

# **Maestría en ingeniería civil**

## **Elaboración de una guía académica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales**

**Pedro Antonio Jiménez Sánchez**

**Bogotá, D.C., 5 de febrero de 2024**

**Elaboración de una guía académica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en Estructuras**

**Ing. Jaime Erasmo Garzón Moreno**  
**Director**

**Bogotá, D.C., 5 de febrero de 2024**



La tesis de maestría titulada “Elaboración de una guía académica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales”, presentada por Pedro Antonio Jiménez Sánchez, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras.

---

Director de la tesis

Jaime Erasmo Garzón Moreno

---

Jurado

Fabián Augusto Lamus Baez

---

Jurado

Pedro Nel Quiroga Saavedra

Bogotá, D.C., 5 de febrero de 2024

## Resumen

Con el propósito de enriquecer las alternativas de solución estructural para pisos industriales sin juntas, en los cuales se obtienen mejoras en procesos operativos eficientes, la reducción de costos de mantenimiento y la minimización de paradas en la producción, el presente trabajo de tesis presenta una guía académica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales.

La guía académica, aborda procedimientos detallados, ofrece recomendaciones específicas y establece los parámetros fundamentales para el diseño estructural de las losas postensadas apoyadas sobre el terreno, adaptándolos a las características particulares de suelos estables, expansivos o compresibles. Este enfoque, busca mitigar los costos adicionales asociados a los procesos de estabilización de suelos inestables. Cabe destacar que esta metodología excluye específicamente los terrenos colapsables.

En la elaboración de este trabajo, se consultaron 19 normativas de referencia, destacándose como documentos más relevantes, la tesis doctoral de Wray, W. K. (1978) y las normas PTI DC10.1-08 (2008), ACI 360R-10 (2010) y ACI 318-19 (2019). Asimismo, la guía académica incluye diagramas de flujo que ofrecen una representación visual clara y organizada de los pasos de la metodología. Estos diagramas facilitan la comprensión y permiten una rápida asimilación de los conceptos y principios empleados en el proceso de diseño estructural.

Por último, la guía académica integra un método simplificado para el diseño de losas postensadas sobre suelos estables. Además, se incluye un ejemplo práctico de aplicación de la guía y una evaluación del desempeño de las losas postensadas apoyadas en el terreno. Esta última sección proporciona pautas para evaluar la estabilidad y seguridad en pisos industriales, con el objetivo concreto de mitigar el deterioro funcional y estructural de este tipo de elementos.

## Tabla de Contenido

Introducción.....	1
Problema.....	2
Justificación.....	4
Objetivos.....	5
Metodología.....	6
Antecedentes.....	7
1. Pisos Industriales de concreto.....	9
1.1. Tipos de Losas de Concreto para Pisos Industriales.....	12
1.2. Comparación General de los Tipos de Losas.....	12
1.3. Propiedades de los Pisos Industriales.....	15
1.3.1. Resistencia Mecánica.....	16
1.3.2. Resistencia al Desgaste.....	16
1.3.3. Resistencia Química.....	16
1.3.4. Textura y Propiedades Antideslizantes.....	17
1.3.5. Coloración y apariencia.....	17
1.3.6. Planicidad y Lisura Superficial.....	18
1.4. Aspectos Relevantes del Comportamiento de los Pisos Industriales.....	18
1.4.1. Contracción en Losas de Concreto Apoyadas Sobre el Terreno.....	18
1.4.2. Alabeo de las Losas de Piso.....	19
1.5. Juntas.....	20
1.5.1. Diseño de Juntas en Losas Postensadas.....	21
1.6. Acabados de la Superficie de Desgaste.....	21
1.7. Aspectos Fundamentales en la Construcción de Losas para Pisos Industriales.....	22
1.7.1. Construcción de grandes superficies.....	23
1.7.2. Construcción de banda larga.....	24
1.7.3. Construcción de bahía ancha.....	24
1.7.4. Construcción superpuesta.....	14

1.7.5. Construcción Bicapa.....	25
1.8. Construcción de Losas de Concreto Postensado apoyadas sobre el Terreno .....	25
1.8.1. Preparación del terreno .....	26
1.8.2. Instalación .....	26
1.8.3. Fijación en obra de los anclajes fijos.....	27
1.8.4. Inspección previa a la colocación del concreto .....	27
1.8.5. Colocación del Concreto.....	27
1.8.6. Acabado del Concreto .....	28
1.8.7. Fisuración por Retracción de Fraguado .....	28
1.8.8. Tensado de los tendones de presfuerzo .....	28
1.8.9. Acabado del tendón.....	29
1.9. Aspectos Generales del Mantenimiento de Losas postensadas Apoyadas Sobre el Terreno .....	30
1.10. Sistema de Anclajes Encapsulados.....	31
2. Cargas .....	38
2.1. Bodegas de Almacenamiento.....	40
2.2. Fábricas y Complejos Industriales Pesados .....	41
2.3. Tipología de las Cargas.....	42
2.4. Cargas Concentradas.....	42
2.5. Cargas Vehiculares en Entornos Industriales .....	43
2.5.1. Cargas puntuales Poco Espaciadas.....	45
2.5.1.1. Caso 1: Carga de la rueda cerca de la esquina de la losa .....	51
2.5.1.2. Caso 2: Carga de la rueda a una distancia considerable de los bordes de la losa (al interior de la losa).....	52
2.5.1.3. Caso 3: Carga de la rueda en el borde de la losa, pero retirada a una distancia considerable de la esquina .....	53
2.6. Cargas Distribuidas .....	54
2.7. Cargas Lineales .....	59
2.8. Cargas Inusuales .....	60
3. Geotecnia .....	61

3.1. Parámetros De Diseño .....	61
3.1.1. Suelos Expansivos .....	61
3.1.2. Suelos Compresibles.....	62
3.1.3. Suelos No Activos (Estables) .....	63
3.1.4. Zona activa de humedad para suelos expansivos.....	63
3.1.5. Succión del suelo .....	64
3.1.6. Succión constante o de equilibrio .....	64
3.1.7. Índice de succión-compresión ( $\gamma$ h).....	64
3.1.8. Índice de humedad de Thornthwaite (Im) .....	65
3.1.9. Ponderación de las propiedades del suelo .....	66
3.2. Información y recomendaciones sobre el diseño de la cimentación.....	66
3.3. Parámetros de apoyo de suelos expansivos .....	69
3.3.1. Distancia de variación de humedad de borde (em) .....	70
3.3.2. Cálculo de $\gamma$ h.....	73
3.3.3. Movimiento diferencial del suelo ( $\gamma$ m).....	77
3.4. Barreras de humedad.....	83
3.5. Factor de forma de la losa .....	83
3.6. Módulo de Reacción Compuesto de la Subrasante (kc). .....	84
3.7. Aspectos Generales de los Métodos de Estabilización de Subrasantes en Arcillas...85	
3.7.1. Métodos Comunes de Estabilización de Subrasantes en Arcillas .....	86
3.7.2. Principales Estrategias para Estabilizar Suelos Arcillosos en Bogotá .....	87
4. Análisis de la Interacción Suelo-Estructura .....	89
4.1. Momento flector.....	89
4.1.1. Variación del momento .....	89
4.1.2. Momentos máximos .....	90
4.1.3. La distancia $\beta$ .....	91
4.1.4. Gradiente del momento .....	93
4.1.5. Agrietamiento .....	94
4.2. Esfuerzos Cortante.....	97

4.2.1. Esfuerzos cortantes máximos.....	97
4.2.2. Control de los esfuerzos cortantes .....	97
4.2.3. Cortante dentro de la distancia ( $\beta$ ) .....	98
4.3. Deflexión diferencial .....	99
4.3.1. Dimensión horizontal .....	99
4.3.2. Excentricidad de los tendones.....	99
4.3.3. Levantamiento del borde de la losa.....	100
4.3.4. Fricción entre la losa y el suelo de fundación .....	101
5. Materiales .....	104
5.1. Concreto.....	104
5.2. Colocación del Concreto.....	105
5.3. Acabado del Concreto.....	105
5.4. Fisuras de restricción al acortamiento. ....	106
5.5. Acero de presfuerzo .....	106
5.6. Tendones de un Solo Torón No Adherido.....	108
5.6.1. Anclajes y Acoplamientos.....	108
5.6.2. Revestimiento.....	110
5.6.3. Recubrimiento del Torón. ....	110
5.6.4. Instalación de tendones.....	112
5.6.5. Anclajes.....	112
5.6.6. Tensado de los tendones. ....	113
5.6.7. Acabado de los tendones .....	117
5.6.8. Instalación de los tendones. ....	118
5.6.9. Recubrimiento del concreto.....	121
5.7. Acero de refuerzo (armadura no presforzada).....	121
6. Conclusiones y Recomendaciones.....	122
Bibliografía.....	123
Apéndice - Guía Académica para el Diseño Estructural de Losas Postensadas Apoyadas Sobre el Terreno para Pisos Industriales.....	G-1

## Índice de Figuras

Figura 1 Árbol de Problemas.....	3
Figura 1.1. Piso para naves industriales .....	10
Figura 1.2. Estructura típica de un piso industrial .....	11
Figura 1.3. Forma de alabeo de las losas de concreto apoyadas sobre el terreno .....	19
Figura 1.4. Juntas en losas de piso.....	20
Figura 1.5. Construcción de grandes áreas .....	23
Figura 1.6. Losa postensada apoyada sobre el terreno .....	25
Figura 1.7. Instalación de tendones .....	26
Figura 1.8. Operación de tensado del tendón .....	29
Figura 1.9. Anclaje encapsulado .....	32
Figura 1.10. Sistema del anclaje encapsulado.....	33
Figura 1.11. Anclaje encapsulado utilizado en el estudio.....	36
Figura 2.1. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas .....	39
Figura 2.2. Cargas en pisos industriales .....	39
Figura 2.3. Bodega de almacenamiento.....	40
Figura 2.4. Estanterías de almacenamiento.....	43
Figura 2.5. Cargas por eje y distancias entre ruedas para distintas capacidades de montacargas .....	44
Figura 2.6. Montacarga de alta capacidad .....	44
Figura 2.7. Cargas puntuales poco espaciadas .....	45
Figura 2.8. Distribución de los momentos flectores elásticos para cargas puntuales ...	47
Figura 2.9. Cargas puntuales dobles.....	49
Figura 2.10. Cargas puntuales cuádruples.....	49
Figura 2.11. Caso 1: Carga de la rueda cerca de la esquina de la losa .....	51
Figura 2.12. Caso 2: Carga de la rueda al interior de la losa .....	53
Figura 2.13. Caso 3: Carga de la rueda en el borde de la losa .....	53

Figura 2.14. (a) Patrones de carga para una carga uniformemente distribuida ( $q$ ) que provoca el momento flector máximo positivo y, (b) momento flector máximo negativo.	55
Figura 2.15. Representación del momento máximo positivo en la losa por cargas uniformemente distribuidas	56
Figura 2.16. Representación del momento máximo negativo en la losa por cargas uniformemente distribuidas	57
Figura 2.17. (a) y (b) Casos de cargas uniformemente distribuidas bien definidas	58
Figura 2.18. Capacidad de carga para cargas lineales cerca de bordes libres o juntas	60
Figura 3.1. Distribución del índice de humedad Thornthwaite en la República de Colombia	65
Figura 3.2. Índice de Thornthwaite - Correlación de succión de equilibrio	66
Figura 3.3. Elevación del borde y elevación del centro de la losa	67
Figura 3.4. Distancia de variación de la humedad desde los bordes, (em)	72
Figura 3.5. Clasificación de minerales	74
Figura 3.6. Gráfica de la zona I para determinar el $\gamma_0$	74
Figura 3.7. Gráfica de la zona II para determinar el $\gamma_0$	75
Figura 3.8. Gráfica de la zona III para determinar el $\gamma_0$	75
Figura 3.9. Gráfica de la zona IV para determinar el $\gamma_0$	76
Figura 3.10. Gráfica de la zona V para determinar el $\gamma_0$	76
Figura 3.11. Gráfica de la zona VI para determinar el $\gamma_0$	77
Figura 3.12. Perfiles de succión del suelo	83
Figura 3.13. Módulo de reacción compuesto $k_c$	85
Figura 4.1. Variación típica del momento a lo largo de los ejes longitudinal y transversal de una losa rectangular	89
Figura 4.2. Distribución típica del momento flector de la elevación central sobre la superficie de la losa	91
Figura 4.3. Representación gráfica de la distancia ( $\beta$ ) en la losa	92
Figura 4.4. Variación típica del momento a lo largo del eje longitudinal al aumentar la longitud de la losa	94
Figura 4.5. Relación entre el momento de flexión negativo, el momento de fisuración y la deflexión diferencial	95



Figura 4.6. Relación entre el momento flector de levantamiento de los bordes de la losa, el momento de fisuración y la deflexión diferencial para una losa de 18 m x 12 m .....	96
Figura 4.7. Distribución típica del esfuerzo cortante para el caso de la elevación del centro de la losa .....	98
Figura 4.8. Efecto de la excentricidad del torón en la deflexión diferencial .....	100
Figura 4.9. Efecto de los movimientos sucesivos de la losa en una placa de 125 mm de espesor colada sobre lámina de polietileno .....	101
Figura 4.10. Resumen del coeficiente de fricción para losas de 125 mm .....	102
Figura 5.1. Operación de tensión del tendón .....	116
Figura 5.2. Medición del alargamiento final.....	116
Figura 5.3. Instalación de Tendones .....	118

## Índice de Tablas

Tabla 1.1. Comparación general de los tipos de losas .....	13
Tabla 3.1. Clasificación de Suelos Expansivos .....	62
Tabla 3.2. Factor de tejido del suelo.....	71
Tabla 3.3. Factor de cambio de tensión (SCF) para el cálculo de $Y_m$ - Caso de postequilibrio .....	79
Tabla 3.4. Factor de cambio de esfuerzos (SCF) para el cálculo de $y_m$ – pos-Caso construcción .....	80
Tabla 3.5. Factor de cambio esfuerzos (SCF) para el cálculo de $Y_m$ .....	80
Tabla 3.6. Factor de cambio de esfuerzos (SCF) para uso en el cálculo de $Y_m$ : Caso de lecho de flores (humedad de lecho de flores de 1,20 m de profundidad) .....	81
Tabla 3.7. Factor de variación de esfuerzos (SCF) para el cálculo de $y_m$ : Caso de secado de árboles (sin barrera de humedad).....	81
Tabla 3.8. Factor de variación de esfuerzos (SCF) para el cálculo de $y_m$ = Caso de secado de árboles con barrera de humedad de 1,20 m de profundidad .....	82
Tabla 5.1. Límites de cloruro (% en masa de cemento) para el concreto postensado.....	104
Tabla 5.2. Tendones de presfuerzo estándar de la ASTM (American Society for Testing and Materials).....	107
Tabla 5.3. Especificación de rendimiento para el recubrimiento del torón.....	111
Tabla 5.4. Recubrimiento del concreto .....	121

## Introducción

El desarrollo sostenible de una nación se basa en el progreso económico y la evolución industrial, generando empleo, fomentando la innovación y mejorando la calidad de vida. Un sector industrial sólido impulsa la economía, promueve la investigación y fortalece la base económica, sentando las bases para un futuro próspero y equitativo. Además, la sostenibilidad ambiental se convierte en un componente esencial, contribuyendo al bienestar a largo plazo del planeta. (Organización de las Naciones Unidas, 2023).

En las últimas décadas, el sector industrial en Colombia ha manifestado una disminución de su participación en el Producto Interno Bruto (PIB). A pesar de estos obstáculos, la industria sigue siendo un pilar fundamental para el país (Banco de la República de Colombia, 2023). En entornos industriales, la calidad y resistencia de los pisos son cruciales para la eficiencia operativa y la seguridad del personal. Diseños innovadores optimizan el rendimiento y contribuyen a la rentabilidad del sector industrial colombiano. (SICMA21, 2023).

Los pisos industriales son fundamentales para el progreso industrial del país, garantizando estabilidad, minimizando interrupciones y proporcionando un entorno laboral seguro. Abordar los desafíos en el diseño estructural es imperativo para el rendimiento y la viabilidad de las empresas industriales colombianas, dada la complejidad y exigencias de eficiencia, seguridad, sostenibilidad y adaptabilidad.

Esta investigación impulsa el progreso del sector industrial colombiano al introducir una tecnología eficiente que mejora la durabilidad de los pisos y optimiza el rendimiento de la maquinaria, ajustándose de manera precisa a las necesidades reales de la industria. Además, reduce las interrupciones, disminuye los costos de mantenimiento y aborda desafíos, como los daños causados por vehículos industriales.

## Problema

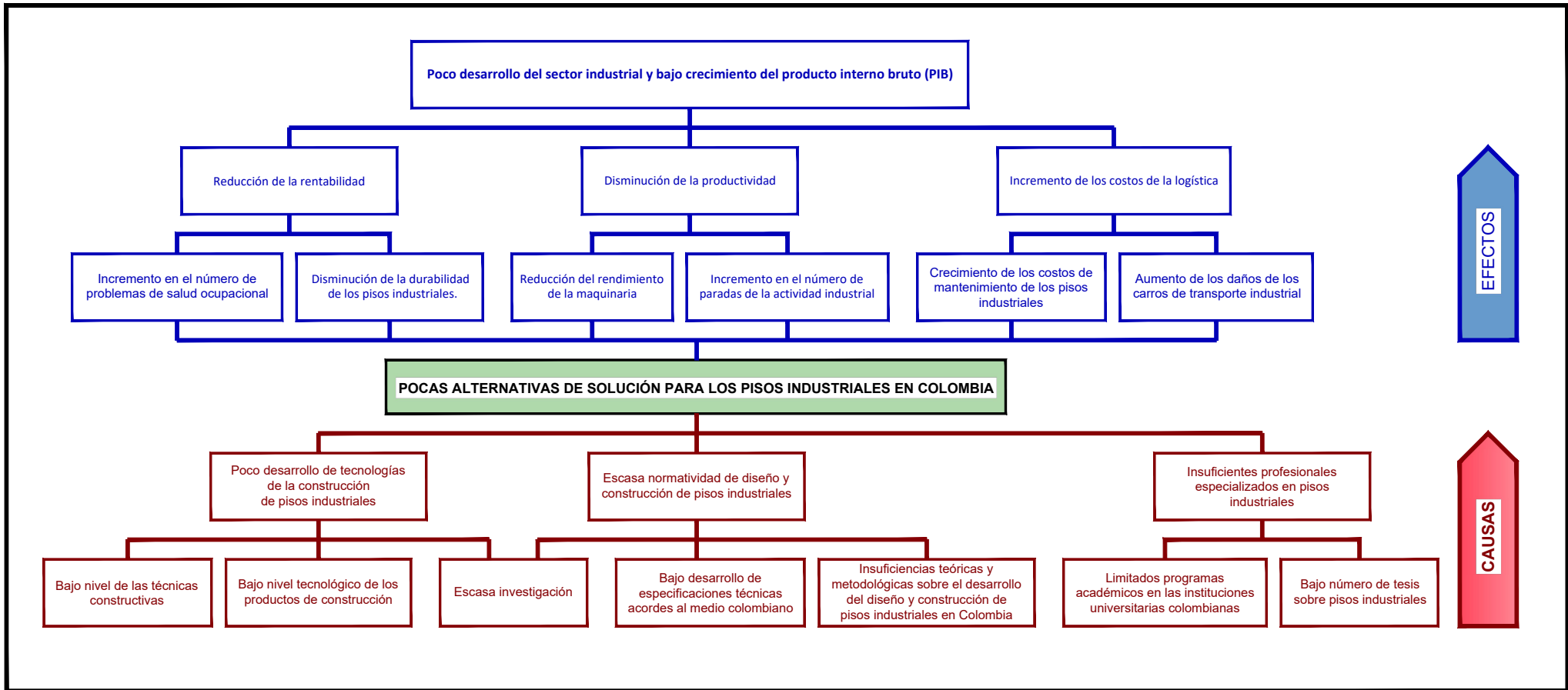
Según BECOSAN (2022), los problemas técnicos en los suelos industriales conllevan consecuencias significativas, como la disminución del rendimiento de la maquinaria y un aumento en las interrupciones de la actividad industrial, lo que resulta en una notoria reducción de la productividad. Esto afecta la eficiencia operativa, incrementa los costos de mantenimiento y compromete la competitividad, repercutiendo en aspectos cruciales como la calidad del producto y la reputación de la empresa.

Por otro lado, el deterioro de los pisos industriales, especialmente debido a juntas de dilatación, provoca un considerable aumento en los costos de mantenimiento. Este incremento se agrava con los daños adicionales a los carros de transporte industrial, generando sobrecostos significativos para las industrias en la reparación y mantenimiento de estas áreas y vehículos (OGL, 2024).

En Colombia, la problemática de los pisos industriales se agrava por la escasa disponibilidad de alternativas técnicas que aborden eficientemente la cuestión de las juntas en estas superficies. La presencia de juntas en los pisos industriales puede generar problemas significativos, como la reducción del rendimiento de la maquinaria, paradas frecuentes en la actividad industrial y un aumento en los costos de mantenimiento (IMCYC, 2016). La tesis aborda esta carencia al proporcionar información clave sobre el diseño estructural de las losas postensadas, una tecnología que posibilita la construcción de pisos industriales sin juntas o minimiza su uso al máximo.

Esta contribución es vital, ya que facilita el acceso a soluciones técnicas que no solo optimizan la eficiencia operativa, sino que también reducen los costos asociados con el mantenimiento y reparación de estos pisos, mejorando así la competitividad y sostenibilidad de las industrias colombianas en este contexto específico.

Figura 1. Árbol de Problemas



Nota. Elaboración propia.

## Justificación

Tal como se expuso en el problema , las dificultades técnicas asociadas a los pisos industriales en Colombia, detalladas por BECOSAN (2022) y OGL (2024), presentan un desafío sustancial para la eficiencia operativa y la competitividad de las industrias en el país. La existencia de juntas y su consecuente deterioro en los pisos industriales, según lo indicado por IMCYC (2016), acarrea impactos adversos, que van desde una reducción en el rendimiento de la maquinaria hasta un aumento en los costos de mantenimiento y en las interrupciones frecuentes en las operaciones industriales.

La tesis se erige como un recurso importante frente a la problemática mencionada, al enriquecer las alternativas técnicas que impulsan el diseño eficiente de pisos industriales en Colombia. Su contribución es especialmente valiosa al ofrecer acceso a información esencial sobre tecnologías estructurales eficaces, específicamente diseñadas para la construcción de pisos industriales sin juntas, como las losas postensadas. Esta orientación hacia soluciones innovadoras no solo aborda la escasez de opciones técnicas disponibles, sino que también empodera a las industrias para superar los desafíos inherentes a los suelos industriales, promoviendo la eficiencia operativa, reduciendo costos de mantenimiento y mejorando la sostenibilidad en un entorno altamente competitivo.

La contribución principal de la tesis radica en ofrecer una guía académica detallada para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno, específicamente dirigida a pisos industriales. Esta tecnología permite la construcción de pisos sin juntas o minimiza su uso al máximo, ofreciendo soluciones técnicas que no solo optimizan la eficiencia operativa, sino que también reducen drásticamente los costos asociados con el mantenimiento y reparación de estos pisos.

En síntesis, el trabajo no solo aborda un problema técnico vital en la infraestructura industrial colombiana, sino que también ofrece una solución práctica y aplicable, consolidándose como un recurso esencial que impulsa el desarrollo sostenible y la competitividad del sector industrial en el país.

## **Objetivos**

### **Objetivo General**

Elaborar una guía académica integral destinada a ser una herramienta práctica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas en el terreno, enfocándose de manera específica en su aplicación en pisos industriales. El propósito fundamental de esta guía es proporcionar a los ingenieros civiles una metodología detallada y actualizada que les permita concebir y ejecutar de manera eficiente estructuras de este tipo.

### **Objetivos Específicos**

1. Definir las limitaciones, el alcance, las normativas de referencia y el ámbito de aplicación de la guía de diseño. Esta clarificación proporcionará una comprensión detallada de las restricciones y ventajas de la guía, así como del contexto en el cual puede ser implementada de manera efectiva y adecuada.
2. Elaborar una guía académica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales. Esta guía proporcionará instrucciones precisas y actualizadas para el diseño de este tipo de losas.
3. Desarrollar un ejemplo práctico de aplicación de la guía académica de diseño, utilizando datos típicos del contexto colombiano. Este ejemplo ilustrará de manera concreta el uso y la aplicabilidad de la guía de diseño, ofreciendo una demostración práctica y realista de su utilidad en situaciones comunes en el medio colombiano.

## Metodología

La metodología de este trabajo se ha diseñado meticulosamente para lograr de manera efectiva y rigurosa los objetivos establecidos. Siguiendo la orientación de Bisquerra (2004), se clasifica como una investigación aplicada, enfocada en ampliar las alternativas de solución para los pisos industriales en Colombia. Busca aprovechar conocimientos y tecnologías de países industrializados para beneficiar a la sociedad colombiana y mejorar la calidad de vida de sus ciudadanos.

Según Arias (2012), la estrategia de investigación es no experimental, obteniendo datos y teorías de fuentes secundarias como libros y documentos. Estos formarán la base del marco teórico, esencial para la construcción de la guía de diseño estructural, objetivo principal de la tesis. Este trabajo se enfoca en países líderes en tecnologías de concreto presforzado en pisos industriales, incluyendo EE. UU., Australia, Reino Unido, Suiza, Países Bajos, Dinamarca y Alemania, según Mynarcik (2013), así como países latinoamericanos con implementación similar, compartiendo aspectos fundamentales con Colombia.

La recopilación de datos para el estado del arte en el análisis y diseño de losas presforzadas en pisos industriales se realizará a través de un análisis exhaustivo de fuentes globales, incluyendo textos académicos, normas y guías de diseño. Luego, se identificarán y compararán referentes académicos de ingeniería estructural asociados a los pisos industriales presforzados, proporcionando la base conceptual para la tesis.

Desde el marco teórico y conceptual, se delinearán el proceso metodológico de la guía de diseño, representado mediante un diagrama de flujo. Este visualizará de manera clara y completa todos los pasos y procesos del análisis y diseño estructural. Además, se establecerán limitaciones, alcance, normatividades y el espectro de aplicación de la guía, ofreciendo una visión integral de su utilidad y aplicabilidad.



## **Antecedentes**

La elaboración de la guía académica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales, se fundamenta en una serie de trabajos y documentos clave que han contribuido al avance del conocimiento en este campo.

Teniendo en cuenta, que la ciudad de Bogotá D.C. representa un significativo 30% del valor agregado de la industria nacional (Bogotá, D.C. 2021) y que los suelos inestables prevalecen en la región (IDIGER, 2010), resulta crucial contar con una metodología de diseño estructural que considere los nocivos efectos de deformación de estos suelos sobre las losas de piso. De esta manera, se evita la necesidad de incurrir en costos adicionales asociados a la estabilización de suelos con características expansivas o compresibles.

En este contexto, el trabajo de Wray, W. K. (1978), constituye uno de los pilares que ha servido como fundamento esencial para la presente tesis. Su destacado estudio corresponde a la tesis doctoral titulada "Development of a Design Procedure for Residential and Light Commercial Slabs-On-Ground Constructed Over Expansive Soils" (diciembre de 1978). Esta investigación, respaldada por instituciones destacadas como Washburn University, Kansas State University y Air Force Institute of Technology, aporta valiosas perspectivas en el campo del diseño de losas sobre el terreno, centrándose en suelos inestables.

Entre los destacados aportes y descubrimientos de Wray, W. K. (1978), sobresale la creación de un procedimiento de diseño fundamentado en el análisis computacional de la interacción suelo-estructura, entre las losas apoyadas sobre el terreno y suelos inestables, aplicable a losas postensadas. El procedimiento desarrollado fue sometido a una comparación exhaustiva con métodos de diseño existentes, revelando su eficacia al generar valores de diseño más reducidos para momentos y deflexiones diferenciales, especialmente en el caso de losas de grandes dimensiones.

Otro documento relevante para la investigación y desarrollo de la tecnología de losas postensadas para pisos industriales, es el PTI DC10.1-08, titulado "Diseño de Losas Postensadas sobre el Terreno". Este documento, publicado por el Instituto de Postensado (PTI), se fundamenta en el trabajo pionero de Wray, W. K. (1978), y en sus propias investigaciones. Dicha publicación ha desempeñado un papel destacado en el impulso del avance en el diseño estructural de losas postensadas, abordando distintos tipos de suelos, a excepción de los suelos colapsables.

