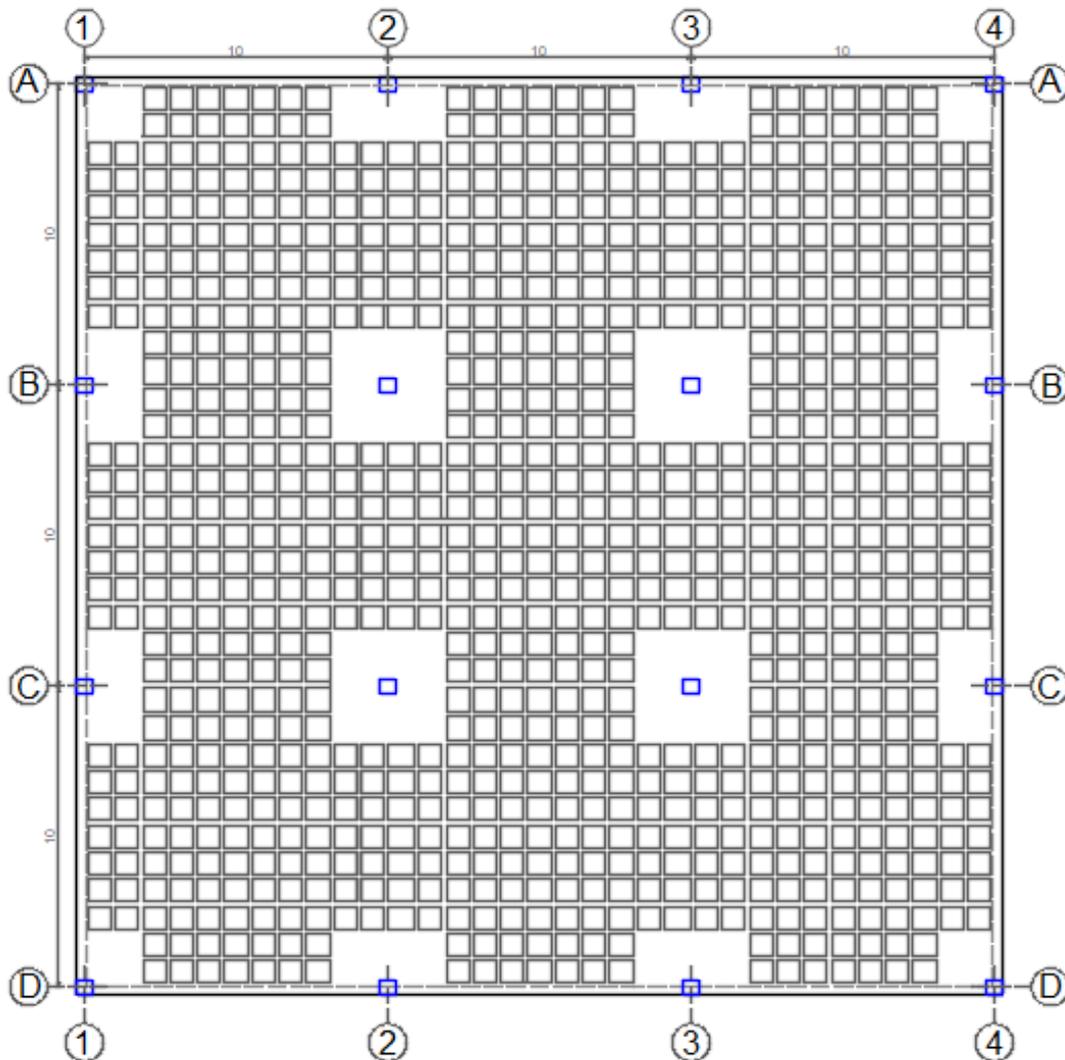
*Vista en planta del primer piso – Arquitectura*



*Nota.* Elaboración propia

Figura 13

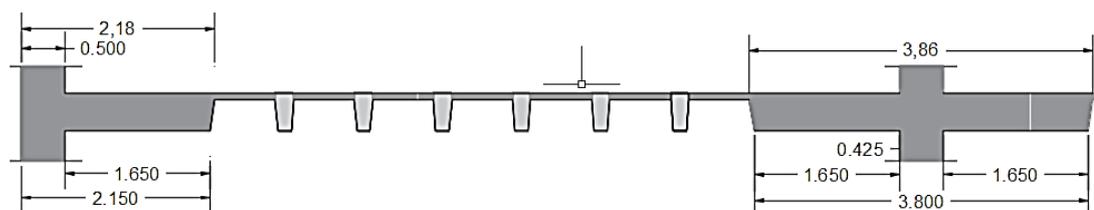
Vista en planta del primer piso - Losa Waffle en dos direcciones



Nota. Elaboración propia

Figura 14

Detalle del perfil de la Losa Waffle en dos direcciones (m)



Nota. Elaboración propia

#### 4.1.1 Normas utilizadas

- Norma ACI 318-14

#### 4.1.2 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados

##### Concreto

- Resistencia a la compresión

$$f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (para losa)}$$

$$f'c = 420 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (para columna)}$$

##### Acero (corrugado grado 60)

- Esfuerzo de fluencia

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.1.3 Metrados de cargas

##### Cargas muertas

- Carga muerta supuesta: 250 kgf/m<sup>2</sup>

##### Cargas vivas

- Sobrecarga en tiendas: 500 kgf/m<sup>2</sup>

#### 4.2. Estructuración

Se diseñará una estructura de 1 piso, que será destinada con uso de Tiendas comerciales dentro de ellas están incluidas garaje, patio de comida y servicios higiénicos. Tanto en la dirección "X" como en "Y" se tendrá un sistema de muros estructurales, se ha dispuesto diseñar una losa nervada de grandes luces con distancia de 10 m cada tramo, en dos direcciones con un espesor de 42.5 cm las nervaduras y la losa plana de 7.5 cm. Se considero una altura de piso de 4 m.

**Figura 15***Vista 3D de la Estructura*

*Nota.* Elaboración propia

### 4.3. Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales

Placa plana preliminar (sin viguetas)

a) Espesor mínimo de losa – deflexión

➤ Panel exterior

$$h_1 = \frac{l_n}{30} = \frac{9.5}{30} = 0.317 \text{ m. ACI-318-14 (Tabla 8.3.1.1)}$$

*Nota: no debe ser menor que 12.7 cm. ACI-318-14 (Tabla 8.3.1.1- a)*

➤ Panel interior

$$h_1 = \frac{l_n}{33} = \frac{9.5}{33} = 0.288 \text{ m. ACI-318-14 (Tabla 8.3.1.1)}$$

*Nota: no debe ser menor que 12.7 cm. ACI-318-14 (Tabla 8.3.1.1- a)*

Donde:

$l_n$  = longitud del tramo libre en la dirección larga.

Usaremos losa de  $h = 0.33 \text{ m}$ .

Para todos los paneles su peso propio será:

$$2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.33\text{m} = 792 \text{ kg/m}^2$$

b) Resistencia al corte de la losa: corte unidireccional

➤ Evaluación de la profundidad efectiva promedio

$$d_2 = h - rec - d_b - \frac{d_b}{2}$$

$$d_2 = 0.33\text{m} - 0.019\text{m} - 0.019\text{m} - \frac{0.019\text{m}}{2}$$

$$d_2 = 0.28 \text{ m}$$

$$d_1 = h - rec - \frac{d_b}{2}$$

$$d_1 = 0.33\text{m} - 0.019\text{m} - \frac{0.019\text{m}}{2}$$

$$d_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$d_{prom} = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

$$d_{prom} = \frac{0.30\text{m} + 0.283\text{m}}{2}$$

$$d_{prom} = 0.29 \text{ m}$$

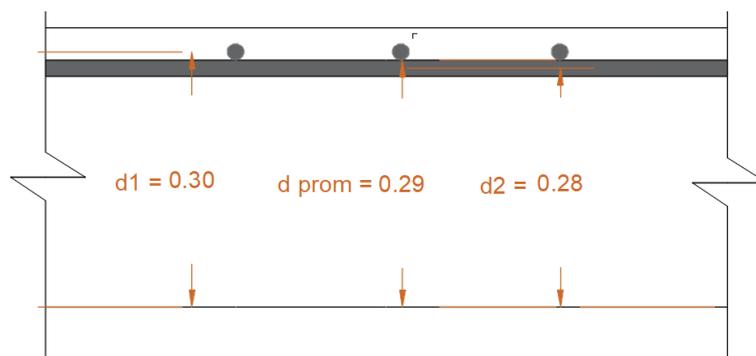
Nota:

✓ Recubrimiento =  $\frac{3}{4}$  pulg para una barra de acero N° 6.

✓  $d_b = \frac{3}{4}$  pulg para una barra de acero N°6.

**Figura 16**

Sistema de losa plana de concreto bidireccional



Nota. Elaboración propia.

- Combinación de cargas. *ACI-318-14* (5.3.1)

$$q_u = 1.2 \left( 792 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1.6 \left( 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$q_u = 2038.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Verificar la idoneidad del espesor de la losa para la acción de la viga (cortante unidireccional). *ACI-318-14* (22.5)

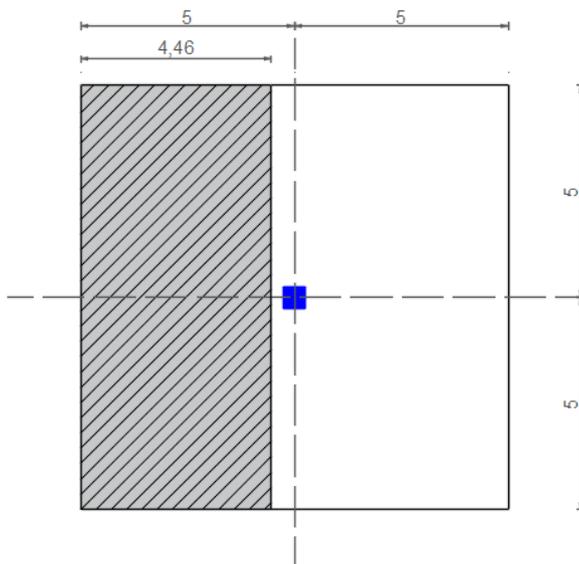
En una columna interior, consideramos una de 0.30 m, franja ancha. La sección crítica para la cortante unidireccional se ubica a una distancia  $d$ , de la cara de soporte, (ver Figura 17)

$$A_{trib.1 direcc.} = \left( \frac{10m}{2} - \frac{0.5m}{2} - 0.29m \right) * 1m$$

$$A_{trib.1 direcc} = 4.46 m^2$$

**Figura 17**

Sección crítica para cortante unidireccional (m)



Nota. Elaboración propia.

$$V_u = q_u * A_{trib.}$$

$$V_u = 2038.4 \frac{kg}{m^2} * 4.46 m^2$$

$$V_u = 9091.26 kg$$

$$V_c = 2 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad ACI-318-14 \text{ (ecuacion 22.5.5.1)}$$

Donde:

$$\lambda = 1 \text{ (para un hormigón de peso normal)}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 2 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} * 30cm * 29cm$$

$$\phi V_c = 24,414.31 kg > V_u \quad 6640kg$$

Nota:

El espesor de nuestra losa es de 33 cm de acuerdo a la cortante unidireccional.

c) Resistencia al cortante de la losa – cortante bidireccional.

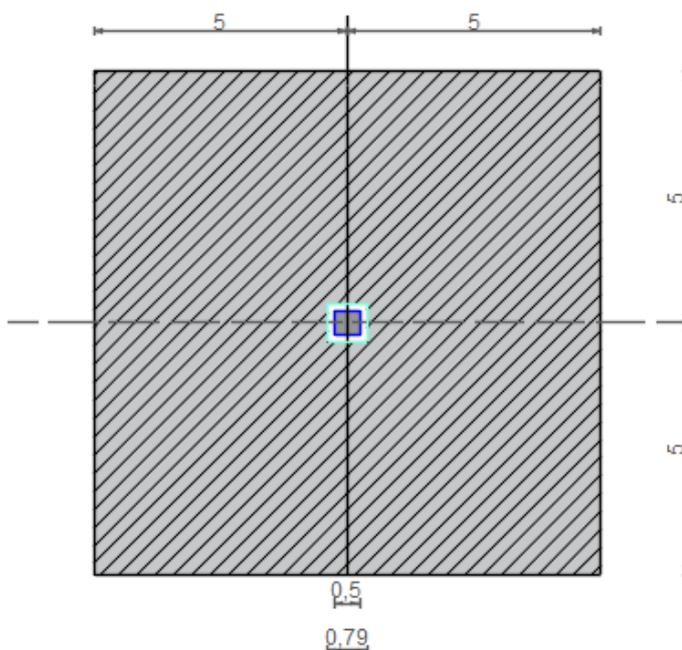
Verificación de la idoneidad del espesor de la losa para corte por punzonamiento (corte en dos direcciones) para una columna interior, ver Figura 18.

$$A_{trib.2\ direc.} = (10\ m * 10\ m) - (0.50m + 0.29m)^2$$

$$A_{trib.2\ direcc} = 99.38\ m^2 = 100\ m^2$$

**Figura 18**

*Sección crítica para cortante Bidireccional (m).*



*Nota.* Elaboración propia

$$V_u = q_u * A_{trib.2\ direc.}$$

$$V_u = 2038.4 \frac{kg}{m^2} * 100\ m^2$$

$$V_u = 203,840.00\ kg$$

Para una columna interior cuadrada

$$V_c = 4 * \lambda * \sqrt{f'_c * bw * d} \quad \text{ACI-318-14 (tabla 22.6.5.2 (a))}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} * (4 * (50cm + 29cm)) * 29cm$$

$$\phi V_c = 114,328.00 \text{ kg} < V_u$$

El espesor de la losa de 33 cm no es adecuado para el corte en dos direcciones, esto se espera ya que el peso propio y las cargas aplicadas son un gran desafío para el sistema de placa plana.

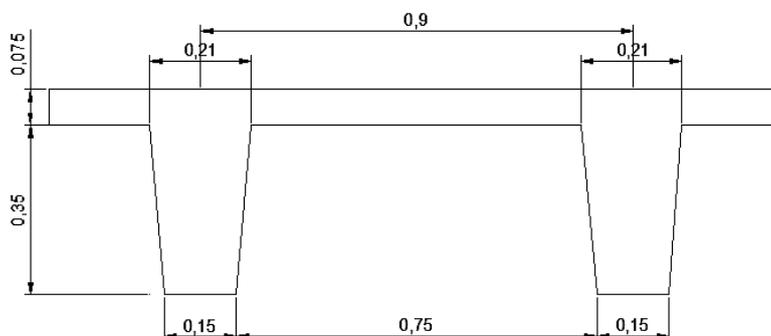
Para mejorar la comprensión del diseño de losa se diseñará una losa nervada bidireccional.

- Verificar las limitaciones dimensionales de las vigas aplicables de la siguiente manera:
  - a) El ancho de las nervaduras debe ser de al menos 100 mm en cualquier lugar a lo largo de la profundidad. ACI 318, (2014) (9.8.1.2)  
Utilizaremos nervaduras de 0.15 m de ancho.
  - b) La profundidad total de las nervaduras no debe exceder 3,5 veces el ancho mínimo. ACI 318, (2014) (9.8.1.3)  
Utilizaremos nervaduras con 0.35 m de profundidad.
  - c) El espacio libre entre las nervaduras no debe exceder a los 750 mm. ACI 318, (2014)(9.8.1.4)  
Utilizaremos un espacio libre de 0.75 m.
  - d) Cuando se utilicen encofrados removibles el espesor de la losa superior no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm. ACI 318, (2014)(8.8.3.1)
    - $1/12 * (0.75) = 0.0625 \text{ m}$ .
    - $0.05 \text{ m}$ .