Por otro lado, la normativa ACI 360R-10, titulada "Guía para el Diseño de Losas sobre el Terreno" y emitida por el American Concrete Institute (ACI), proporciona pautas fundamentales para el diseño seguro y eficiente de las losas. Su enfoque en el diseño de losas postensadas se apoya tanto en la contribución de Wray, W. K. (1978) como en el método desarrollado por el Instituto de Postensado (PTI). Cabe destacar que el alcance del ACI 360R-10 es global, ya que incorpora metodologías de diseño para varios tipos de losas, como las de concreto reforzado, concreto simple, concreto con retracción compensada, entre otras. Además, resalta por incluir capítulos dedicados a las cargas móviles y al diseño de juntas en pisos.

Por último, el código ACI 318-19 se establece como un antecedente fundamental, ya que constituye la piedra angular sobre la cual se definen todos los parámetros y directrices para el diseño, construcción y uso seguro de las estructuras de concreto. Este código es ampliamente utilizado en la industria de la construcción y se aplica de manera extensiva a diversos tipos de estructuras de concreto, incluyendo las losas para pisos industriales.

## **Marco Teórico**

### **1. Pisos Industriales de concreto.**

De acuerdo con Salsilli Murúa (2018), los pisos industriales de concreto desempeñan un papel esencial en diversos entornos, desde complejos industriales hasta instalaciones comerciales y de almacenamiento. Diseñados con meticulosidad, estos pisos ofrecen resistencia y durabilidad para soportar cargas moderadas y pesadas, garantizando la integridad estructural a lo largo del tiempo.

Diferenciándose de los pisos convencionales, estos deben ser especialmente robustos para resistir el peso y el uso continuo de maquinaria pesada, vehículos industriales y almacenamiento de carga. Cada tipo de piso industrial se adapta a las características del suelo, el peso de la estructura y las cargas específicas, asegurando su funcionalidad y longevidad.

La estructura típica de un piso industrial implica elementos esenciales como la subrasante, la base y la losa de concreto, fundamentales para la estabilidad y resistencia necesarias. La calidad de la subrasante, el suelo de base, emerge como un factor crucial, influyendo en la resistencia y durabilidad del sistema de piso.

Además, se destaca la importancia de capas adicionales como base y subrasante, que optimizan la eficiencia estructural al aumentar la capacidad de carga del suelo y garantizar una superficie de apoyo uniforme. Estas capas también controlan la contracción o expansión del suelo, contribuyendo a la durabilidad del pavimento.

La gestión adecuada del agua subterránea y la instalación de una barrera de vapor son aspectos esenciales para prevenir problemas de erosión, hundimientos y garantizar la integridad estructural a largo plazo. Por otra parte, la superficie de rodadura o desgaste, diseñada para resistir el desgaste causado por vehículos y maquinaria, juega un papel crucial en la seguridad y la tracción. La elección adecuada y el mantenimiento regular de esta capa son fundamentales para prolongar la vida útil del pavimento y reducir costos de reparación a largo plazo.

En resumen, los pisos industriales de concreto no solo proporcionan solidez y seguridad, sino que también se erigen como elementos clave para la eficiencia operativa y la durabilidad en entornos exigentes.

Figura 1.1. Piso para naves industriales

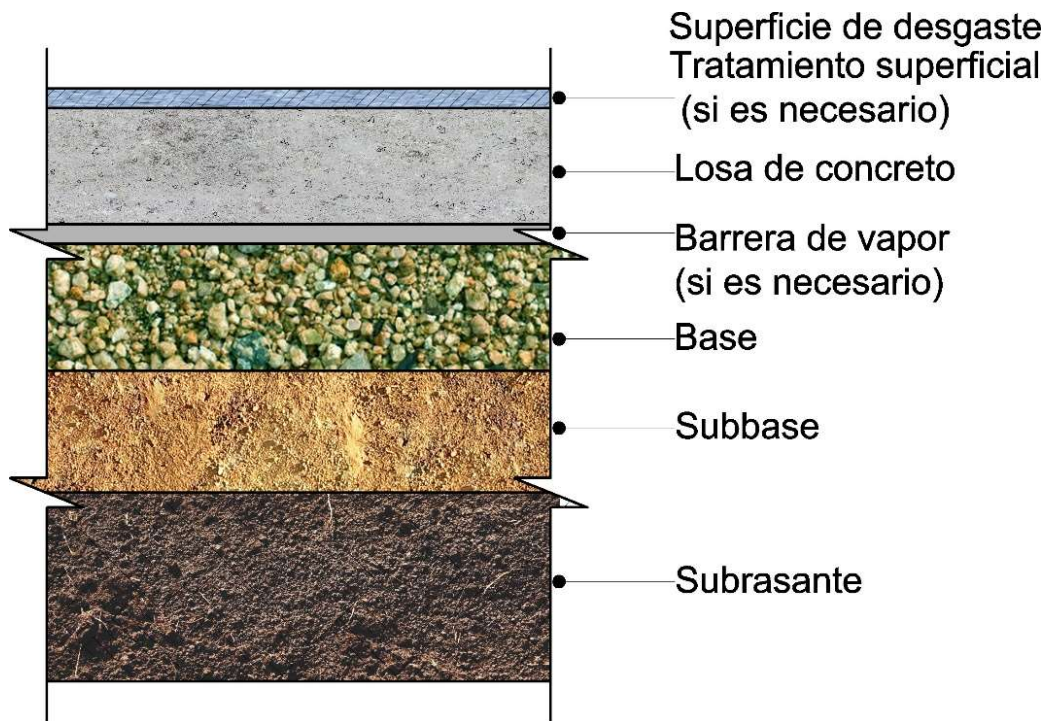


Nota. Tomada de KASTURI. Disponible en <https://steelfiberindia.in/industrial-flooring-2/>

En líneas generales y conforme al ACI 360R-10, las losas de concreto apoyadas sobre el terreno exhiben una estructura, tal como se ilustra en la figura. Aunque algunos componentes sean opcionales, cada piso industrial incorpora elementos esenciales como la subrasante o suelo de fundación, comúnmente una base y ocasionalmente una subrasante, junto con la losa de concreto.

Estos elementos forman una base sólida sobre la cual se construyen los pisos industriales, asegurando la estabilidad y resistencia necesarias para soportar las cargas y el tráfico asociados con operaciones industriales y comerciales demandantes. Es fundamental entender que estos componentes son fundamentales para la durabilidad y eficiencia a largo plazo de los pisos industriales de concreto.

Figura 1.2. Estructura típica de un piso industrial.



Nota: Adaptada de Cement Concrete & Aggregates Australia (2009)

## **1.1. Tipos de Losas de Concreto para Pisos Industriales**

Según el ACI 360R-10, existen cuatro tipos básicos de losas:

1. Losas de concreto no reforzado (concreto simple).
2. Losas de concreto reforzado para limitar el ancho de las fisuras debidas a las cargas aplicadas y a la retracción y temperatura. Estas losas se componen de:
  - a. Barras de acero no presforzadas, refuerzos de alambre o de fibra, todos ellos con juntas poco espaciadas.
  - b. Refuerzo continuo, sin cortes de sierra y juntas de contracción.
3. Losas de concreto reforzado para evitar el agrietamiento debido a las cargas aplicadas y a la retracción y temperatura. Estas losas se componen de:
  - a. Concreto con retracción compensada.
  - b. Concreto postensado.
4. Losas de concreto reforzado:
  - a. Fibras Metálicas
  - b. Fibras Sintéticas

## **1.2. Comparación General de los Tipos de Losas**

En la siguiente tabla se indican las ventajas y desventajas generales de los tipos de losa analizados en la sección anterior.

Tabla 1.1. Comparación general de los tipos de losas

TIPOS DE PISO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
1. Concreto simple sin refuerzo con juntas con/sin dispositivos de traspaso de carga	Fácil de construir  Por lo general esta solución de pavimento es la más económica constructivamente	Requiere la conformación de juntas de contracción a una distancia del orden de los 3 mm.  Esta solución de pavimento está más expuesta a que experimente alabeo y deterioro de juntas.  Gran cantidad de juntas que mantener.  La transferencia de carga en las juntas es variable si no posee dispositivos de transferencia de carga  La planeidad de la losa puede disminuir en el tiempo
2.a Reforzado con barras o mallas electrosoldadas	El refuerzo se utiliza para limitar el ancho de las grietas	Normalmente de mayor costo que un piso de Concreto simple con juntas  El agrietamiento que pueda experimentar el piso es función del tamaño de los paños  Esta solución de pavimento está más expuesta a que experimente alabeo  La transferencia de carga en las juntas es variable si no posee dispositivos de transferencia de carga

TIPOS DE PISO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
2.b Continuamente reforzado con barras o mallas electrosoldadas	No requiere juntas de contracción	Requiere cuantía de armadura relativamente alta (por lo menos 0,5%) colocada cerca de la parte Restringe el alabeo de la losa superior de la losa para eliminar las juntas
	Restringe el alabeo de la losa	
	Menores cambios de la planeidad del piso con el tiempo	Por lo general se producen grietas finas espaciadas cada 0,9a1,8m
3.a Concreto de retracción compensada	Permite la construcción de paños con juntas de construcción cada 12 a 46 m	Requiere de la colocación de una armadura superficial para desarrollar la compensación por retracción
	No requiere juntas de contracción	Menor tiempo para la terminación superficial del piso
	Reduce el costo por mantenimiento de las juntas debido al mayor tamaño de los paños	Debe permitirse que el Concreto se expanda antes que comience la contracción por secado
	Aumenta la durabilidad superficial y resistencia a la abrasión	Debe considerarse la secuencia constructiva de los paños adyacentes que permita el desarrollo de la expansión del Concreto
	Minimiza el alabeo de las losas	El contratista debe tener experiencia con este tipo de Concreto
3.b Postensado	Juntas de Construcción de hasta 150 m	Proceso constructivo más complejo
	Puede evitar la ocurrencia de grietas de retracción y de flexión	El contratista debe tener experiencia con Concreto postensado
	Elimina las juntas de contracción y su mantenimiento	Mayor supervisión para garantizar la adecuada colocación y tensado de los cables
	Minimiza el alabeo de las losas	Antieconómico para superficies pequeñas
	Tiene un comportamiento elástico cuando es sobrecargado	Requiere el detalle para perforaciones en la losa y del perímetro para los movimientos de la losa
	Menores espesores de piso	Evaluación del impacto del corte de tendones por perforaciones del piso después de construido
	Mejor estándar de planeidad en el largo plazo	



TIPOS DE PISO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
4.a Concreto reforzado con fibras de acero	<p>Posee una mayor resistencia al impacto y a las cargas de fatiga que un piso de Concreto reforzado con armadura o malla</p> <p>Fácil de construir</p>	<p>Puede requerir ajustes en los procedimientos estándares para la fabricación, colocación y terminación del Concreto</p> <p>Las fibras pueden quedar expuestas en la superficie de la losa</p> <p>No se recomienda el uso de fibras de acero en pisos expuestos al agua debido a que las fibras cercanas a la superficie tienden a oxidarse</p>
4.b Concreto reforzado con fibras sintéticas	<p>Ayuda a reducir el agrietamiento por retracción plástica</p> <p>Fibras macrosintéticas proporcionan una mayor resistencia al impacto y a cargas de fatiga, de forma similar a las fibras de acero</p> <p>Fácil de construir</p> <p>Las fibras sintéticas no se oxidan</p>	<p>El espaciamiento entre juntas (tamaño de paños) de losas reforzadas con fibras macrosintéticas son las mismas que para las losas con fibras de acero</p> <p>Fibras sintéticas están expuestas a las deformaciones por creep</p>

Nota. Adaptada de ACI 360R-10.

### 1.3. Propiedades de los Pisos Industriales

Es fundamental reconocer que los pisos, dependiendo de su uso proyectado, deben cumplir con una serie de requisitos y características específicas para poder alcanzar el nivel de servicio esperado. Estos criterios incluyen una variedad de propiedades esenciales que determinarán la calidad y funcionalidad del piso en cuestión.

### **1.3.1. Resistencia Mecánica**

Según Becker y Chaix (2019), la especificación del concreto se basa principalmente en la resistencia a la compresión, un requisito común en ingeniería. Los proveedores de concreto premezclado garantizan resistencias específicas, como un mínimo de 17 MPa (2500 psi) a los 28 días para losas postensadas de piso. En el diseño de pisos industriales, se destaca la importancia de la resistencia a la flexión, evaluando el módulo de rotura (MR) en ensayos de flexión. Aunque hay fórmulas en la literatura para estimar la relación entre resistencia a la flexión, MR y resistencia a compresión, se recomienda realizar ensayos específicos en laboratorio para cada proyecto.

### **1.3.2. Resistencia al Desgaste**

Según Becker y Chaix (2019), la resistencia al desgaste en pisos de concreto industrial es crucial. Recomiendan aplicar endurecedores en polvo durante la construcción para mejorar la resistencia al desgaste, reduciendo la proporción agua/cemento en la superficie. Las dosis deben adaptarse al tráfico y espesor de la losa, con dosis bajas (2-3 kg/m<sup>2</sup>) para áreas con tráfico moderado y dosis más altas (4-7 kg/m<sup>2</sup>) para almacenes logísticos con tráfico intenso y losas gruesas. La elección del tamaño de grano de la arena de cuarzo también es esencial. El uso de endurecedores facilita la terminación superficial, proporcionando un acabado brillante, y si está pigmentado, se obtienen superficies con color homogéneo.

### **1.3.3. Resistencia Química**

Según Becker y Chaix (2019), la resistencia química es crucial en la construcción de pisos. Aunque el concreto de alta calidad puede resistir muchos ataques químicos, a veces se requieren tratamientos superficiales específicos. Al considerar el diseño del piso, es vital elegir productos que enfrenten sustancias específicas. La degradación comienza en la superficie del concreto cuando los agentes químicos entran en contacto, resultando en pérdida gradual de masa y resistencia.

La velocidad de degradación varía según la sustancia. El pH de la solución porosa afecta la integridad de la pasta cementicia; el deterioro comienza cuando el pH cae, afectando los compuestos CSH responsables de la resistencia y durabilidad del concreto. Para tratamientos sensibles a la humedad, como epoxis o poliuretanos, es esencial considerar barreras de vapor para mantener la adherencia sin afectar la eficacia debido a la presión de vapor.

#### **1.3.4. Textura y Propiedades Antideslizantes**

Becker y Chaix (2019) sugieren que, en áreas extensas como almacenes, una superficie suave y resistente al desgaste facilita la limpieza y el mantenimiento. Sin embargo, en rampas, zonas de tránsito peatonal o áreas específicas, se requiere un tratamiento antideslizante. Este proceso de texturizado puede realizarse directamente sobre el concreto en estado fresco o endurecido, o mediante un tratamiento superficial adherido. Es esencial considerar la necesidad de texturizado desde las etapas iniciales del proyecto para evitar dificultades técnicas y problemas presupuestarios durante la ejecución.

#### **1.3.5. Coloración y apariencia**

Según Becker y Chaix (2019), la elección del color y apariencia del piso impacta la estética del espacio. En proyectos como tiendas minoristas, la apariencia del piso es crucial para crear una atmósfera atractiva. En almacenes, la uniformidad del color puede no ser crítica, pero la apariencia aún contribuye a la percepción del ambiente. Las preferencias estéticas varían, y la seguridad también influye; en áreas propensas a derrames, se requiere un acabado no resbaladizo. Los profesionales deben evaluar opciones como la coloración integral del concreto o la aplicación de recubrimientos y tintes. Encontrar el equilibrio entre preferencias estéticas, requisitos técnicos y presupuesto es esencial para la satisfacción del cliente y el éxito del proyecto, requiriendo diálogo abierto y colaboración entre todas las partes interesadas.

### **1.3.6. Planicidad y Lisura Superficial**

Según TR 34. (2016), la lisura superficial y planicidad son esenciales en sistemas de almacenamiento eficientes, especialmente en entornos automatizados. La planicidad se refiere a la horizontalidad del piso, mientras que la nivelación indica cuán plano está, sin protuberancias ni irregularidades. Ambas propiedades, aunque interrelacionadas, deben evaluarse por separado. Es crucial conocer la trayectoria de circulación en el área para establecer perfiles detallados y controles precisos. En ausencia de direcciones específicas, los controles se basan en parámetros estadísticos con tolerancias más amplias.

## **1.4. Aspectos Relevantes del Comportamiento de los Pisos Industriales**

De acuerdo a Becker y Chaix (2019), en el diseño de pisos industriales de concreto, la contracción y el alabeo son críticos. La contracción, por pérdida de humedad durante el fraguado, genera grietas superficiales. El alabeo, causado por variaciones en humedad y temperatura, dificulta la nivelación y afecta la instalación de maquinaria, impactando la seguridad y eficiencia. Para mitigar, se usan aditivos reductores de contracción, técnicas de curado y juntas de expansión en el diseño estructural.

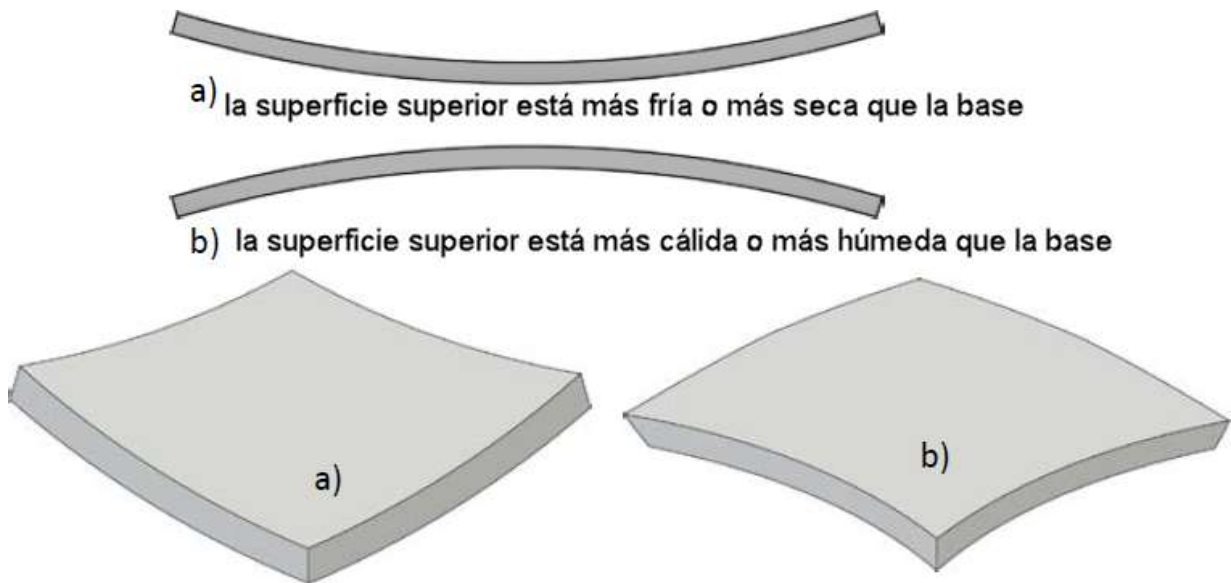
### **1.4.1. Contracción en Losas de Concreto Apoyadas Sobre el Terreno**

Según Neville (2011), la contracción y el alabeo en losas de concreto son desafíos persistentes en la construcción de pisos industriales, a pesar de comprender los procesos relacionados con la hidratación del concreto. La contracción por secado provoca deformaciones y grietas, siendo su control esencial. Factores como humedad, temperatura y calidad de la subrasante influyen. Estrategias efectivas incluyen barreras de vapor y métodos de curado adecuados. Se requiere una comprensión profunda y enfoques específicos de diseño y construcción para garantizar durabilidad y funcionalidad a largo plazo. Investigación continua es esencial para abordar estos desafíos en la construcción.

### 1.4.2. Alabeo de las Losas de Piso

De acuerdo con Simpson (2016), el alabeo en los pisos de concreto apoyados en el suelo es un problema común que afecta la funcionalidad del piso y la seguridad de los equipos. Surge debido a la contracción diferencial del concreto, causando elevación en las esquinas y bordes. Se origina por la pérdida desigual de humedad en la losa, y su prevención implica reducir la contracción del concreto. Estrategias incluyen evitar altos contenidos de cemento, mantener bajos niveles de agua y diseñar el espesor adecuado de la losa. La calidad de la subrasante también influye, y las losas postensadas son eficaces para controlar el alabeo. Técnicas como el rectificando y la inyección de mortero son soluciones para corregir el alabeo existente. La creación de juntas adicionales y el monitoreo regular son prácticas de mantenimiento esenciales. En resumen, seguir ciertas prácticas durante la construcción es crucial para minimizar el alabeo en los pisos de concreto.

Figura 1.3. Forma de alabeo de las losas de concreto apoyadas sobre el terreno.



Nota. Adaptada de Simpson (2016).

## 1.5. Juntas

De acuerdo con ACI 360R-10, TR 34. (2016) y Garber, G. (2006). El uso de juntas en las losas de concreto sobre el terreno es esencial para limitar grietas causadas por cambios en el volumen del concreto. Reducir el número de juntas o aumentar el espacio entre ellas disminuirá la necesidad de mantenimiento del piso. Es crucial evitar la conexión de la losa con otros elementos estructurales, ya que cualquier limitación aumenta el riesgo de grietas aleatorias. Se destacan tres tipos de juntas: dilatación, contracción y construcción. Su ubicación y diseño afectan la calidad del piso, y las juntas son esenciales para aliviar tensiones y adaptarse a interrupciones en la construcción. Las juntas también cumplen funciones específicas en los pisos apoyados en el terreno y aéreos. Estrategias adicionales, como la precompresión del concreto, ayudan a prevenir grietas. La minimización de juntas es deseable, pero su cantidad, diseño y refuerzo deben considerarse cuidadosamente para garantizar la integridad del pavimento. La transferencia de carga a través de las juntas es crucial, y se pueden emplear mecanismos como varillas de transferencia para evitar daños en los bordes de la losa por vehículos con ruedas duras.

Figura 1.4. Juntas en losas de piso



Durasil Pavimentos Industriales, S.L. (s.f.). Recuperado de <https://www.durasil.com/hormigon-pulido/grietas-fisuras-juntas-dilatacion-pavimentos-industriales/>

### **1.5.1. *Diseño de Juntas en Losas Postensadas***

De acuerdo con ACI 360R-10 las losas postensadas apoyadas sobre el terreno son una innovación clave en la construcción, destacándose por minimizar las juntas estructurales. En este enfoque, las juntas se reducen al mínimo necesario para cuestiones constructivas y de aislamiento, eliminando la necesidad de cálculos estructurales complejos. Esta simplificación agiliza el proceso constructivo, ahorra tiempo y costos, y asegura una menor necesidad de mantenimiento a largo plazo. La ausencia de juntas estructurales mejora la longevidad del pavimento, reduce los costos de mantenimiento y facilita el movimiento de vehículos y equipos. Las losas postensadas son una solución eficiente y efectiva para pavimentos industriales, estableciendo un estándar más alto en la construcción.

### **1.6. *Acabados de la Superficie de Desgaste***

La elección del acabado en pavimentos, según Staff (2009), es crucial para el rendimiento y la eficiencia económica del proyecto. Debe basarse en consideraciones como tipo y frecuencia de carga, impacto, abrasión, exposición a productos químicos, higiene, prevención de polvo, resistencia al deslizamiento y estética. En caso de exposición a agentes agresivos, podrían requerirse tratamientos especiales o recubrimientos protectores. La resistencia al deslizamiento se logra mediante micro y macro textura, siendo esencial considerar tanto la funcionalidad del piso como la seguridad de las personas en diversas condiciones. La elección cuidadosa del acabado garantiza durabilidad, seguridad y comodidad.

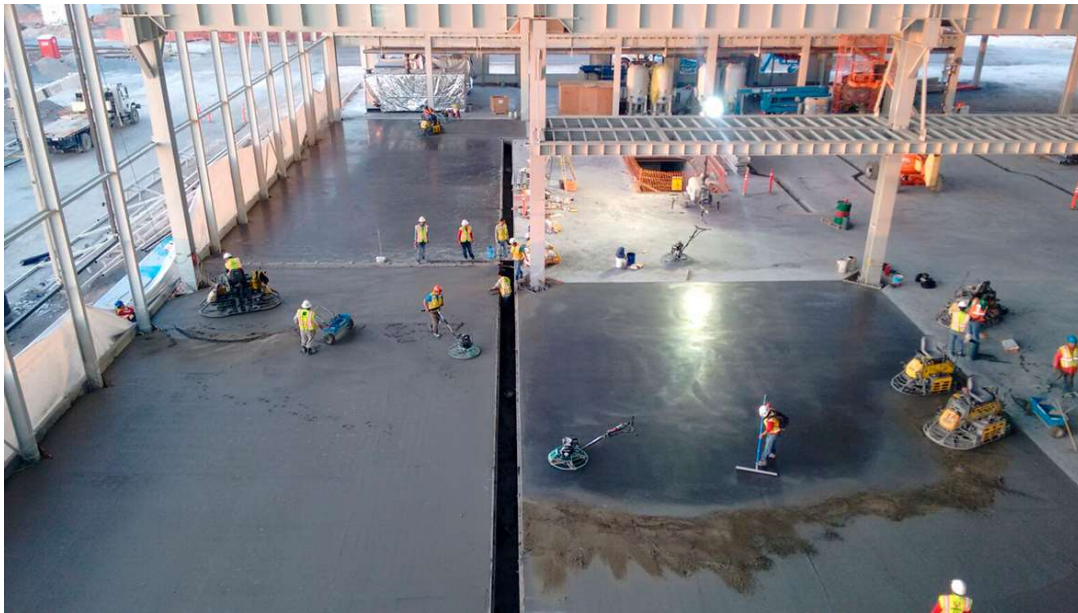
## **1.7. Aspectos Fundamentales en la Construcción de Losas para Pisos Industriales**

El proceso de construcción de pisos industriales implica una serie de tareas ordenadas y coordinadas, donde la precisión y la coordinación son esenciales. Este numeral no busca profundizar en todos los aspectos técnicos, sino proporcionar una visión panorámica y resaltar aspectos cruciales. Se destaca la importancia de factores como la adquisición adecuada de materiales, la disponibilidad de equipos operativos y la necesidad de personal altamente calificado. La construcción se concibe como un trabajo en equipo, donde cada individuo, desde ingenieros hasta trabajadores, desempeña un papel irremplazable. La colaboración y comunicación fluida son fundamentales para el desarrollo sin contratiempos del proyecto.

Según TR 34. (2016), en el ámbito de pisos de concreto, las técnicas de construcción son fundamentales para garantizar resistencia y durabilidad. Se destacan dos métodos principales: el de áreas extensas y el de tiras largas. En la construcción de grandes áreas, se emplea una operación continua con técnicas de control manual o máquinas guiadas por láser. El método de tiras largas utiliza encofrado para controlar la planitud. Se aborda la retracción del concreto y la necesidad de reducir tanto la retracción como la restricción potencial para prevenir grietas. Se promueve un enfoque integral para minimizar el riesgo de fisuras, considerando aspectos como el control de la planitud, la instalación de membranas deslizantes y la optimización del diseño de mezcla.



Figura 1.5. Construcción de grandes áreas



Nota. Construduo. (2020, 29 de mayo). Concreto. Construduo. Recuperado de [<https://construduo.com.br/portfolio-posts/concreto/>]

### **1.7.1. Construcción de grandes superficies**

En la construcción de grandes superficies, según TR 34. (2016), se emplean dos métodos principales: el método con juntas y el de suelos sin juntas. El primero se sostiene en el suelo y utiliza juntas de movimiento libre y con restricción para controlar el encogimiento. En el segundo, se sostiene en el suelo y pilotes, utilizando juntas de movimiento libre y evitando juntas con restricción. Los suelos sin juntas requieren atención especial para minimizar el encogimiento y la restricción, siendo más susceptibles a cargas como el racking. En el caso de suelos sin juntas sostenidos por pilotes, se deben considerar los efectos de los dos tipos de juntas: atadas y de movimiento libre, evitando juntas con restricción de movimiento.

### **1.7.2. Construcción de banda larga**

En este método de construcción, el suelo se dispone en tiras de 4 a 6 metros de ancho, con moldes a lo largo de cada lado. Las tiras se colocan de manera continua, y las juntas se cortan transversalmente cada 6 metros para acomodar la contracción longitudinal. Este proceso permite una alta regularidad en la superficie debido a la precisión ajustable del encofrado y la pequeña distancia entre moldes, según TR 34. (2016).

### **1.7.3. Construcción de bahía ancha**

Según TR 34. (2016), la construcción de bahías anchas es una variante de la construcción de grandes áreas con anchos limitados a 12-15 metros. Esta técnica destaca por su enfoque meticuloso, utilizando la 'regla de carretera' para controlar las tolerancias de la superficie con precisión. Al limitar el ancho de las bahías, se facilita la aplicación de la regla de carretera, garantizando superficies uniformes y niveladas. Esta metodología no solo asegura la calidad del producto final, sino que también tiene implicaciones estéticas importantes, siendo crucial en proyectos arquitectónicos modernos donde la precisión y uniformidad son esenciales para el diseño limpio y contemporáneo.

### **1.7.4. Construcción superpuesta**

Según TR 34. (2016), este método constructivo se emplea cuando las losas existentes ya no son viables. Se distingue entre recubrimientos adheridos y no adheridos. Los recubrimientos adheridos tienen un espesor de 75 a 100 mm, requiriendo un control preciso de tolerancias y un rendimiento efectivo del mecanismo de unión. Por otro lado, los recubrimientos no adheridos, colocados sobre una membrana, permiten que la losa funcione de manera independiente. La calidad de esta construcción es crucial para asegurar la durabilidad y seguridad a largo plazo de la estructura.

### **1.7.5. Construcción Bicapa**

En la construcción de pisos gruesos, a menudo se emplea un enfoque de dos capas para garantizar la regularidad superficial y la integridad estructural. Para cumplir con los estándares de seguridad y servicio, se necesita un enlace estructural entre las capas en toda el área del piso. Este enlace es crucial para prevenir problemas como fisuras y desgaste desigual. La construcción de dos capas no solo se centra en la superficie regular, sino también en la resistencia estructural global, distribuyendo cargas de manera uniforme y mejorando la capacidad de absorción de impactos, prolongando así la vida útil del piso.

### **1.8. Construcción de Losas de Concreto Postensado apoyadas sobre el Terreno**

Esta sección resume las pautas fundamentales de construcción para losas de concreto postensado en el suelo, según las especificaciones detalladas en PTI DC10.2-17 (2017) del Post-Tensioning Institute. El objetivo es abordar tanto los aspectos técnicos como prácticos, asegurando una comprensión completa de este método constructivo especializado. Este enfoque técnico facilita la ejecución segura y eficiente de proyectos de losas de concreto postensado.

Figura 1.6. Losa postensada apoyada sobre el terreno



Nota. Coovias. (2020). Recuperado de [<https://coovias.com/samayca-ingenieros-sac-participa-en-la-ejecucion-de-losas-postensadas-masivas-sin-juntas-de-construccion-sobre-suelo/>]

### **1.8.1. Preparación del terreno**

La preparación del terreno para las losas de concreto es crucial y requiere un proceso riguroso, desde la limpieza del sitio hasta la compactación del material de relleno. Es esencial nivelar el terreno, eliminar hierbas y desechos, y cumplir con las especificaciones del ingeniero geotécnico para el material de relleno. La extensión adecuada de las vigas de cimentación es esencial, siguiendo las especificaciones del diseño. En la etapa de encofrado, se destaca la construcción y el refuerzo adecuado de los bordes, enfatizando la nivelación antes del vertido. Para cimentaciones con nervaduras, puede ser necesario utilizar barrera de vapor y capa niveladora. Este proceso meticuloso establece bases sólidas para la construcción, asegurando estabilidad y durabilidad.

### **1.8.2. Instalación**

En la instalación del sistema de postensado no adherido, la supervisión certificada es clave. Se inicia tras completar bordes y excavar nervaduras si es necesario. Se aíslan las tuberías, se ajustan horizontalmente y se perforan agujeros para anclajes. La instalación abarca desde anclajes hasta tensado de tendones, manteniendo rectitud y soporte. La atención a detalles, cumplimiento de estándares y coordinación son cruciales para el éxito y seguridad.

Figura 1.7. Instalación de tendones



Nota. Tomada de PTI DC10.2-17. (2017)

### **1.8.3. Fijación en obra de los anclajes fijos**

Para instalar un sistema de pretensado, se corta el revestimiento del tendón, se coloca el anclaje y se aseguran las cuñas, dejando un segmento del tendón más allá de las cuñas. Se añade una placa de acero, y se aplica una fuerza de pretensado completa según las especificaciones del plano, usualmente 150 MPa para un tendón de 1/2 pulgada (13 mm). Durante la instalación, se debe tener precaución al presurizar el gato para evitar que el tendón se deslice al tensarse desde el otro extremo tras verter el concreto.

### **1.8.4. Inspección previa a la colocación del concreto**

Antes de verter el concreto, se deben verificar varios aspectos clave:

- 1) La preparación del terreno, aprobada por un ingeniero geotécnico.
- 2) El espesor y la ubicación adecuados de la losa y las nervaduras.
- 3) Correcta instalación del retardador de vapor y la armadura no pretensada.
- 4) Adecuada sujeción y posición de los anclajes, con tendones extendidos.
- 5) Rectitud y condiciones adecuadas de los tendones.
- 6) Integridad de la armadura no pretensada, especialmente en esquinas.
- 7) Estado del revestimiento protector y transiciones suaves de los tendones.
- 8) Correcta instalación de la armadura no pretensada en esquinas reentrantes.
- 9) Drenaje adecuado en la plataforma del edificio para evitar acumulación de agua.

### **1.8.5. Colocación del Concreto**

Antes del vertido del concreto en la losa pretensada, se siguen procedimientos cruciales para la integridad del sistema de cimentación. La inspección previa, siguiendo las pautas del ACI302.1R-15, garantiza una instalación correcta. Durante el vertido, se precauciona la posición de tendones y armaduras. Ajustar tendones desplazados es esencial para evitar daños. Durante la consolidación del concreto, se eliminan burbujas cerca de los anclajes, evitando vibradores directos sobre tendones. Precauciones similares se toman con camiones o bombas de concreto, evitando exceso de agua y asegurando la posición adecuada para preservar calidad e integridad de la losa.

### **1.8.6. Acabado del Concreto**

En la fase final de la construcción de la losa de concreto postensado, es esencial realizar el acabado antes de que se acumule agua en la superficie. No se debe iniciar el acabado hasta que el agua se evapore por completo y desaparezca el brillo. Pulir una superficie mojada debilitará el concreto y puede causar fisuras y desprendimiento. Con mezclas que contienen agente aireante, el agua puede no ascender fácilmente, dando una apariencia lista para pulir, pero hacerlo demasiado pronto puede atrapar agua y causar problemas como ampollas y desprendimiento, especialmente con un contenido total de aire superior al 3%.

### **1.8.7. Fisuración por Retracción de Fraguado**

Después del acabado del concreto, se puede aplicar un compuesto líquido de curado o mantener la superficie húmeda para limitar la pérdida de agua y prevenir grietas antes del tensado. Se puede emplear el "tensado parcial" para reducir grietas, ajustando la fuerza de pretensado entre el 30% y el 50%, y aplicar juntas de control para controlar la ubicación de grietas, evitando que estén directamente sobre los tendones.

### **1.8.8. Tensado de los tendones de presfuerzo**

Preparación para el tensado:

- 1) Retirar el encofrado perimetral cuando el concreto tenga resistencia suficiente.
- 2) Limpiar la cavidad de la cuña y verificar la integridad del concreto.
- 3) Comprobar la perpendicularidad de los tendones y la orientación de las cuñas.
- 4) Marcar la cola del tendón antes de comenzar el tensado.

Proceso de tensado:

- 1) Iniciar el tensado cuando el concreto alcance la resistencia adecuada.
- 2) Operar la bomba y tensor según las instrucciones del proveedor.
- 3) Medir y registrar la elongación, asegurando que esté dentro de  $\pm 10\%$  de la calculada.
- 4) Eliminar extremos del tendón con aprobación si las elongaciones están dentro de límites permitidos.

Figura 1.8. Operación de tensado del tendón



Nota. Tomada de PTI DC10.2-17. (2017)

### **1.8.9. Acabado del tendón**

Para la protección a largo plazo y durabilidad de una losa de piso de concreto postensado, se deben seguir pautas específicas:

- 1) Recubrimiento del concreto: Se requiere un recubrimiento mínimo de 25 mm desde el borde del concreto hasta el extremo del cable.
- 2) Corte de Colas de Tendón: Las colas de tendón pueden cortarse con soplete de oxiacetileno, sierra de corte abrasiva o cizalla hidráulica.
- 3) Plazo para el Corte: Las colas de tendón deben ser cortadas en los 7 días posteriores al tensado.

Reparación de bolsillos o cavidades de tensión:

- 1) Relleno de cavidades: Las cavidades deben llenarse con material de relleno de concreto antes de nivelar el suelo, no más tarde de 7 días después de cortar las colas.

- 2) Características del material de relleno: Se debe usar una lechada no corrosiva, premoldeada y sin contracción, con resistencia a la compresión igual a la del concreto base.
- 3) Preparación de cavidades: Limpiar las cavidades antes de instalar el material de relleno, eliminando suciedad y sustancias extrañas. Puede usarse un agente de unión según las instrucciones del fabricante.
- 4) Recomendaciones del proveedor: Seguir las recomendaciones del proveedor para sistemas encapsulados en el corte, sellado y parcheo.
- 5) Evitar sustancias dañinas: El material de relleno no debe contener cloruros u otras sustancias dañinas para el acero pretensado.
- 6) Acabado: Las cavidades deben llenarse completamente, eliminando espacios vacíos y logrando un acabado que coincida con el borde circundante de la base del concreto.

### **1.9. Aspectos Generales del Mantenimiento de Losas postensadas Apoyadas Sobre el Terreno**

El mantenimiento adecuado es esencial para garantizar la eficiencia y durabilidad de las losas postensadas en el terreno. Se deben considerar aspectos críticos como el diseño y construcción, así como la prevención de problemas asociados con el drenaje y el paisajismo. Algunas recomendaciones clave incluyen:

#### 1) Nivelación del Sitio y Drenaje:

- Mantener una nivelación del sitio que permita el drenaje adecuado desde la fundación.
- Evitar la acumulación de agua alrededor de la fundación.

#### 2) Terrazas en Lechos Paisajísticos:

- Supervisar construcciones de terrazas para prevenir el estancamiento de agua.
- Proporcionar desagües de área y revisar su funcionalidad regularmente.



### 3) Compactación del Material de Relleno:

- Realizar una compactación adecuada para evitar asentamientos y estancamiento de agua.
- Emplear material de relleno adecuado y evitar capas de arcilla expansiva.

### 4) Drenaje y Barreras de Humedad:

- Asegurar que el agua subterránea no se acumule en la base de la fundación.
- Utilizar barreras de humedad cerca del borde de la fundación.

### 5) Mantenimiento Regular:

- Realizar revisiones anuales del sistema de piso.
- Reemplazar rellenos sueltos con suelo nativo y evitar materiales granulares.
- Mantener canaletas y bajantes despejados para alejar el agua de la fundación.

### 6) Control del Contenido de Humedad:

- Controlar el contenido de humedad del suelo de soporte de manera constante.
- Evitar el secado estacional alrededor de la fundación.

## **1.10. Sistema de Anclajes Encapsulados**

Según PTI DC10.2-17. (2017) y PTI M10.6-15. (2019), los anclajes encapsulados son componentes esenciales en la construcción de losas de concreto postensado apoyadas sobre el terreno. La particularidad de los anclajes encapsulados radica en su diseño protector y duradero, que los hace adecuados para entornos industriales considerados agresivos debido a la presencia de factores como agua salada, suelos con niveles críticos de cloruros o ambientes que implican la exposición directa a la humedad.

Figura 1.9. Anclaje encapsulado

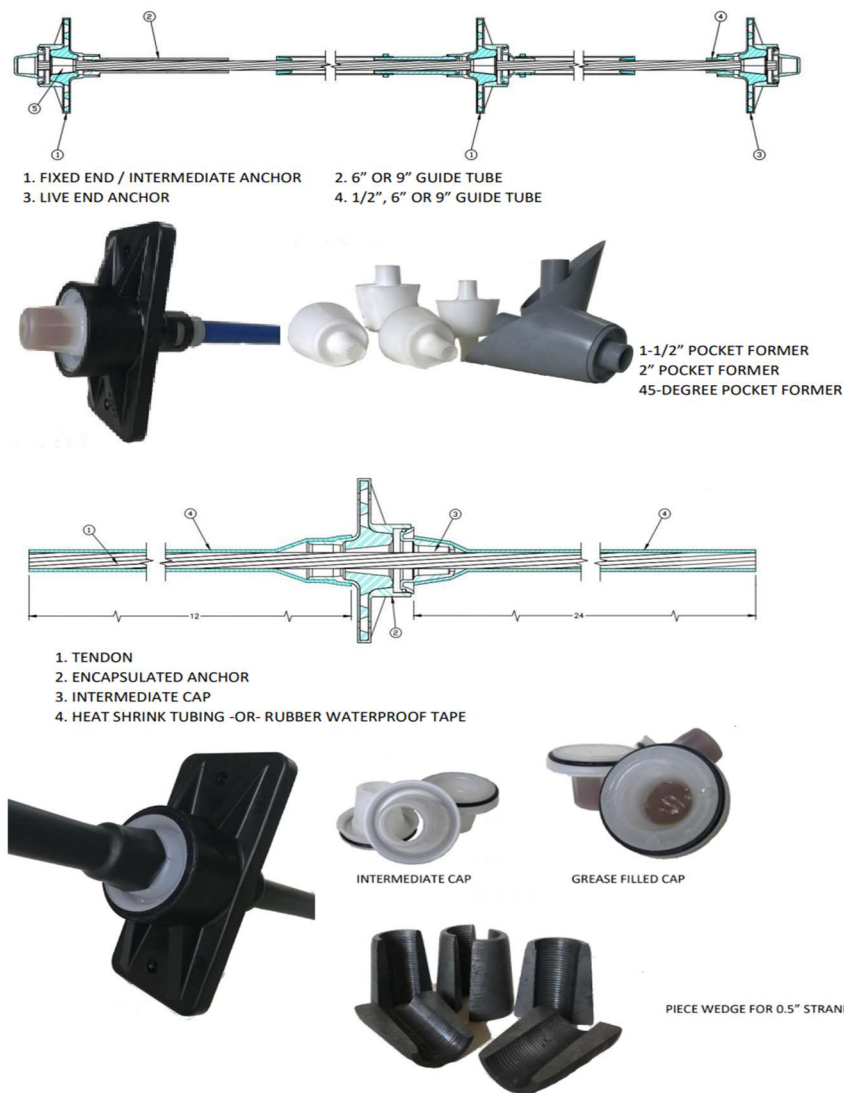


Nota. PT Atlas Manufacturing. (2023). Encapsulated anchorage system. Recuperado de [<https://ptatlasfmg.com/>]

Este tipo de anclajes debe cumplir con rigurosos estándares de protección contra la corrosión, especialmente cuando el sitio de construcción se encuentra en un entorno considerado agresivo. Para garantizar la durabilidad y resistencia del sistema, los anclajes deben estar protegidos de la corrosión mediante un proceso llamado encapsulación.

En este proceso, los tendones de acero, que son la parte principal de los anclajes, se recubren completamente con una capa impermeable de material plástico, generalmente polietileno de alta densidad (HDPE) o polipropileno (HDPP). Este revestimiento actúa como una barrera efectiva que impide que el agua o la humedad entren en contacto directo con el acero, protegiendo así el material contra la corrosión y asegurando su integridad estructural a largo plazo.

Figura 1.10. Sistema del anclaje encapsulado



Nota. Structural Technologies. (2022). Encapsulated anchoring systems. Recuperado de [<https://www.structuraltechnologies.com/vsl/unbonded-post-tensioning/>]

La encapsulación no solo implica cubrir los tendones de acero, sino también crear conexiones herméticas y a prueba de agua entre la funda protectora y el anclaje. Esto se logra mediante un diseño cuidadoso que garantiza que las conexiones sean estancas y no permitan el ingreso de agua. Además, los anclajes encapsulados son sometidos a rigurosas pruebas de presión para asegurar que puedan resistir condiciones extremas de agua sin comprometer su integridad.

Para cumplir con los estándares de calidad, las pruebas de los anclajes encapsulados se realizan utilizando muestras representativas del proceso de producción. Estas pruebas incluyen la certificación por parte de laboratorios de pruebas independientes, seleccionados por el fabricante del sistema. Se realizan múltiples pruebas en diferentes tipos de anclajes, incluyendo aquellos que están sujetos a estrés, para asegurar que el sistema encapsulado cumpla con los requisitos de estanqueidad y resistencia.

En términos generales, los principales componentes del sistema encapsulado son:

- 1) Tendón de Acero. Es el elemento principal del sistema y proporciona la fuerza de tensión al concreto. Generalmente, se utilizan tendones de alta resistencia que están diseñados para soportar cargas considerables.
- 2) Revestimiento de Plástico. El tendón de acero se envuelve en un revestimiento de plástico, típicamente de polietileno de alta densidad (HDPE) o polipropileno (HDPP). Este revestimiento actúa como una barrera impermeable, protegiendo el tendón del contacto directo con agua o humedad.
- 3) Anclajes. Los anclajes están ubicados en ambos extremos del tendón y se utilizan para aplicar la fuerza de tensión durante el proceso de postensado. Estos anclajes también están encapsulados para evitar la corrosión y asegurar una conexión segura con el tendón.
- 4) Sistema de Encapsulación. Además del revestimiento de plástico alrededor del tendón, el sistema de encapsulación puede incluir una cubierta adicional que protege los anclajes y asegura que no haya puntos de entrada para la humedad.

Entre las ventajas más sobresalientes del sistema encapsulado, se encuentran:

- 1) Resistencia a la Corrosión. La principal ventaja del sistema encapsulado es su capacidad para proteger el sistema de la corrosión, especialmente en entornos húmedos o marinos. La barrera de plástico impide que el agua entre en contacto directo con el acero, prolongando así la vida útil del sistema. En este proceso, se aplica un revestimiento especial de alta calidad en el tendón

de acero para prevenir la corrosión. Luego, se coloca una funda de plástico de alta densidad utilizando un avanzado proceso de extrusión. Cada anclaje se recubre con un revestimiento de polietileno de alta densidad y se sella herméticamente con una funda plástica. Además, se coloca una tapa llena de grasa para evitar la intrusión de humedad en los extremos del tendón. Este sistema asegura una protección completa y duradera en ambientes adversos.

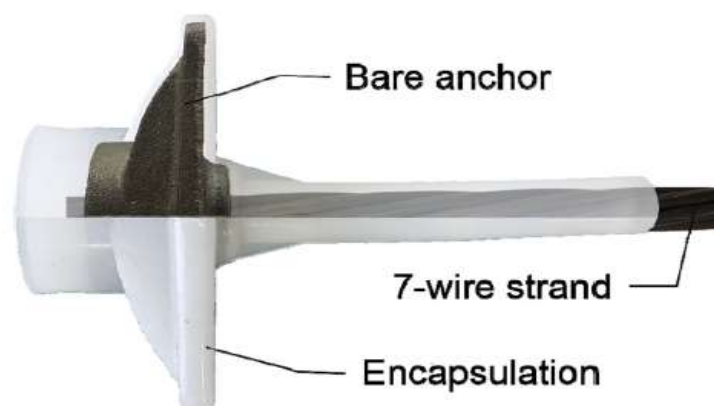
- 2) Durabilidad. El sistema encapsulado previene la corrosión y garantiza la durabilidad a largo plazo de la estructura. Esto es fundamental para los pisos industriales, que requieren mantenerse seguros y estables por décadas.
- 3) Facilidad de Inspección. Al estar encapsulados, los tendones son más fáciles de inspeccionar visualmente para detectar posibles daños. Esto facilita el mantenimiento y permite identificar cualquier problema a tiempo.
- 4) Estabilidad Estructural. Al proteger los tendones, el sistema encapsulado asegura la estabilidad estructural de la construcción, ya que evita la pérdida de resistencia del acero debido a la corrosión.
- 5) Versatilidad. Puede ser utilizado en una variedad de aplicaciones, incluyendo edificios, puentes y otras estructuras que requieran refuerzo con concreto postensado.

En este trabajo de grado, se utiliza el sistema encapsulado para diseñar las losas postensadas sobre el terreno, debido a sus múltiples beneficios. Esta elección responde a la necesidad de brindar la máxima protección contra la corrosión en un ambiente industrial exigente. El sistema encapsulado evita que el tendón de acero entre en contacto con factores corrosivos, como la humedad y otros agentes ambientales, y asegura una durabilidad excepcional de la estructura.

Adicionalmente, esta técnica también simplifica las labores de mantenimiento, ya que permite realizar una inspección visual de los tendones encapsulados y detectar cualquier anomalía o deterioro. De esta manera, se previenen daños potenciales que podrían comprometer la seguridad y el funcionamiento de los sistemas de piso. Al elegir un sistema encapsulado, se demuestra un enfoque proactivo hacia la construcción segura y sostenible, que busca garantizar la calidad y longevidad de los sistemas de piso para entornos industriales. Estos sistemas deben cumplir con altos estándares de resistencia, durabilidad y adaptabilidad, para soportar las cargas y condiciones propias de cada actividad industrial.

El estudio de Cho y Kang (2018), muestra la importancia de usar sistemas de encapsulación para tendones de postensado no adheridos. En este estudio, se realizaron pruebas de rendimiento de carga y pruebas hidrostáticas en sistemas de anclaje encapsulados, para evaluar su resistencia y durabilidad. Los sistemas de encapsulación son requeridos por los estándares ACI 318-19 y 423.7-14, con el fin de proteger los tendones de la corrosión y mejorar la vida útil de las estructuras.

Figura 1.11. Anclaje encapsulado utilizado en el estudio



Nota. Tomado de Cho y Kang (2018)

Se realizaron pruebas estáticas de carga y pruebas de fatiga para evaluar el comportamiento del sistema de anclaje bajo cargas estáticas y cíclicas, respectivamente. La prueba hidrostática demostró que el sistema de encapsulación resistió al menos 9.3 kPa de presión de agua en un período de 24 horas, lo que demuestra su capacidad para promover la durabilidad de los tendones no adheridos.

Las pruebas de empuje y jacking se utilizaron para evaluar las resistencias a la compresión y tracción del anclaje tal como se utiliza en el campo. Aunque estas pruebas no se realizaron hasta el fallo por razones de seguridad, el anclaje resistió al menos 1.18 y 1.02 veces la resistencia última nominal de un hilo en cada prueba, respectivamente.

Los sistemas de anclaje encapsulados han demostrado su eficacia y durabilidad en las pruebas de rendimiento de carga y pruebas hidrostáticas realizadas por Cho y Kang (2018). Estas pruebas han impulsado la aplicación práctica de estos sistemas en la industria de postensado en Corea, donde se espera que mejoren la resistencia a la corrosión y la vida útil de las estructuras postensadas. Estos sistemas también presentan ventajas económicas y prácticas frente a otros sistemas de anclajes utilizados en el concreto postensado.

## 2. Cargas

El diseño de pisos industriales está intrínsecamente ligado a la naturaleza de la actividad que se lleva a cabo en el espacio. Es esencial que el diseñador, en colaboración con el cliente y, si es necesario, un equipo de asesores, realice una evaluación exhaustiva de la actividad para comprender cómo impactará en el piso. Este proceso implica un detallado relevamiento de las cargas generadas por maquinarias móviles, estructuras fijas, estanterías y otros elementos que descansen sobre el suelo.

La identificación de equipos móviles, máquinas fijas y dispositivos de almacenamiento es crucial, así como comprender en detalle sus requisitos operativos. Esto permite determinar no solo la capacidad de carga necesaria del piso, sino también establecer estándares de nivelación y planicidad. Considerar aspectos funcionales como aislamiento acústico, resistencia al impacto, desgaste y factores estéticos es esencial para la elección del tipo de piso adecuado. Para pisos industriales, las cargas varían según la industria, con 5 kN/m<sup>2</sup> para industrias livianas y 10 kN/m<sup>2</sup> para industrias pesadas, reflejando la necesidad de mayor resistencia en entornos con maquinaria pesada.

En el caso de pisos de almacenamiento, las cargas también varían según la naturaleza del almacenamiento, con 6 kN/m<sup>2</sup> para almacenamiento liviano y 12 kN/m<sup>2</sup> para almacenamiento pesado. Estas cargas destacan la importancia de considerar la capacidad de carga al diseñar pisos de almacenes, asegurando que puedan soportar el peso de los productos almacenados, equipos de manipulación y cualquier carga adicional durante las operaciones.



Figura 2.1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Reunión</b>	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
<b>Oficinas</b>	Escenarios	7.5	750
	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
<b>Educativos</b>	Restaurantes	5.0	500
	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
<b>Fábricas</b>	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
<b>Institucional</b>	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
<b>Comercio</b>	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
<b>Residencial</b>	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
	Balcones	5.0	500
<b>Almacenamiento</b>	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
<b>Garajes</b>	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
<b>Coliseos y Estadios</b>	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
<b>Coliseos y Estadios</b>	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Nota. Adaptada de ASCE/SEI (2022).

Figura 2.2 Cargas en pisos industriales



Nota. Port of Los Angeles. (2023). Imagen aérea del puerto de Los Ángeles. [Fotografía]. Recuperado de <https://www.portoflosangeles.org/>

## 2.1. Bodegas de Almacenamiento

Las bodegas de almacenamiento actuales han evolucionado hacia centros de tecnología y eficiencia, adoptando conceptos más amplios como 'sistemas de manipulación de materiales' y 'centros de distribución'. Estos espacios han integrado tecnologías avanzadas, como grúas automáticas y transportadores inteligentes, para optimizar la logística y reducir costos operativos.

Figura 2.3 Bodega de almacenamiento



Nota. Getty Images. (2022). View from above inside a busy huge industrial warehouse [Fotografía]. Getty Images. <https://www.gettyimages.es/detail/foto/view-from-above-inside-a-busy-huge-industrial-imagen-libre-de-derechos/157558600>

Estos almacenes son de escala impresionante, superando los 100,000 metros cuadrados. Sus pisos industriales, cruciales para soportar cargas pesadas y tráfico vehicular constante, son diseñados con precisión para adaptarse a sistemas de almacenamiento específicos y métodos de manipulación de materiales.

En cuanto a sistemas de racks comunes:

1. Sistemas de Estanterías Ajustables: Flexibles y adaptables para optimizar el espacio de almacenamiento.
2. Sistemas de Racks Móviles para Pallets: Clasificados como carga estática, ofrecen estabilidad incluso con movimientos ocasionales.

3. Racks Penetrables para Pallets: Estructura aporticada para facilitar la entrada de montacargas, optimizando el espacio.

4. Racks Dinámicos para Pallets: Equipados con rodillos para el desplazamiento de pallets, mejorando la eficiencia logística.

5. Racks con Sistema "Push-Back": Almacenan hasta cuatro pallets en profundidad, optimizando espacio y facilitando el acceso frontal.

6. Racks Cantilever: Ideales para productos largos o de formas irregulares, permitiendo un acceso sin obstrucciones.

7. Racks Autoportantes: Integración avanzada que sirve como almacenamiento y soporte estructural, optimizando espacio y reduciendo costos.

8. Picking Racks: Diseñados para mercancía en cajas, ofrecen soluciones inteligentes para procesos de recolección.

9. Plataformas de Carga: Estructuras para almacenamiento o creación de espacios adicionales en un nivel superior, aprovechando el espacio vertical.

## **2.2. Fábricas y Complejos Industriales Pesados**

Según Garber, G. (2006), Las fábricas requieren pisos industriales adaptados a sus necesidades específicas, enfrentando desafíos únicos debido al peso y movimiento de maquinaria pesada. En algunos casos, es óptimo proporcionar bases separadas, mientras que, en otros, colocar maquinaria directamente sobre la losa del suelo tiene sentido. En términos de seguridad, se sigue un enfoque matizado, con factores de seguridad más bajos para cargas estacionarias en comparación con vehículos en movimiento. Para cargas estacionarias, se sugieren factores de seguridad tan bajos como 1.3, mientras que se recomienda un factor de seguridad parcial de 1.2 para "acciones permanentes". Muchas fábricas incorporan sistemas de almacenamiento y manipulación de materiales similares a los almacenes, equilibrando eficiencia de almacenamiento y procesos de fabricación.