Utilizaremos un espesor de 0.075 m > 0.0625 m

**Figura 19**

Dimensiones de la viga



Nota. Elaboración propia

En losas reticulares, se invoca automáticamente un panel abatible para garantizar una adecuada resistencia al cortante bidireccional (punzonado) en los soportes de las columnas. Esto es evidente en la verificación de la placa plana realizada con 0.33 metros, lo que indica una capacidad de corte de punzonado insuficiente en la parte de arriba. Comprobamos las limitaciones dimensionales del panel desplegable de la siguiente manera:

- 1) El panel de caída se proyectará debajo de la losa al menos un cuarto del espesor de la losa adyacente. ACI 318, (2014) (8.2.4)

Dado que el espesor de la losa ( $h_M$ ) es de 0.30 metros, el espesor del panel de caída debe ser al menos:

$$h_{dp\ min} = 0.25 \times h_M = 0.25 \times 0.30 = 0.075\ m$$

La profundidad del panel de caída también está controlada por la profundidad de la nervadura (ambos al mismo nivel). Para el tamaño nominal de madera

$$(2x), h_{dp} = h_{nervadura} = 0.35\ m. > h_{dp,\ min} = 0.07\ m$$

El espesor total, incluida la losa real y el espesor del panel de caída

$$(h) = h_s + h_{dp} = 0.07\ m + 0.35\ m = 0.42\ m$$

- 2) El panel de caída se extenderá en cada dirección desde la línea central del soporte a una distancia no menor a un sexto de la longitud del tramo medido de centro a centro de los soportes en esa dirección. ACI 318, (2014) (8.2.4)

$$L_{1dp,\ min} = \frac{1}{6} \times L_1 + \frac{1}{6} \times L_1$$

$$L_{1dp,\ min} = \frac{1}{6} \times 10 + \frac{1}{6} \times 10 = 3.33\ m$$

$$L_{2dp\_min} = \frac{1}{6} \times L_2 + \frac{1}{6} \times L_2$$

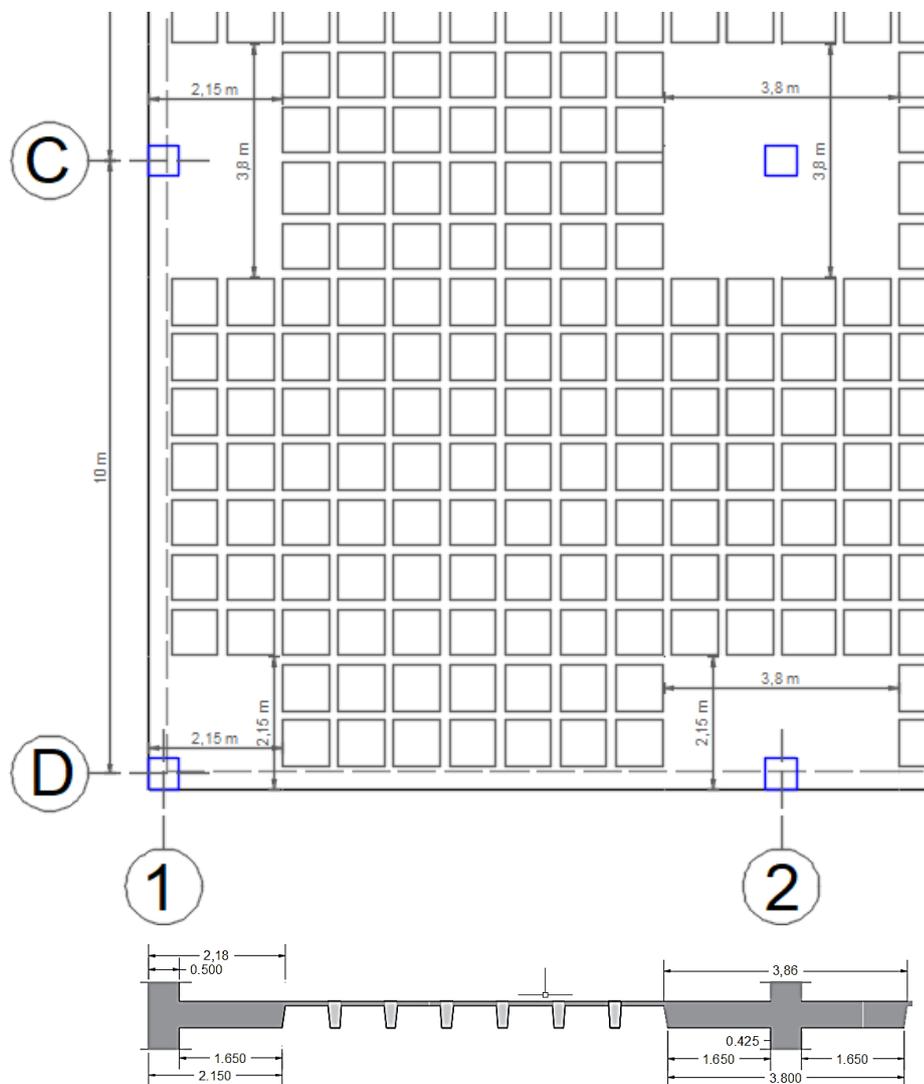
$$L_{2dp\_min} = \frac{1}{6} \times 10 + \frac{1}{6} \times 10 = 3.33m$$

$$\text{Usar } L_{1dp} = L_{2dp} = 3.6m > L_{1dp\_min} = L_{2dp\_min} = 3.33m$$

Con base a lo anterior, la Figura 20 muestra las dimensiones del sistema de viguetas de dos vías seleccionado.

**Figura 20**

*Losa de viga de dos vías (Waffle)*



*Nota.* Elaboración propia

### Losa preliminar de viguetas bidireccionales (losa reticular)

Para losas con cambios de espesor y sujetas a flexión en dos direcciones, es necesario verificar el cortante en múltiples secciones como se define en el ACI 318-

14. Las secciones críticas se ubicarán con respecto a:

- Bordes o esquinas de columnas. ACI 318, (2014) (22.6.4.1 (a))
- Cambios en el espesor de la losa, como bordes de paneles abatibles. ACI 318, (2014) (22.6.4.1 (b))

#### A. Espesor mínimo de la losa – Deflexión. ACI 318-14 (8.3.1.1)

En lugar del cálculo detallado de las deflexiones, el Código ACI 318 proporciona el espesor mínimo de la losa para construcción de dos vías sin vigas interiores

- Panel exterior: sin vigas de borde

$$h_1 = \frac{l_n}{33} = \frac{9.5}{33} = 0.28 \text{ m}$$

*Nota: no debe ser menor que 12.7 cm. ACI-318-14 (Tabla 8.3.1.1- a)*

- Panel interior:

$$h_2 = \frac{l_n}{36} = \frac{9.5}{36} = 0.26 \text{ m}$$

*Nota: no debe ser menor que 12.7 cm. ACI-318-14 (Tabla 8.3.1.1- a)*

Donde:

$l_n$  = longitud del tramo libre en la dirección larga.

Para efectos de análisis y diseño, la losa nervada será reemplazada por una losa maciza de momento de inercia equivalente, peso, capacidad de corte por punzonamiento y capacidad de corte unidireccional.

El espesor equivalente basado en el momento de inercia se usa para encontrar la rigidez de la losa considerando las nervaduras en la dirección del análisis únicamente. Los nervios que se extienden en la dirección transversal no se consideran en los cálculos de rigidez. Este espesor,  $h_{MI}$  viene dado por:

$$h_{MI} = \left( \frac{12 * I_{nervio}}{b_{costilla}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_{MI} = \left( \frac{12 * 213734.8 \text{ cm}^4}{90 \text{ cm}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_{MI} = 30.5 \text{ cm}$$

Dónde:

$I_{nervio}$  = Momento de inercia de una sección de viga entre las líneas centrales de los nervios

$b_{costilla}$  La distancia de centro a centro de dos costillas (espacio libre entre costillas)

Dado que  $h_{MI} = 0.30\text{m} > h_{min} = 0.28\text{m}$ , El cálculo de la deflexión puede despreciarse.

La profundidad del panel de caída para losas de viguetas de dos vías (Waffle) se establece igual a la profundidad del nervio. La profundidad de caída equivalente basada en el momento de inercia,  $d_{MI}$ , viene dada por:

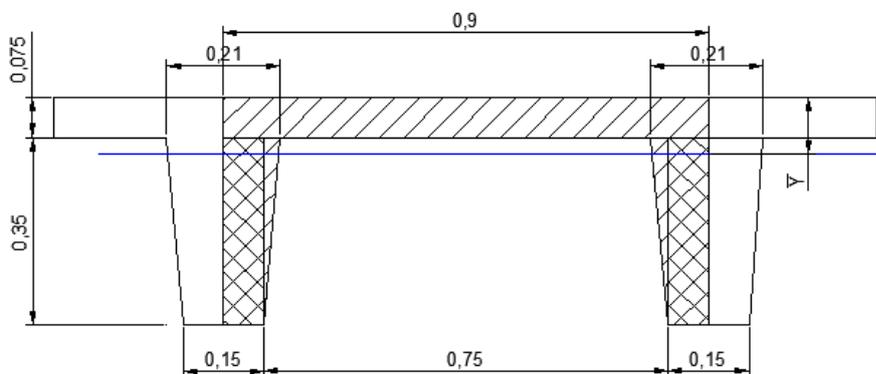
$$d_{MI} = h_{MI} + h_{nervadura} = 0.30 + 0.12 = 0.42 \text{ m}$$

Donde:

$$h_{nervadura} = 0.07 + 0.35 - 0.30 = 0.12 \text{ m}$$

### Figura 21

*Espesor equivalente basado en el momento de inercia*



$$I_{nervio} = 213734.4 \text{ cm}^4$$

Nota. Elaboración propia

Encontraremos el peso propio del sistema utilizando el grosor equivalente basado en el peso de los componentes individuales (consulte la siguiente figura). Este espesor,  $h_w$ , viene dado por:

$$h_w = \frac{V_{mod}}{A_{mod}} = \frac{1.8 \text{ m}^3}{9 \text{ m}^2} = 0.2 \text{ m}$$

Dónde:

$V_{mod}$  = El volumen de un módulo de vigueta (se incluyen las viguetas transversales - 11 viguetas en la tira del marco).

$$V_{mod} = V_{vigueta \text{ longitudinal}} + V_{vigueta \text{ transversal}} - V_{interseccion \text{ con vigueta}}$$

$$V_{vigueta \text{ longitudinal}} = \left( \frac{0.15+0.21}{2} \times 0.35 + 0.9 \times 0.075 \right) \times 10 = 1.31 \text{ m}^3$$

$$V_{vigueta \text{ transversal}} = 11 \times \left( \frac{0.15+0.21}{2} \times 0.35 \right) \times 0.9 = 0.62 \text{ m}^3$$

$$V_{interseccion \text{ con vigueta}} = 11 \times \left( \frac{0.15^2+0.21^2}{2} \times 0.35 \right) = 0.13 \text{ m}^3$$

$$V_{mod} = 1.31 + 0.62 - 0.13 = 1.8 \text{ m}^3$$

$$A_{mod} = \text{El área del plano de un módulo de vigueta} = 10 \times 0.9 = 9 \text{ m}^2$$

- Peso propio para la sección de losa sin panel abatible

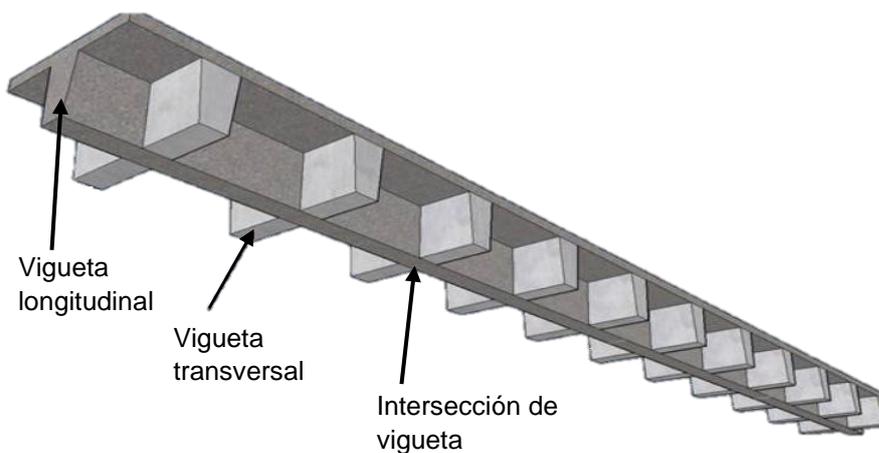
$$= 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Peso propio para la sección de panel abatible

$$= 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (0.35 + 0.075 - 0.2) \text{ m} = 540 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Figura 22

Espesor equivalente basado en el peso de componentes individuales.



Nota. Elaboración propia

B. Resistencia al corte de la losa – Corte unidireccional.

❖ Para sección crítica a distancia  $d$  del borde de la columna (sección de losa con panel abatible),

➤ Evaluación de la profundidad efectiva promedio

$$d_2 = h_s - rec - d_b - \frac{d_b}{2}$$

$$d_2 = 0.42m - 0.019m - 0.019m - \frac{0.019m}{2}$$

$$d_2 = 0.37 m$$

$$d_1 = h_s - rec - \frac{d_b}{2}$$

$$d_1 = 0.42m - 0.019m - \frac{0.019m}{2}$$

$$d_1 = 0.39 m$$

$$d_{prom} = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

$$d_{prom} = \frac{0.39m + 0.37m}{2}$$

$$d_{prom} = 0.38 m$$

Nota:

- ✓ Recubrimiento =  $\frac{3}{4}$  pulg para una barra de acero N° 6.
- ✓  $d_b = \frac{3}{4}$  pulg para una barra de acero N°6.
- ✓  $h_s = 0.42 \text{ m} = \text{profundidad de caída } (d_{MI})$

➤ Combinación de cargas. ACI-318-14 (5.3.1)

$$q_u = 1.2 \left( 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.42\text{m} + 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1.6(500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2})$$

$$q_u = 2281.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Verificamos la idoneidad del espesor de la losa para la acción de la viga (cortante unidireccional). Desde el borde de la columna. ACI-318-14 (22.5)

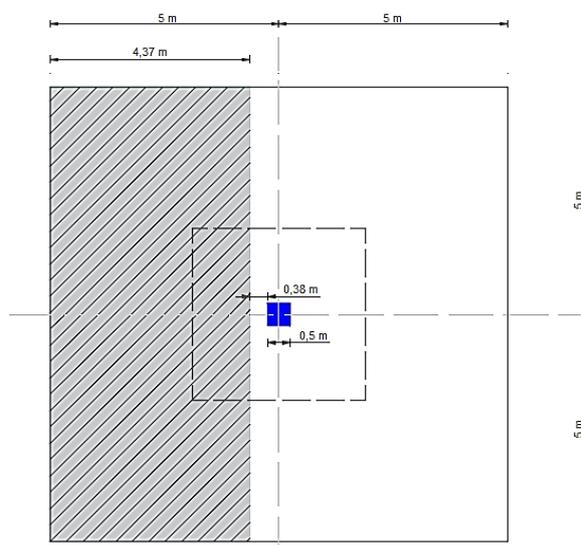
consideramos una de 0.30 m, franja ancha. La sección crítica para la cortante unidireccional se ubica a una distancia  $d$ , desde el borde de la columna, (ver Figura 23)

$$A_{trib.1 \text{ direcc.}} = \left( \frac{10\text{m}}{2} - \frac{0.5\text{m}}{2} - 0.38\text{m} \right) * 1\text{m}$$

$$A_{trib.1 \text{ direcc}} = 4.37 \text{ m}^2$$

**Figura 23.**

*Sección crítica para cizalla unidireccional. (sección crítica desde el borde de la columna)*



Nota. Elaboración propia

$$V_u = q_u * A_{trib.}$$

$$V_u = 2281.6 \frac{kg}{m^2} * 4.37 m^2$$

$$V_u = 9970.59 kg$$

$$V_c = 2 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad ACI-318-14 \text{ (ecuacion 22.5.5.1)}$$

Donde:

$$\lambda = 1 \text{ (para un hormigon de peso normal)}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 2 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} * 30cm * 38cm$$

$$\phi V_c = 31,991.17 kg > V_u$$

Nota:

El espesor de nuestra losa es adecuado para la cortante unidireccional para la primera sección crítica (desde el borde de la columna).

❖ Para sección crítica en el borde del panel abatible (sección de losa sin panel abatible).

➤ Evaluacion de la profundidad efectiva promedio

$$d_2 = h_s - rec - d_b - \frac{d_b}{2}$$

$$d_2 = 0.30m - 0.019m - 0.019m - \frac{0.019m}{2}$$

$$d_2 = 0.25 m$$

$$d_1 = h_s - rec - \frac{d_b}{2}$$

$$d_1 = 0.30m - 0.019m - \frac{0.019m}{2}$$

$$d_1 = 0.27 m$$

$$d_{prom} = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

$$d_{prom} = \frac{0.27m + 0.25m}{2}$$

$$d_{prom} = 0.26 m$$

Nota:

✓ Recubrimiento =  $\frac{3}{4}$  pulg para una barra de acero N° 6.

✓  $d_b = \frac{3}{4}$  pulg para una barra de acero N°6.

➤ Combinación de cargas. ACI-318-14 (5.3.1)

$$q_u = 1.2 \left( 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.30m + 240 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 \left( 500 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$q_u = 1952 \frac{kg}{m^2}$$

➤ Verificamos la idoneidad del espesor de la losa para la acción de la viga (cortante unidireccional). Desde el borde del panel de caída interior. ACI-318-14 (22.5)

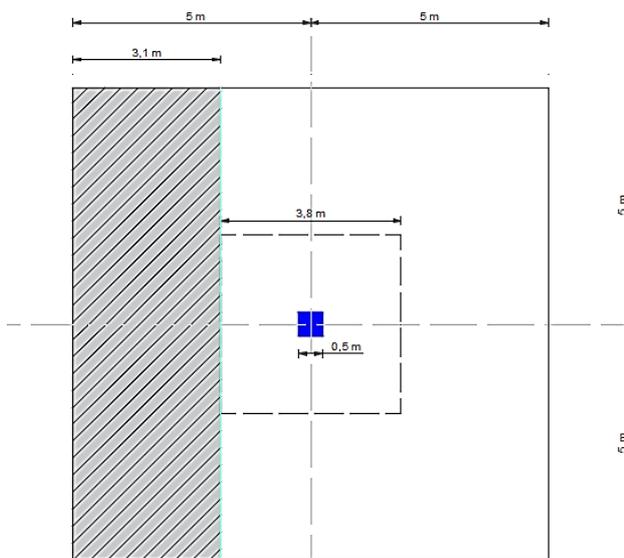
Consideramos una de 0.30 m, franja ancha. La sección crítica para cizalla unidireccional, se ubica en la cara del cabezal sólido, (ver Figura 24)

$$A_{trib.1 \text{ direcc.}} = \left( \frac{10m}{2} - \frac{3.8m}{2} \right) * 1m$$

$$A_{trib.1 \text{ direcc.}} = 3.1 \text{ m}^2$$

**Figura 24**

Sección crítica para cizalla unidireccional. (sección crítica desde el borde del panel de caída)



Nota. Elaboración propia

$$V_u = q_u * A_{trib.}$$

$$V_u = 1952 \frac{kg}{m^2} * 3.1 m^2$$

$$V_u = 6051.2 kg$$

$$V_c = 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d \quad ACI-318-14 \text{ (ecuacion 22.5.5.1)}$$

Donde:

$$\lambda = 1 \text{ (para un hormigon de peso normal)}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 2 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} * 30cm * 26cm$$

$$\phi V_c = 21,888.69 kg > V_u$$

Nota:

El espesor de nuestra losa es de 30 cm, siendo adecuada para la cortante unidireccional para la segunda sección crítica (en el borde del panel abatible).

C. Resistencia al cizallamiento de la losa – cizallamiento bidireccional

❖ Para sección crítica a distancia  $d/2$  del borde de la columna (sección de losa con panel abatible),

- Verificamos la idoneidad del espesor de la losa para corte por punzonamiento (corte en dos direcciones). En una columna inferior. (ver Figura 25)

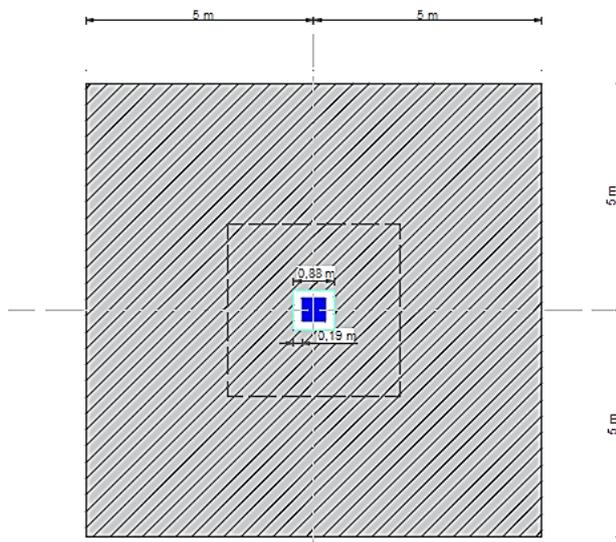
El area tributaria de cortante bidireccional para la losa sin el panel abatible es:

$$A_{trib.1} = (10m * 10m - 3.8m * 3.8m)$$

$$A_{trib.1} = 85.56 m^2$$

**Figura 25**

Sección crítica para cizalla bidireccional. (sección crítica desde el borde de la columna)



Nota. Elaboración propia

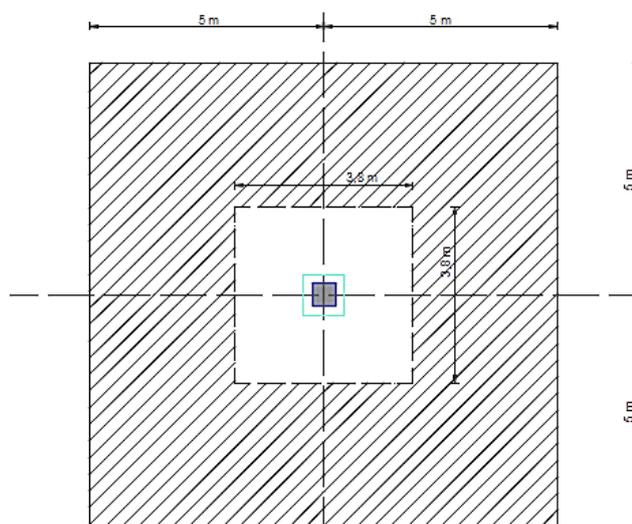
El area triburia de cortante bidireccional para la losa con panel abatible es:

$$A_{trib.2} = (3.8m * 3.8m) - (0.50m + 0.38m)^2$$

$$A_{trib.2} = 13.67 m^2$$

**Figura 26**

Sección crítica para cizalla bidireccional. (sección crítica desde el borde del panel de caída)



Nota. Elaboración propia

$$V_u = q_u * A_{trib.}$$

$$V_u = 1952 \frac{kg}{m^2} * 85.56 m^2 + 2281.6 \frac{kg}{m^2} * 13.67 m^2$$

$$V_u = 198,202.59 kg$$

$$V_c = 4 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad , \text{ para la columna cuadrada interior ACI-318-14 (22.5.5.2(a))}$$

Donde:

$$\lambda = 1 \text{ (para un hormigon de peso normal)}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} * (4 * (50cm + 38cm)) * 38cm$$

$$\phi V_c = 750,726.14 kg > V_u$$

Nota:

El espesor de nuestra losa es adecuado para la cortante bidireccional para la primera sección crítica (desde el borde de la columna).

❖ Para sección crítica en el borde del panel abatible (sección de losa sin panel abatible),

- Verificamos la idoneidad del espesor de la losa para corte por punzonamiento (corte en dos direcciones). En un panel de caída interior. (ver Figura 26)

El área tributaria para el cizallamiento bidireccional es:

$$A_{trib.} = (10m * 10m - 3.8m * 3.8m)$$

$$A_{trib.} = 85.56 m^2$$

$$V_u = q_u * A_{trib.}$$

$$V_u = 1952 \frac{kg}{m^2} * 85.56 m^2$$

$$V_u = 167,013.12 kg$$

$$V_c = 4 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad , \text{ para la columna cuadrada interior ACI-318-14 (22.5.5.2(a))}$$

Donde:

$$\lambda = 1 \text{ (para un hormigon de peso normal)}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} * (4 * 380cm) * 310cm$$

$$\phi V_c = 26\,446,034.41\,kg > V_u \quad \text{demasiado}$$

Nota:

El espesor de nuestra losa es de 30 cm adecuado para la cortante bidireccional para la segunda seccion critica (desde el borde del panel abatible).

#### D. Dimensiones de la columna: carga axial

Comprobamos la idoneidad de las dimensiones de la columna para la carga axial:

- El área tributaria de la columna interior para carga viva, carga muerta superpuesta y peso propio de la losa es

$$A_{trib.} = (10m * 10m) = 100\,m^2$$

- El área tributaria de la columna interior para el peso propio del espesor de losa adicional debido a la presencia del panel de caída es:

$$A_{trib.} = (3.8m * 3.8m) = 14.44\,m^2$$

- Suponiendo que tendremos un edificio de tres pisos:

$$P_u = n * q_u * A_{trib.}$$

$$P_u = 3 * (1952 \frac{kg}{m^2} * 100m^2 + 329.6 \frac{kg}{m^2} * 14.44m^2)$$

$$P_u = 599,878.27\,kg$$

- Suponiendo que la columna cuadrada es de 0.50 m con 12 varillas verticales N° 11 con resistencia de diseño axial,  $\phi P_{n,max}$ , de

$$\phi P_{n,max} = 0.80 * \phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

$$ACI\ 318-14\ (22.4.2)$$

$$\phi P_{n,max} = 0.80 * 0.65 * (0.85 * 420 \frac{kg}{cm^2} * (50cm * 50cm - 12 * 10.06cm^2) +$$

$$4200 \frac{kg}{cm^2} * 12 * 10.06cm^2)$$

$$\phi P_{n,max} = 705,342.02\,kg > P_u = 599,878.27\,kg$$

Las dimensiones de la columna de 0.50 m x 0.50 m. Son adecuadas para cargas axiales.

#### **4.4. Análisis y Diseño de flexión**

ACI 318 establece que un sistema de losas debe diseñarse mediante cualquier procedimiento que satisfaga el equilibrio y la compatibilidad geométrica, siempre que se satisfagan los criterios de resistencia y capacidad de servicio (ACI 318, 2014). (R8.10.2.3 & R8.3.1.2) da una distinción entre sistemas de dos vías y sistemas unidireccionales.

ACI 318 (2014) permite el uso del método de diseño directo (DDM) y el método de pórtico equivalente (EFM) para el análisis de carga por gravedad de marcos ortogonales y es aplicable a placas planas, losas planas y losas con vigas.

##### **4.4.1 Método de pórtico equivalente**

El método de trama equivalente es el procedimiento más completo y detallado proporcionado por el ACI 318 para el análisis y diseño de sistemas de losas bidireccionales donde la estructura es modelada por una serie de pórticos equivalentes (interior y exterior) en líneas de columnas tomadas longitudinal y transversalmente a través del edificio.

El marco equivalente consta de tres partes:

- 1) Franja horizontal de losa-viga.
- 2) Columnas u otros elementos de soporte verticales.
- 3) Elementos de la estructura (miembros torsionales) que proporcionan transferencia de momento entre los miembros horizontales y verticales.

##### **4.4.2 Limitaciones para el uso del método de pórtico equivalente**

En el método de pórtico equivalente, la carga viva requiere que los sistemas de losas sean analizados y diseñados para el conjunto de fuerzas más exigente establecido mediante la investigación de los efectos de la carga viva colocada en varios patrones críticos (ACI 318, 2014). (8.11.1.2 y 6.4.3)

El análisis completo debe incluir marcos equivalentes interiores y exteriores representativos en las direcciones longitudinal y transversal del piso (ACI 318, 2014) (8.11.2.1)

Los paneles deben ser rectangulares, con una relación de dimensiones de panel más largas a más cortas, medidas de centro a centro de los soportes, que no deben exceder 2 (ACI 318, 2014). (8.10.2.3).

#### 4.4.3 Miembros de estructura de estructura equivalente

Determine los factores de distribución de momentos y los momentos en los extremos fijos para los miembros equivalentes del marco. El procedimiento de distribución de momentos se utilizará para analizar el marco equivalente. Los factores de rigidez  $k$ , los factores de arrastre COF y los factores de momento de extremo fijo FEM para las vigas de losa y los miembros de columna se determinan utilizando las tablas de ayudas de diseño en el Apéndice 20A de las Notas de PCA sobre ACI 318-11. Estos cálculos se muestran a continuación.

A. Rigidez a flexión de las losas-vigas en ambos extremos,  $K_{sb}$ .

$$\frac{C_{N1}}{l_1} = \frac{0.50}{10} = 0.05$$

$$\frac{C_{N2}}{l_2} = \frac{0.50}{10} = 0.05$$

Espesor de la losa  $h = h_{M1} = 0.30m$  y caída de espesor  $d_{M1} - h_{M1} = 0.425 - 0.30 = 0.125m$

$$\frac{\text{caída de espesor}}{\text{espesor de losa}} = \frac{0.125}{0.30} = 0.4167$$

Por  $C_{F1} = C_{N1}$ ; factores de rigidez;  $K_{NF} = K_{FN} = 5.51$

Notas **de PCA sobre ACI 318-11 (Tabla A1)**

**Figura 27**

Apéndice 20A, Constantes de distribución de momentos para vigas placa ayuda para determinar las constantes de distribución de momentos.

C <sub>N1</sub> /l <sub>1</sub>	C <sub>N2</sub> /l <sub>2</sub>	(1) K <sub>NF</sub>	(2) C <sub>NF</sub>	(3) m <sub>NF</sub>	Coeficiente m <sub>NF</sub> para (b-a) = 0,2					
					a = 0,0	a = 0,2	a = 0,4	a = 0,6	a = 0,8	
C <sub>F1</sub> = C <sub>N1</sub> ; C <sub>F2</sub> = C <sub>N2</sub>										
0,00	—	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226	
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226	
0,10	0,10	4,18	0,51	0,0847	0,0154	0,0293	0,0251	0,0126	0,00214	
	0,20	4,36	0,52	0,0860	0,0158	0,0300	0,0255	0,0126	0,00201	
	0,30	4,53	0,54	0,0872	0,0161	0,0301	0,0259	0,0125	0,00188	
	0,40	4,70	0,55	0,0882	0,0165	0,0314	0,0262	0,0124	0,00174	
0,20	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226	
	0,10	4,35	0,52	0,0857	0,0155	0,0299	0,0254	0,0127	0,00213	
	0,20	4,72	0,54	0,0880	0,0161	0,0311	0,0262	0,0126	0,00197	
	0,30	5,11	0,56	0,0901	0,0166	0,0324	0,0269	0,0125	0,00178	
0,30	0,40	5,51	0,58	0,0921	0,0171	0,0336	0,0276	0,0123	0,00156	
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226	
	0,10	4,49	0,53	0,0863	0,0155	0,0301	0,0257	0,0128	0,00219	
	0,20	5,05	0,56	0,0893	0,0160	0,0317	0,0267	0,0128	0,00207	
0,40	0,30	5,69	0,59	0,0923	0,0165	0,0334	0,0278	0,0127	0,00190	
	0,40	6,41	0,61	0,0951	0,0171	0,0352	0,0287	0,0124	0,00167	
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226	
	0,10	4,61	0,53	0,0866	0,0154	0,0302	0,0259	0,0129	0,00225	
0,40	0,20	5,35	0,56	0,0901	0,0158	0,0318	0,0271	0,0131	0,00221	
	0,30	6,25	0,60	0,0936	0,0162	0,0337	0,0284	0,0131	0,00211	
	0,40	7,37	0,64	0,0971	0,0168	0,0359	0,0297	0,0128	0,00195	

Nota. ACI 318-11

por lo tanto:

$$K_{sb} = k_{NF} \frac{E_{cs} I_2}{l_1} = 5.51 \frac{E_{cs} I_2}{l_1} \quad \text{Notas de PCA sobre ACI 318-11 (Tabla A1)}$$

$$k_{sb} = 5.51 \times 4752 \times 10^4 \times \frac{0.0225}{10} = 5.891292 \times 10^6 \text{ kg.m}$$

Donde:

E<sub>CS</sub> = módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa

W<sub>c</sub> = densidad del concreto, 2400kg/m<sup>3</sup>

f c ' =350 kg-f/cm<sup>2</sup>(para losa)

f c ' = 420 kg-f/cm<sup>2</sup> (para columnas)

$$I_2 = \frac{l_2 h^3}{12} = \frac{10 \times (0.30)^3}{12} = 0.0225 \text{ m}^4$$

$$E_{CS} = W_c^{1.5} 33 \sqrt{f c'} = 2400^{1.5} \times 33 \times \sqrt{3500000} = 7259 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}, \text{ ACI 318-14 (19.2.2.1.a)}$$

Factor de transferencia COF = 0,54

Momento final fijo,  $FEM = \sum_{i=1}^n m_{NF_i} x w_i x l_1^2$

Coeficiente de momento final fijo de carga uniforme,  $m_{NF1} = 0.0911$

Coeficiente de momento final fijo para (ba) = 0.2 cuando a = 0,  $m_{NF2} = 0.0171$

Coeficiente de momento final fijo para (ba) = 0.2 cuando a = 0.8,  $m_{NF1} = 0.0016$

B. Rigidez a la flexión de los miembros de la columna en ambos extremos,  $K_C$ , refiriéndose a la Tabla A7, Apéndice 20A

Para la columna inferior:

$$t_a = \frac{0.075}{2} + 0.35 = 0.3875 \text{ m}$$

$$t_b = \frac{0.075}{2} = 0.0375 \text{ m}$$

$$\frac{t_a}{t_b} = \frac{0.3875}{0.0375} = 10.33$$

H= altura de entre piso

$$H = 4 \text{ m}, H_C = 4 - 0.3875 - 0.0375 = 3.575 \text{ m}$$

$$\frac{H}{H_C} = \frac{4}{3.575} = 1.119$$

Así,  $k_{AB} = 6.10$  y  $C_{AB} = 0.50$  por interpolación

Figura 28

Tabla A7. Factores de rigidez y coeficientes de continuidad para columnas

$t_a/t_b$		$H/H_c$									
		1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
4,0	$K_{AB}$	4,72	5,54	6,45	7,47	8,60	9,84	11,21	12,7	14,32	16,08
	$C_{AS}$	0,51	0,52	0,52	0,53	0,53	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51
4,2	$K_{AB}$	4,73	5,55	6,47	7,50	8,64	9,90	11,27	12,78	14,42	16,20
	$C_{AS}$	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51	0,51
4,4	$K_{AB}$	4,73	5,56	6,49	7,53	8,68	9,95	11,34	12,86	14,52	16,32
	$C_{AS}$	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51	0,51	0,51
4,6	$K_{AB}$	4,74	5,57	6,51	7,55	8,71	9,99	11,40	12,93	14,61	16,43
	$C_{AS}$	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51	0,50	0,50
4,8	$K_{AB}$	4,74	5,58	6,53	7,58	8,75	10,03	11,45	13,00	14,69	16,53
	$C_{AS}$	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49
5,0	$K_{AB}$	4,75	5,59	6,54	7,60	8,78	10,07	11,50	13,07	14,77	16,62
	$C_{AS}$	0,51	0,51	0,52	0,52	0,51	0,51	0,51	0,50	0,49	0,49
6,0	$K_{AB}$	4,76	5,63	6,60	7,89	8,90	10,24	11,72	13,33	15,10	17,02
	$C_{AS}$	0,51	0,51	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49	0,49	0,48	0,47
7,0	$K_{AB}$	4,78	5,66	6,65	7,76	9,00	10,37	11,88	13,54	15,35	17,32
	$C_{AS}$	0,51	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49	0,48	0,48	0,47	0,46
8,0	$K_{AB}$	4,78	5,68	6,69	7,82	9,07	10,47	12,01	13,70	15,54	17,56
	$C_{AS}$	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49	0,49	0,48	0,47	0,46	0,45
9,0	$K_{AB}$	4,79	5,69	6,71	7,86	9,13	10,55	12,11	13,83	15,70	17,17
	$C_{AS}$	0,50	0,50	0,50	0,50	0,49	0,48	0,47	0,46	0,45	0,45
10,0	$K_{AB}$	4,80	5,71	6,74	7,89	9,18	10,61	12,19	13,93	15,83	17,90
	$C_{AS}$	0,50	0,50	0,50	0,49	0,48	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44

Nota. ACI 318-11

$$K_{C,b} = \frac{6.1E_c I_c}{l_c} \quad \text{Notas de PCA sobre ACI 318-11 (Tabla A7)}$$

$$K_{C,b} = 6.1 \times 7259 \times 10^6 \times \frac{0.0225}{10} = 99629775 \frac{\text{kg}}{\text{m}^4}$$