### **2.3. Tipología de las Cargas**

Según ACI 360R-10, las losas de concreto apoyadas sobre el terreno para complejos industriales, suelen estar sujetas a diversas combinaciones de las siguientes cargas y efectos:

- Cargas concentradas.
- Cargas de ruedas de vehículos.
- Cargas distribuidas.
- Cargas lineales.
- Cargas inusuales.
- Cargas de construcción.
- Efectos ambientales.

El diseño de losas de concreto en el suelo requiere considerar cuidadosamente una variedad de cargas y condiciones ambientales variables. Se deben seleccionar las consideraciones de diseño más críticas según guías específicas. Además, es esencial evaluar cargas estáticas (muertas) y dinámicas (vivas), teniendo en cuenta factores como la exposición ambiental, cambios de volumen en la subrasante y efectos térmicos. Las cargas estáticas pueden ser permanentes o temporales, mientras que las cargas dinámicas, generadas por equipos móviles, pueden causar efectos adversos como vibraciones y fatiga. La atención meticulosa a estas variables garantiza la seguridad, durabilidad y resistencia de la losa ante los desafíos cambiantes del entorno, asegurando su funcionalidad a largo plazo.

### **2.4. Cargas Concentradas**

Según ACI 360R-10, El diseño de pisos industriales enfrenta desafíos crecientes debido a mejoras en la eficiencia y densidad de almacenamiento en complejos industriales modernos. Se destaca el aumento de cargas concentradas en postes de estanterías, alcanzando alturas de hasta 24 metros y generando cargas de 180 kN o más. Factores críticos para el diseño incluyen la carga máxima en los postes, duración de la carga, espaciado entre postes, ubicación de la carga en relación con las juntas de

la losa y área de contacto con la placa base. Es crucial considerar el efecto del asentamiento del suelo a largo plazo y las posibles restricciones causadas por la instalación temprana de estanterías. El diseño debe anticipar cargas futuras para garantizar la seguridad y durabilidad de la estructura.

Figura 2.4 Estanterías de almacenamiento



Nota. Tomada de TR 34. (2016)

## **2.5. Cargas Vehiculares en Entornos Industriales**

Según ACI 360R-10, las cargas vehiculares en los suelos industriales, principalmente generadas por montacargas y camiones de distribución con capacidades de carga de hasta 310 kN, presentan desafíos significativos en el diseño estructural. La Industrial Truck Association (1985), ha recopilado datos representativos sobre carga y geometría para montacargas con capacidades de 89 kN.

Figura 2.5 Cargas por eje y distancias entre ruedas para distintas capacidades de montacargas

Truck rated capacity, lb	Total axle load static reaction, lb	Center-to-center of opposite wheel tire, in.
2000	5600 to 7200	24 to 32
3000	7800 to 9400	26 to 34
4000	9800 to 11,600	30 to 36
5000	11,600 to 13,800	30 to 36
6000	13,600 to 15,500	30 to 36
7000	15,300 to 18,100	34 to 37
8000	16,700 to 20,400	34 to 38
10,000	20,200 to 23,800	37 to 45
12,000	23,800 to 27,500	38 to 40
15,000	30,000 to 35,300	34 to 43
20,000	39,700 to 43,700	36 to 53

Notes: Calculate concentrated reaction per tire by dividing the total axle load reaction by the number of tires on that axle. Figures given are for standard trucks. The application of attachments and extended high lifts may increase these values. In such cases, consult the manufacturer. Weights given are for trucks handling the rated loads at 24 in. from load center to face of fork with mast vertical. 1 lb = 0.004448 kN; 1 in. = 25.4 mm.

Nota. Tomada de ACI 360R-10.

Figura 2.6 Montacarga de alta capacidad



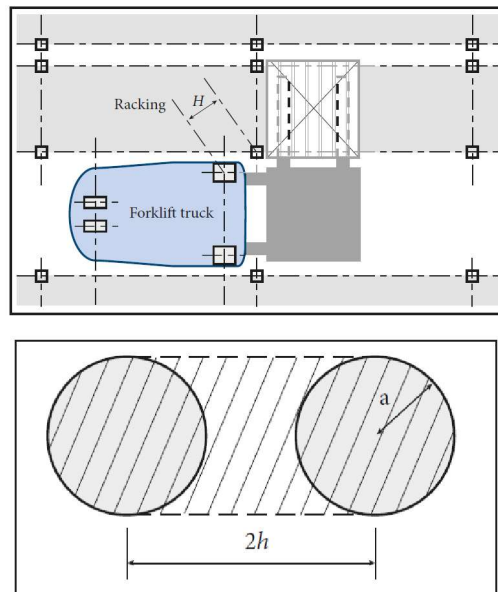
Nota. Manisa. (2022). Montacarga de alta capacidad [Fotografía]. <https://manisa.cc/montacargas-de-alta-capacidad/>



### 2.5.1. Cargas puntuales Poco Espaciadas

Conforme a TR 34. (2016), en situaciones donde las cargas puntuales están ubicadas en proximidad cercana, pueden considerarse como una carga conjunta sobre un área de contacto equivalente a las cargas individuales expresadas como círculos, además del área entre ellos, como se muestra en la Figura 2.7. Este enfoque se aplica, por ejemplo, a los montantes de estanterías que están espaciados típicamente entre 250 y 350 mm en disposición de espalda con espalda. Este método puede usarse para pares de cargas con centros hasta el doble del espesor ( $h$ ) de la losa. En caso contrario, el comportamiento combinado debe determinarse como cargas puntuales múltiples.

Figura 2.7 Cargas puntuales poco espaciadas



Nota. Tomada de TR 34. (2016).

Basado en Westergaard (1925), definimos el radio de rigidez relativa como un parámetro utilizado en el análisis de losas de concreto apoyadas en el terreno como un medio elástico. Representa la relación entre la rigidez a flexión de una losa y la rigidez del suelo sobre el cual se encuentra apoyada. En otras palabras, el radio de rigidez relativa indica cuán flexible o rígida es una losa en comparación con el suelo de soporte.

$$l = [(E_{cm} h^3) / (12 (1 - \nu^2) k)]^{0.25} \quad (2.1)$$

- $E_{cm}$  = módulo de elasticidad del concreto [MPa]  
 $h$  = espesor de la losa [mm]  
 $k$  = módulo de reacción de la subrasante [N/mm<sup>2</sup>/mm]  
 $\nu$  = Relación de Poisson, tomada como 0,2

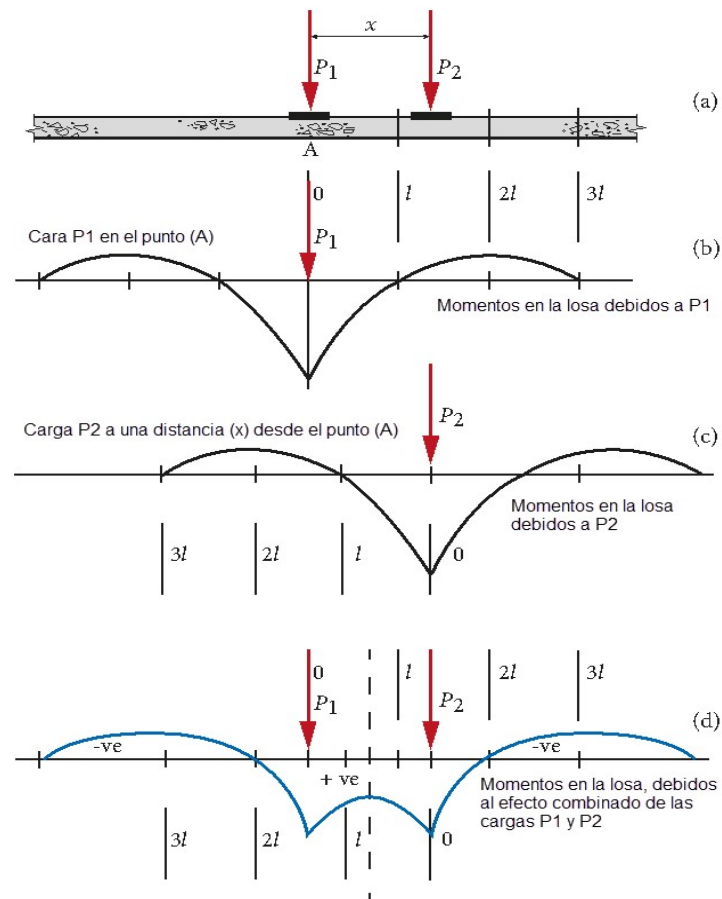
El máximo momento negativo (tracción en la parte superior de la losa) es significativamente menor que el máximo momento positivo. El momento tiende a cero a  $3.0 l$  desde la carga. La influencia de una carga adicional P2 a cualquier distancia  $x$  desde A es la siguiente:

- Si  $x < l$ , el momento flector positivo en (A) aumentará.
- Si  $l < x < 3 l$ , el momento flector positivo en (A) disminuirá, pero en una cantidad relativamente pequeña.
- Si  $x > 3l$ , la carga adicional tendrá una influencia negligente (mínima o despreciable) en el momento flector positivo en (A).
- Si  $2 l > x > 6 l$ , la carga adicional aumentará el momento flector negativo.

El factor  $(1 - \nu^2) = 0.96$  y tiene poca influencia en el valor de  $(l)$ . Por otra parte,  $(l)$  aumenta con  $(E_{cm})$ . Cuanto menor sea el valor de  $(k)$  (es decir, cuanto más compresible sea el suelo), mayor será el valor de  $(l)$ . El valor de  $(l)$  aumentará con el aumento en el espesor de la losa  $(h)$ .



Figura 2.8 Distribución de los momentos flectores elásticos para cargas puntuales



Nota. Adaptada de TR 34. (2016)

Las ecuaciones siguientes para las cargas internas, las cargas en los bordes y las cargas en las esquinas han sido tomadas de Meyerhof (1962).

Interpolar para valores de  $a/l$  comprendidos entre 0 y 0,2.

Para una carga interior con:

$$a/l = 0 \rightarrow P_{u,0} = 2\pi (M_p + M_n) \quad (2.2)$$

$$a/l \geq 0,2 \rightarrow P_{u,0.2} = 4\pi (M_p + M_n) / [1 - (a/3l)] \quad (2.3)$$

Para una carga de borde libre con:

$$a/l = 0 \rightarrow P_{u,0} = [\pi (M_p + M_n)/2] + 2M_n \quad (2.4)$$

$$a/l \geq 0,2 \rightarrow P_{u,0.2} = [\pi (M_p + M_n) + 4 M_n] / \left[1 - \frac{2a}{3l}\right] \quad (2.5)$$

Para una carga de esquina con:

$$a/l = 0 \rightarrow P_{u,0} = 2M_n \quad (2.6)$$

$$a/l \geq 0,2 \rightarrow P_{u,0.2} = 4M_n / [1 - (a/l)] \quad (2.7)$$

Mn = momento nominal negativo de la losa (kN-m), considerado como concreto simple

Mp = momento nominal positivo de la losa (kN-m), considerado como concreto reforzado

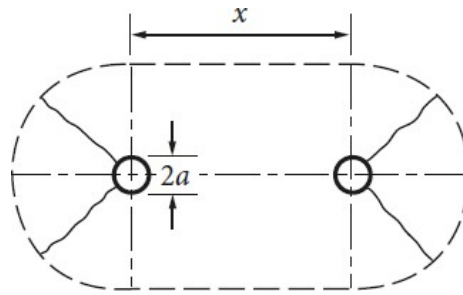
Para el caso de 2 cargas puntuales, cuando el espaciado entre líneas centrales (x) es menor que 2h (dos veces el espesor de la losa), se debe aplicar el enfoque simplificado mencionado anteriormente. Sin embargo, si el espaciado entre líneas centrales excede este umbral, la carga total de falla se puede aproximar mediante las siguientes ecuaciones:

Interpolar para valores de a/l comprendidos entre 0 y 0,2.

$$a/l = 0 \rightarrow P_{u,0} = [2\pi + (1.8 x / l)] [M_p + M_n] \quad (2.8)$$

$$a/l \geq 0,2 \rightarrow P_{u,0.2} = \left[ \frac{4\pi}{1 - (a/3l)} + \frac{1.8x}{l - (a/2)} \right] [M_p + M_n] \quad (2.9)$$

Figura 2.9 Cargas puntuales dobles

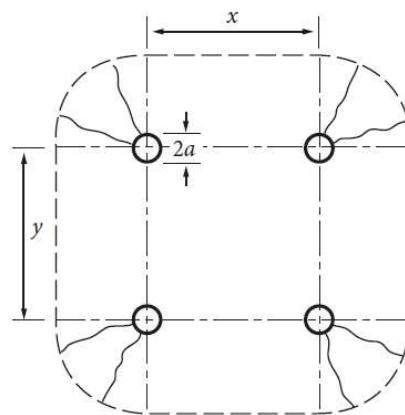


Nota. Tomada de TR 34. (2016)

Para cargas puntuales cuádruples con un espaciado entre líneas centrales de (x) e (y), la carga total de falla se calcula sumando las cargas de falla de las cargas puntuales individuales (según las ecuaciones 1.2.2 y 1.2.3) o sumando las cargas de falla de las cargas dobles concentradas individuales.

También se puede calcular usando la siguiente carga total de falla aproximada, eligiendo el valor más bajo entre las opciones mencionadas.

Figura 2.10 Cargas puntuales cuádruples



Nota. Tomada de TR 34. (2016)

$$a/l = 0 \rightarrow$$

(2.10)

$$P_{u,0} = \left[ 2\pi + \frac{1.8(x+y)}{l} \right] [M_p + M_n]$$

$$a/l \geq 0,2 \rightarrow P_{u,0.2} = \left[ \frac{4\pi}{1-(a/3l)} + \frac{1.8(x+\gamma)}{l-(a/2)} \right] [M_p + M_n] \quad (2.11)$$

En el caso específico de las losas postensadas apoyadas sobre el terreno, seguimos la filosofía de diseño por esfuerzos de trabajo. En este enfoque, calculamos los momentos y esfuerzos de diseño generados por cargas concentradas móviles en estas losas, considerando que la losa se comporta como un sólido homogéneo, isótropo y elástico en equilibrio. Además, asumimos que las reacciones de la subrasante son únicamente verticales y están en proporción a las deflexiones de la losa.

Este método implica un análisis detallado de las condiciones de carga y las propiedades elásticas del material para determinar cómo se distribuyen los esfuerzos a lo largo de la losa postensada. Al adoptar esta filosofía de diseño, podemos garantizar una estructura segura y eficiente que cumple con los estándares de resistencia y durabilidad requeridos para las losas apoyadas sobre el terreno.

*Comentario: Es cierto que las pruebas de las presiones de apoyo sobre los suelos han indicado un módulo, (k), que varía considerablemente según el área sobre la que se distribuye la presión. Sin embargo, mientras las cargas se limiten a un tipo particular, como el de las cargas de las ruedas sobre la losa de concreto, es razonable suponer que algún valor constante del módulo, (k), determinado empíricamente, conducirá a un análisis suficientemente preciso de las deflexiones y de los esfuerzos. Se puede apreciar fácilmente que aumento de la rigidez de la subrasante en la proporción de cuatro a uno, sólo provoca pequeños cambios en los esfuerzos. Las variaciones menores de (k), por lo tanto, no pueden tener grandes consecuencias, y un valor único aproximado de (k) debería ser suficiente para una determinación bastante precisa de los esfuerzos.*

Para el análisis se consideran 3 casos de estudio:

2.5.1.1. Caso 1: Carga de la rueda cerca de la esquina de la losa

Con una carga aplicada en la esquina de la losa, el esfuerzo crítico en el concreto es la tracción en la fibra superior de la losa. A distancias cortas del borde, la reacción ascendente del suelo tiene poco efecto, y se considera que la losa actúa como un voladizo. A una distancia (x) de la esquina, ver Figura 2.11, el momento de flexión es (P·x); se supone que se distribuye uniformemente a través del ancho de la sección de la losa en ángulo recto con la bisectriz del ángulo de la esquina. Para una esquina de 90 grados, el ancho de la sección es (2x), y el momento flector por unidad de ancho de la losa es:

$$M_{R,C1} = -\frac{P_R}{2} \left[ 1 - \left( \frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \quad [kN - m/m] \quad (2.12)$$

$P_R$  = Carga de rueda [kN].

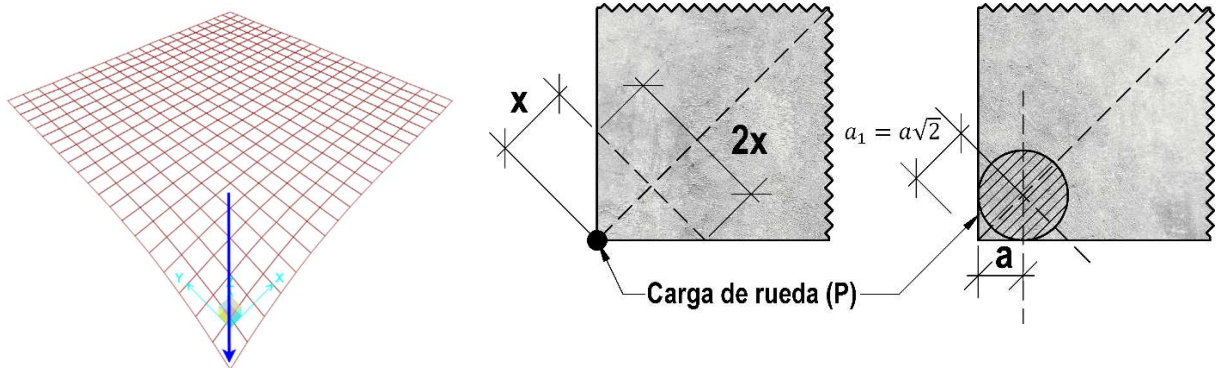
a = Radio del área de contacto de la carga [m].

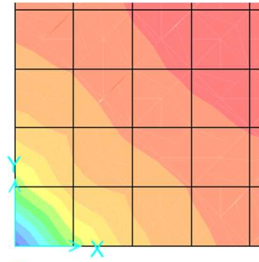
l = Radio de rigidez relativa [m].

El esfuerzo en la sección de la losa de concreto rectangular es:

$$f_{b,c1} = \pm \frac{3P_R}{h^2} \left[ 1 - \left( \frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \quad [MPa] \quad (2.13)$$

Figura 2.11 Caso 1: Carga de la rueda cerca de la esquina de la losa





(Diagrama de momentos)

Nota. Adaptada de ACI 360R-10 (2010).

El punto donde se produce el momento máximo se encuentra a una distancia ( $x$ ) de la esquina dada por la ecuación:

$$X = 2(a\sqrt{2} \cdot l)^{0.5} \quad (2.14)$$

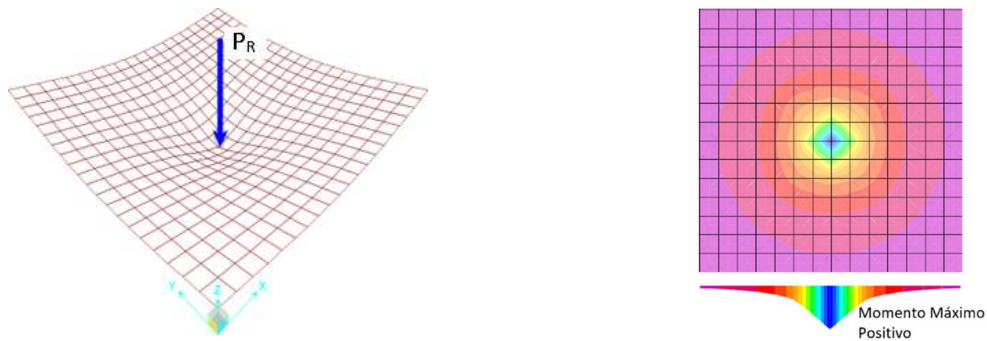
**2.5.1.2. Caso 2: Carga de la rueda a una distancia considerable de los bordes de la losa (al interior de la losa)**

Cuando la carga se aplica a cierta distancia de los bordes de la losa a aproximadamente cuatro veces la rigidez relativa ( $4l$ ), el esfuerzo crítico en el concreto estará en tracción en la fibra inferior. Este esfuerzo de tracción es mayor directamente bajo el centro del área cargada, y viene dada por la expresión:

$$f_{bc2} = \left( \frac{-4.445 \times 10^{-6} P_R (-30.852 * LN((39.37h)^3)) - 460.337 + 30.852 * LN(3.684 \times 10^{-6} k) + 123.408 *}{LN(-26.575h + \sqrt{1.6(39.3701a)^2 + (39.3701h)^2})} \right) / h^2 \quad (2.15)$$

$f_{bc2}$  = Esfuerzo de flexión [MPa].

Figura 2.12 Caso 2: Carga de la rueda al interior de la losa.



Nota. Elaboración propia.

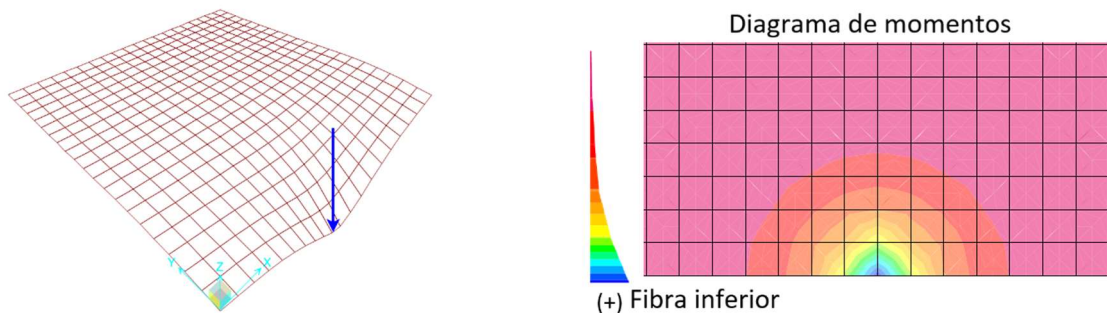
**2.5.1.3. Caso 3: Carga de la rueda en el borde de la losa, pero retirada a una distancia considerable de la esquina**

Cuando la carga se aplica en un punto a lo largo de un borde de la losa, el esfuerzo crítico de tracción se encuentra en la parte inferior del concreto, directamente bajo la carga, y es igual a:

$$f_{bc3} = \left( -p \left( \begin{aligned} &9.934 \times 10^{-4} * LN \left( \sqrt{1.6 * (39.37a)^2 + (39.37h)^2} - 26.575h \right) + 2.484 \times 10^{-4} \right) \\ &* LN(3.684 \times 10^{-6}k) - 2.484 \times 10^{-4} * LN((39.37h)^3) - 3.3 \times 10^{-3} \end{aligned} \right) \right) / h^2 \quad (2.16)$$

$f_{bc3}$  = Esfuerzo de flexión [MPa].

Figura 2.13 Caso 3: Carga de la rueda en el borde de la losa.



Nota. Elaboración propia.

## 2.6. Cargas Distribuidas

En complejos industriales, ACI 360R-10 destaca el almacenamiento directo sobre las losas de piso y la importancia de prevenir grietas por momentos negativos. El diseño debe abordar cargas distribuidas, asentamientos y el efecto del asentamiento diferencial del suelo. Se menciona el almacenamiento de productos a granel y en áreas con racks. La operación de montacargas en pasillos entre áreas cargadas uniformemente se considera individualmente en el diseño. Para cargas distribuidas, se analizan variables como intensidad, duración, dimensiones del área cargada y la presencia de juntas. Se destaca la importancia de diseñar considerando condiciones actuales y futuras, con técnicas modernas y materiales que mejoren resistencia y durabilidad. Las losas deben soportar cargas uniformes, considerando diversas variables dinámicas y anticipando desafíos en el diseño.

Para el caso general en el que la losa estará sometida a un patrón aleatorio de carga uniformemente distribuida, se ha comprobado que el máximo momento flector positivo (hundimiento) en la losa está causado por una carga de anchura  $(\pi/2\lambda)$  como se muestra en la Figura 2.14(a). Para el caso de momento negativo máximo en losa, en la Figura 2.14(b) se pueden apreciar los anchos de pasillo que generan este estado.

Se define el factor característico del sistema como:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_c I}} \quad [m^{-1}] \quad (2.17)$$

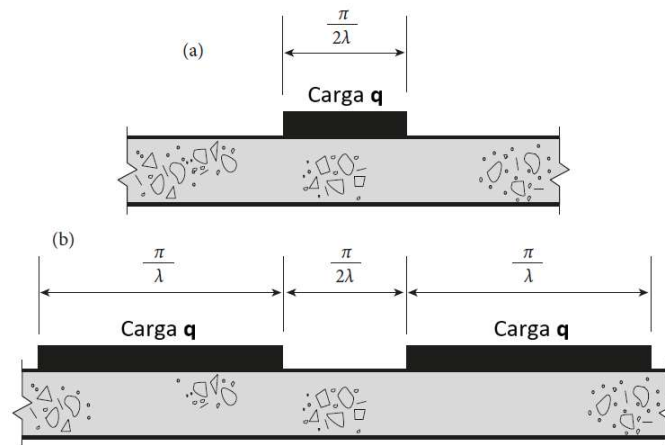
k = Módulo de reacción de la subrasante [MPa / m].

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto [MPa].

I = Momento de inercia de la sección bruta de concreto. [m<sup>4</sup>].



Figura 2.14 (a) Patrones de carga para una carga uniformemente distribuida ( $q$ ) que provoca el momento flector máximo positivo y, (b) momento flector máximo negativo.



Nota. Adaptada de TR 34. (2016).

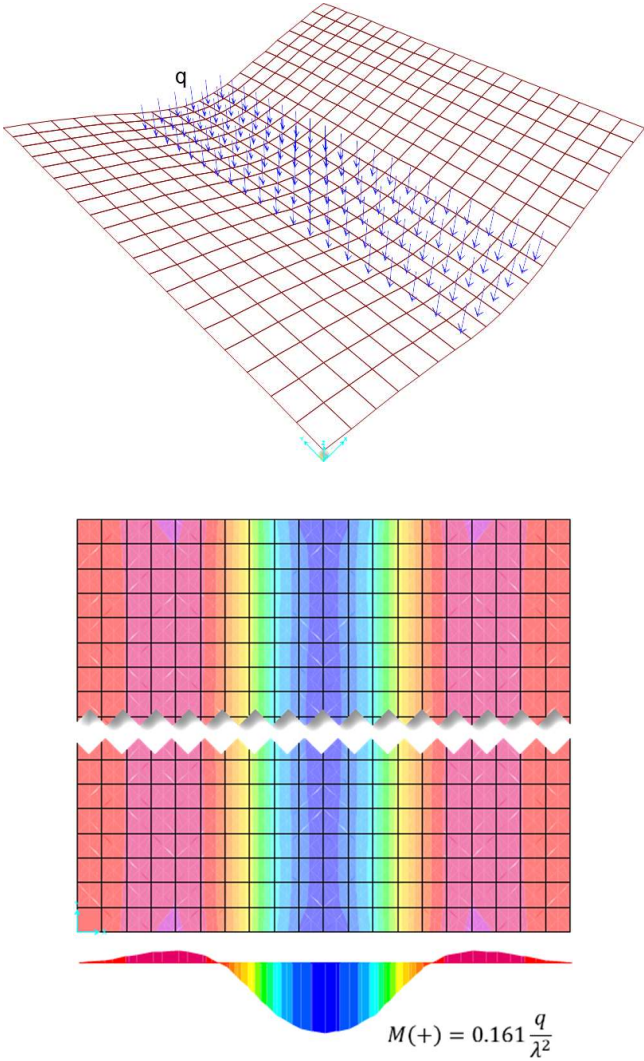
Los momentos flectores máximos positivo y negativo para una carga arbitraria uniformemente distribuida, sobre una losa de fundación, están dados por:

$$M_{D(+)} = 0.161 \frac{q}{\lambda^2} [kN - m/m] \quad (2.18)$$

$$M_{D(-)} = 0.168 \frac{q}{\lambda^2} [kN - m/m] \quad (2.19)$$

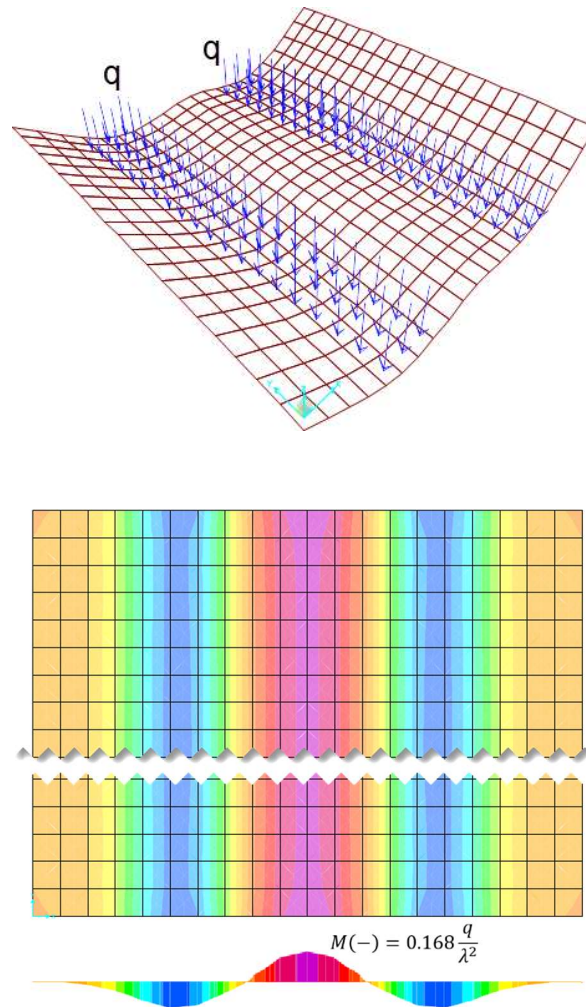
$q$  = Carga uniformemente distribuida [kN/m<sup>2</sup>].