Donde:

$$I_c = \frac{c^4}{12} = \frac{(0.50)^4}{12} = 5.20833 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$E_{ES} = W_C^{1.5} 33 \sqrt{f_c'} \quad \text{ACI 318-14 (19.2.2.1.a)}$$

$$E_{ES} = 2400^{1.5} 33 \sqrt{4200000} = 7952 \times 10^6$$

Para la columna superior:

$$\frac{t_b}{t_a} = \frac{0.0375}{0.3875} = 0.097$$

$$\frac{H}{H_c} = \frac{4}{3.575} = 1.119$$

Así,  $k_{BA} = 4.48$  y  $C_{BA} = 0.68$  por interpolación

Figura 29

Tabla A7. Factores de rigidez y coeficientes de continuidad para columnas

$t_a/t_b$		$H/H_c$									
		1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
0,00	$K_{AB}$	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00
	$C_{AB}$	0,57	0,65	0,73	0,80	0,87	0,95	1,03	1,10	1,17	1,25
0,2	$K_{AB}$	4,31	4,62	4,95	5,30	5,65	6,02	6,40	6,79	7,20	7,62
	$C_{AB}$	0,56	0,62	0,68	0,74	0,80	0,85	0,91	0,96	1,01	1,07
0,4	$K_{AB}$	4,38	4,79	5,22	5,67	6,15	6,65	7,18	7,74	8,32	8,94
	$C_{AB}$	0,55	0,60	0,65	0,70	0,74	0,79	0,83	0,87	0,91	0,94
0,6	$K_{AB}$	4,44	4,91	5,42	5,96	6,54	7,15	7,81	8,50	9,23	10,01
	$C_{AB}$	0,55	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77	0,80	0,83	0,85
0,8	$K_{AB}$	4,49	5,01	5,58	6,19	6,85	7,56	8,31	9,12	9,98	10,89
	$C_{AB}$	0,54	0,58	0,61	0,64	0,67	0,70	0,72	0,75	0,77	0,79
1,0	$K_{AB}$	4,52	5,09	5,71	6,38	7,11	7,89	8,73	9,63	10,60	11,62
	$C_{AB}$	0,54	0,57	0,60	0,62	0,65	0,67	0,69	0,71	0,73	0,74
1,2	$K_{AB}$	4,55	5,16	5,82	6,54	7,32	8,17	9,08	10,07	11,12	12,25
	$C_{AB}$	0,53	0,56	0,59	0,61	0,63	0,65	0,66	0,68	0,69	0,70
1,4	$K_{AB}$	4,58	5,21	5,91	6,68	7,51	8,41	9,38	10,43	11,57	12,78
	$C_{AB}$	0,53	0,55	0,58	0,60	0,61	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67
1,6	$K_{AB}$	4,60	5,26	5,99	6,79	7,66	8,61	9,64	10,75	11,95	13,24
	$C_{AB}$	0,53	0,55	0,57	0,59	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65
1,8	$K_{AB}$	4,62	5,30	6,06	6,89	7,80	8,79	9,87	11,03	12,29	13,65
	$C_{AB}$	0,52	0,55	0,56	0,58	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62	0,63
2,0	$K_{AB}$	4,63	5,34	6,12	6,98	7,92	8,94	10,06	11,27	12,59	14,00
	$C_{AB}$	0,52	0,54	0,56	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60	0,61
2,2	$K_{AB}$	4,65	5,37	6,17	7,05	8,02	9,08	10,24	11,49	12,85	14,31
	$C_{AB}$	0,52	0,54	0,55	0,56	0,57	0,58	0,58	0,59	0,59	0,59
2,4	$K_{AB}$	4,66	5,40	6,22	7,12	8,11	9,20	10,39	11,68	13,08	14,60
	$C_{AB}$	0,52	0,53	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,58	0,58	0,58
2,6	$K_{AB}$	4,67	5,42	6,26	7,18	8,20	9,31	10,53	11,86	13,29	14,85
	$C_{AB}$	0,52	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,56	0,57	0,57	0,57

Nota. ACI 318-11

$$K_{C,b} = \frac{4.48EESl_c}{l_c} \quad \text{Notas de PCA sobre ACI 318-11 (Tabla A7)}$$

$$K_{C,b} = 4.48 \times 7952 \times 10^6 \times \frac{0.0225}{10} = 80156160 \text{ kg}$$

C. Rigidez torsional de miembros torsionales.  $K_t$

$$K_t = \frac{9E_{ES}C}{\left[l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3\right]} \quad \text{ACI 318-14 (R.8.11.5)}$$

$$K_t = \frac{9 \times 7259 \times 10^6 \times 5.94294 \times 10^{-3}}{10 \times \left(1 - \frac{0.50}{10}\right)^3} = 45284526.97 \text{ kg.m}$$

Donde  $C = \sum (1 - 0.63 \frac{x}{y}) (\frac{x^3 y}{3})$  **ACI 318-14 (ecuación 8.10.5.2b)**

$$C = \left(1 - 0.63 \frac{0.425}{0.50}\right) \left(\frac{0.425^3 \times 0.50}{3}\right) = 5.94294 \times 10^{-3} m^4$$

D. Rigidez de columna equivalente  $K_{ec}$

$$K_{ec} = \frac{\sum K_C \times \sum K_t}{\sum K_C + \sum K_t}$$

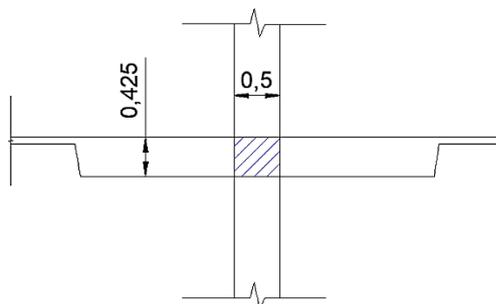
$$K_{ec} = \frac{(99629775 + 80156160)(2 \times 45284526.97)}{(99629775 + 80156160) + (2 \times 45284526.97)}$$

$$K_{ec} = 6.022838 \times 10^6 kg.m$$

Donde  $\sum K_t$  es para dos miembros torsionales uno a cada lado de la columna, y  $\sum K_C$  es para las columnas superior e inferior en la junta losa-viga de un piso intermedio.

**Figura 30**

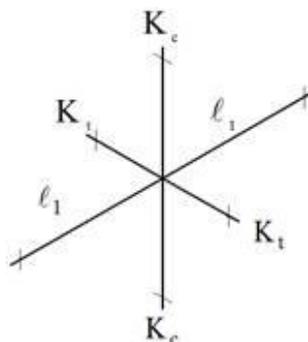
*Miembro de torsión*



*Nota.* Elaboración propia

**Figura 31**

*Columna y borde de la losa*



*Nota.* Elaboración propia

Factores de distribución de juntas losa-viga,  $DF$ .

En la junta exterior:

$$DF = \frac{5.891292 \times 10^6}{(5.891292 \times 10^6 + 389008.3226)} = 0.938$$

En la junta interior:

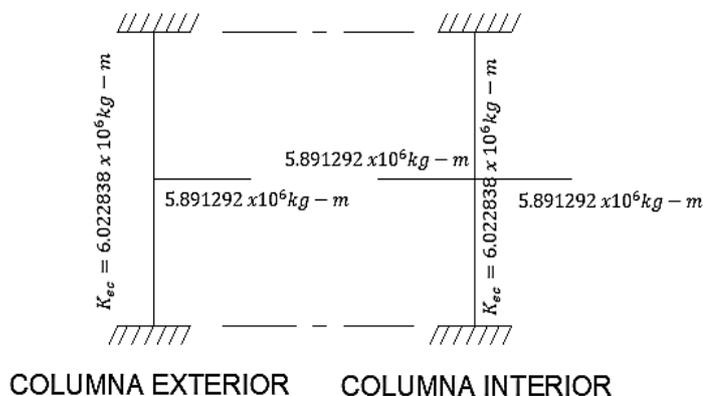
$$DF = \frac{5.891292 \times 10^6}{(5.891292 \times 10^6 + 5.891292 \times 10^6 + 389008.3226)} = 0.484$$

Los factores de arrastre COF y los factores de momento de extremo fijo FEM

COF=Coficiente de continuidad para losa-viga = 0.576

**Figura 32**

*Rigidez de losas y columnas*



*Nota.* Elaboración propia

#### 4.4.4 Análisis de pórticos equivalentes

Determinamos los momentos negativos y positivos para las losas-vigas utilizando el método de distribución de momentos. Dado que la carga viva no factorizada no excede las tres cuartas partes de la carga muerta no factorizada, se asume que los momentos de diseño ocurren en todas las secciones críticas con vivo factorizado completo en todos los tramos (ACI 318, 2014). **(6.4.3.2)**

$$\frac{L}{D} = \frac{500 \frac{kg \cdot f}{m^2}}{(500 \frac{kg \cdot f}{m^2} + 240 \frac{kg \cdot f}{m^2})} = 0.68 < \frac{3}{4}$$

A. Carga factorizada y Momentos fijos (FEM).

Para losa:

$$\text{Carga muerta factorizada } q_{Du} = 1.2 \left( 500 \frac{kg \cdot f}{m^2} + 240 \frac{kg \cdot f}{m^2} \right) = 888 \frac{kg \cdot f}{m^2}$$

$$\text{Carga viva factorizada } q_{Lu} = 1.6 \left( 500 \frac{kg \cdot f}{m^2} \right) = 800 \frac{kg \cdot f}{m^2}$$

$$\text{Carga factorizada } q_u = q_{Du} + q_{Lu} = 1688 \frac{kg \cdot f}{m^2}$$

Para paneles abatibles:

$$\text{Carga muerta factorizada } q_{Du} = 1.2(740 \times 0.125) = 111 \frac{kg \cdot f}{m^2}$$

$$\text{Carga viva factorizada } q_{Lu} = 1.6(0) = 0$$

$$\text{Carga factorizada } q_u = q_{Du} + q_{Lu} = 111 \frac{kg \cdot f}{m^2}$$

Momento fijo-final,  $FEM = \sum_{i=1}^n m_{NFI} x W_i x l_1^2$  **Notas de PCA sobre ACI 318-11 (Tabla A1)**

$$FEM = 0.0911 \times 1688 \times 10 \times 10^2 + 0.0171 \times 111 \times 10^2 + 0.0016 \times 111 \times 10^2$$

$$FEM = 153984.37 Nm$$

B. Distribución de momentos. Los cálculos se muestran en la Tabla 1. Los momentos de rotación en sentido antihorario que actúan sobre los extremos de los miembros se toman como positivos. Los momentos positivos se determinan a partir de la siguiente ecuación:

$$M_{u,mi} = M_c - \frac{(M_{uL} + M_{uR})}{2}$$

Donde  $M_0$  es el momento en el medio de un haz simple.

Cuando los momentos finales no son iguales, el momento máximo en el tramo no ocurre en el tramo medio, pero su valor está cerca de ese tramo medio para este ejemplo.

Momento positivo en el lapso 1-2:

$$M_u = (1688 \times 10) \frac{10^2}{8} + 2x \left[ \frac{(111)x10}{2x10} x10/6x(10 - \frac{10}{2}) \right] - \frac{(63920 + 191000)}{2}$$

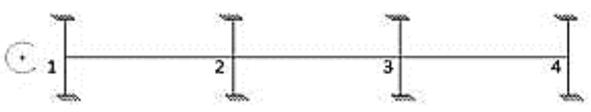
$$M_u = 83694.17 \text{ kg.m}$$

$$M_u = (1688 \times 10) \frac{10^2}{8} + 2x \left[ \frac{(111)x10}{2x10} x10/6x(10 - \frac{10}{2}) \right] - \frac{(172980 + 172980)}{2}$$

$$M_u = 38174.17 \text{ kg.m}$$

**Tabla 1**

*Distribución de momento para tramo equivalente*



Articulacion	1	2		3		4
Miembro	1-2	2-1	2-3	3-2	3-4	4-3
DF	0,640	0.39	0.39	0.39	0.39	0,640
COF	0.576	0.576	0.576	0.576	0.576	0.576
FEM	1146.51	-1146,5	1146.51	-1146,5	1146.51	-1146,5
Kg.m	63920	-191000	172480	-172480	191000	-63920
Kg.m		<b>-87100 kg.m</b>		<b>-42090 kg.m</b>		<b>202230.19 kg.m</b>

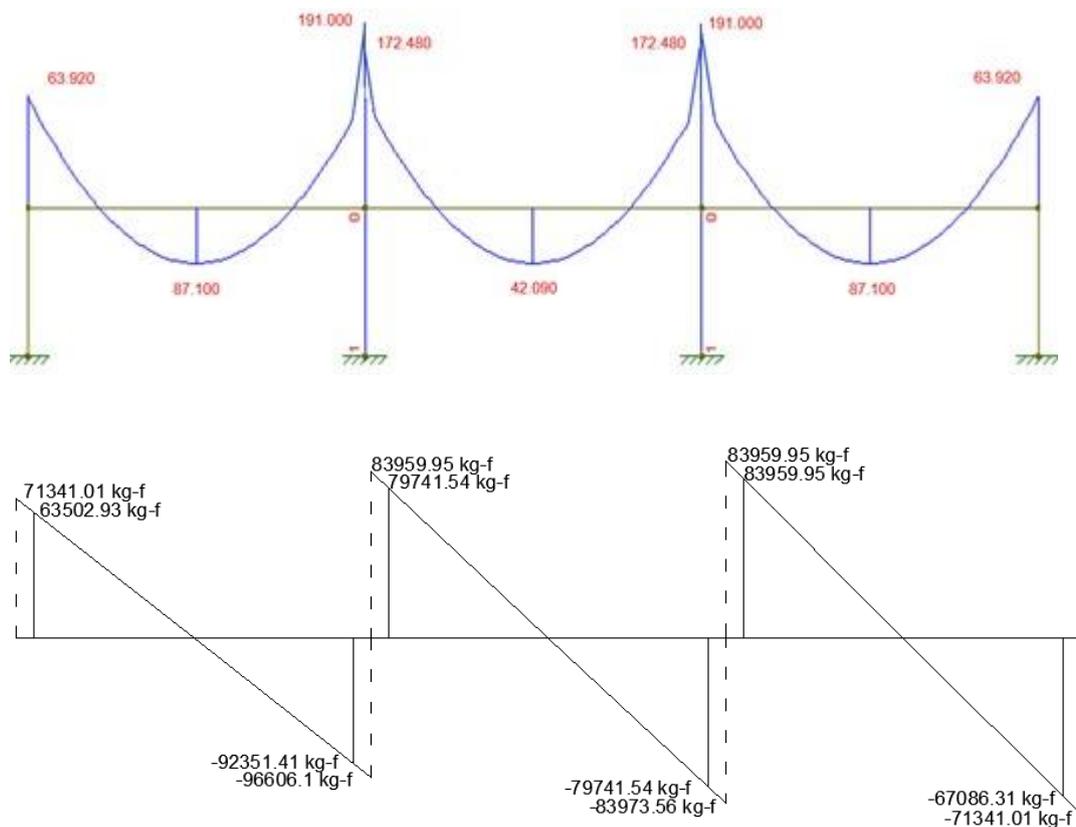
*Nota.* Elaboración Propia

#### 4.4.5 Momentos factorizados utilizados para el diseño

Los momentos factorizados positivos y negativos para el sistema de losas en la dirección de análisis se grafican en la Figura 33. Los momentos negativos utilizados para el diseño se toman en las caras de los apoyos (sección rectangular o rectángulo equivalente para secciones circulares o poligonales) pero no en distancias mayores de  $0,175 l_1$  de los centros de apoyos (ACI 318, 2014). **(8.11.6.1)**

Figura 33

Momentos de diseño positivos y negativos para losa-viga (todos los tramos cargados con carga viva factorizada completa)



Nota. elaboración propia

#### 4.4.6 Momentos factorizados en franja losa-viga

A. Comprobamos si los momentos calculados anteriormente pueden aprovechar la reducción permitida.

Si el sistema de losas analizado usando método de pórtico equivalente dentro de las limitaciones de (ACI 318, 2014) **(8.10.2)**, está permitido por el código ACI reducir los momentos calculados obtenidos de EFM en tal proporción que la suma absoluta del diseño positivo y negativo promedio los momentos no necesitan exceder el momento estático total  $M_o$  dado por la **ACI 318-14 Ecuación 8.10.3.2**

**Comprobar la aplicabilidad del método de diseño directo:**

1. Hay un mínimo de tres vanos continuos en cada dirección (ACI 318, 2014). **(8.10.2.1)**
2. Las longitudes de los tramos sucesivos son iguales (ACI 318, 2014). **(8.10.2.2)**
3. La relación entre largo y corto es  $10/10 = 1,0 < 2,0$  (ACI 318, 2014). **(8.10.2.3)**
4. Las columnas no están desplazadas (ACI 318, 2014). **(8.10.2.4)**
5. Las cargas son gravitacionales y se distribuyen uniformemente con una relación de servicio vivo / muerto de  $0,67 < 2,0$   
(Nota: El peso propio de los paneles de caída no se distribuye uniformemente por completo a lo largo del tramo. Sin embargo, la variación en la magnitud de la carga es pequeña) (ACI 318, 2014). **(8.10.2.5 y 6)**
6. Verificar la rigidez relativa del panel de losa (ACI 318, 2014). **(8.10.2.7)**

El sistema de losas no tiene vigas y este requisito no es aplicable.

$$\begin{aligned}
 M_0 &= \frac{q_u l_2 l_n^2}{8} \\
 &= 1688 \times 10 \times \frac{(10 - 0.50)^2}{8} \\
 &= 190427.5 \text{ kg} - m \text{ **ACI 318-14 (Ecuación 8.10.3.2)**} \\
 87100 + \frac{63920 + 191000}{2} &= 214560 \text{ kg} - m > M_0 \\
 42090 + \frac{172480 + 172480}{2} &= 214570 \text{ kg} - m > M_0
 \end{aligned}$$

Para ilustrar el procedimiento adecuado, los momentos factorizados del tramo interior pueden reducirse de la siguiente manera:

$$\text{Reducción admisible} = 190427.5 / 214560 = 0,887$$

$$\text{Momento de diseño negativo ajustado} = 172480 \times 0,887 = 152989 \text{ kg} - m$$

$$\text{Momento de diseño positivo ajustado} = 42090 \times 0,887 = 37333.83 \text{ kg} - m$$

$$M_0 = 37333.83 + \frac{152989 + 152989}{2} = 190322.83 \text{ kg} - m$$

ACI 318 permite la reducción de los valores de momento en base al procedimiento anterior. Dado que los paneles de caída pueden hacer que las cargas de gravedad no sean uniformes (Verifique la limitación # 5 y la Figura 13),

los valores de momento obtenidos de EFM se utilizarán por razones de comparación.

#### B. Distribuya momentos factorizados en columnas y franjas intermedias:

Una vez determinados los momentos negativos y positivos para la franja losa-viga, el código ACI permite la distribución de los momentos en las secciones críticas a las franjas de pilares, vigas (si las hubiera) y franjas intermedias de acuerdo con el DDM (ACI 318, 2014), **(8.11.6.6)**

La distribución de los momentos factorizados en las secciones críticas se resume en la Tabla 2.