Figura 2.15 Representación del momento máximo positivo en la losa por cargas uniformemente distribuidas.



Nota. Elaboración propia.

Figura 2.16 Representación del momento máximo negativo en la losa por cargas uniformemente distribuidas.



Nota. Elaboración propia.

Si la posición de la carga está bien definida, el momento flector máximo positivo ( $M_{D+}$ ) inducido bajo una carga uniformemente distribuida de ancho ( $2c$ ), tal como se muestra en la Figura 2.17(a) viene dado por:

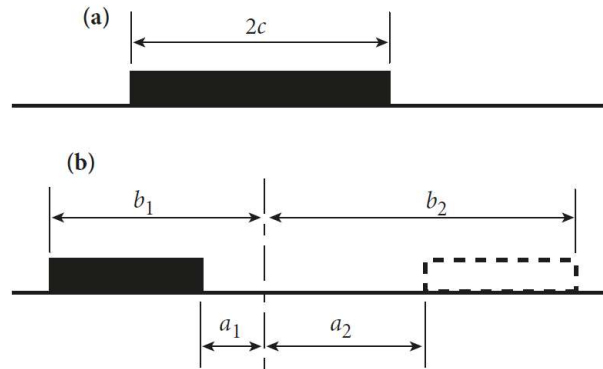
$$M_{D+} = q \frac{B_{\lambda c}}{2\lambda^2} \quad [kN - m/m] \quad (2.20)$$

Donde:

$$B_{\lambda c} = e^{-\lambda \cdot c} \text{seno}(\lambda \cdot c) \quad (2.21)$$

e = 2.7182, base de los logaritmos naturales.

Figura 2.17 (a) y (b) Casos de cargas uniformemente distribuidas bien definidas.



Nota. Tomada de TR 34. (2016).

A una distancia ( $a_1$ ) de la cara cercana y ( $b_1$ ) desde la cara lejana de la zona cargada, véase la Figura 2.17(b), el momento negativo inducido ( $M_{D-}$ ), viene dado por:

$$M_{D-} = \frac{q}{4\lambda^2} (B_{\lambda a_1} - B_{\lambda b_1}) \quad [kN - m/m] \quad (2.22)$$

Donde:

$$B_{\lambda a_1} = e^{-\lambda \cdot a_1} \text{seno}(\lambda \cdot a_1) \quad (2.23)$$

$$B_{\lambda b_1} = e^{-\lambda \cdot b_1} \text{seno}(\lambda \cdot b_1)$$

Si una segunda carga se sitúa cerca de la primera, ésta inducirá un momento flector adicional ( $M_{D-(2)}$ ), calculado de nuevo a partir de la ecuación 1.2.22 pero con valores apropiados para (a) y (b). Por lo tanto, el momento flector de diseño estará dado por ( $M_{D-} + M_{D-(2)}$ ).

## 2.7. Cargas Lineales

En ACI 360R-10, las cargas en línea o en franja, uniformemente distribuidas en áreas estrechas, se definen con un ancho inferior a 1/3 del radio de rigidez relativa de la losa. Se destacan escenarios comunes como muros divisorios, perfiles metálicos y tirantes bajo objetos voluminosos. La diversidad de estas situaciones subraya la importancia de considerar estas cargas en el diseño estructural. Se considera que la carga es uniforme si los resultados están dentro del 15%. Ejemplos incluyen particiones, muros y almacenamiento de rollos. Para cargas intensas y a largo plazo, se debe considerar el asentamiento diferencial del suelo. Variables clave para estas cargas incluyen intensidad, duración, dimensiones del área cargada, ancho del pasillo y presencia de juntas. Estos factores son esenciales para garantizar la integridad y seguridad estructural en situaciones con cargas significativas.

Para el caso de losas postensadas apoyadas sobre el terreno, el momento máximo positivo producido por una carga lineal se calcula como:

$$M_{lin(+)} = \frac{P_{lin}}{4\lambda} \quad [kN - m/m] \quad (2.24)$$

$\lambda$  = Factor característico del sistema, calculado con la ecuación 1.2.1.

$P_{lin}$  = Carga lineal [kN/m]

En la ecuación se establece la aplicabilidad de las cargas lineales alejadas de las juntas o bordes de losas. Cuando una carga lineal se encuentra adyacente a un borde libre, el momento es  $P_{lin}/3\lambda$ , aumentando a  $P_{lin}/4\lambda$  en una distancia de  $3/\lambda$ .

Figura 2.18 Capacidad de carga para cargas lineales cerca de bordes libres o juntas



Nota. Tomada de TR 34. (2016)

## 2.8. Cargas Inusuales

Según ACI 360R-10, En el ámbito de los pisos industriales, las cargas inusuales presentan desafíos adicionales a las cargas estándar. Estas introducen complejidades debido a la diversidad en la configuración del área de carga, la distribución en múltiples ejes vehiculares y el uso de más de las típicas dos o cuatro ruedas por eje. Las cargas inusuales pueden tener formas y tamaños diversos, requiriendo técnicas y equipos especializados para un transporte seguro. La distribución adecuada del peso en múltiples ejes y la gestión de más de dos o cuatro ruedas por eje son preocupaciones críticas. A pesar de similitudes con las cargas estándar en variables como peso y dimensiones, la necesidad de soluciones personalizadas destaca la importancia de la adaptabilidad e innovación en el diseño y transporte. En resumen, la gestión eficaz de cargas inusuales representa un desafío que impulsa la creatividad y la evolución continua en la industria del transporte industrial.

### **3. Geotecnia**

En el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno, la Geotecnia desempeña un papel fundamental. Los parámetros geotécnicos, derivados de investigaciones de campo y pruebas de laboratorio, son fundamentales para la eficacia y confiabilidad del enfoque de diseño propuesto en la guía académica. Se proporciona orientación detallada sobre suelos expansivos, clasificándolos por Índice de Plasticidad y Índice de Expansión.

También se abordan suelos compresibles, con fórmulas para la presión de preconsolidación y consideraciones generales. La categorización de suelos estables ofrece oportunidades económicas mediante métodos simplificados. En el contexto de suelos expansivos, se destaca la importancia de la zona activa de humedad y la succión del suelo, medida según estándares como ASTM D5298. Se introducen conceptos clave como succión constante y se correlaciona el Índice de humedad de Thornthwaite con la succión de equilibrio. La ponderación de propiedades del suelo en perfiles estratificados se destaca como un método crucial, ejemplificado por la ponderación del índice de compresión por succión en condiciones de expansión y contracción.

#### **3.1. Parámetros De Diseño.**

##### **3.1.1. Suelos Expansivos.**

Según PTI DC10.1-08 (2008), para clasificar suelos expansivos, se establecen cuatro criterios que deben cumplirse:

A. Un Índice de Plasticidad (PI)  $\geq 15$ , según ASTM D 4318, utilizando tres capas de 1.52 m (5 ft), o una capa de 0.61 m (2 ft) o más dentro de los primeros 1.52 m (5 ft) con un PI  $\geq 15$ .

B. Más del 10% de las partículas del suelo deben pasar por un tamiz No. 200 (75  $\mu\text{m}$ ), según ASTM D 422, utilizando tres capas de 1.52 m (5 ft).

C. Más del 10% de las partículas del suelo deben tener un tamaño inferior a 5 micrómetros, según ASTM D 422, utilizando tres capas de 1.52 m (5 ft).

D. Un Índice de Expansión (EI) mayor de 20, según ASTM D 4829, utilizando tres capas de 1.52 m (5 ft).

Además, si se cumple la prueba en D, las pruebas de A a C no son necesarias. La Tabla 3.1 proporciona la clasificación de suelos expansivos basada en el índice de expansión. Los

suelos arcillosos con potencial de expansión se encuentran en toda Colombia, pero el riesgo de expansión o encogimiento perjudicial depende del clima.

*Tabla 3.1 Clasificación de Suelos Expansivos*

Índice de expansión (EI)	Posible expansión
0-20	Muy baja
21-50	Baja
51-90	Media
91-130	Alta
> 130	Muy alta

Nota. Tomado de International Code Council (1997)

### **3.1.2. Suelos Compresibles**

Según Murthy (2002), los suelos compresibles son aquellos propensos al asentamiento bajo cargas estructurales o de relleno. Estos suelos se caracterizan por tener una presión de consolidación mayor que la presión de preconsolidación, siempre y cuando la presión media aplicada en toda la fundación no supere los 500 lb/ft<sup>2</sup> (23.94 kPa). Se advierte sobre la posibilidad de pérdida de soporte en los bordes de suelos que parecen compresibles en la superficie pero se vuelven más rígidos en profundidad, especialmente durante períodos de sequías prolongadas. Se sugiere la aplicación de análisis de arcilla expansiva y ecuaciones de compresibilidad en estos escenarios.

Consideraciones generales de los suelos compresibles:

- A. El asentamiento total estimado en el centro de la estructura, se basa en las cargas medias aplicadas.
- B. La capacidad portante admisible en una losa nervada se verifica en la parte inferior de los nervios rigidizadores más una parte de la losa o, en el caso de losas de espesor uniforme, en toda la cimentación.



- C. Si la presión media actuante no supera la presión de preconsolidación para una profundidad hasta 0.85 veces el ancho total la losa, es poco probable que el lugar sea compresible.
- D. La presión de preconsolidación puede estimarse basándose en la correlación de Skempton, A.W. (1957), tal como sigue:

$$Su/Po = 0.11 + 0.0037 \cdot PI \quad (3.1)$$

$$Pp = S/(Su/Po) \quad (3.2)$$

Donde:

PI = Índice de plasticidad en porcentaje

Pp = Presión de preconsolidación.

Su = Resistencia al corte del suelo no drenado para una arcilla normalmente consolidada.

S = Resistencia al corte del suelo no drenado a la profundidad de la presión de sobrecarga.

Po = Presión de sobrecarga.

### **3.1.3. Suelos No Activos (Estables)**

Según PTI DC10.1-08 (2008), los suelos que se consideran no activos o estables debido a la baja compresibilidad o a la ausencia de arcillas expansivas conducen a diseños de cimentación muy económicos, pudiéndose utilizar el método de diseño simplificado (losas BRAB de tipo I y II). Tales suelos, pueden incluir rocas aflorantes, depósitos de arena o grava debidamente consolidados o suelos no expansivos que tengan la densidad adecuada. Estos tipos de cimentación sólo necesitan ser comprobados en cuanto a la capacidad portante del suelo y son ligeramente reforzados para efectos de retracción y la temperatura.

### **3.1.4. Zona activa de humedad para suelos expansivos**

Según PTI DC10.1-08 (2008), se refiere a la profundidad (z) por debajo de la superficie del suelo hasta la cual se puede esperar un cambio en el contenido de humedad, debido a causas ambientales u otras. La profundidad de esta zona es también la ubicación del contenido de

humedad de equilibrio y, adicionalmente, la zona activa de movimiento suele ser menos profunda que la zona activa de humedad.

### **3.1.5. *Succión del suelo***

Según PTI DC10.1-08 (2008), la succión del suelo cuantifica la energía en el sistema suelo-humedad. Un desequilibrio en la succión puede dirigir la humedad hacia niveles más altos. Se mide como (pF), el logaritmo de la columna de agua soportada. Se puede medir mediante papel de filtro (ASTM D5298), psicrómetros o placas de presión de cerámica. Los valores de succión oscilan desde 4.5 pF en áreas secas hasta 6.0 pF en suelos expuestos al sol. En condiciones más húmedas, puede descender hasta 2.5 pF. El límite plástico de suelos arcillosos tiene un valor de succión de 3.5 pF, y el límite líquido es 1.0 pF.

### **3.1.6. *Succión constante o de equilibrio***

Según PTI DC10.1-08 (2008), el valor de succión constante o de equilibrio es desarrollado en suelos homogéneos debido a ciclos repetidos de variación de la succión en la superficie. Este valor refleja la condición climática promedio a largo plazo en una ubicación específica, influenciada por el ciclo meteorológico extendido en la zona. Se puede expresar utilizando el índice de humedad de Thornthwaite ( $I_m$ ). Además, otros factores como suelos cementados, alta succión osmótica por sales, la presencia de una capa freática o roca también pueden influir en la succión constante. Es importante destacar que estos valores de equilibrio a diferentes profundidades pueden no estar correlacionados con el índice de humedad ( $I_m$ ).

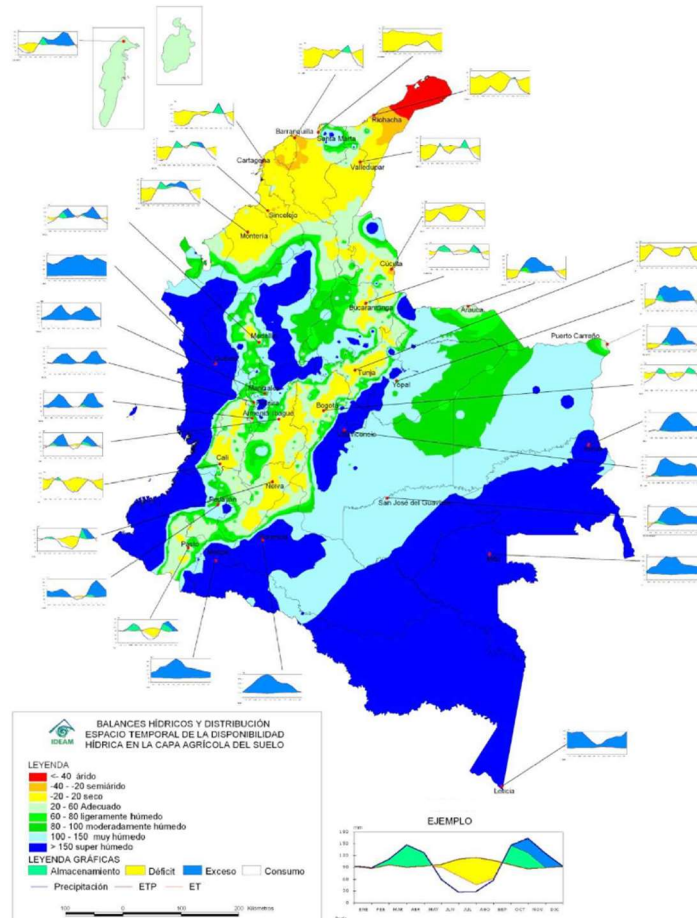
### **3.1.7. *Índice de succión-compresión ( $\gamma h$ )***

Según PTI DC10.1-08 (2008), esta es una propiedad del suelo que puede ser determinada por varios medios de prueba que se describen con más detalle más adelante en este capítulo. Es análogo al índice de compresión utilizado en el análisis de asentamiento en la mecánica de suelos saturados. Se define como el cambio en el volumen relacionado con un cambio en la succión para un espécimen intacto de suelo. El cambio de succión es similar al cambio de esfuerzo efectivo en el análisis de asentamiento, pero tiene una relación más compleja.

### 3.1.8. Índice de humedad de Thornthwaite (Im)

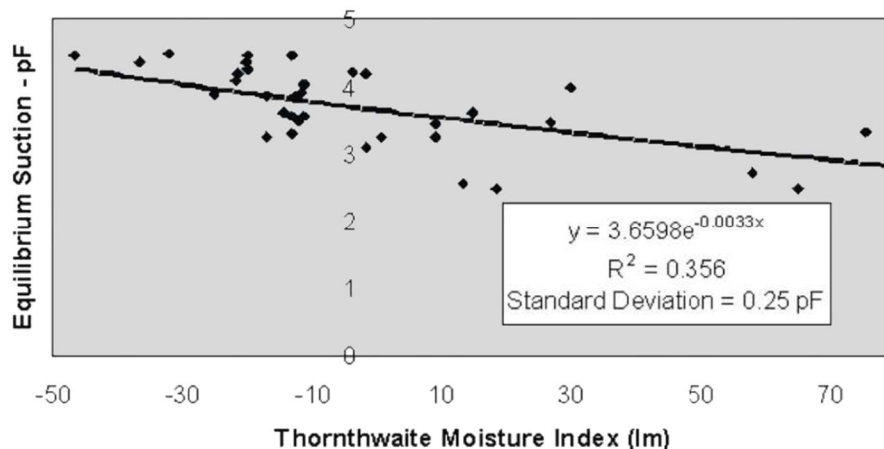
Este índice (Im) se deriva de la ciencia del suelo agrícola (Thornthwaite, C.W., 1948) y se basa en la media de un periodo de tiempo significativo (por ejemplo, 20 o 30 años) de las precipitaciones por encima o por debajo de las tasas medias de evapotranspiración. Un Im de cero indicaría que las precipitaciones son iguales a la evapotranspiración durante un periodo de tiempo prolongado en promedio. Un Im negativo indica un déficit de humedad sostenido en promedio durante un período prolongado. Del mismo modo, un Im positivo indica un exceso de humedad sobre la tasa de evapotranspiración promediada durante un periodo de tiempo prolongado. En esta sección se incluyen un mapa en Figura 3.1. Este promedio de Im a largo plazo se correlaciona con la succión de equilibrio (pF) a través de la Figura 3.2

Figura 3.1. Distribución del índice de humedad Thornthwaite en la República de Colombia.



Nota. Tomada de Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Colombia & IDEAM (2010)

Figura 3.2. Índice de Thornthwaite - Correlación de succión de equilibrio.



Notas. Tomada de PTI DC10.1-08 (2008).

### 3.1.9. Ponderación de las propiedades del suelo

Según PTI DC10.1-08 (2008), para suelos estratificados, se deben calcular promedios ponderados de diversas propiedades del suelo. Se divide el perfil del suelo (usualmente 3.0 m o más) en tres secciones: tercio superior, tercio medio y tercio inferior, asignándoles factores de influencia (F) de tres (3.0), dos (2.0) y uno (1.0), respectivamente. Se pondera cada propiedad del suelo multiplicando el factor de ponderación, F, por la profundidad de la capa, D. Si una capa abarca varios tercios, se divide la profundidad correspondiente. La media ponderada de una propiedad se obtiene calculando la suma de los productos de  $F_i \times D_i \times$  la propiedad del suelo para cada capa  $i$ , dividida por la suma de los productos de  $F_i \times D_i$ . Digamos que la propiedad del suelo es ( $\alpha$ ), entonces:

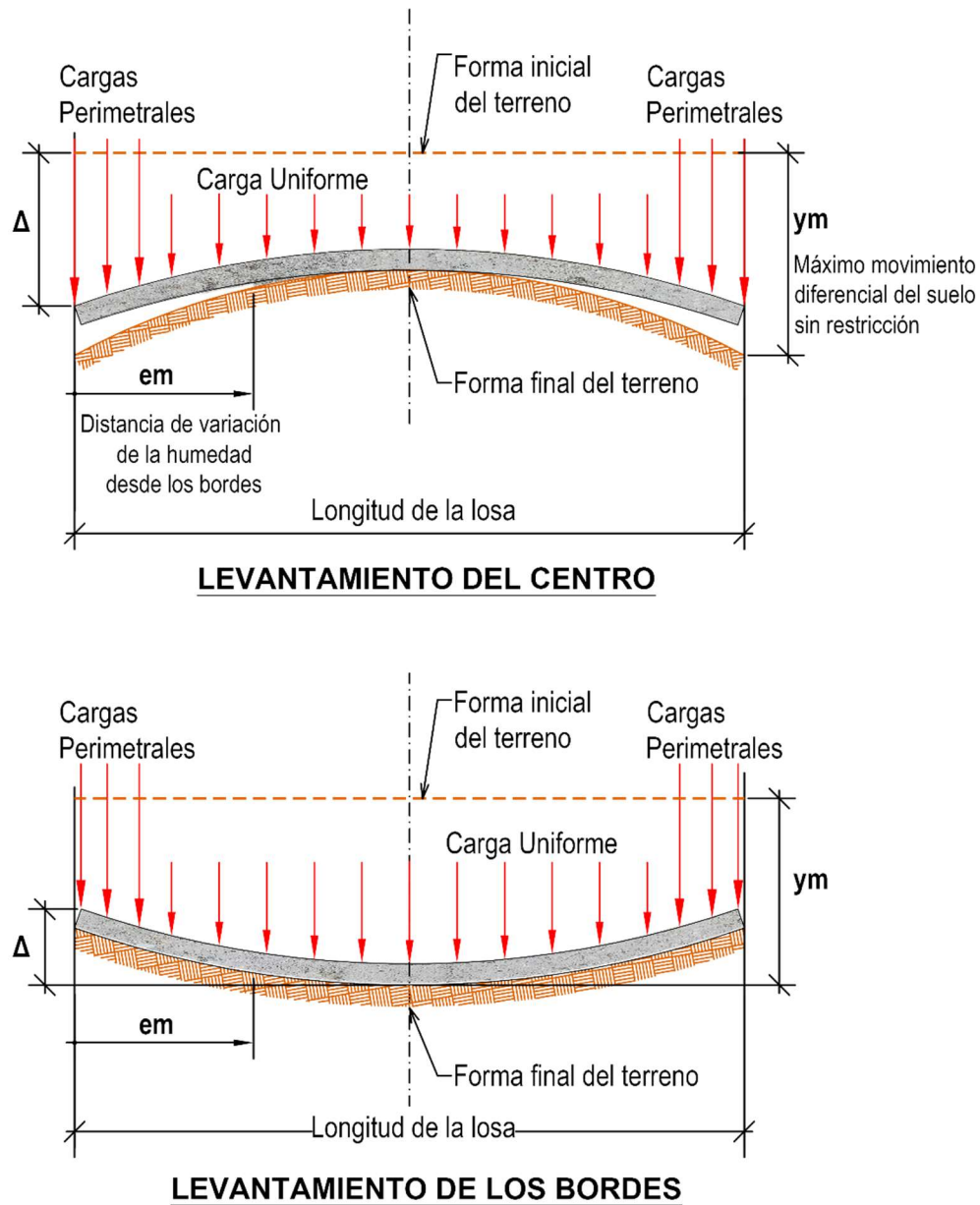
$$(\alpha)_{ponderado} = (\sum F_i \times D_i \times \alpha_i) / (\sum F_i \times D_i) \quad (3.3)$$

### 3.2. Información y recomendaciones sobre el diseño de la cimentación

Según PTI DC10.1-08 (2008), los informes geotécnicos deben incluir información y recomendaciones de diseño específicas para cada área estructural del proyecto. Estos informes deben caracterizar el sitio, determinando si los suelos expansivos, compresibles o condiciones de suelo no activo influyen en el diseño de la cimentación. Se especifica que el informe debe contener, como mínimo, la siguiente información:

- A. Parámetros para los suelos expansivos:
- La profundidad estimada de la zona activa de humedad.
  - Perfiles de succión, in situ y envolventes de diseño recomendados.
  - Parámetros ( $e_m$ ) y ( $y_m$ ) para los modos de elevación de borde y elevación del centro de la losa.

Figura 3.3. Elevación del borde y elevación del centro de la losa.



Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Si el suelo debajo de la losa experimenta un cambio en su contenido de humedad después de la construcción de la losa, se distorsionará ya sea en un modo de levantamiento del centro (también llamado "secado del borde", "levantamiento del centro" o "abovedado del centro") o un modo de levantamiento del borde (también llamado "expansión del borde", "levantamiento del borde" o "abovedado del borde").

El levantamiento del centro es una condición a largo plazo que ocurre cuando el contenido de humedad del suelo alrededor del perímetro de la losa disminuye gradualmente y el suelo se encoge en relación con el suelo bajo el interior de la losa, o cuando el contenido de humedad del suelo bajo el interior de la losa aumenta y el suelo se expande. Por el contrario, el levantamiento de bordes es, en general, una condición estacional o de corta duración y se produce cuando el suelo bajo el perímetro se humedece más que el suelo bajo el interior de la losa.

(em) es la distancia de variación de humedad en el borde o también conocida como distancia de penetración en el borde. (em) es la distancia medida hacia el interior desde el borde de la losa sobre la que varía el contenido de humedad del suelo. Un contenido de humedad creciente a distancias crecientes dentro del perímetro de la losa es indicativo de una condición de levantamiento central mientras que un contenido de humedad decreciente indica una situación de levantamiento de borde. La magnitud de la distancia de variación de la humedad depende en gran medida del clima. Por ejemplo, cuando se produce una distorsión de la elevación central, una losa en un clima más seco tendería a experimentar mayores distancias de suelo seco alrededor de sus bordes que una losa en un clima más húmedo. Los climas más secos tenderían a experimentar menores distancias de variación de humedad durante la expansión de los bordes que durante la distorsión del levantamiento central. Esto se debe a la fuerte influencia de la evapotranspiración que tiende a retrasar o invertir la migración de la humedad por debajo de la losa. Las losas construidas en climas más húmedos tendrían mayores distancias de variación de humedad durante la expansión de los bordes debido a la fuerte influencia del entorno más húmedo.

El movimiento diferencial del suelo ( $y_m$ ), también conocido como expansión diferencial, es la cantidad de movimiento diferencial del suelo ( $y_m$ ) que depende de un número de condiciones, incluyendo el tipo y la cantidad de mineral de arcilla, la profundidad de las capas de arcilla, la uniformidad de las capas de arcilla, la humedad inicial, la profundidad de la zona activa (profundidad de la variación de la succión del suelo), la velocidad de infiltración o evaporación de la humedad, así como otros efectos menos fáciles de medir y controlar.

- B. Parámetros para los suelos compresibles:
- El asentamiento total estimado en el centro y el asentamiento diferencial entre el centro y los bordes de la losa, basado en las cargas estructurales promedio aplicadas y las profundidades y espesores de relleno previstos, si se conocen.
  - La capacidad portante admisible que se aplicará en la parte inferior de los nervios rigidizadores o, en el caso de losas de espesor uniforme, en toda la cimentación.
  - Índice de sobreconsolidación del suelo con la condición que la presión de preconsolidación en todas las profundidades significativas es inferior a 1.5 veces las presiones aplicadas. Esto se aplica únicamente a las cimentaciones con una carga (presión) actuante media en toda la cimentación no superior a 24 kPa. Si esta carga media multiplicada por 1.5 no supera la presión de preconsolidación, es poco probable que el terreno sea comprimible.
- C. Parámetros para sitios que tienen condiciones de suelo no activas:
- Se debe demostrar que el sitio no tiene propiedades expansivas o de compresibilidad excesivas y que se puede utilizar una cimentación BRAB Tipo II, Building Research Advisory Board (1968).
  - Capacidad portante para el diseño de la losa.

### **3.3. Parámetros de apoyo de suelos expansivos**

Se presenta un procedimiento, basado en PTI DC10.1-08 (2008), para determinar parámetros de soporte en cimentaciones superficiales sobre suelos arcillosos expansivos. El método utiliza un enfoque racional evaluando la distancia de variación de humedad de borde ( $e_m$ ) y el movimiento diferencial del suelo ( $y_m$ ). El cálculo de ( $e_m$ ) incorpora el Índice de Humedad de Thornthwaite ( $I_m$ ) y un enfoque basado en el suelo in situ, comparando estimaciones con el coeficiente de difusión no saturado in situ. Se recomienda considerar ambos métodos para el diseño, dejando la decisión al juicio del ingeniero. El coeficiente de difusión no saturado se ajusta por el factor de tejido del suelo (1.0 a 1.4), considerando vías horizontales de flujo de humedad. Además, el procedimiento establece un límite máximo de 2.74 m para ( $e_m$ ) en cualquier elevación del centro o del borde.