**Tabla 2**

*Distribución de momentos factorizados*

		Tira de viga de losa	Tira de columna		Franja media	
		Momento (tn-m)	Por ciento	Momento (tn-m)	Por ciento	Momento (tn-m)
Alcance final	Negativo exterior	46.33	100	46.33	0	0
	Positivo Interior	87.1	60	52.26	40	34.84
Alcance interior	Negativo	167	75	125.25	25	41.75
	Positivo	151.68	75	113.76	25	37.92
		42.09	60	25.25	40	16.84

*Nota.* Elaboración Propia

#### 4.4.7 Requisitos de refuerzo de flexión

A. Determine el refuerzo de flexión requerido para los momentos de la tira.

El cálculo del refuerzo de flexión para la tira de columna del tramo final - ubicación negativa interior:

$$M_u = 125.25 Tn - m$$

Utilice  $d = 0.30$  m (Losa con panel abatible donde  $h = 0.425$  m)

Para determinar el área de acero, se deben hacer suposiciones si la sección está controlada por tracción o compresión, y con respecto a la distancia entre las fuerzas de compresión y tracción resultantes a lo largo de la sección de la losa ( $jd$ ). En este ejemplo, se asumirá una sección controlada por tensión, por lo que el factor de reducción es igual a 0,9 y  $jd$  se tomará igual a  $0,95d$ . Los supuestos se verificarán una vez finalizada el área de acero.  $\varphi$

$$\text{Asumir } jd = 0.95xd = 0.95 \times 0.30 = 0.29 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira de columna } b = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira media } b = 10 - 5 = 5 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\varphi f_y jd} = \frac{125.25 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times 0.29} = 0.0114 \text{ m}^2$$

$$\text{Recalcular "a" para el actual } A_s = 12.68 \text{ in}^2 \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.0114 \times 42000000}{0.85 \times 4200000 \times 5}$$

$$a = 0.0268 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.0268}{0.85} = 0.032 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = \left( \frac{0.003}{c} \right) d_1 - 0.003 = \left( \frac{0.003}{0.032} \right) \times 0.30 - 0.003 = 0.025 > 0.005$$

Por lo tanto, la suposición de que la sección está controlada por tensión es válida.

$$A_s = \frac{M_u}{\varphi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{125.25 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times \left( 0.30 - \frac{0.0268}{2} \right)} = 0.0116 \text{ m}^2$$

Deben considerarse dos valores de espesor. El espesor de la losa en la tira de la columna es de 0.425 m. Con el panel abatible y de 0.20 m. Para la losa equivalente sin el panel abatible según el peso del sistema.

El espesor de la losa ponderada

$$h_w = \frac{0.425 + 0.20x\left(\frac{10}{2} - 0.30\right)}{(0.30) + \left(\frac{10}{2} - 0.30\right)} = 0.273 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = 0.0018xbxh_w \quad \text{ACI 318-14 (24.4.3.2)}$$

$$A_{s,min} = 0.0018x5x0.273 = 0.00246 \text{ m}^2 < 0.0116 \text{ m}^2$$

$$S_{max} = \left[ \frac{5h}{18 \text{ in}} \right] = \text{menor de} \left[ \begin{array}{l} 5x0.075 = 0.38 \text{ m} \\ 0.45 \text{ m} \end{array} \right] = 0.38 \text{ m} \quad \text{ACI 318-14} \\ \text{(24.4.3.3)}$$

$$A_{s,pre} = 30x284 \text{ mm}^2 = 8520 \text{ mm}^2 = 0.00852 \text{ m}^2 < A_{s,req} = 0.0116 \text{ m}^2$$

El cálculo del refuerzo de flexión para la tira de columna del tramo final - ubicación negativo exterior:

$$M_u = 46.33 \text{ Tn} - \text{m}$$

Utilice  $d = 0.30 \text{ m}$  (Losa con panel abatible donde  $h = 0.425 \text{ m}$ )

$$\text{Asumir } jd = 0.95xd = 0.95x0.30 = 0.29 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira de columna } b = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira media } b = 10 - 5 = 5 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y jd} = \frac{46.33x1000}{0.9x4200000x0.29} = 0.00423 \text{ m}^2$$

$$\text{Recalcular "a" para el actual } A_s = 12.68 \text{ in}^2 \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.00423x4200000}{0.85x4200000x5} = 0.0099 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.0099}{0.85} = 0.0116 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = \left( \frac{0.003}{c} \right) d_1 - 0.003 = \left( \frac{0.003}{0.0116} \right) x 0.30 - 0.003 = 0.075 > 0.005$$

Por lo tanto, la suposición de que la sección está controlada por tensión es válida.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{46.33 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times (0.30 - \frac{0.0099}{2})} = 0.00415 \text{ m}^2$$

Deben considerarse dos valores de espesor. El espesor de la losa en la tira de la columna es de 0.425 m. Con el panel abatible y de 0.20 m. Para la losa equivalente sin el panel abatible según el peso del sistema.

El espesor de la losa ponderada.

$$h_W = \frac{0.425 + 0.20 \times (\frac{10}{2} - 0.30)}{(0.30) + (\frac{10}{2} - 0.30)} = 0.273 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times b \times h_W \quad \text{ACI 318-14 (24.4.3.2)}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 5 \times 0.273 = 0.00246 \text{ m}^2 < 0.00415 \text{ m}^2$$

$$S_{max} = \left[ \frac{5h}{18 \text{ in}} \right] = \text{menor de} \left[ \frac{5 \times 0.075}{0.45 \text{ m}} = 0.38 \text{ m} \right] = 0.38 \text{ m} \quad \text{ACI 318-14 (24.4.3.3)}$$

$$A_{s,pre} = 30 \times 284 \text{ mm}^2 = 8520 \text{ mm}^2 = 0.00852 \text{ m}^2 < A_{s,req} = 0.0116 \text{ m}^2$$

El cálculo del refuerzo de flexión para la tira de columna del tramo final - ubicación positivo:

$$M_u = 52.26 \text{ Tn} - \text{m}$$

Utilice  $d = 0.30 \text{ m}$  (Losa con panel abatible donde  $h = 0.425 \text{ m}$ )

$$\text{Asumir } jd = 0.95 \times d = 0.95 \times 0.30 = 0.29 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira de columna } b = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira media } b = 10 - 5 = 5 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{52.26 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times 0.29} = 0.00477 \text{ m}^2$$

Recalcular "a" para el actual  $A_s = 12.68 \text{ in}^2 \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.00477 \times 42000000}{0.85 \times 42000000 \times 5} = 0.0112 \text{ m}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.0112}{0.85} = 0.0132 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = \left( \frac{0.003}{c} \right) d_1 - 0.003 = \left( \frac{0.003}{0.0132} \right) \times 0.30 - 0.003 = 0.065 > 0.005$$

Por lo tanto, la suposición de que la sección está controlada por tensión es válida.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{52.26 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times \left( 0.30 - \frac{0.0112}{2} \right)} = 0.00469 \text{ m}^2$$

Deben considerarse dos valores de espesor. El espesor de la losa en la tira de la columna es de 0.425 m. Con el panel abatible y de 0.20 m. Para la losa equivalente sin el panel abatible según el peso del sistema.

El espesor de la losa ponderada

$$h_W = \frac{0.425 + 0.20 \times \left( \frac{10}{2} - 0.30 \right)}{(0.30) + \left( \frac{10}{2} - 0.30 \right)} = 0.273 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times b \times h_W \quad \text{ACI 318-14 (24.4.3.2)}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 5 \times 0.273 = 0.00246 \text{ m}^2 < 0.00469 \text{ m}^2$$

$$S_{max} = \left[ \frac{5h}{18 \text{ in}} \right] = \text{menor de} \left[ \frac{5 \times 0.075}{0.45 \text{ m}} = 0.38 \text{ m} \right] = 0.38 \text{ m} \quad \text{ACI 318-14}$$

**(24.4.3.3)**

$$A_{s,pre} = 30 \times 284 \text{ mm}^2 = 8520 \text{ mm}^2 = 0.00852 \text{ m}^2 < A_{s,req} = 0.0116 \text{ m}^2$$

El cálculo del refuerzo de flexión para la franja media del tramo final - ubicación positivo:

$$M_u = 34.84 \text{ Tn} - m$$

Utilice  $d = 0.30 \text{ m}$  (Losa con panel abatible donde  $h = 0.425 \text{ m}$ )

$$\text{Asumir } jd = 0.95xd = 0.95 \times 0.30 = 0.29 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira de columna } b = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira media } b = 10 - 5 = 5 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y jd} = \frac{34.84 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times 0.29} = 0.00318 \text{ m}^2$$

$$\text{Recalcular "a" para el actual } A_s = 12.68 \text{ in}^2 \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.00318 \times 42000000}{0.85 \times 4200000 \times 5} = 0.00748 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.00748}{0.85} = 0.0088 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = \left( \frac{0.003}{c} \right) d_1 - 0.003 = \left( \frac{0.003}{0.0088} \right) \times 0.30 - 0.003 = 0.099 > 0.005$$

Por lo tanto, la suposición de que la sección está controlada por tensión es válida.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{34.84 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times \left( 0.30 - \frac{0.00748}{2} \right)} = 0.00311 \text{ m}^2$$

Deben considerarse dos valores de espesor. El espesor de la losa en la tira de la columna es de 0.425 m. Con el panel abatible y de 0.20 m. Para la losa equivalente sin el panel abatible según el peso del sistema.

El espesor de la losa ponderada

$$h_W = \frac{0.425 + 0.20 \times \left( \frac{10}{2} - 0.30 \right)}{(0.30) + \left( \frac{10}{2} - 0.30 \right)} = 0.273 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times b \times h_W \quad \text{ACI 318-14 (24.4.3.2)}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 5 \times 0.273 = 0.00246 \text{ m}^2 < 0.00469 \text{ m}^2$$

$$S_{max} = \left[ \frac{5h}{18 \text{ in}} \right] = \text{menor de} \left[ \frac{5 \times 0.075}{0.45 \text{ m}} = 0.38 \text{ m} \right] = 0.38 \text{ m} \quad \underline{\text{ACI 318-14}}$$

**(24.4.3.3)**

$$A_{s,pre} = 30 \times 284 \text{ mm}^2 = 8520 \text{ mm}^2 =$$

$$0.00852 \text{ m}^2 < A_{s,req} = 0.0116 \text{ m}^2$$

El cálculo del refuerzo de flexión para la franja media del tramo final - ubicación interior negativo:

$$M_u = 41.75 \text{ Tn} - \text{m}$$

Utilice  $d = 0.30 \text{ m}$  (Losa con panel abatible donde  $h = 0.425 \text{ m}$ )

$$\text{Asumir } jd = 0.95xd = 0.95 \times 0.30 = 0.29 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira de columna } b = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la tira media } b = 10 - 5 = 5 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y jd} = \frac{41.75 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times 0.29} = 0.00381 \text{ m}^2$$

Recalcular "a" para el actual

$$A_s = 0.00381 \text{ m}^2 \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.00381 \times 42000000}{0.85 \times 42000000 \times 5} = 0.00896 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.00896}{0.85} = 0.0105 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = \left( \frac{0.003}{c} \right) d_1 - 0.003 = \left( \frac{0.003}{0.0105} \right) \times 0.30 - 0.003 = 0.0827 > 0.005$$

Por lo tanto, la suposición de que la sección está controlada por tensión es válida.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{41.75 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times (0.30 - \frac{0.00896}{2})} = 0.00374 \text{ m}^2$$

Deben considerarse dos valores de espesor. El espesor de la losa en la tira de la columna es de 0.425 m. Con el panel abatible y de 0.20 m. Para la losa equivalente sin el panel abatible según el peso del sistema.

El espesor de la losa ponderada

$$h_W = \frac{0.425 + 0.20 \times (\frac{10}{2} - 0.30)}{(0.30) + (\frac{10}{2} - 0.30)} = 0.273 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times b \times h_W \quad \text{ACI 318-14 (24.4.3.2)}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 5 \times 0.273 = 0.00246 \text{ m}^2 < 0.00469 \text{ m}^2$$

$$S_{max} = \left[ \frac{5h}{18 \text{ in}} \right] = \text{menor de} \left[ \frac{5 \times 0.075}{0.45 \text{ m}} = 0.38 \text{ m} \right] = 0.38 \text{ m} \quad \text{ACI 318-14}$$

**(24.4.3.3)**

$$A_{s,pre} = 30 \times 284 \text{ mm}^2 = 8520 \text{ mm}^2 = 0.00852 \text{ m}^2 < A_{s,req} = 0.0116 \text{ m}^2$$

El cálculo del refuerzo de flexión para la franja de columnas del tramo interior - ubicación positiva:

$$M_u = 25.25 \text{ tn} - \text{m}$$

Utilice  $d = 0.30 \text{ m}$ . (Losa con nervadura donde  $h = 0.425 \text{ m}$ .)

Para determinar el área de acero, se deben hacer suposiciones si la sección está controlada por tracción o compresión, y con respecto a la distancia entre las fuerzas de compresión y tracción resultantes a lo largo de la sección de la losa ( $jd$ ). En este ejemplo, se asumirá una sección controlada por tensión, por lo que el factor de reducción es igual a 0,9 y  $jd$  se tomará igual a  $0,95d$ . Los supuestos se verificarán una vez finalizada el área de acero. ☺

$$\text{Assume } jd = 0.95xd = 0.95 \times 0.30 = 0.285 \text{ m}$$

ancho de la tira de columna,  $b = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$

ancho de la tira media,  $b = 10 - 5 = 5 \text{ m}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{25.25 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times 0.285} = 0.00234 \text{ m}^2$$

Recalcular "a" para el actual

$$A_s = 0.00234 \text{ m}^2 \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.00234 \times 42000000}{0.85 \times 42000000 \times 5} = 0.0055 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.0055}{1.85} = 0.00297 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = \left( \frac{0.003}{c} \right) d_1 - 0.003 = \left( \frac{0.003}{0.00297} \right) \times 0.30 - 0.003 = 0.30 > 0.005$$

Por lo tanto, la suposición de que la sección está controlada por tensión es válida.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{25.25 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times \left( 0.30 - \frac{0.0055}{2} \right)} = 0.00225 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times b \times h_W \quad \text{ACI 318-14 (24.4.3.2)}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 5 \times 0.20 = 0.0018 \text{ m}^2 > 0.00225 \text{ m}^2$$

$$\therefore \text{Use } A_s = A_{s,min} = 0.0018 \text{ m}^2$$

$$A_{s,pre} = 10 \times 284 \text{ mm}^2 = 2840 \text{ mm}^2 = 0.00284 \text{ m}^2 > A_{s,req} = 0.0018 \text{ m}^2$$

El cálculo del refuerzo de flexión para la franja media del tramo interior - ubicación positiva:

$$M_u = 16.84 \text{ tn} - \text{m}$$

Utilice  $d = 0.30 \text{ m}$ . (Losa con nervadura donde  $h = 0.425 \text{ m}$ .)

$$\text{Asume } j d = 0.95 x d = 0.95 \times 0.30 = 0.285 \text{ m}$$

Ancho de la tira de columna,  $b = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$

Ancho de la tira media,  $b = 10 - 5 = 5 \text{ m}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{16.84 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times 0.285} = 0.00156 \text{ m}^2$$

Recalcular "a" para el actual

$$A_s = 0.00156 \text{ m}^2 \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.00156 \times 42000000}{0.85 \times 42000000 \times 5} = 0.00367 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.00367}{1.85} = 0.00198 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = \left( \frac{0.003}{c} \right) d_1 - 0.003 = \left( \frac{0.003}{0.00198} \right) \times 0.30 - 0.003 = 0.451 > 0.005$$

Por lo tanto, la suposición de que la sección está controlada por tensión es válida.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{16.84 \times 1000}{0.9 \times 42000000 \times \left( 0.30 - \frac{0.00367}{2} \right)} = 0.00149 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times b \times h_w \quad \text{ACI 318-14 (24.4.3.2)}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 5 \times 0.20 = 0.0018 \text{ m}^2 > 0.00149 \text{ m}^2$$

$$\therefore \text{Use } A_s = A_{s,min} = 0.0018 \text{ m}^2$$

$$A_{s,pre} = 10 \times 284 \text{ mm}^2 = 2840 \text{ mm}^2 = 0.00284 \text{ m}^2 > A_{s,req} = 0.0018 \text{ m}^2$$

Según los procedimientos descritos anteriormente, los valores para todas las ubicaciones de los tramos se dan en la Tabla 3.

**Tabla 3**

*Refuerzo de losa requerido para flexión [Método de pórtico equivalente (EFM)]*

Ubicación del intervalo		$M_u$ (Tn-m)	B (m)	d (m)	$A_s$ Requerido o para flexión (m <sup>2</sup> )	Min $A_s$ (m. <sup>2</sup> )	Refuerzo proporcionado	$A_s$ Prov. para flexión (m <sup>2</sup> )
<b>Alcance final</b>								
Tira de columna	Negativo exterior	46.33	5	0.3	0.00415	0.00246	14 $\phi$ 3/4"	0.00397
	Positivo (5 varillas)	52.26	5	0.3	0.00469	0.00246	10 $\phi$ 7/8"	0.00387
	Interior Negativo	125.25	5	0.3	0.0116	0.00246	30 $\phi$ 3/4"	0.00852
Franja media	Negativo exterior	0	5	0.3	0	5.18	14 $\phi$ 3/4"	0.00397
	Positivo (6 varillas)	34.84	5	0.3	0.00311	0.00246	12 $\phi$ 3/4"	0.00341
	Interior Negativo	41.75	5	0.3	0.00374	0.00246	14 $\phi$ 3/4"	0.00397
<b>Alcance interior</b>								
Tira de columna	Positivo (5 varillas)	25.25	5	0.3	0.00225	0.00284	12 $\phi$ 3/4"	0.00284
Franja media	Positivo (6 varillas)	16.84	5	0.3	0.00149	0.0018	12 $\phi$ 3/4"	0.00341

*Nota.* Elaboración Propia

B. Calculamos el refuerzo adicional de la losa en las columnas para la transferencia de momento entre la losa y la columna por flexión

Se supondrá que el momento de la losa factorizado resistido por la columna ( $\gamma_f M_{sc}$ ) se transfiere por flexión. Para resistir este momento se utilizará una concentración de refuerzo sobre la columna mediante un espaciado más estrecho o refuerzo adicional. Se supondrá que la fracción del momento de la losa no calculada para ser resistida por flexión es resistida por excentricidad de cortante (ACI 318, 2014). **(8.4.2.3)**

La porción del momento desequilibrado transferido por flexión es  $\gamma_f M_{sc}$  (ACI 318, 2014). **(8.4.2.3.1)**

Dónde

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) x \sqrt{b_1/b_2}} \quad \text{ACI 318-14 (8.4.2.3.2)}$$

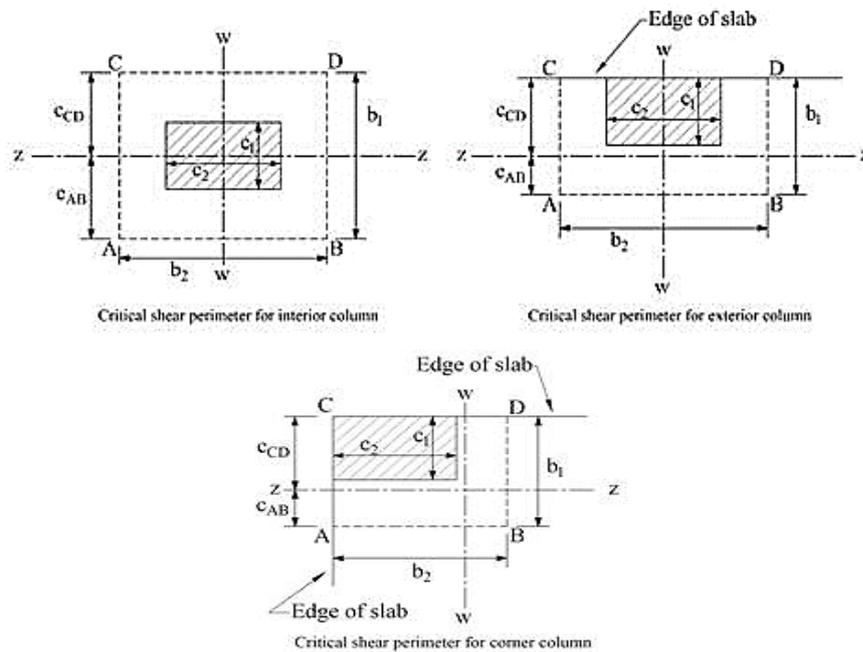
$b_1$  = Dimensión de la sección crítica  $b_o$  medida en la dirección del tramo para el cual se determinan los momentos en ACI 318

$b_2$  = Dimensión de la sección crítica medida en la dirección perpendicular a en ACI 318

$$b_b = \text{ancho efectivo de la losa} = c_2 + 3xh \quad \text{ACI 318-14 (8.4.2.3.3)}$$

**Figura 34**

*Perímetros críticos de corte para columnas*



*Nota.* ACI 318-14

Para soporte exterior:

$$d = h_{cover} - \frac{d_b}{2} = 0.425 - 0.019 - \frac{0.019}{2} = 0.40 \text{ m}$$

$$b_1 = c_1 + \frac{d}{2} = 0.50 + \frac{0.40}{2} = 0.70 \text{ m}$$

$$b_2 = c_1 + d = 0.50 + 0.40 = 0.90 \text{ m}$$

$$b_b = 0.50 + 3 \times 0.425 = 1.78 \text{ m}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \times \sqrt{b_1/b_2}}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) x \sqrt{0.70/0.90}} = 0.630$$

$$\gamma_f \cdot M_n = 0.630 \times 63920 = 40269.6 \text{ kg} - \text{f.m}$$

Usando el mismo procedimiento en 2.1.6.a, el área requerida de acero:

$$A_s = 0.00269 \text{ m}^2$$

Sin embargo, el área de acero provista para resistir el momento de flexión dentro del ancho efectivo de la losa  $b_b$

$$A_{s,pro} = \frac{0.00397 \times 1.78}{5} = 0.00141 \text{ m}^2$$

Luego, el refuerzo adicional requerido en la columna exterior para la transferencia de momento entre la losa y la columna:

$$A_{s,pr} = 0.00269 - 0.00141 = 0.00128 \text{ m}^2$$

Proporcione 5  $\emptyset \frac{3}{4}$ " barras adicionales con  $A_s = 0.00141 \text{ m}^2$

Con base en el procedimiento descrito anteriormente, los valores para todos los soportes se dan en la Tabla 4.

**Tabla 4**

*Refuerzo adicional de losa requerido para la transferencia de momento entre losa y columna (EFM)*

Ubicación del intervalo		$M_{sc}^*$ (kg-f.m)	$\gamma_f$	$\gamma_f M_{sc}$ (kg-f.m)	Losa eficaz ancho, $b_b$ (m)	D (m)	$A_s$ requerido dentro de $b_b$ ( $\text{m}^2$ )	$A_s$ prov. Para flexión dentro de $b_b$ ( $\text{m}^2$ )	Add'l Reinf.
Alcance final									
Tira de columna	Negativo exterior	63920	0,630	40233	1.78	5	0.00269	0.00141	5 $\emptyset \frac{3}{4}$ "
	Interior	18446	0,600	11116	1.78	5	0.00141	0.00305	-
	Negativo								

*Nota. elaboración propia*

#### 4.4.8 Momentos factorizados en columnas

El momento de desequilibrio de las vigas de losa en los apoyos del pórtico equivalente se distribuye a las columnas de apoyo por encima y por debajo de la viga de losa en proporción a la rigidez relativa de las columnas de apoyo. Los momentos de desequilibrio en las juntas exterior e interior son:

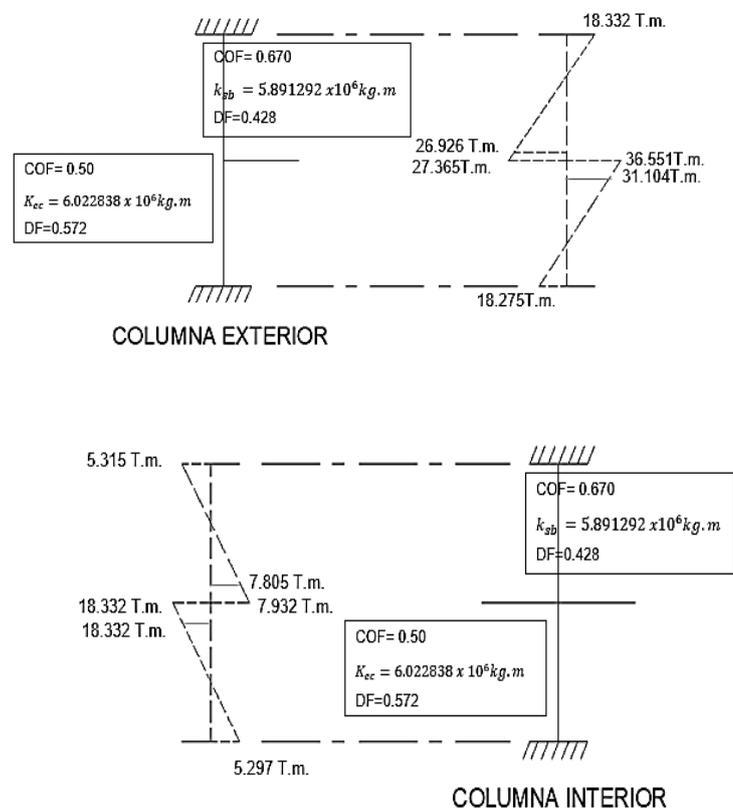
$$\text{Junta exterior} = +63920 \text{ kg-f.m}$$

$$\text{Junta 2} = -191000 + 172480 = -18520 \text{ kg-f.m}$$

Los factores de rigidez y arrastre de las columnas reales y la distribución de los momentos de losa desequilibrada ( $M_{sc}$ ) a las columnas exteriores e interiores.

**Figura 35**

*Refuerzo adicional de losa requerido para la transferencia de momento entre losa y columna (EFM)*



Nota. Elaboración propia

En resumen:

Para la columna superior:

$$M_{col, Exterior} = 26.926 \text{ tm}$$

$$M_{col, Exterior} = 31.1037 \text{ tm}$$

Para la columna inferior:

$$\text{Columna } M_{Interior} = 7.8046 \text{ tm}$$

$$\text{Columna } M_{Interior} = 9.01576 \text{ tm}$$

Los momentos determinados anteriormente se combinan con las cargas axiales factorizadas (para cada piso) y los momentos factorizados en la dirección transversal para el diseño de secciones de pilares. Los valores de momento en la cara de las columnas interiores, exteriores y de esquina de los valores de momento desequilibrados se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 5**

*Momentos factorizados en columnas*

$M_u$ t.m.	Ubicación de la columna		
	Interior	Exterior	Esquina
$M_{ux}$	9.01576 t.m.	31.1037 t.m.	31.1037 t.m.
$M_{uy}$	9.01576 t.m.	9.01576 t.m.	31.1037 t.m.

*Nota.* elaboración propia

#### 4.5. Diseño de columnas

Esta sección incluye el diseño de columnas interiores, de borde y de esquina utilizando el Excel. Las dimensiones preliminares para estas columnas se calcularon previamente en la sección 4.3.

##### 4.5.1 Determinación de cargas factorizadas

➤ Columna interior:

Supongamos un edificio de 3 pisos, entonces el área tributaria de la columna interior para carga viva, carga muerta superpuesta y peso propio de la losa es:

$$A_{trib.} = (10m * 10m) = 100 m^2$$

El área tributaria de la columna interior para el peso propio del espesor de losa adicional debido a la presencia del panel de caída es:

$$A_{trib.} = (3.8m * 3.8m) = 14.44 m^2$$

$$P_u = n * q_u * A_{trib.}$$

$$P_u = 3 * (1952 \frac{kg}{m^2} * 100m^2 + 329.6 \frac{kg}{m^2} * 14.44m^2)$$

$$P_u = 599,878.27 kg = 599.878 Tn$$

$$M_{u,x} = 9.01576 Tn.m$$

$$M_{u,y} = 9.01576 Tn.m$$

➤ Columna de borde exterior:

El área tributaria de la columna exterior para carga viva, carga muerta superpuesta y peso propio de la losa es:

$$A_{trib.} = \left( \frac{10m}{2} + \frac{0.5m}{2} \right) * 10m = 52.5 m^2$$

El área tributaria de la columna exterior para el peso propio del espesor de losa adicional debido a la presencia del panel de caída es:

$$A_{trib.} = \left( \frac{3.8m}{2} + \frac{0.5m}{2} \right) * 3.8m = 8.17 m^2$$

$$P_u = n * q_u * A_{trib.}$$

$$P_u = 3 * \left( 1952 \frac{kg}{m^2} * 52.5m^2 + 329.6 \frac{kg}{m^2} * 8.17m^2 \right)$$

$$P_u = 315,518.496 kg = 315.518 Tn$$

$$M_{u,x} = 31.1037 Tn.m$$

$$M_{u,y} = 9.01576 Tn.m$$

➤ Columna de esquina:

El área tributaria de la columna de esquina para carga viva, carga muerta superpuesta y peso propio de la losa es:

$$A_{trib.} = \left( \frac{10m}{2} + \frac{0.5m}{2} \right) * \left( \frac{10m}{2} + \frac{0.5m}{2} \right) = 27.56 m^2$$

El área tributaria de la columna de esquina para el peso propio del espesor de losa adicional debido a la presencia del panel de caída es:

$$A_{trib.} = \left( \frac{3.8m}{2} + \frac{0.5m}{2} \right) * \left( \frac{3.8m}{2} + \frac{0.5m}{2} \right) = 4.62 m^2$$

$$P_u = n * q_u * A_{trib.}$$

$$P_u = 3 * \left( 1952 \frac{kg}{m^2} * 27.56m^2 + 329.6 \frac{kg}{m^2} * 4.62m^2 \right)$$

$$P_u = 165,959.62 kg = 165.959 Tn$$

$$M_{u,x} = 31.1037 Tn.m$$

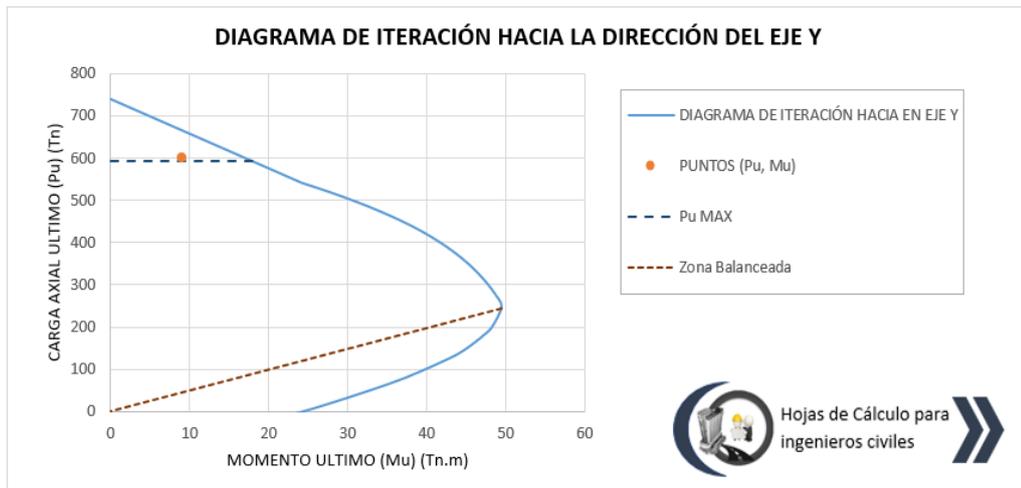
$$M_{u,y} = 31.1037 Tn.m$$

## 4.5.2 Diagrama de interacción de momento

➤ Columna interior:

**Figura 36**

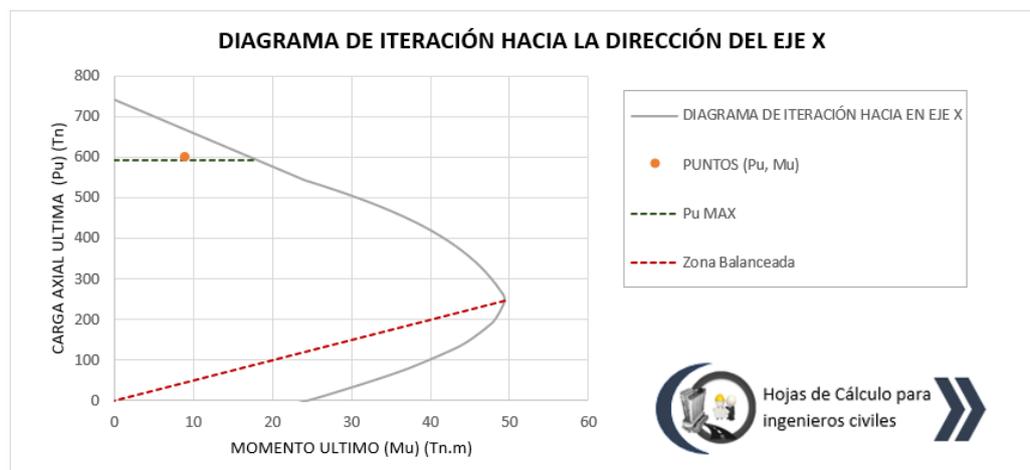
*Diagrama de iteración hacia la dirección del eje Y*



*Nota.* Hojas de cálculo para ingenieros civiles

**Figura 37**

*Diagrama de iteración hacia la dirección del eje X*

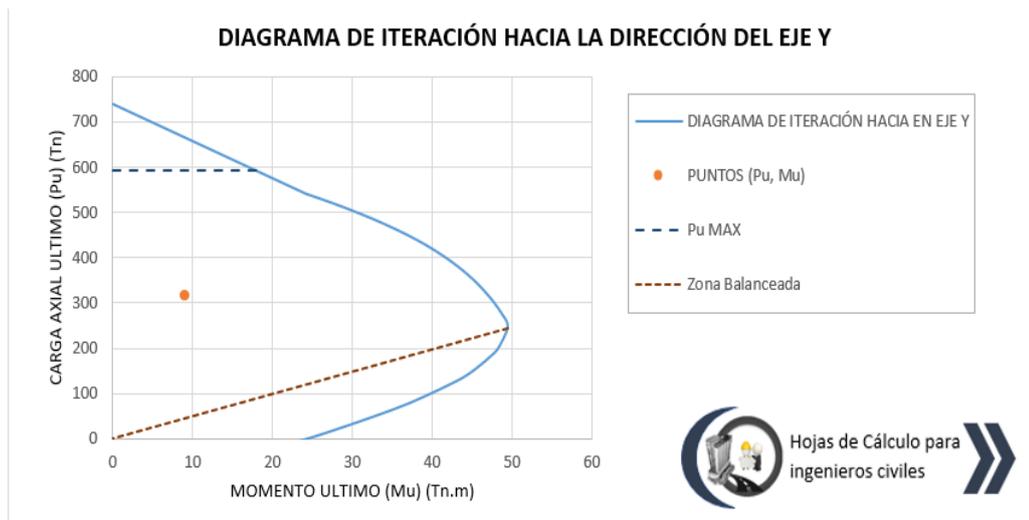


*Nota.* Hojas de cálculo para ingenieros civiles

➤ Columna exterior:

**Figura 38**

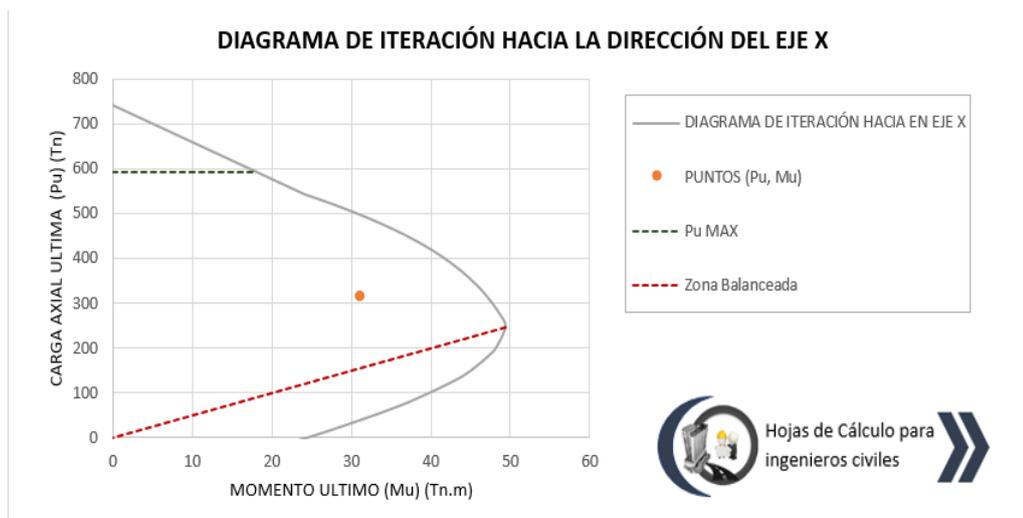
*Diagrama de iteración hacia la dirección del eje Y*