### 3.3.1. *Distancia de variación de humedad de borde (em)*

La distancia de variación de la humedad de borde es la distancia por debajo del borde de una cimentación poco profunda dentro de la cual la humedad cambiará debido a las influencias de humedecimiento o secado alrededor del perímetro de la cimentación. En un caso de elevación del borde, la humedad del suelo es mayor en los bordes que en el centro. El caso de elevación del centro es aquel en el que la humedad es mayor en el centro que en los bordes.

El factor principal para determinar la distancia de variación de la humedad en los bordes es el coeficiente de difusión no saturado, ( $\alpha$ ). Éste, a su vez, depende del nivel de succión, la permeabilidad y las grietas del suelo. Para un mismo coeficiente de difusión, el valor de  $em$  será mayor para el caso de elevación central en el que la humedad se retira del suelo alrededor del perímetro de la cimentación. El valor ( $em$ ) será menor para el caso de elevación del borde en el que la humedad se extrae por debajo del edificio hacia un suelo más seco. Las raíces, las capas, las fracturas o las juntas en el suelo aumentarán el coeficiente de difusión y el valor de ( $em$ ) para las condiciones de elevación del borde y del centro. Utilizando valores representativos basados en los resultados de las pruebas de laboratorio en cada capa, se requieren los siguientes valores para determinar la distancia de variación de la humedad en el borde,  $em$ :

- Límite líquido, LL
- Límite plástico, PL
- Índice de plasticidad, PI
- Porcentaje de suelo que pasa el tamiz # 200 expresado como porcentaje de la muestra total (%-# 200).
- Porcentaje de suelo más fino que 2 micras expresado como porcentaje de la muestra total (%-2 $\mu$ ).
- Porcentaje de arcilla fina,

$$\%fc = \left( \frac{\% - 2\mu}{\% - \#200} \right) \times 100 \quad (3.4)$$

Por ejemplo: 45% / 80% = 0.56 x 100 = 56%,

Cálculo del coeficiente de difusión no saturado, ( $\alpha$ ):

$$\alpha = 0.0029 - 0.000162 (S_s) - 0.0122 (\gamma_h) \quad (3.5)$$



Donde:

$$S_s = -20.29 + 0.1555 (LL) - 0.117 (PI) + 0.0684 (\%-\#200) \quad (3.6)$$

El coeficiente de difusión no saturado resultante,  $\alpha$ , para cada capa significativa debe convertirse en el coeficiente de difusión no saturado modificado,  $\alpha'$ , utilizando Ff.

$$\alpha' = \alpha \cdot F_f \quad (3.7)$$

Donde Ff es el factor de tejido del suelo de la Tabla 3.2

*Tabla 3.2 Factor de tejido del suelo*

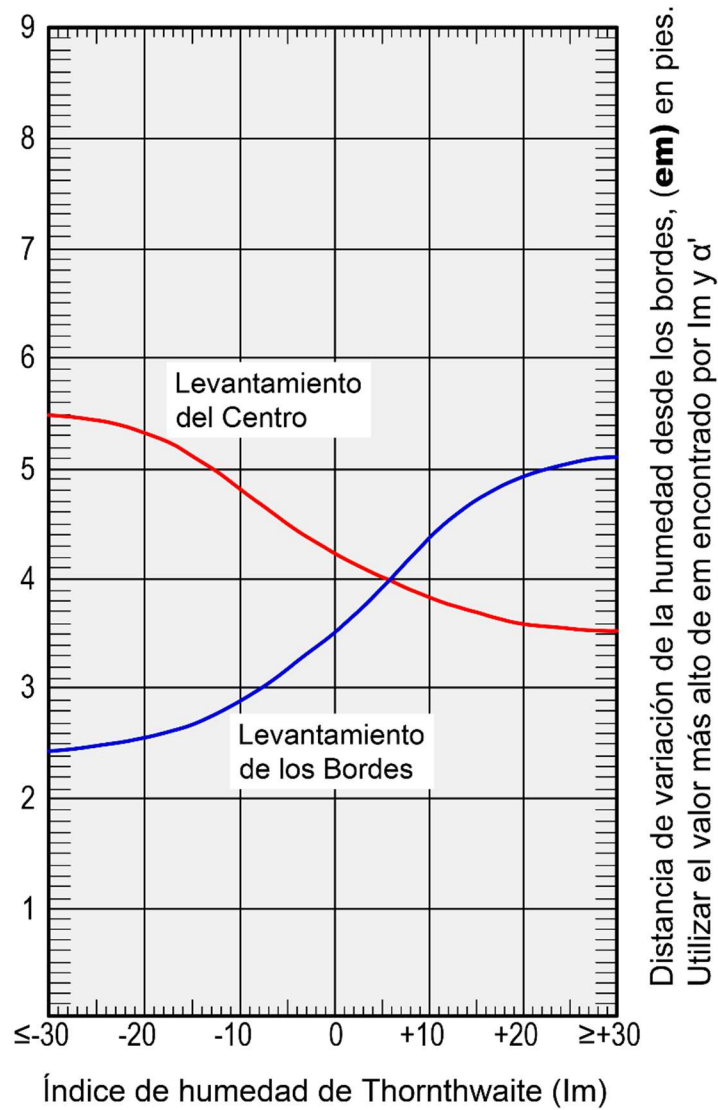
Condición		Ff
Suelos no CH		1.0
	Perfil con 1 raíz, grieta, costura de arena/limo todas menores o iguales a 1/8" (3.20 mm) de ancho/dimensión en cualquier combinación	1.0
Suelos CH	Perfil con 2 a 4 raíces, grietas, costuras de arena/limo, todas mayores de 1/8" (3.2 mm) de ancho/dimensión en cualquier combinación	1.1
	Perfil con más de 4 raíces, grietas, costuras de arena/limo todas mayores de 1/8" (3.20 mm) de ancho/dimensión en cualquier combinación	1.2

Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

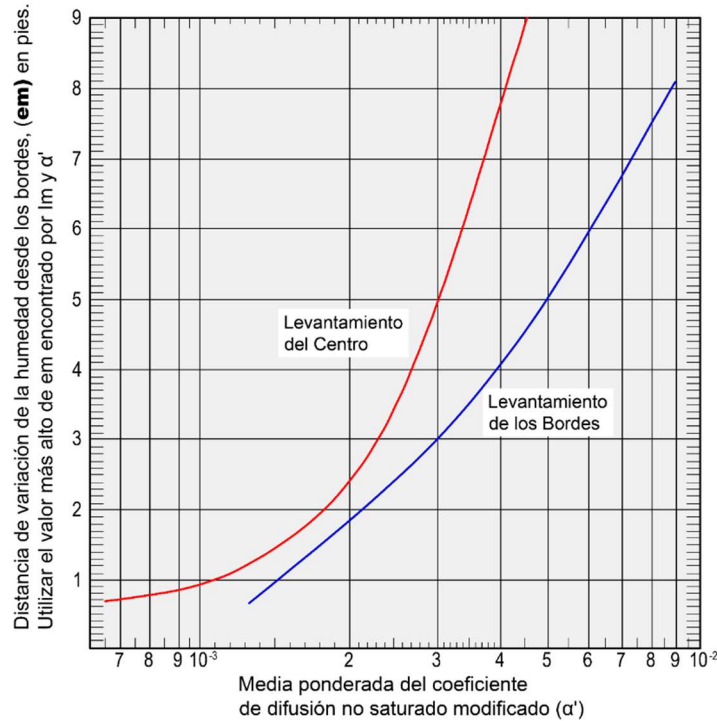
El coeficiente de difusión no saturado modificado,  $\alpha'$ , se calcula para cada capa de suelo significativa, considerando  $\gamma_h$  de expansión y retracción. Estas capas deben estar a una profundidad mínima de 2.70 m, aunque se pueden justificar profundidades mayores mediante análisis geotécnicos. La variación de la humedad de borde se evalúa utilizando un promedio ponderado del coeficiente de difusión no saturado modificado, cuyo procedimiento se detalla en "ponderación de las propiedades del suelo". Un ejemplo de cálculos para  $\gamma_h$  mod se presenta en "movimiento diferencial del suelo ( $Y_m$ )".

La distancia de variación de la humedad en el borde,  $em$ , se determina para el levantamiento central y de los bordes de la losa seleccionando  $em$  de la Figura 3.4. Se utiliza el mayor valor de  $em$  entre las gráficas basadas en  $I_m$  y  $\alpha'$ .

Figura 3.4. Distancia de variación de la humedad desde los bordes, ( $em$ )



Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)



Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

### 3.3.2. Cálculo de $\gamma_h$

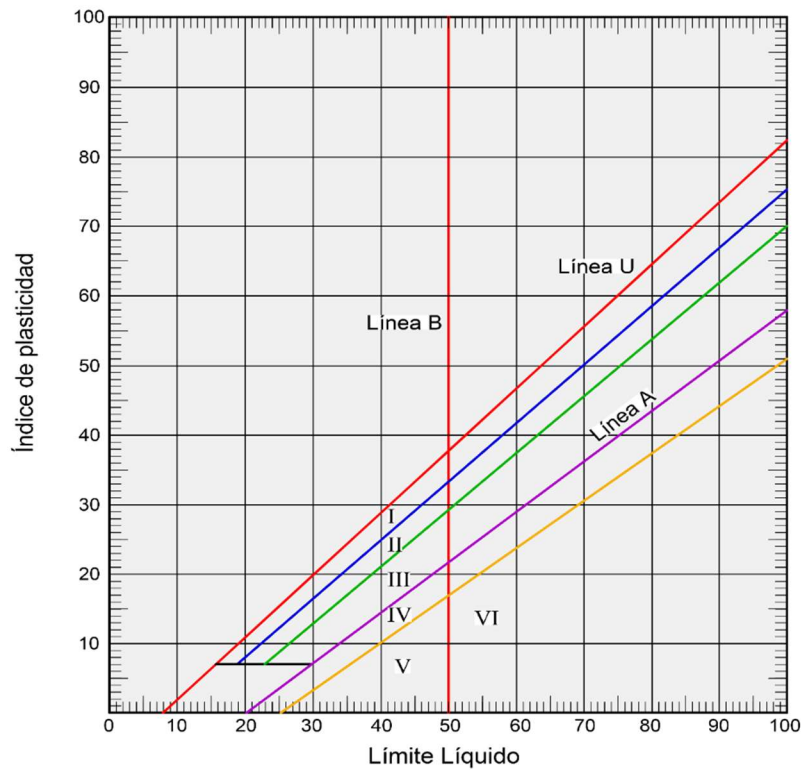
$\gamma_h$  indica el cambio del volumen del suelo en respuesta a una variación de succión, ajustado por el porcentaje real de arcilla fina, también conocido como índice de compresión por succión de la matriz. El cálculo de  $\gamma_o$ , que representa el cambio del volumen del suelo para un cambio en la succión con un 100% de arcilla fina, se realiza en dos pasos:

Paso 1: Se determina la zona de clasificación mineral (I, II, III, IV, V o VI) utilizando la figura de clasificación mineral. Si los datos no caen en una de las seis zonas, se utiliza la zona más cercana.

Si los datos están dentro del área limitada por la Línea-U y la Línea-A, y por debajo del valor del Índice de Plasticidad igual a 7, se establece  $\gamma_o = 0.01$ .

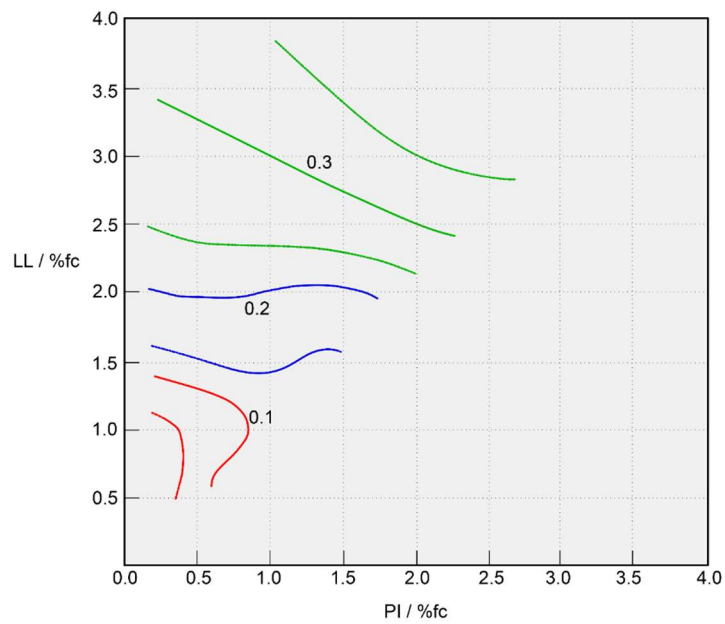
Paso 2: Se consulta el gráfico correspondiente de la zona determinada en el Paso 1 para obtener el valor de  $\gamma_o$  véanse las figuras. Se realiza interpolación entre las líneas  $\gamma_o$ . En casos más allá de los valores extremos de los contornos, se utilizan los valores más cercanos para  $\gamma_o$ .

Figura 3.5. Clasificación de minerales.



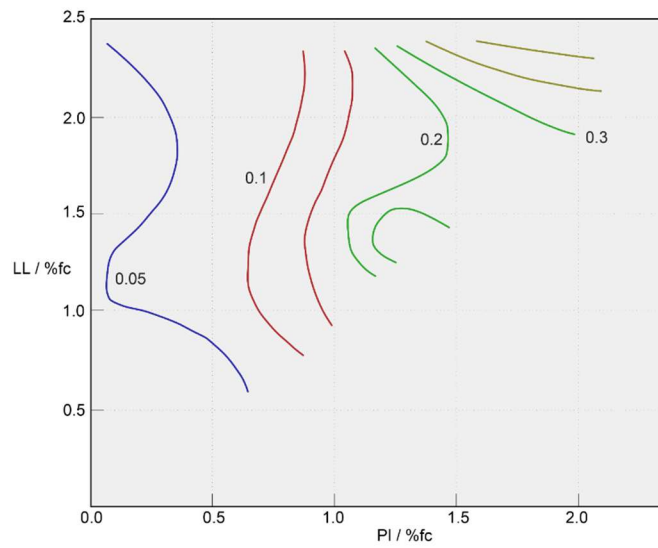
Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Figura 3.6. Gráfica de la zona I para determinar el  $\gamma_o$



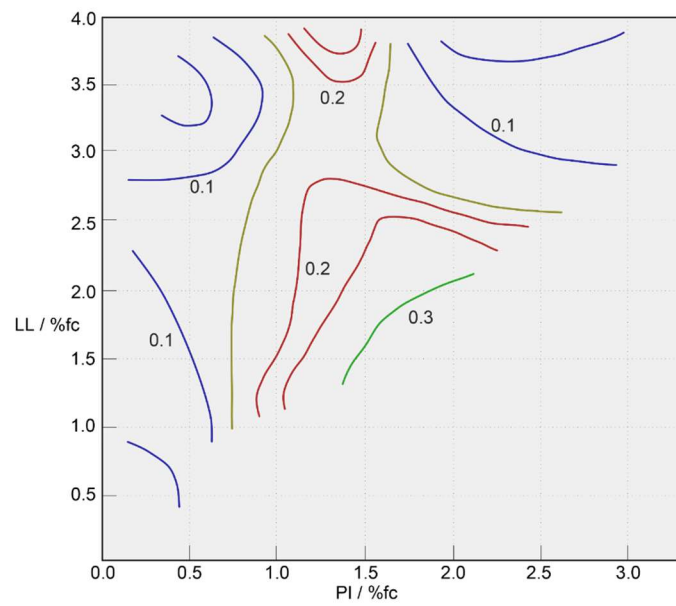
Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Figura 3.7. Gráfica de la zona II para determinar el  $\gamma_0$



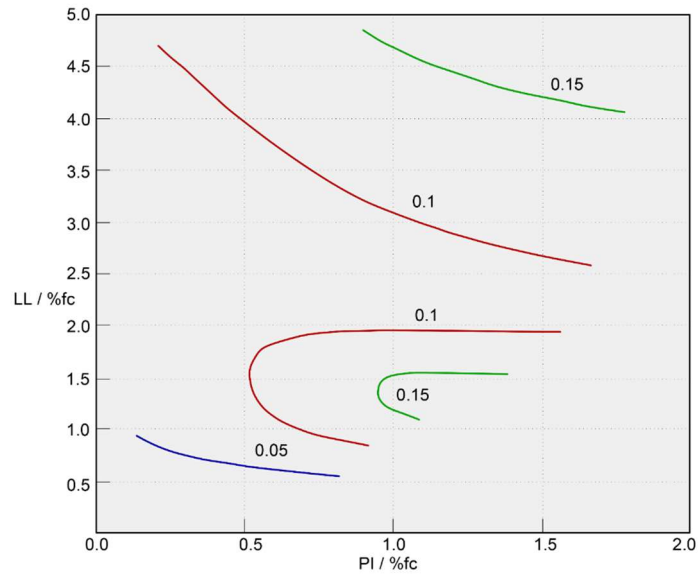
Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Figura 3.8. Gráfica de la zona III para determinar el  $\gamma_0$



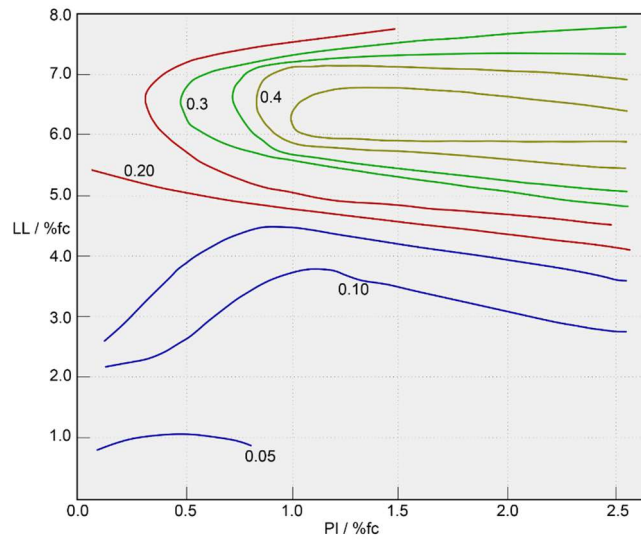
Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Figura 3.9. Gráfica de la zona IV para determinar el  $\gamma_o$



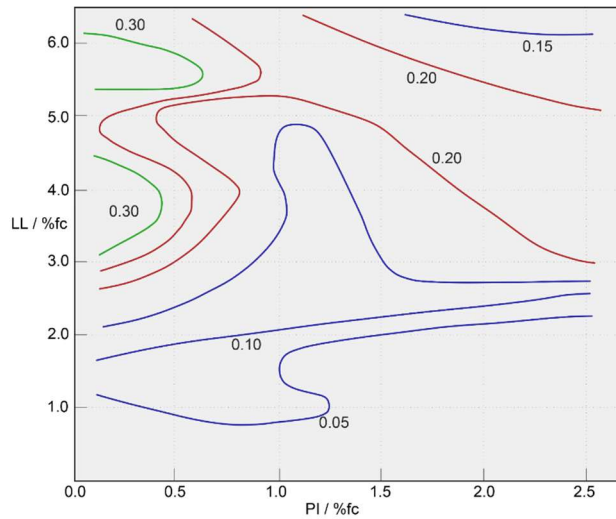
Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Figura 3.10. Gráfica de la zona V para determinar el  $\gamma_o$



Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Figura 3.11. Gráfica de la zona VI para determinar el  $\gamma_0$



Notas. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Primero, calcule el valor medio de  $\gamma_h$  a partir de:

$$\gamma_h = \gamma_0 (\%fc) / 100 \quad (3.8)$$

En segundo lugar, corrija el valor medio de  $\gamma_h$  para tener en cuenta si el suelo se expande o se encoge:

Para la expansión:

$$\gamma_{h \text{ swell}} = \gamma_h e^{\gamma_h} \quad (3.9)$$

Para la contracción:

$$\gamma_{h \text{ shrink}} = \gamma_h e^{-\gamma_h} \quad (3.10)$$

Donde:

$e$  = la base de los logaritmos naturales.

$\gamma_h$  = el valor medio de  $\gamma_0$  para el % real de arcilla fina (%fc).

$\gamma_0$  = el cambio de volumen del suelo para un cambio en la succión para un contenido de arcilla fina del 100%.

### 3.3.3. **Movimiento diferencial del suelo ( $\gamma_m$ )**

El movimiento diferencial del suelo debe ser estimado usando el cambio en la elevación de la superficie del suelo en dos lugares separados por una distancia em dentro de la cual el movimiento diferencial ocurrirá.

Un perfil de succión inicial y uno final deben ser usados en el borde de la fundación para determinar el movimiento diferencial. El perfil inicial puede ser un perfil de succión de equilibrio o un perfil húmedo o seco, dependiendo de las condiciones que se cree que están presentes en el momento de la construcción.

El perfil de succión final en cada lugar debe determinarse a partir del control de las condiciones de succión en la superficie. Puede utilizarse un análisis informático del perfil estratificado con las envolventes del perfil de succión medido o estimado para obtener estimaciones del movimiento con fines de diseño y análisis, y para estudiar los efectos de los árboles, las barreras de borde, los parterres o el riego del césped.

En el diseño de cimentaciones, la succión total del suelo puede ser influenciada por anomalías superficiales y subterráneas, las cuales deben evaluarse con una investigación de campo y pruebas de laboratorio adecuadas. En ausencia de observaciones locales, se sugiere controlar los valores de succión del suelo en la superficie del terreno fuera de los cimientos de la siguiente manera:

A. Más húmedo: Utilizar 3.0 pF, típico para sitios bien drenados. Se desaconseja el valor extremo de 2.5 pF para condiciones típicas de diseño.

B. Más seco: Emplear 4.5 pF, representativo de condiciones normales de diseño. Evitar el valor extremo de 6.0 pF para condiciones típicas.

C. Práctica típica de diseño: Se recomienda una variación de succión en la superficie del suelo de 1.5 pF desde el más húmedo al más seco o viceversa, para zonas geográficas con índices de Thornthwaite entre +15 y -15.

. Zonas geográficas extremas: Para índices Thornthwaite más secos que -15 y más húmedos que +15, se sugiere el Caso Post-Equilibrio, con cambios en el perfil de succión de 1.5 pF asignados según la práctica local.

Los valores de control de la succión del suelo por debajo de la superficie se definen a profundidades alejadas de la superficie (zm) y son los siguientes:

A. Nivel freático alto: Utilizar 2.0 pF, a menos que exista una componente osmótica superior a 2.0 pF, en cuyo caso se debe emplear el valor de succión medido.

B. Succión controlada por el clima: Determinar esta succión a profundidades donde la variación de succión es menor a 0.027 pF por pie.



C. Zona de raíces de árbol: Utilizar 4.5 pF en condiciones secas cuando el árbol está cerca del punto de marchitamiento.

D. Succión osmótica alta o suelo cementado: Determinar estos valores de succión por medición, especialmente cuando difieren sustancialmente de las estimaciones.

E. Control de succión en materiales de relleno: En cimentaciones sobre rellenos, medir la succión en cada capa compactada y utilizar el promedio de todas las succiones medidas en el diseño.

*Tabla 3.3 Factor de cambio de tensión (SCF) para el cálculo de  $Y_m$  - Caso de post-equilibrio*

Medida de (PF) en la profundidad $Z_m$	Control final de la succión en la superficie, PF						
	2.5	2.7	3.0	3.5	4.0	4.2	4.5
2.7	+3.2	0	-4.1	-13.6	-25.7	-31.1	-40.0
3.0	+9.6	+5.1	0	-7.5	-18.2	-23.1	-31.3
3.3	+17.7	+12.1	+5.1	-2.6	-11.5	-15.8	-23.1
3.6	+27.1	+20.7	+12.1	+1.6	-5.7	-9.4	-15.8
3.9	+38.1	+30.8	+20.7	+7.3	-1.3	-4.1	-9.4
4.2	+50.4	+42.1	+30.8	+14.8	+3.2	0	-4.1
4.5	+63.6	+54.7	+42.1	+23.9	+9.6	+5.1	0

- Notas:
1. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)
  2.  $Z_m = 2.75$  m
  3. Caso de pos-equilibrio, cuyo uso se recomienda para zonas de Índices Thornthwaite menores de -15 y mayores + 15.
  4. Las casillas sombreadas representan los casos extremos.
  5. Las envolventes de succión con forma de trompeta no típicas o las profundidades hasta la succión de equilibrio que pueden variar de m requieren el uso de un análisis informático.
- 2.75

*Tabla 3.4 Factor de cambio de esfuerzos (SCF) para el cálculo de  $y_m$  – Caso pos-construcción*

Variación de succión, PF	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
Aumento de humedad (Expansión)	33.2	36.7	40.2	43.9	47.6	51.4	55.3	59.2
Secado (Acortamiento)	-24.3	-26.7	-29.2	-31.7	-34.2	-36.7	-39.3	-41.9

- Notas:
1. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)
  2. Se recomienda un cambio de succión de 1,5 PF; se ha comprobado que este valor produce diseños que son típicos y funcionan bien en la práctica del diseño de losas sobre el terreno. Se ofrecen otros valores de cambio de succión para que los ingenieros los utilicen en casos especiales o en prácticas locales diferentes.
  3.  $Z_m = 2.75$  m.
  4. La tabla se basa en el caso de pos-construcción, que se recomienda para zonas con índices de Thornthwaite entre -15 y +15.
  5. Las envolventes de succión con forma de trompeta no típicas o las profundidades hasta la succión de equilibrio que pueden variar de 2.75 m requieren el uso de un análisis informático.

*Tabla 3.5 Factor de cambio esfuerzos (SCF) para el cálculo de  $Y_m$*

Medida de (PF) en la profundidad $d$ $Z_m$	Factor de cambio de esfuerzos							
	Control de la succión superficial debida al riego del suelo							
	PF				PF Con barrera de humedad de 1,20 m de profundidad			
PF	2.5	2.7	3	3.5	2.5	2.7	3	3.5
2.7	3.2	0	0	0	0.1	0	0	0
3	9.6	5.1	0	0	0.1	0.1	0	0
3.3	17.7	12.1	5.1	0	0.1	0.1	0.1	0
3.6	27.1	20.7	12.1	1.6	1.3	0.5	0.1	0.1
3.9	38.1	30.8	20.7	7.3	3.8	1.9	0.5	0.1
4.2	50.4	42.1	30.8	14.8	7.7	4.9	1.9	0.1
4.5	63.6	54.7	42.1	23.9	12.4	9.1	4.9	0.8

Nota. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Tabla 3.6 Factor de cambio de esfuerzos (SCF) para uso en el cálculo de  $Y_m$ : Caso de lecho de flores (humedad de lecho de flores de 1,20 m de profundidad)

Medida de (PF) en la profundidad	Factor de cambio de esfuerzos						
	Control de la succión superficial debida al lecho de flores						
	PF			PF			
PF	2.5	3.0	3.5	2.5	2.7	3.0	3.5
2.7	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	13.1	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.3	27.3	4.2	0.0	3.7	1.0	0.0	0.0
3.6	48.7	35.1	1.6	11.6	6.2	1.1	0.0
3.9	69.5	35.1	10.2	22.5	15.2	6.4	0.0
4.2	90.3	56.0	21.5	35.1	26.6	15.3	2.4
4.5	111.0	76.7	42.3	49.0	39.7	26.6	9.1

Nota. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

Tabla 3.7 Factor de variación de esfuerzos (SCF) para el cálculo de  $y_m$ : Caso de secado de árboles (sin barrera de humedad)

Profundidad de la zona radicular del árbol, ft (m)	Factor de cambio de esfuerzos						
	Succión de equilibrio medida en profundidad, Zm						
	PF						
	2.7	3.0	3.3	3.6	3.9	4.2	4.5
4 (1.22)	-79.1	-60.1	-43.2	-28.4	-15.6	-0.1	0.0
10 (3.05)	-169.6	-146.3	-124.9	-82.8	-42.6	-9.7	0.0
15 (4.57)	-244.7	-213.6	-182.5	-108.1	-42.6	-9.7	0.0
20 (6.10)	-333.4	-292.9	-252.5	-108.1	-42.6	-9.7	0.0

Notas:

	Zona de movimiento activo,	ZA = 11.5 ft (3.51 m)
	Zona de movimiento activo,	ZA = 7.5 ft (2.29 m)
	Zona de movimiento activo,	ZA = 3.5 ft (1.07 m)

Tabla 3.8 Factor de variación de esfuerzos (SCF) para el cálculo de  $y_m$  = Caso de secado de árboles con barrera de humedad de 1,20 m de profundidad.

Profundidad de la zona radicular del árbol, ft (m)	Factor de cambio de esfuerzos						
	Succión de equilibrio medida en profundidad, Zm						
	PF						
	2.7	3.0	3.3	3.6	3.9	4.2	4.5
4 (1.22)	-36.5	-25.2	-15.8	-8.1	-2.6	0.0	0.0
10 (3.05)	-116.3	-102.4	-88.4	-53.1	-21.5	0.0	0.0
15 (4.57)	-193.5	-170.5	-147.5	-78.5	-21.5	0.0	0.0
20 (6.10)	-278.2	-246.1	-214.2	-78.5	-21.5	0.0	0.0

Notas:

	Zona de movimiento activo,	ZA = 11.5 ft (3.51 m)
	Zona de movimiento activo,	ZA = 7.5 ft (2.29 m)

Notas a las Tablas 3.3 a 3.8: El signo positivo indica la elevación del borde (expansión / swelling) y el signo negativo indica la elevación del centro (contracción/shrinkage). La succión medida en profundidad es la succión de equilibrio. (zm) es la profundidad hasta la succión de equilibrio.

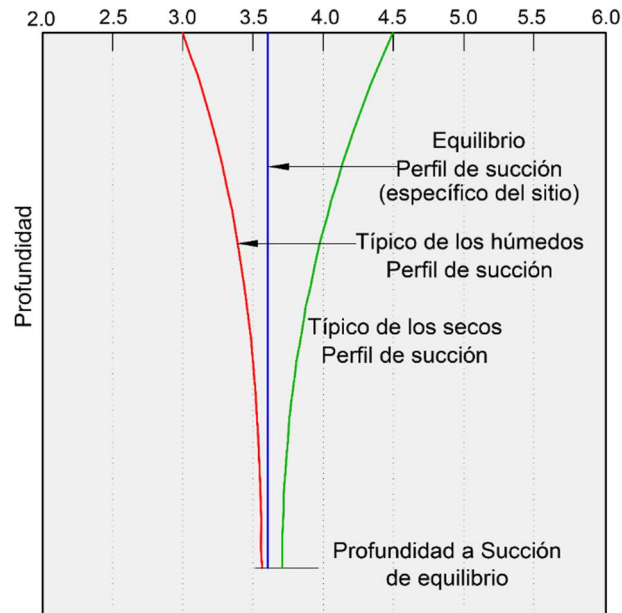
El valor estimado de  $y_m$  puede determinarse a partir de:

$$Y_m = \gamma_{h\ mod} * SCF \quad (3.1)$$

SCF, se toma de las Tablas 3.3 a 3.8

La determinación de ( $y_m$ ) se basa en condiciones climáticas controladas del suelo y no es válida cuando es influenciada significativamente por otras condiciones. En un sitio bien drenado, regado y plantado, el rango máximo de cambio de volumen del suelo, definido por las condiciones más húmedas y más secas en el borde de la losa debido a la lluvia y la evapotranspiración, se ve reducido por el riego regular. Así, si el emplazamiento está adecuadamente diseñado y mantenido, el diseño basado en condiciones climáticas de humedad se considera conservador.

Figura 3.12. Perfiles de succión del suelo



Nota. Adaptada de PTI DC10.1-08 (2008)

### 3.4. Barreras de humedad

Según PTI DC10.1-08 (2008), las barreras verticales contra la humedad pueden utilizarse para reducir los parámetros de soporte del suelo ( $\gamma_m$  y  $e_m$ ), siempre que las barreras estén diseñadas adecuadamente para detener prácticamente la migración de la humedad hacia o desde la zona de cimentación de forma permanente, en todo el perímetro.

El efecto de una barrera sobre ( $\gamma_m$  y  $e_m$ ) puede estimarse mediante los principios de la mecánica de suelos no saturados, más fácilmente mediante el uso de un programa informático de análisis de flujo de humedad bidimensional, como VOLFLO (Geostructural Tool Kit, 2002). Una barrera vertical debe extenderse al menos 0,80 m por debajo de la superficie del suelo adyacente para que se considere que tiene algún efecto significativo.

### 3.5. Factor de forma de la losa

Según PTI DC10.1-08 (2008), si el factor de forma (SF) es superior a 24, se aconseja al diseñador considerar ajustes en la cimentación, refuerzo de sistemas, tratamiento del suelo para reducir expansión o utilizar refuerzos adicionales y nervaduras en zonas de altos esfuerzos de torsión. También se sugiere el análisis mediante elementos finitos para  $SF > 24$ .

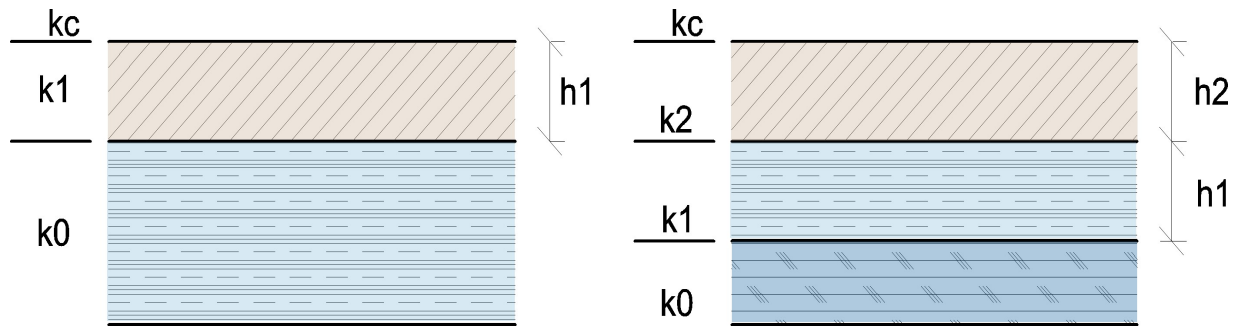
Los enfoques geotécnicos deben reducir ( $y_m$ ) en el centro a menos de 50 mm y en el borde a menos de 25 mm, utilizando técnicas como inyección de agua, cal o químicos, retirada y reemplazo por materiales poco expansivos o barreras perimetrales. La profundidad de remoción y reemplazo con materiales de baja expansividad puede considerarse equivalente a una barrera perimetral, pero cada enfoque debe evaluarse individualmente. Se recomienda precaución al usar relleno selecto para evitar crear una "bañera" no drenada. El cambio de  $y_m$  para diferentes profundidades de barrera requiere análisis mediante programas informáticos como VOLFLO (Geostructural Tool Kit, 2002).

### **3.6. Módulo de Reacción Compuesto de la Subrasante ( $k_c$ ).**

Guzmán Giraldo y Patiño Aponte (2018) subrayan la importancia del Módulo de Reacción ( $k$ ) en ingeniería civil, crucial para el diseño y construcción de estructuras. Junto con parámetros como el Módulo de Rotura (MR) y el Módulo de Elasticidad ( $E_c$ ),  $k$  se utiliza para calcular tensiones en losas, especialmente en esfuerzos de flexión. La complejidad de obtener  $k$  exacto en el campo lleva a estimaciones basadas en características del suelo. Aunque no sea muy precisa, la estimación sigue siendo práctica y valiosa, con variaciones del 30% en tensiones teóricas teniendo un impacto limitado. La sensibilidad de  $k$  a cambios en la humedad del suelo, especialmente en arcillas, destaca su importancia en pavimentos exteriores expuestos a variaciones estacionales.

El cálculo del Módulo de Reacción Compuesto ( $k_c$ ) basado en valores individuales de  $k$  de cada capa del suelo ofrece una evaluación más precisa. La variabilidad del valor de  $k$  destaca la necesidad de evaluaciones detalladas del suelo para garantizar durabilidad y rendimiento a largo plazo en condiciones cambiantes. La elección de valores de  $k_c/k_{ef}$  es crucial, oscilando generalmente entre 1,0 y 3,0, y debe adaptarse a condiciones específicas del sitio. Evitar la pérdida de finos por las juntas, conocida como bombeo, es esencial para preservar la integridad estructural del pavimento. Así, el diseño de pisos y pavimentos requiere un equilibrio entre valores de  $k_c/k_{ef}$ , comprensión del sitio y prevención proactiva de problemas potenciales como el bombeo, garantizando infraestructuras duraderas y seguras a largo plazo.

Figura 3.13. Módulo de reacción compuesto  $k_c$



Con una sola capa (subbase)

$$k_c = \left[ 1 + \left( \frac{h_1}{A} \right)^2 \left( \frac{k_1}{k_0} \right)^{2/3} \right]^{1/2} k_0$$

Donde:

$A = 380 \text{ MPa/mm}$

Con dos capas (base + subbase)

$$k_c = \left[ 1 + \left( \frac{h_2}{A} \right)^2 \left( \frac{k_2}{k_{c1}} \right)^{2/3} \right]^{1/2} k_{c1}$$

$$k_{c1} = \left[ 1 + \left( \frac{h_1}{A} \right)^2 \left( \frac{k_1}{k_0} \right)^{2/3} \right]^{1/2} k_0$$

Nota. Adaptada de Becker y Chaix (2019).

### 3.7. Aspectos Generales de los Métodos de Estabilización de Subrasantes en Arcillas

Esta sección explora métodos de estabilización de subrasantes en arcillas, enfocándose en los suelos de Bogotá. La guía académica propuesta para el diseño de losas postensadas en pisos industriales adapta la construcción a suelos expansivos, compactados y no activos, ajustándose a sus características. Es crucial ajustar el diseño a las particularidades del suelo. En suelos expansivos, se previenen deformaciones; en compactados, se realiza un análisis detallado para asegurar la estabilidad. En suelos no activos, el enfoque se centra en optimizar la construcción para una distribución uniforme de cargas.

En Colombia, se emplean diversos métodos de estabilización de suelos eficaces, compartiendo el objetivo de mejorar propiedades y garantizar bases sólidas. Este análisis exhaustivo ofrece una visión global de las estrategias, esencial para que ingenieros tomen decisiones informadas y diseñen estructuras resistentes, contribuyendo al desarrollo seguro y sostenible de infraestructuras en Bogotá y el país.

### **3.7.1. Métodos Comunes de Estabilización de Subrasantes en Arcillas**

A lo largo del tiempo, métodos de estabilización se han desarrollado para transformar los suelos de Bogotá, mayormente compuestos por arcillas blandas, en terrenos aptos para la construcción de infraestructuras viales (Montejo, 2006). Dada la inadecuada capacidad de los suelos bogotanos para soportar cargas, es necesario aplicar tratamientos especializados. Entre los métodos destacan enfoques mecánicos y químicos, como la sustitución del suelo y la adición de cal y cemento (Peñuela, 2002).

También se emplean métodos eléctricos y térmicos para la estabilización del suelo (Escuela Politécnica del Ejército, 2008). Para abordar el exceso de agua, se aplican técnicas de drenaje y se recurre al uso de geosintéticos como geomallas y geotextiles (Escuela Politécnica del Ejército, 2008). En el ámbito de la innovación, han surgido productos y técnicas novedosas para la estabilización de suelos, como:

1) Emulsiones enzimáticas, que contienen enzimas reactivas con las moléculas del suelo, formando un enlace de cementación que estabiliza la estructura y reduce la permeabilidad (Lim et al., 2014).

2) Ceniza de cáscara de arroz, un residuo que actúa como estabilizante en suelos arcillosos, aumentando su CBR (Lim et al., 2014).

3) Puzolana, un material síliceo de origen volcánico utilizado para estabilizar suelos dispersivos, reduciendo la dispersión y aumentando la resistencia a la compresión no confinada (A.H. Vakili et al., 2012).

4) Residuos plásticos, cuyo uso en la estabilización de suelos ha demostrado reducir el índice de expansión, especialmente en suelos arcillosos (C. Okoro et al., 2011).

5) Lodos de papel calcinados, un método que aumenta la resistencia a la compresión no confinada de los suelos, mejorando la densidad y reduciendo las deflexiones (Amaia Lisboa et al., 2012).



### **3.7.2. Principales Estrategias para Estabilizar Suelos Arcillosos en Bogotá**

La estabilización de suelos arcillosos en Bogotá, una tarea esencial en ingeniería civil, se aborda mediante estrategias probadas. Se destacan tres métodos clave:

1) Estabilización con Cal: La cal, en formas como cal viva y cal hidratada, se emplea entre el 3% y el 6% del peso del suelo seco para estabilización. Este método ha demostrado eficacia y durabilidad en la creación de bases sólidas (García Castillo, 2015).

2) Terrasil: Basado en nanotecnología, Terrasil transforma el suelo en un material hidrófobo, asegurando resistencia duradera contra la infiltración de agua. Controla la humedad y reduce el índice de plasticidad del suelo, mejorando su estabilidad estructural. La aplicación óptima incluye 0,5 Kg de Terrasil por metro cúbico de suelo y un 1% de cemento Portland (García Castillo, 2015).

3) TX-85: Este polímero orgánico, combinado con cal viva y cemento Portland, mejora radicalmente la capacidad portante del suelo. Con una dosis precisa de 2,1 litros por metro cúbico de suelo, el TX-85 transforma la estructura molecular del suelo, fortaleciendo las partículas y proporcionando una base resistente y robusta (García Castillo, 2015).

García Castillo (2015) realizó una investigación exhaustiva, evaluando experimentalmente la eficacia de estos métodos. Sus ensayos meticulosos identificaron condiciones ideales y adaptabilidad a diversos contextos, proporcionando una base sólida para futuras investigaciones en estabilización de subrasantes.

Las conclusiones de este estudio proporcionan valiosas perspectivas sobre la estabilización de suelos arcillosos en Bogotá:

1) Características del Suelo: Los ensayos revelaron que las arcillas bogotanas son inapropiadas para la construcción de pisos sometidos a tráfico pesado debido a sus propiedades.

2) Impacto de la Estabilización: La aplicación de métodos de estabilización redujo la humedad, disminuyó el índice de plasticidad y aumentó la resistencia del material.

3) Eficiencia del Polímero TX-85: En términos de módulo resiliente, el polímero TX-85 demostró ser el método más eficiente, mostrando valores de módulo entre 20,000 y 30,000 Kg/cm<sup>2</sup>.

4) Comportamiento del Suelo según CBR: Los resultados del CBR indicaron que a mayor energía de compactación, la humedad disminuyó y la resistencia aumentó debido al incremento en la densidad del suelo.

5) Mejora Significativa con TX-85: La relación de soporte CBR de las arcillas bogotanas mejoró notablemente en un 573,22% con el uso del polímero TX-85, destacándolo como el método más eficaz.

6) Efectividad Temporal de Estabilizantes: El ensayo de módulo resiliente sugiere que los estabilizantes son más efectivos durante los primeros años de vida útil del pavimento.

7) Versatilidad de Métodos: Se concluyó que suelos similares a las arcillas bogotanas pueden estabilizarse con cualquiera de los métodos analizados, pero su eficacia dependerá del nivel de tráfico.

8) Recomendaciones Estratificadas: Para tráfico ligero, se recomiendan métodos probados como la cal y Terrasil. Para áreas con alta demanda de tráfico, se destaca la eficacia excepcional del polímero TX-85, con valores elevados de módulo resiliente, asegurando resistencia y estabilidad bajo cargas intensivas.

Esta diferenciación estratégica en la elección de métodos de estabilización es esencial para garantizar la eficiencia y durabilidad de los pisos industriales en suelos arcillosos. Al ajustar las técnicas según las exigencias específicas del tráfico, se establece un estándar sólido para construir pisos seguros y resistentes a largo plazo, capaces de soportar tensiones diarias y presiones del tráfico vehicular intenso.

## 4. Análisis de la Interacción Suelo-Estructura

En la Universidad de Texas A&M, Wray (1978) realizó un análisis detallado sobre la compleja interacción entre losas de concreto y suelos expansivos. El estudio buscaba establecer la relación entre parámetros de diseño y sus efectos en momentos flexores, fuerzas cortantes y asentamientos diferenciales. Los resultados, fundamentales para entender esta interacción, han sido la base de procedimientos de diseño actuales. Además, la investigación ha sido clave en la comprensión de la fricción entre losas y subrasante, guiando futuras investigaciones en ingeniería estructural.

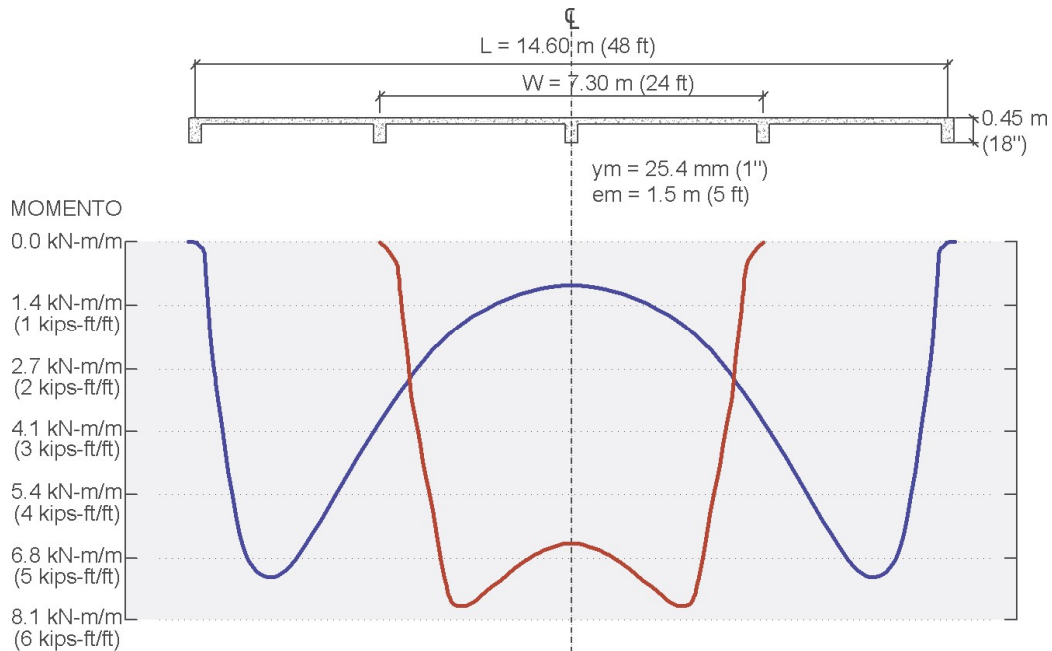
### 4.1. Momento flector

Del estudio realizado por Wray (1978) se obtuvieron las siguientes conclusiones:

#### 4.1.1. Variación del momento

La magnitud del momento en la dirección larga o corta varió típicamente como se muestra en la Figura 4.1. Esta variación fue similar tanto para las condiciones de levantamiento del borde y de levantamiento del centro.

Figura 4.1. Variación típica del momento longitudinal y transversal



Nota. Adaptada de Wray (1978).

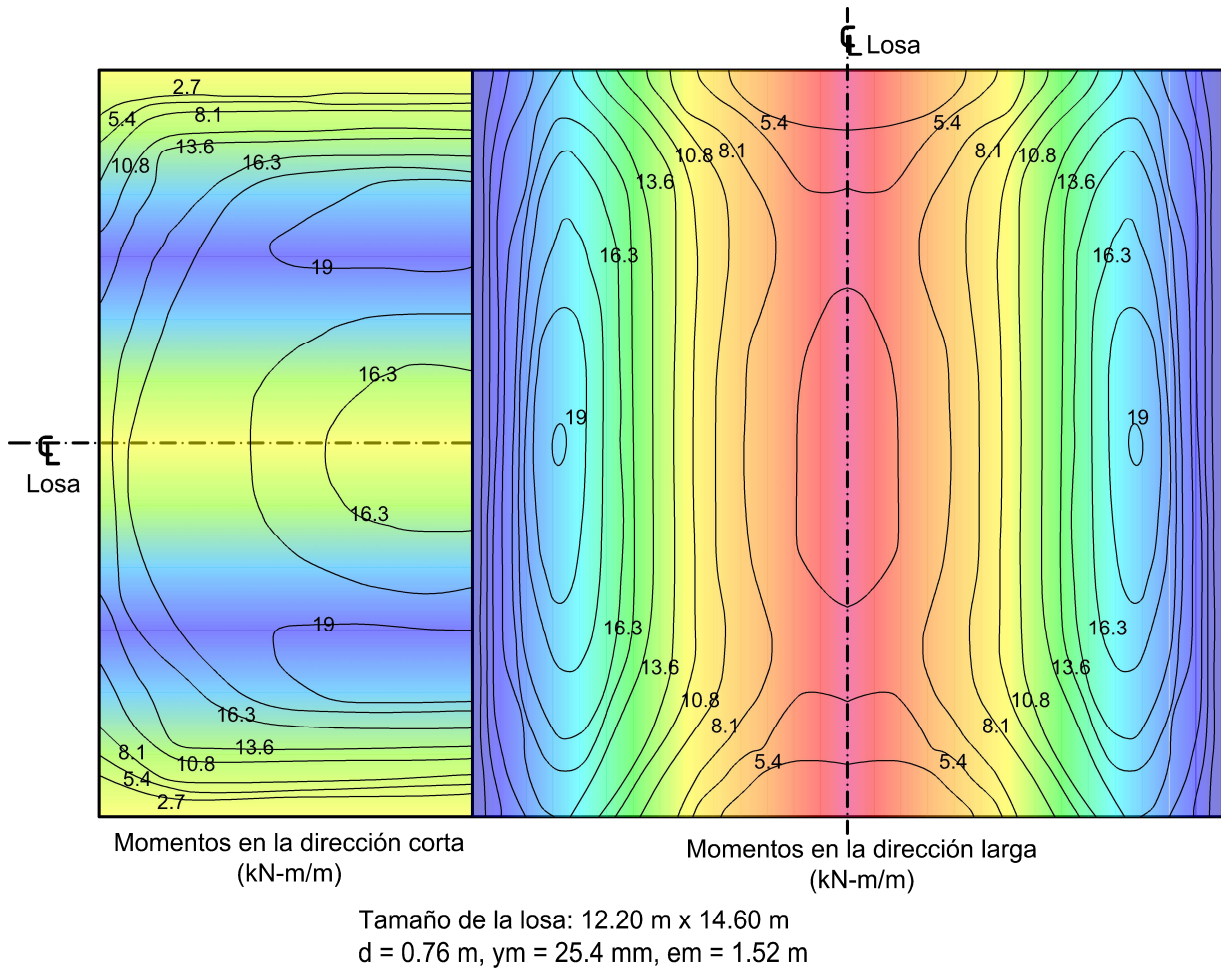
En la figura, se destaca una mayor influencia de momentos en la dirección longitudinal respecto a la transversal. Esta disparidad se atribuye a la longitud superior de la losa, la distribución de cargas y la elevación por la expansión del suelo en esa dirección. Además, se observan momentos máximos y mínimos en el centro de la losa, indicando flexión positiva en el centro y flexión negativa en los extremos. Este fenómeno surge del apoyo de la losa sobre un terreno elástico que se deforma bajo cargas y asentamientos diferenciales, generando una rotación gradual.

#### **4.1.2. Momentos máximos**

En la Figura 4.2, se presenta un diagrama de distribución típica de momentos flectores, evidenciando valores máximos pico tanto para la expansión como para la contracción del suelo. El diagrama revela variaciones significativas en los momentos flectores, destacando una mayor magnitud en la dirección corta en comparación con la dirección larga. Esta disparidad puede atribuirse a la menor rigidez de la losa en la dirección corta o a la aplicación de cargas más intensas cerca de los bordes en esa misma dirección.

Adicionalmente, se destaca que los momentos máximos se localizan en el centro de la losa, representados por un área resaltada en rojo que indica valores negativos de momento. Este fenómeno sugiere una flexión negativa en el punto central de la losa, generando una curvatura hacia arriba en esa área específica. Esta particularidad puede deberse al apoyo de la losa sobre un terreno con propiedades expansivas o contractivas, ocasionando deformaciones bajo la carga aplicada. También es plausible que asentamientos diferenciales en el terreno contribuyan a una rotación gradual de la losa, influyendo en estos patrones específicos de momentos. Estos hallazgos ofrecen una visión detallada de la respuesta estructural de la losa, crucial para evaluar su comportamiento ante diversas condiciones de carga y terreno.

Figura 4.2. Distribución típica del momento flector de la elevación central sobre la superficie de la losa

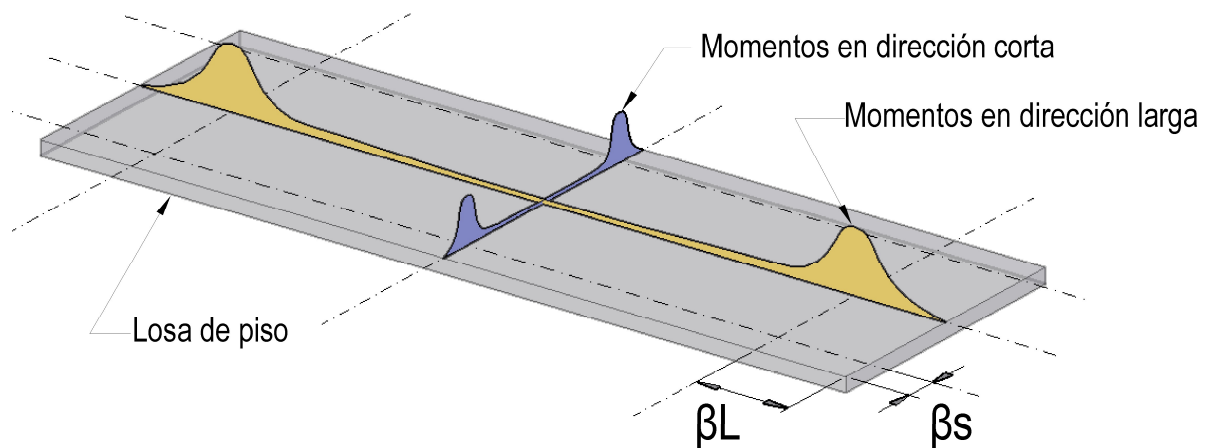


Nota. Adaptada de Wray (1978).

#### 4.1.3. La distancia ( $\beta$ )

El punto donde ocurre el momento flector máximo no coincide con la separación real entre el suelo y la losa, sino que se sitúa a una distancia específica ( $\beta$ ) hacia el interior de la losa. Para determinar esta ubicación, se emplea el parámetro ( $\beta$ ), que es una longitud que varía según la rigidez relativa entre el suelo y la losa, y que representa la distancia aproximada desde el borde de la cimentación hasta el punto de momento máximo.

Figura 4.3. Representación gráfica de la distancia ( $\beta$ ) en la losa.



Nota. Elaboración propia.

$\beta_S$  = Distancia ( $\beta$ ) para el análisis en la dirección corta de la losa.

$\beta_L$  = Distancia ( $\beta$ ) para el análisis en la dirección larga de la losa.

La distancia ( $\beta$ ) es fundamental en el contexto del postensado, ya que influye en la distribución eficiente de fuerzas. Aunque la mayor pérdida de pretensado se da en las regiones centrales de la cimentación debido a la fricción del subsuelo, la necesidad estructural máxima ocurre en la ubicación del momento máximo, aproximadamente a una longitud ( $\beta$ ) desde el borde de la cimentación, como se mencionó anteriormente. Comprender y considerar adecuadamente esta variable es crucial para optimizar la aplicación de fuerzas, minimizando pérdidas y asegurando la integridad estructural en el diseño y construcción de cimentaciones.

La distancia ( $\beta$ ) se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{1\,500\,000 \cdot I}{1000 * 41.6231}} \div 3.281 \quad (4.1)$$

$\beta$  = Longitud de rigidez relativa, distancia aproximada desde el borde de la cimentación hasta el punto de máximo momento, metros (m).