*Nota.* Hojas de cálculo para ingenieros civiles

**Figura 39**

*Diagrama de iteración hacia la dirección del eje X*

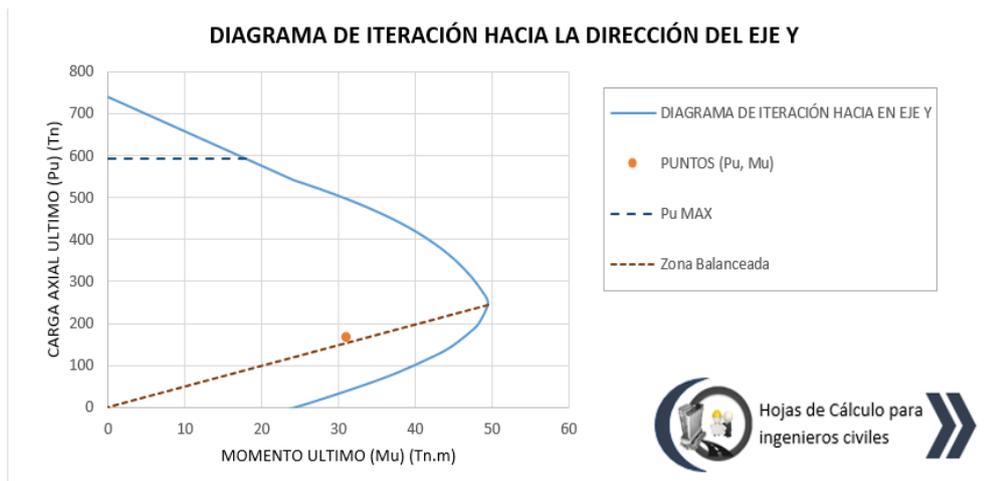


*Nota.* Hojas de cálculo para ingenieros civiles

➤ Columna de esquina:

**Figura 40**

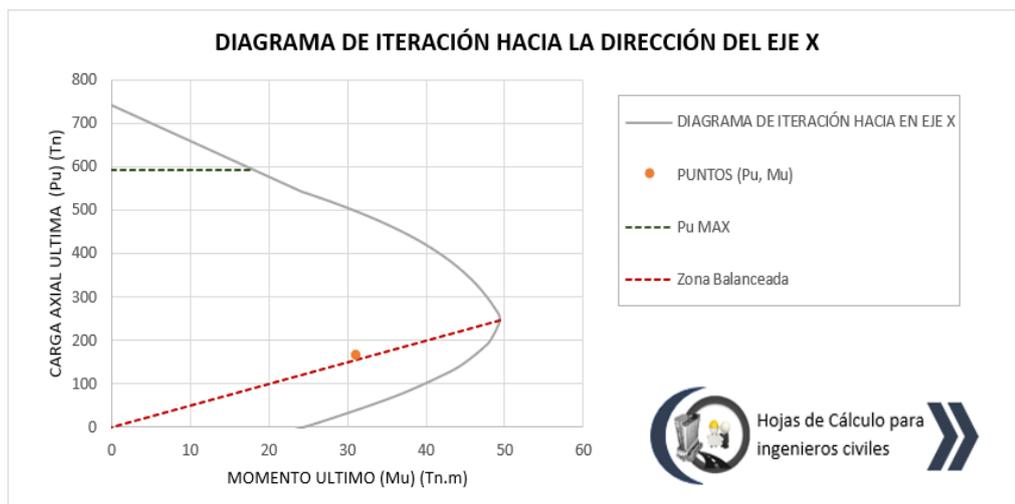
*Diagrama de iteración hacia la dirección del eje Y*



*Nota.* Hojas de cálculo para ingenieros civiles

**Figura 41**

*Diagrama de iteración hacia la dirección del eje X*



*Nota.* Hojas de cálculo para ingenieros civiles

#### 4.6. Resistencia al corte

La resistencia al cortante de la losa en la vecindad de columnas / soportes incluye una evaluación de cortante en un sentido (acción de la viga) y cortante en dos sentidos (punzonado) de acuerdo con (ACI 318, 2014). (Cap 22)

##### 4.6.1 Resistencia al corte unidireccional (acción de la viga)

El cortante unidireccional es crítico a una distancia  $d$  de la cara de la columna como se muestra en la Figura 17. Las Figuras 43 y 45 muestran las fuerzas cortantes factorizadas ( $V_u$ ) en las secciones críticas alrededor de cada columna y cada panel de caída, respectivamente. En elementos sin refuerzo de cortante, la capacidad de cortante de diseño de la sección es igual a la capacidad de cortante de diseño del concreto (ACI 318, 2014). (cap 22,5)

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi V_c, (\phi V_s = 0) \quad , \text{ACI 318-14 (Ec.22.5.1.1)}$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi * 2 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad , \text{ACI 318-14 (Ec.22.5.5.1)}$$

La capacidad de corte unidireccional se calcula asumiendo que el área de la sección transversal de corte que consiste en el panel de caída (si existe), las nervaduras y la porción de la losa por encima de ellos, disminuyó por la cobertura de concreto. Para dicha sección, el ancho de corte equivalente para un solo nervio se calcula a partir de la fórmula:

$$b_v = b + \frac{d}{12}$$

Donde:

$b$  = ancho de la nervadura

$d$  = distancia desde la fibra de compresión extrema hasta el centroide del refuerzo de tensión.

a) **A distancia  $d$  de la columna de soporte**

$$d = 0.42m - 0.019m - \frac{0.019}{2} = 0.39 m$$

Para tramo intermedio con refuerzo N.º 6

$$b_v = 0.15m + \frac{0.39m}{12} = 0.18 m$$

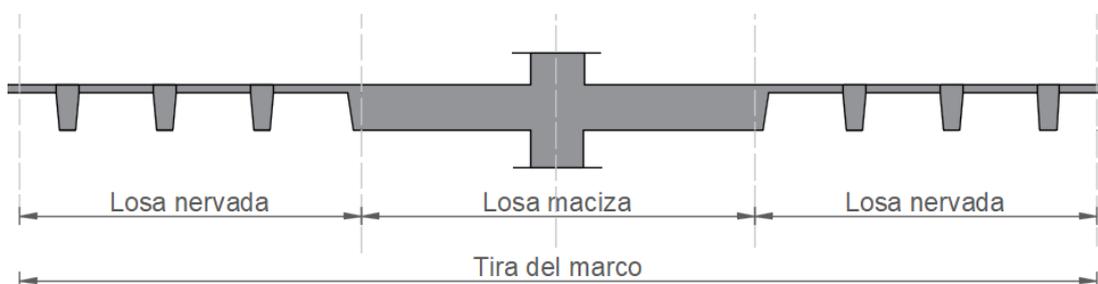
$\lambda = 1$  para concreto de peso normal.

$$b = L_{caida} + n_{nerv} * b_v$$

$$b = 3.8m + 7 * 0.18m = 15.7 m$$

**Figura 42**

Sección transversal de la tira del marco (a una distancia  $d$  de la cara de la columna de soporte)



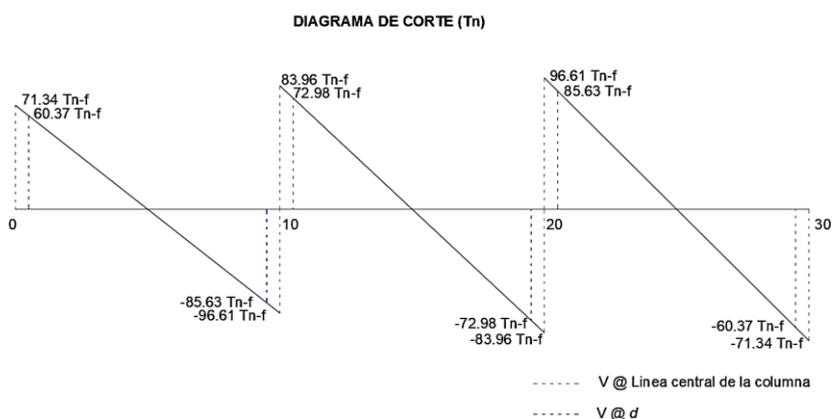
Nota. Elaboración propia

Se permite aumentar en un 10% la capacidad de corte en un sentido para las porciones de losa nervada que se muestran en la Figura 16. (ACI 318, 2014 – 9.8.1.5)

$$\phi V_c = (\phi V_c)_{losa\ solida} + 1.10(\phi V_c)_{losa\ nervada}$$

**Figura 43**

Cortante unidireccional en secciones críticas (a una distancia  $d$  de la cara de la columna de soporte)

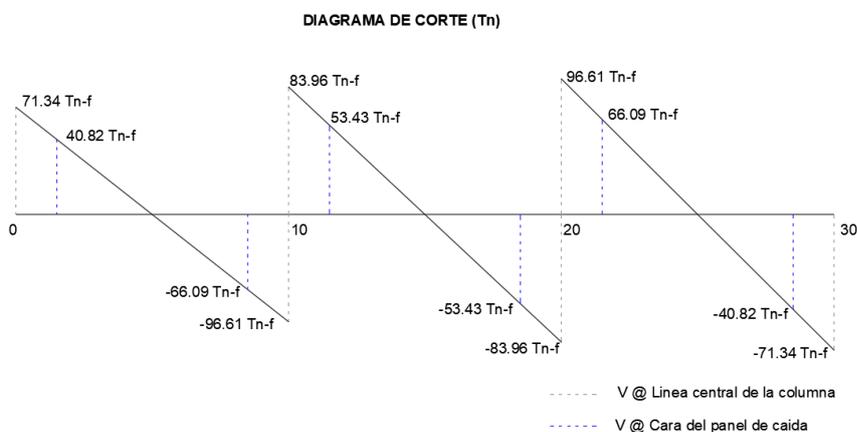


Nota. Elaboración propia



Figura 45

Cortante unidireccional en secciones críticas (en la cara del panel de caída)



Nota. Elaboración propia

#### 4.6.2 Resistencia al corte bidireccional (punzonado)

##### a) Alrededor de las caras de las columnas

El cortante bidireccional es fundamental en una sección rectangular ubicada en  $d/2$  lejos de la cara de la columna, como se muestra en la Figura 34.

##### ➤ Columna exterior:

La fuerza cortante factorizada ( $V_u$ ) en la sección crítica se calcula como la reacción en el centroide de la sección crítica menos el peso propio y cualquier carga viva y muerta de la superficie superpuesta que actúe dentro de la sección crítica ( $d/2$  de la cara de la columna).

$$V_u = V - q_u(b_1 * b_2) = 71340 \text{ kg} - 2281.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (0.7\text{m} * 0.9\text{m}) = 69902.59 \text{ kg}$$

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2}$$

$$d = 0.42\text{m} - 0.019\text{m} - \frac{0.019\text{m}}{2} = 0.39\text{m}$$

$$b_1 = c_1 + \frac{d}{2} = 0.50m + \frac{0.39m}{2} = 0.7m$$

$$b_2 = c_2 + d = 0.50m + 0.39m = 0.9m$$

El momento desequilibrado factorizado utilizado para la transferencia de cortante,  $M_{des}$ , se calcula como la suma de los momentos articulares hacia la izquierda y hacia la derecha. También se tiene en cuenta el momento de la reacción vertical con respecto al centroide de la sección crítica.

$$M_{des} = M - V_u \left( b_1 - C_{AB} - \frac{C_1}{2} \right)$$

$$M_{des} = 63920kg - m - 69902.59 \text{ kg} \left( 0.7m - 0.21m - \frac{0.5m}{2} \right) = 47143.38 \text{ kg} - m$$

Para la columna exterior en la Figura 13, la ubicación del eje centroidal zz es:

$$C_{AB} = \frac{\text{momento del area de los lados AB}}{\text{area de los lados}}$$

$$C_{AB} = \frac{2(0.7m * 0.39m * \frac{0.7m}{2})}{2 * 0.7m * 0.39m + 0.9m * 0.39m} = 0.21 \text{ m}$$

El momento polar  $J_c$  del perímetro de cortante es:

$$J_c = 2 \left( \frac{b_1 * d^3}{12} + \frac{d * b_1^3}{12} + (b_1 d) \left( \frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 \right) + b_2 * d * C_{AB}^2$$

$$J_c = 2 \left( \frac{0.7m * (0.39m)^3}{12} + \frac{0.39m * (0.7m)^3}{12} + (0.7m * 0.39m) \left( \frac{0.7m}{2} - 0.21m \right)^2 \right) + 0.9m * 0.39m * (0.21m)^2$$

$$J_c = 0.05539 \text{ m}^4$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.630 = 0.370 \quad \text{ACI 318-14 (Ecuación 8.4.4.2.2)}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) * \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) * \sqrt{\frac{0.7}{0.9}}} = 0.63$$

La longitud del perímetro crítico de la columna exterior:

$$b_o = 2 * 0.7m + 0.9m = 2.3m$$

El esfuerzo cortante bidireccional ( $v_u$ ) se calcula como:

$$v_u = \left( \frac{V_u}{b_o * d} + \frac{\gamma_v * M_{des} * C_{AB}}{J_c} \right) \quad \text{ACI 318-14 (R.8.4.4.2.3)}$$

$$v_u = \left( \frac{69902.59 \text{ kg}}{2.3m * 0.39m} + \frac{0.370 * (47143.38 \text{ kg} - m) * 0.21m}{0.05539 \text{ m}^4} \right) = 144,061.11 \text{ kg/m}^2$$

$$v_c = \min \left[ 4\lambda\sqrt{f'c}, \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) * \lambda\sqrt{f'c}, \left(\frac{a_s*d}{b_o} + 2\right) * \lambda\sqrt{f'c} \right], \text{ ACI 318-14 (Tabla 22.6.5.2)}$$

Donde:

$$a_s = 40 \text{ (columnas interiores)}$$

$$a_s = 30 \text{ (columnas de borde)}$$

$$a_s = 20 \text{ (columnas de esquina)}$$

$$v_c = \min \left[ 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}}, \left(2 + \frac{4}{1}\right) * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}}, \left(\frac{30*39cm}{2.3} + 2\right) * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} \right]$$

$$v_c = \min[74.83, 112.15, 132.58] \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c = \min[748300, 1121500, 1325800] \frac{kg}{m^2} = 748,300 \frac{kg}{m^2}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 748,300 \frac{kg}{m^2} = 561,225 \frac{kg}{m^2}$$

Ya que  $\phi V_c \geq V_u$  en la sección crítica, la losa tiene una adecuada resistencia al corte bidireccional en esta junta.

➤ **Columna interior:**

$$V_u = V - q_u(b_1 * b_2)$$

$$V_u = 96610kg + 83960kg - 2281.6 \frac{kg}{m^2} (0.9m * 0.9m)$$

$$V_u = 178,721.9 kg$$

$$M_{des} = M - V_u \left( b_1 - C_{AB} - \frac{c_1}{2} \right)$$

$$= 191,000kg.m - 172,480kg.m - 178,721.9 kg(0)$$

$$M_{des} = 18,520 kg.m$$

Para la columna interior en la Figura 33, la ubicación del eje centroidal zz es:

$$C_{AB} = \frac{b_1}{2} = \frac{0.7m}{2} = 0.35m$$

El momento polar  $J_c$  del perímetro de cortante es:

$$J_c = 2 \left( \frac{b_1 * d^3}{12} + \frac{d * b_1^3}{12} + (b_1 d) \left( \frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 \right) + 2 b_2 * d * C_{AB}^2$$

$$J_c = 2 \left( \frac{0.7m * (0.39m)^3}{12} + \frac{0.39m * (0.7m)^3}{12} + (0.7m * 0.39m) \left( \frac{0.7m}{2} - 0.35m \right)^2 \right) + 2 * 0.9m * 0.39m * (0.35m)^2$$

$$J_c = 0.115 m^4$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.600 = 0.400, \text{ ACI 318-14 (Ecuación 8.4.4.2.2)}$$

La longitud del perímetro crítico de la columna interior:

$$b_o = 2 * (0.7m + 0.7m) = 2.8m$$

El esfuerzo cortante bidireccional ( $v_u$ ) se puede calcular como:

$$v_u = \left( \frac{V_u}{b_o * d} + \frac{\gamma_v * M_{des * C_{AB}}}{J_c} \right), \text{ ACI 318-14 (R.8.4.4.2.3)}$$

$$v_u = \left( \frac{178,721.9 \text{ kg}}{2.8m * 0.39m} + \frac{0.400 * (18,520 \text{ kg.m}) * 0.35m}{0.115 m^4} \right) = 186,210.83 \text{ kg/m}^2$$

$$v_c = \min \left[ 4\lambda \sqrt{f'_c}, \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) * \lambda \sqrt{f'_c}, \left( \frac{a_s * d}{b_o} + 2 \right) * \lambda \sqrt{f'_c} \right], \text{ ACI 318-14 (Tabla 22.6.5.2)}$$

$$v_c = \min \left[ 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}, \left( 2 + \frac{4}{1} \right) * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}, \left( \frac{40 * 39 \text{ cm}}{280 \text{ cm}} + 2 \right) * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right]$$

$$v_c = \min[74.83, 112.15, 141.65] \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c = \min[748300, 1121500, 1416500] \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 748,300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 748,300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 561,225 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Ya que  $\phi V_c \geq V_u$  en la sección crítica, la losa tiene una adecuada resistencia al corte bidireccional en esta junta.

➤ **Columna de esquina:**

Se seleccionó una franja de pórtico equivalente interior donde solo tiene soportes exteriores e interiores. Sin embargo, la resistencia al cortante bidireccional de los soportes de esquina generalmente es la que gobierna. El procedimiento de análisis debe repetirse para la franja del pórtico equivalente exterior para encontrar la reacción y el momento desbalanceado factorizado usado para la transferencia de cortante en el centroide de la sección crítica para el soporte de esquina.

$$V_u = V - q_u(b_1 * b_2)$$

$$V_u = 42,815kg - 2281.6 \frac{kg}{m^2} (0.7m * 0.7m)$$

$$V_u = 41,697.016 kg$$

$$M_{des} = M - V_u \left( b_1 - C_{AB} - \frac{C_1}{2} \right)$$

$$M_{des} = 36,714kg.m - 41,697.016 kg \left( 0.7m - 0.18m - \frac{0.5m}{2} \right)$$

$$M_{des} = 25,455.81kg.m$$

Para la columna de esquina en la Figura 33, la ubicación del eje centroidal zz es:

$$C_{AB} = \frac{\text{momento del area de los lados AB}}{\text{area de los lados}}$$

$$C_{AB} = \frac{(0.7m * 0.39m * \frac{0.7m}{2})}{0.7m * 0.39m + 0.7m * 0.39m} = 0.18m$$

El momento polar  $J_c$  del perímetro de cortante es:

$$J_c = 2 \left( \frac{b_1 * d^3}{12} + \frac{d * b_1^3}{12} + (b_1 d) \left( \frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 \right) + b_2 * d * C_{AB}^2$$

$$J_c = 2 \left( \frac{0.7m * (0.39m)^3}{12} + \frac{0.39m * (0.7m)^3}{12} + (0.7m * 0.39m) \left( \frac{0.7m}{2} - 0.18m \right)^2 \right) + 0.9m * 0.39m * (0.18m)^2$$

$$J_c = 0.034 m^4$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.600 = 0.400 \quad , \text{ACI 318-14 (Ecuación 8.4.4.2.2)}$$

La longitud del perímetro crítico de la columna de esquina:

$$b_o = (0.7m + 0.7m) = 1.4m$$

El esfuerzo cortante bidireccional ( $v_u$ ) se puede calcular como:

$$v_u = \left( \frac{V_u}{b_o * d} + \frac{\gamma_v * M_{des} * c_{AB}}{J_c} \right)$$

$$v_u = \left( \frac{41,697.016 \text{ kg}}{1.4\text{m} * 0.39\text{m}} + \frac{0.400 * (25,455.81\text{kg.m}) * 0.18\text{m}}{0.034 \text{ m}^4} \right) = 130,274 \text{ kg/m}^2$$

$$v_c = \min \left[ 4\lambda\sqrt{f'c}, \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) * \lambda\sqrt{f'c}, \left( \frac{a_s * d}{b_o} + 2 \right) * \lambda\sqrt{f'c} \right]$$

$$v_c = \min \left[ 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}, \left( 2 + \frac{4}{1} \right) * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}, \left( \frac{20 * 39\text{cm}}{140\text{cm}} + 2 \right) * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right]$$

$$v_c = \min[74.83, \quad 112.15, 141.65] \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c = \min[748300, 1121500, 1416500] \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 748,300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 748,300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 561,225 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Ya que  $\phi V_c \geq V_u$  en la sección crítica, la losa tiene una adecuada resistencia al corte bidireccional en esta junta

## b) Alrededor de paneles abatibles

El cortante bidireccional es crítico en una sección rectangular ubicada en  $d/2$  lejos de la cara del panel abatible.

La fuerza cortante factorizada ( $V_u$ ) en la sección crítica se calcula como la reacción en el centroide de la sección crítica menos el peso propio y cualquier carga viva y muerta de la superficie superpuesta que actúe dentro de la sección crítica ( $d/2$  de la cara de la columna).

Nota: Para simplificar, es conservador deducir solo el peso propio de la losa y las viguetas en la sección crítica de la reacción de cortante en los cálculos de cortante por punzonamiento.

➤ **Panel abatible exterior:**

$$V_u = V - q_u * A$$

$$V_u = 71340 \text{ kg} - 1952 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (2.15\text{m} * 3.8\text{m}) = 55,392.16\text{kg}$$

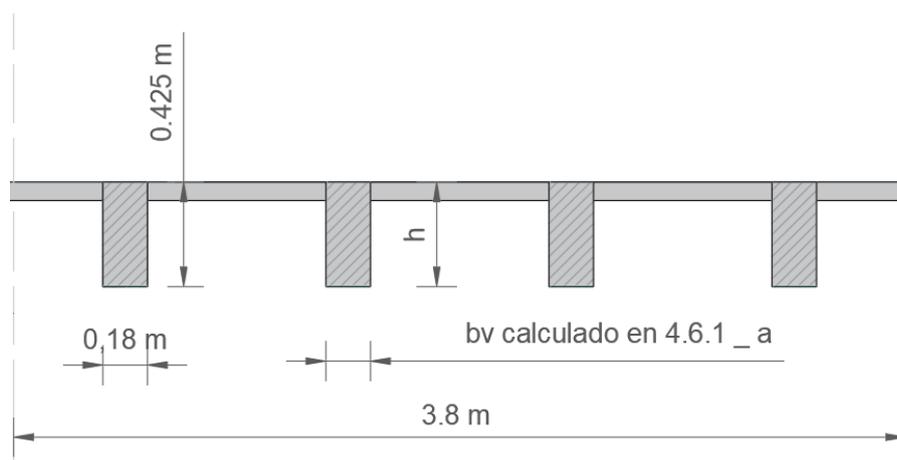
$d$  que se utiliza en el cálculo de  $V_u$  viene dado por (ver Figura 46):

$$d = \frac{(\text{numero de nervaduras dentro del ancho del panel de caída}) * h * b_v}{\text{ancho del panel de caída}}$$

$$d = \frac{4 * 0.425\text{m} * 0.18\text{m}}{3.8\text{m}} = 0.0995\text{m}$$

**Figura 46**

*Espesor equivalente basado en el cálculo del área de corte*



*Nota.* Elaboración propia

La longitud del perímetro crítico del panel de caída exterior:

$$b_o = 2 * 2.15\text{m} + 3.8\text{m} = 8.1\text{m}$$

El esfuerzo cortante bidireccional ( $v_u$ ) se puede calcular:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o * d}, \text{ ACI 318-14 (R.8.4.4.2.3)}$$

$$v_u = \frac{55,392.16\text{kg}}{8.1\text{m} * 0.0995\text{m}} = 68,729.028 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Se permite aumentar en un 10% la capacidad de corte en dos direcciones de la losa nervada. ACI 318-14 (9.8.1.5)

$$v_c = \min \left[ 1.10 * 4\lambda\sqrt{f'c}, 1.10 * \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) * \lambda\sqrt{f'c}, 1.10 * \left(\frac{a_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda\sqrt{f'c} \right]$$

ACI 318-14 (Tabla 22.6.5.2)

$$v_c = \min \left[ 1.10 * 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}}, 1.10 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}}, 1.10 * \left(\frac{30 * 9.95cm}{810cm} + 2\right) * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} \right]$$

$$v_c = \min[82.32, 123.47, 48.74] \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c = \min[823200, 1234700, 487400] \frac{kg}{m^2} = 487,400 \frac{kg}{m^2}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 487,400 \frac{kg}{m^2} = 365,550.00 \frac{kg}{m^2}$$

En el diseño de losas nervadas, donde los paneles abatibles crean un gran perímetro de corte crítico, el factor  $(b_o / d)$  tiene una contribución limitada y tradicionalmente se descuida por simplicidad y conservador.

Se permite aumentar en un 10% la capacidad de corte en dos direcciones de la losa nervada. ACI 318-14 (9.8.1.5)

$$v_c = 1.10 * 2 * \lambda * \sqrt{f'c}, \text{ ACI 318-14 (R.8.4.4.2.3)}$$

$$v_c = 1.10 * 2 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} = 41.16 \frac{kg}{cm^2} = 411,600 \frac{kg}{m^2}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 411,600 \frac{kg}{m^2} = 308,700 \frac{kg}{m^2}$$

Ya que  $\phi V_c \geq V_u$  en la sección crítica, la losa tiene una resistencia a la corte bidireccional adecuada alrededor de este panel de caída.

➤ **Panel abatible interior:**

$$V_u = V - q_u * A$$

$$V_u = 96610kg + 83960kg - 1952 \frac{kg}{m^2} (3.8m * 3.8m) = 152,383.12kg$$

La longitud del perímetro crítico para el panel de caída interior:

$$b_o = 2 * (3.8m + 3.8m) = 15.2m$$

El esfuerzo cortante bidireccional ( $v_u$ ) se puede calcular:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o * d} , \text{ ACI 318-14 (R.8.4.4.2.3)}$$

$$v_u = \frac{152,383.12kg}{15.2m * 0.0995m} = 100,755.83 \frac{kg}{m^2}$$

Se permite aumentar en un 10% la capacidad de corte en dos direcciones de la losa nervada. ACI 318-14 (9.8.1.5)

$$v_c = \min \left[ 1.10 * 4\lambda\sqrt{f'c} , 1.10 * \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) * \lambda\sqrt{f'c} , 1.10 * \left( \frac{a_s * d}{b_o} + 2 \right) * \lambda\sqrt{f'c} \right]$$

ACI 318-14 (Tabla 22.6.5.2)

$$v_c = \min \left[ 1.10 * 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} , 1.10 * \left( 2 + \frac{4}{1} \right) * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} , 1.10 * \left( \frac{40 * 9.95cm}{510cm} + 2 \right) * 1 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} \right]$$

$$v_c = \min[82.32 , 123.47 , 57.22] \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c = \min[823200 , 1234700 , 572200] \frac{kg}{m^2} = 572,200 \frac{kg}{m^2}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 572,200 \frac{kg}{m^2} = 429,150.00 \frac{kg}{m^2}$$

Ya que  $\phi V_c \geq V_u$  en la sección crítica, la losa tiene una resistencia a la corte bidireccional adecuada alrededor de este panel de caída.

➤ **Panel abatible de la esquina:**

$$V_u = V - q_u * A$$

$$V_u = 42,815kg - 1952 \frac{kg}{m^2} (2.15m * 2.15m) = 33,791.88kg$$

La longitud del perímetro crítico para el panel de caída de esquina:

$$b_o = 2.15m + 2.15m = 4.3m$$

El esfuerzo cortante bidireccional ( $v_u$ ) se calcula:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o * d} , \text{ ACI 318-14 (R.8.4.4.2.3)}$$

$$v_u = \frac{33,791.88 \text{ kg}}{4.3 \text{ m} * 0.0995 \text{ m}} = 78,980.67 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Se permite aumentar en un 10% la capacidad de corte en dos direcciones de la losa nervada. ACI 318-14 (9.8.1.5)

$$v_c = \min \left[ 1.10 * 4\lambda\sqrt{f'_c} , 1.10 * \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) * \lambda\sqrt{f'_c} , 1.10 * \left( \frac{a_s * d}{b_o} + 2 \right) * \lambda\sqrt{f'_c} \right]$$

ACI 318-14 (Tabla 22.6.5.2)

$$v_c = \min \left[ 1.10 * 4 * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} , 1.10 * \left( 2 + \frac{4}{1} \right) * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} , 1.10 * \left( \frac{20 * 9.95 \text{ cm}}{430 \text{ cm}} + 2 \right) * 1 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right]$$

$$v_c = \min[82.32 , 123.47 , 50.68] \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c = \min[823200 , 1234700 , 506800] \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 506,800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 506,800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 380,100.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Ya que  $\phi V_c \geq V_u$  en la sección crítica, la losa tiene una resistencia a la corte bidireccional adecuada alrededor de este panel de caída.

## CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

Se planteo la hipótesis general:

El diseño de una losa de concreto armado tiene implicancias en el proceso de mejorar la funcionalidad de la edificación de grandes luces con el sistema Waffle.

En los resultados obtenidos se diseñó una edificación de grandes luces con el sistema Waffle, se pudo comprobar que si cumple con todos los parámetros que nos indica la norma ACI 318-14.

Como hipótesis Especifica, se había planteado:

La evaluación será aplicando el método de pórticos equivalentes empleando las normas del ACI 318-14.

Para obtener los resultados del diseño se utilizó el método de pórtico equivalente, para hallar los momentos positivos y negativos y así determinar la distribución de franja de la columna o franjas centrales de la losa, donde la franja columna asigna momentos a las columnas, losas tomando en cuenta la rigidez de cada elemento, es un método muy aproximado al real comportamiento de una estructura, pudiendo resolver todo de losas.

Como hipótesis Especifica 2, se había planteado:

Desarrollando un ejemplo aplicativo del sistema Waffle con el método de pórticos equivalentes que cumpla con los parámetros normativos.

Se realizo los resultados utilizando la norma ACI-14 cumpliendo con todos los parámetros que nos indica la norma para hallar la rigidez de losas y columnas y así también para determinar los refuerzos de losa requerido para flexión para determinar cómo va estar distribuido los aceros.

## CONCLUSIONES

### **Primera conclusión**

Se determinó que el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones con el sistema Waffle si cumple con los parámetros de la norma el cual mejora la funcionalidad de la edificación, teniendo así mayor área para generar espacios amplios en proyectos de centros comerciales y otros usos en beneficio de la población de Tacna, de igual forma se busca promover futuras construcciones con este sistema.

### **Segunda conclusión**

Se evaluó el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones con el sistema Waffle a través de un ejemplo de diseño, los mismos que se fundamenta con las normas del ACI explicadas en cada paso y se pudo demostrar que se encuentra en los parámetros de diseño para este tipo de estructuras.

### **Tercera conclusión**

Se aplico la norma ACI 318-14 en el diseño de la losa de concreto armado de grandes luces, esta normativa nos proporciona seguridad en el diseño y consistencia en los resultados obtenidos en cada paso del diseño.

### **Cuarta conclusión**

Se aplico el método de pórticos equivalentes en el diseño de la losa de concreto armado de grandes luces, esta metodología nos proporciona mayor exactitud al momento de obtener los resultados. El mismo que se ha podido comprobar y se obtuvo resultados satisfactorios.

## RECOMENDACIONES

### **Primera recomendación**

Se recomienda a los alumnos de Ingeniería civil usar este proyecto como base para futuras investigaciones las cuales pueden tomar como referencia esta investigación para diseñar un nuevo proyecto con más niveles en busca de mejorar la funcionalidad de la edificación.

### **Segunda recomendación**

Se recomienda a entidades públicas y privadas realizar nuevas investigaciones para el diseño utilizando nuevos softwares a fin de obtener resultados aún más precisos.

### **Tercera recomendación**

Se recomienda a los alumnos de ingeniería civil buscar normas vigentes para estar a la vanguardia de otros países desarrollados.

### **Cuarta recomendación**

Se recomienda a los futuros tesisistas utilizar otros métodos para el análisis y diseño de una losa de grandes luces en dos direcciones; como elementos finitos, métodos de diseño directo y así realizar una comparación de resultados.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318S-14(2014), [https://civilshare.files.wordpress.com/2016/07/aci\\_318s\\_14\\_en](https://civilshare.files.wordpress.com/2016/07/aci_318s_14_en)

Blanco Blasco, A. (2011), *Estructuración y Diseño de Estructuras de Concreto*, Segunda Edición, Lima, Perú, Prince Liness.

Galarza & Guzmán (2016) “Estudio de alternativas para el techado de un edificio de oficinas” [tesis para titulación, pontificia Universidad Católica Del Perú] <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/7572>

Hidalgo & Riddell (2018), *Diseño estructural*, Sexta Edición, Junio 2018, Santiago, Chile, ediciones Universidad Católica De Chile.

Nadim & Al-Manaseer (2012), *Structural Concrete*, New Jersey, Fifth Edition.

Reyes (2013) “Análisis comparativo de costos entre losa prefabricada vigueta bovedilla, losacero y losa nervada con material de relleno; para la construcción de viviendas en la república de guatemala” [tesis para titulación, universidad de San Carlos Guatemala] [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3571\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3571_C.pdf)

Theconstructor (2019) <https://theconstructor.org/structural-engg/waffle-slab-ribbed-slab-construction/20546/>

## ANEXOS

## 9.1 ANEXO 1. Matriz de consistencia

**MATRIZ DE CONSISTENCIA**  
**“DISEÑO DE UNA LOSA DE CONCRETO ARMADO PARA MEJORAR LA FUNCIONALIDAD DE UNA EDIFICACION DE GRANDES LUCES CON EL SISTEMA WAFFLE - 2021”**

Planteamiento de problema	Hipótesis	Objetivo	Variable	Indicador	Tipo
<p><b>Problema General:</b> ¿Cuáles son las implicancias del diseño de una losa de concreto armado en el proceso de mejora de la funcionalidad de la edificación de grandes luces con el sistema Waffle?</p>	<p><b>Hipótesis General:</b> El diseño de una losa de concreto armado tiene implicancias en el proceso de mejorar la funcionalidad de la edificación de grandes luces con el sistema Waffle.</p>	<p><b>Objetivo General:</b> Determinar las implicancias del diseño de una losa de concreto armado en el proceso de mejora de la funcionalidad de la edificación de grandes luces con el sistema Waffle.</p>	<p>Variables cuantitativas</p>	<p>Las actividades sobre la investigación a desarrollar serán en forma descriptivos.</p>	<p>Aplicada porque tiene la finalidad de crear y validar un diseño de losa de concreto armado</p>
<p><b>Problemas específicos:</b> a) ¿Cómo evaluar el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones con el sistema Waffle? b) ¿Cómo aplicar la norma ACI 318-14 en el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces? c) ¿Cómo Aplicar el método de pórticos equivalentes para el diseño de una losa con el sistema Waffle?</p>	<p><b>Hipótesis Específicas:</b> a) La evaluación será aplicando el método de pórticos equivalentes empleando las normas del ACI 318-14. b) Revisando la norma vigente y actualizada del ACI 318-14, relacionado a losas de concreto armado de grandes luces. c) Desarrollando un ejemplo aplicativo del sistema Waffle con el método de pórticos equivalentes que cumpla con los parámetros normativos.</p>	<p><b>Objetivos Específicos:</b> a) Evaluar el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces en dos direcciones con el sistema Waffle. b) Aplicar la norma ACI 318-14 en el diseño de una losa de concreto armado de grandes luces c) Aplicar el método de pórticos equivalentes para el diseño de una losa con el sistema Waffle.</p>	<p><b>Variable independiente:</b>  Diseño de losa de concreto armado.</p> <p><b>Variable dependiente:</b>  Edificación de grandes luces.</p>	<p>El grado de profundidad con que se aborda el estudio es:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Perceptual</li> <li>• Comprensivo</li> </ul>	<p>Diseño: Pro positivo, porque tiene el propósito de innovar para mejorar la funcionalidad de la edificación de grandes luces.</p>