$E_{cr}$  = Módulo de elasticidad a largo plazo o flujo plástico del concreto (creep),  
 $E_{cr} = 10\,340$  MPa, a menos que se utilicen cálculos más refinados

$I$  = Momento de inercia de la sección bruta de la cimentación, cm<sup>4</sup>

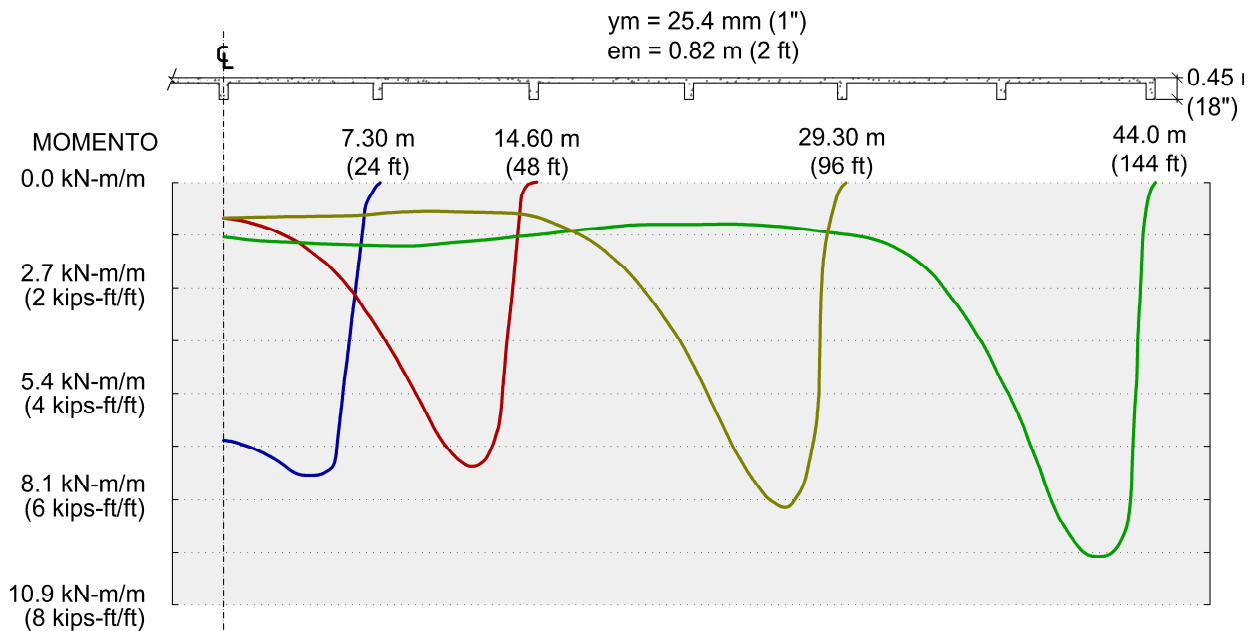
En situaciones donde el centro de la losa se eleva, es posible estimar los momentos asumiendo una acción de voladizo en el borde de la losa, con la carga aferente tratada como una carga concentrada en el extremo del voladizo, utilizando la distancia ( $\beta$ ) como la distancia ( $L$ ). Sin embargo, calcular los momentos para un escenario donde el borde de la losa se levanta presenta desafíos, ya que la carga del suelo es desconocida, lo que complica las estimaciones precisas en esta circunstancia particular. Esta metodología, basada en el parámetro ( $\beta$ ), ofrece un enfoque crucial para evaluar la distribución de momentos en situaciones diversas, proporcionando así una base sólida para el diseño y análisis estructural.

#### **4.1.4. Gradiente del momento**

En la dirección longitudinal, se observa un rápido incremento del momento flector desde el borde de la losa hasta alcanzar su punto máximo, ubicado aproximadamente a la distancia ( $\beta$ ). A partir de este punto, la magnitud del momento comienza a disminuir hacia el centro de la losa. Esta reducción está estrechamente vinculada a la longitud de la losa, siendo más notable en losas de aproximadamente 14.60 metros (48 pies) o menos. Sin embargo, para las losas de mayor longitud, el aumento en su extensión no conlleva una disminución significativa del momento en la región central. La Figura 4.4 destaca claramente el impacto de la longitud de la losa en la reducción del momento, subrayando la importancia de esta variable para comprender la distribución de fuerzas en estructuras similares.

Este fenómeno, esencial en el diseño estructural, resalta la necesidad de considerar la longitud de la losa al evaluar con precisión los momentos flectores en diferentes puntos de la estructura.

Figura 4.4. Variación típica del momento a lo largo del eje longitudinal al aumentar la longitud de la losa



Nota. Adaptada de Wray (1978).

#### 4.1.5. Agrietamiento

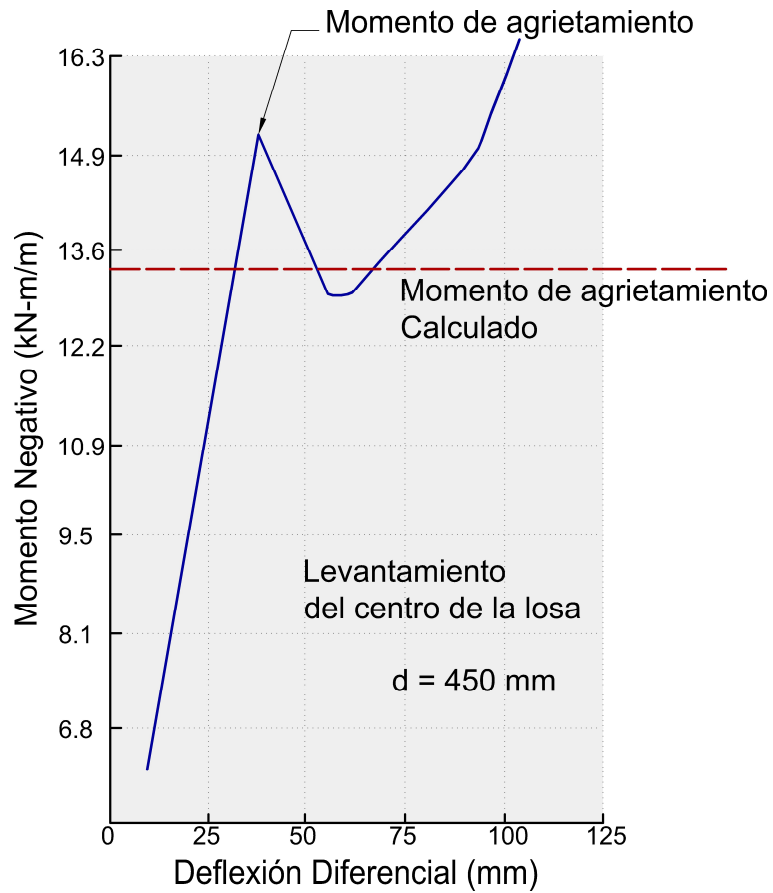
Las losas presforzadas, con profundidades de viga entre 45 y 75 cm, fueron sometidas a cargas hasta la falla por tracción del concreto. Al elevar el centro de la losa, la carga aumentó significativamente más allá del punto de agrietamiento, mientras que, al elevar los bordes, las condiciones de carga se incrementaron gradualmente más allá del punto de agrietamiento por tracción. Este enfoque permitió explorar la respuesta del sistema losa-suelo después del agrietamiento.

En ambos escenarios de carga, la losa mostró una respuesta elástica hasta la fisuración. En el punto de agrietamiento, se observó una deflexión considerable al elevar el centro y una menor al elevar los bordes. Estas deflexiones generaron un apoyo adicional del suelo, evitando la deflexión o rotación necesaria para desarrollar el momento último en la sección agrietada. Las Figuras 4.5 y 4.6, del estudio de Wray



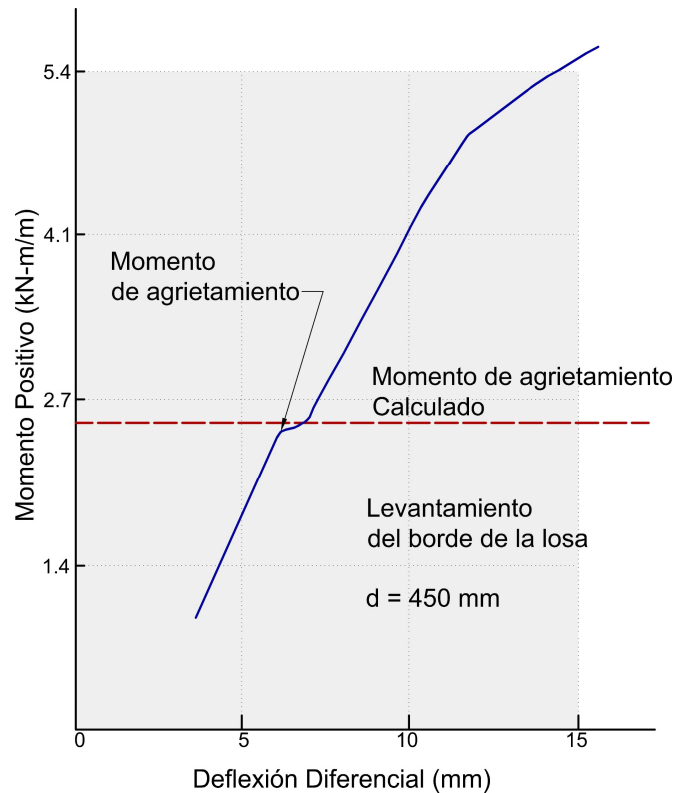
(1978), ilustran estos fenómenos, destacando la complejidad de la interacción entre las losas presforzadas y el suelo, subrayando la importancia de considerar estos factores en el diseño y análisis de estructuras similares.

Figura 4.5. Relación entre el momento de flexión negativo, el momento de fisuración y la deflexión diferencial



Nota. Adaptada de Wray (1978).

Figura 4.6. Relación entre el momento flector de levantamiento de los bordes de la losa, el momento de fisuración y la deflexión diferencial para una losa de 18 m x 12 m



Nota. Adaptada de Wray (1978).

Las Figuras 4.5 y 4.6 evidencian un aumento del momento después de la fisuración, indicando un respaldo adicional del suelo de fundación y no un momento adicional en la sección de la losa. En ambos casos, la capacidad de momento último de la losa es inferior al momento de fisuración. Dado el soporte post-fisuración del suelo, el procedimiento de diseño estructural de la guía académica excluye la consideración del momento último.

Este hallazgo es crucial para comprender las complejidades de las interacciones losa-suelo, ofreciendo perspectivas valiosas para el diseño estructural. El objetivo principal del diseño en la guía académica es asegurar que la losa exhiba una respuesta elástica, comparable a una sección no agrietada en flexión, ante las máximas amplitudes de movimiento del suelo previstas en un lugar específico. Destacamos que el proceso de diseño demanda capacidades de flexión equivalentes tanto a las de la sección agrietada como a las no agrietadas, abordando así el agrietamiento debido a la contracción del concreto. Esta consideración es crucial al diseñar losas postensadas que se adapten dinámicamente a las cambiantes condiciones del suelo, asegurando la seguridad y estabilidad a largo plazo de las construcciones.

## **4.2. Esfuerzos Cortante**

El estudio de los esfuerzos cortantes obtenidos de las diversas condiciones de losas estudiadas por Wray (1978) presentó tres conclusiones principales:

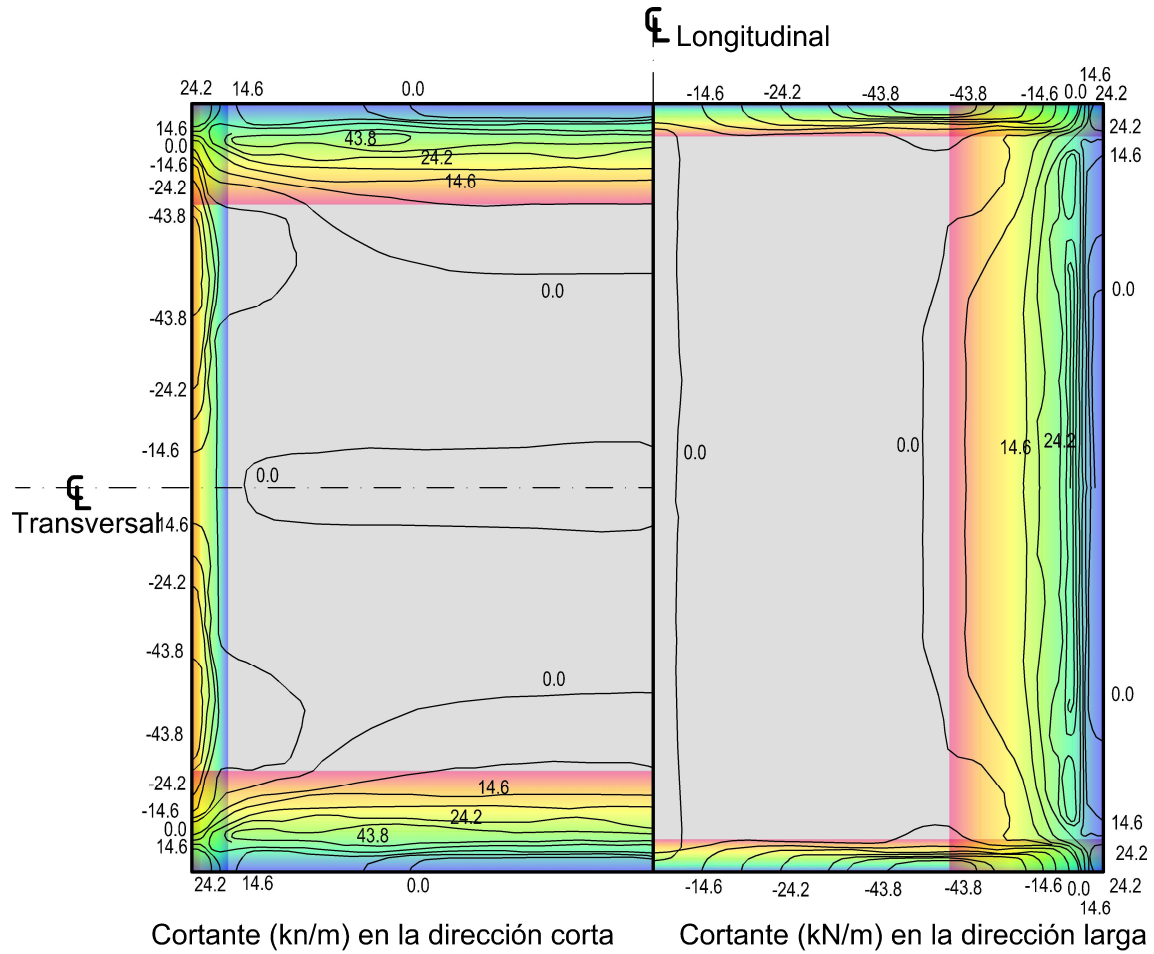
### **4.2.1. *Esfuerzos cortantes máximos***

Los esfuerzos cortantes máximos se desarrollaron sobre o cerca del perímetro de la losa. Ver Figura 4.7.

### **4.2.2. *Control de los esfuerzos cortantes***

El control de los esfuerzos cortantes es esencial en el diseño estructural, aunque en condiciones normales no suele ser el factor dominante. Sin embargo, existen situaciones excepcionales donde la fuerza de corte puede superar la resistencia nominal de una cimentación ligeramente reforzada. La verificación de las demandas de corte es crucial, especialmente en escenarios como la transmisión de cargas excepcionalmente pesadas en los bordes de la losa o la pérdida de apoyo del suelo en la esquina de la losa, generando grandes momentos que incrementan la fuerza de corte. Aunque estos casos son atípicos y no predominan en el diseño estructural estándar, destacan la importancia de una evaluación cuidadosa y detallada de las cargas y las condiciones del suelo para garantizar la integridad de la estructura.

Figura 4.7. Distribución típica del esfuerzo cortante para el caso de la elevación del centro de la losa.



Tamaño de la losa:  
 14,6 m x 12,2 m  
 d = 760 mm  
 y<sub>m</sub> = 25 mm  
 e<sub>m</sub> = 1,5 m

Nota. Adaptada de Wray (1978).

#### 4.2.3. Cortante dentro de la distancia ( $\beta$ )

Se encontró que el cortante máximo ocurre dentro de la distancia ( $\beta$ ) medida desde el borde de la losa.

### **4.3. Deflexión diferencial**

Del estudio de Wray (1978), se concluye:

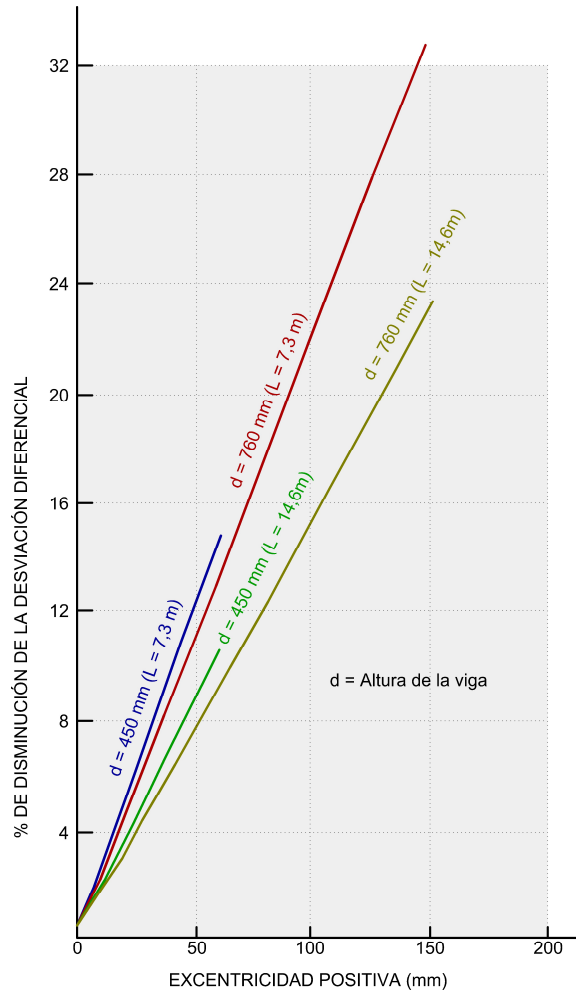
#### **4.3.1. *Dimensión horizontal***

En el proceso de evaluación de la deflexión diferencial, la longitud total de la losa puede resultar insuficiente, ya que las ubicaciones de las deflexiones máximas y mínimas pueden variar, especialmente en losas más grandes. Sin embargo, estudios han confirmado que todas estas deflexiones se encuentran dentro de una distancia de  $6\beta$ . Por lo tanto, resulta justificado identificar la deformación primaria de la cimentación debido a los suelos expansivos en un rango de  $6\beta$  desde el borde de la cimentación hacia el interior. Este enfoque ofrece una evaluación más precisa de las deflexiones, proporcionando así una base sólida para el diseño estructural en presencia de suelos expansivos.

#### **4.3.2. *Excentricidad de los tendones***

En las losas presforzadas, se observa una reducción significativa en la deflexión diferencial, especialmente cuando se eleva el centro, una característica que no está presente en las losas sin presforzar. La Figura 4.8 ilustra claramente este fenómeno, mostrando que a medida que se incrementa la excentricidad de los tendones de presfuerzo, la deflexión diferencial disminuye de manera notable. Este comportamiento subraya la eficacia del presfuerzo para mitigar deformaciones diferenciales, lo que tiene implicaciones significativas en el diseño estructural al proporcionar mayor estabilidad y confiabilidad a estructuras sometidas a cargas desequilibradas. Estos hallazgos resaltan la importancia del presfuerzo como una estrategia efectiva para optimizar el rendimiento y la durabilidad de las losas en diversas condiciones de carga y terreno.

Figura 4.8. Efecto de la excentricidad del torón en la deflexión diferencial



Nota. Adaptada de Wray (1978).

### 4.3.3. Levantamiento del borde de la losa

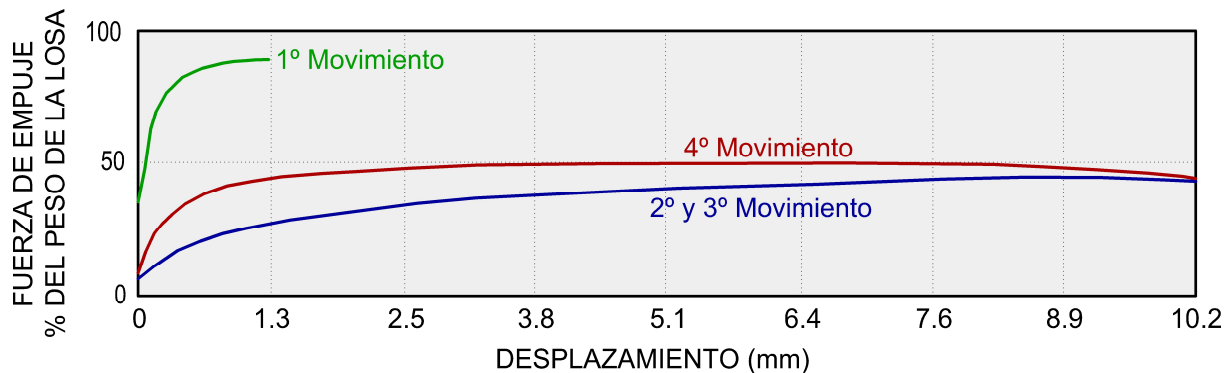
En la mayoría de los casos analizados por Wray (1978), cuando se evaluó el caso del levantamiento del borde de la losa, las cargas perimetrales más pesadas actuaron como contrapeso al movimiento ascendente del suelo. Esto condujo a deflexiones algo menores en comparación con las obtenidas para la misma losa con cargas perimetrales más ligeras. Este hallazgo resalta la influencia crucial de la distribución de cargas en las deflexiones y subraya la importancia de considerar cuidadosamente los patrones de carga para optimizar la respuesta estructural de las losas en condiciones de elevación del borde. Estos resultados son esenciales para un diseño preciso.

#### 4.3.4. Fricción entre la losa y el suelo de fundación

Wray (1978), realizó una extensa revisión de la literatura técnica para determinar el valor del coeficiente de fricción que podría esperarse que fuera efectivo durante el tensionamiento de los torones. Como resultado, Wray (1978) identificó dos factores primordiales que tienen un efecto importante sobre la magnitud del coeficiente de fricción. En primer lugar, la cantidad de movimiento que experimenta la losa como resultado de la retracción y los efectos de la temperatura entre el momento en que se funde la losa y el momento en que se tensionan los torones y, en segundo lugar, el material sobre el que se produce el deslizamiento.

La Figura 4.9 nos ilustra el efecto que tiene el movimiento de la losa en el valor del coeficiente de fricción. Inicialmente, se necesita una fuerza considerable para iniciar el desplazamiento cuando la losa está estática (primer movimiento). Sin embargo, una vez que este primer desplazamiento ocurre, los movimientos posteriores requieren solo una fracción de la fuerza inicial. Este subraya cómo los movimientos iniciales establecen un umbral crítico para las fuerzas posteriores necesarias para el desplazamiento, revelando una dinámica compleja en la interacción de la losa y el coeficiente de fricción.

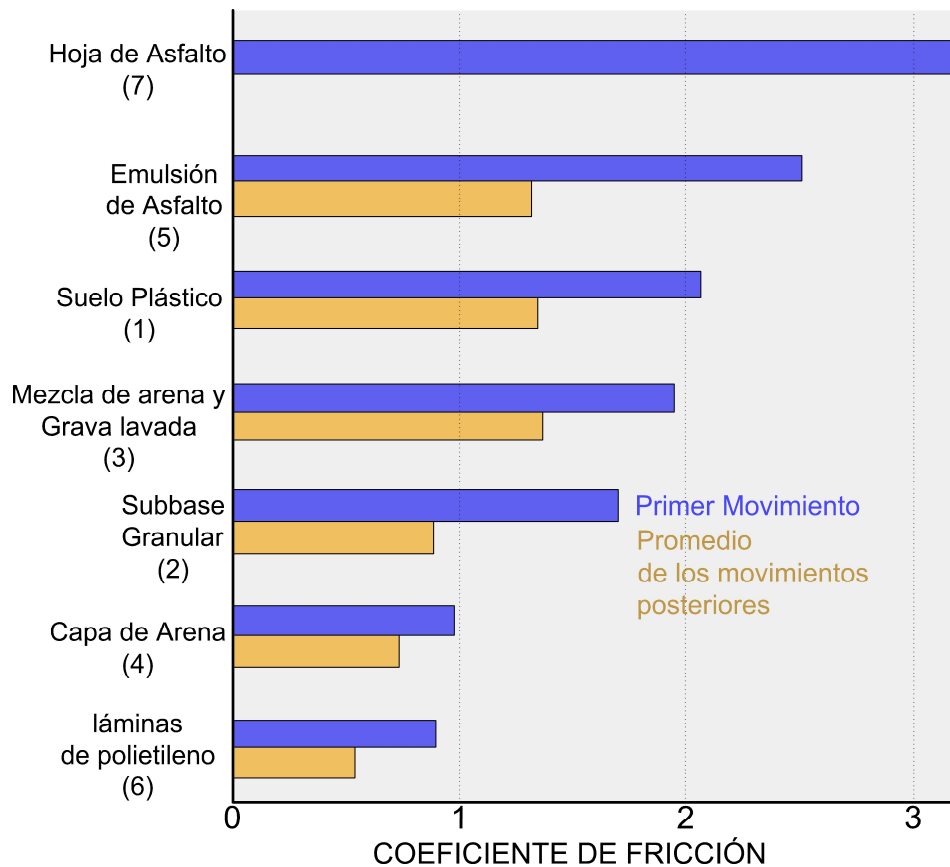
Figura 4.9. Efecto de los movimientos sucesivos de la losa en una placa de 125 mm de espesor colada sobre lámina de polietileno.



Nota. Adaptada de Wray (1978).

La Figura 4.10 ilustra eficazmente cómo diferentes métodos de deslizamiento afectan el coeficiente de fricción. Destaca que, incluso si el polietileno no es especificado como retardador de vapor esencial, su instalación puede ser beneficiosa, reduciendo significativamente el coeficiente de fricción. Esto proporciona una consideración práctica para ingenieros y constructores, resaltando la importancia de pequeñas intervenciones en la eficiencia y estabilidad de las estructuras. Según Wray (1978), los desplazamientos en las losas indican que la colocación del concreto durante el verano resulta en coeficientes de fricción efectivos de 0.50 a 0.60 para cimentaciones sobre láminas de polietileno. Contrariamente, en la colocación invernal, los coeficientes varían entre 0.60 y 0.75 para el polietileno. Si las losas se colocan sobre una capa de arena, el coeficiente es de 0.75 a 1.00. Estos hallazgos destacan la variabilidad estacional y del tipo de base.

Figura 4.10. Resumen del coeficiente de fricción para losas de 125 mm



Nota. Adaptada de Wray (1978).



En el análisis de Wray (1978), las investigaciones sobre cimentaciones nervadas son limitadas, pero sugiere que las nervaduras aumentan la fricción. Los coeficientes de 0.75 para el polietileno y 1.00 para la arena parecen razonables para cimentaciones nervadas. Estos hallazgos subrayan la necesidad de investigaciones futuras sobre el papel de las nervaduras en la fricción y proporcionan base valiosa para el diseño efectivo de estructuras en este tipo de cimentaciones.

Finalmente, del estudio de Wray (1978), se deducen conclusiones esenciales:

- En construcciones de losas en terreno de E.E.U.U, el bajo nivel de presforzado resulta en movimientos pequeños debidos al acortamiento elástico, fluencia y contracción. Para viviendas unifamiliares, el acortamiento total oscila alrededor de 6 mm para losas de 12 m, o 3 mm en cada extremo. Estos movimientos suelen ser absorbidos por la deformación del suelo a lo largo de la losa sin deslizamiento.

- En losas más extensas, como las de proyectos comerciales, la fricción losa-subrasante se ve significativamente afectada por restricciones de acortamiento. Estas restricciones incluyen fricción subrasante constante y el enclavamiento entre nervios transversales en losas nervadas y los lados de las excavaciones. El efecto se incrementa exponencialmente con la longitud de la losa y el contenido granular del suelo.

- Los suelos predominantemente arcillosos tienden a acomodar el acortamiento gradualmente, mientras que los suelos granulares resisten el movimiento. En suelos activos, el acortamiento puede ser de 12 mm por cada 30.50 m en los primeros 6 meses tras la construcción. Para losas más grandes, los ingenieros estructurales deben considerar medidas adicionales para mitigar el agrietamiento por contracción. Estas medidas pueden incluir un mayor presforzado, detalles que minimizan la restricción al acortamiento y concreto de alta calidad con propiedades de contracción reducidas. Para información detallada, se sugiere consultar la Nota Técnica #6 de Bondy (1995) u otras publicaciones relevantes sobre mitigación de fisuras en miembros postensados.

## 5. MATERIALES

Este capítulo detalla las especificaciones y requisitos esenciales para asegurar la integridad y durabilidad de las losas postensadas sobre el terreno, basándose en la guía académica de diseño. Se enfoca en pautas para la selección de concreto y acero de presfuerzo, así como para la colocación y acabado del concreto.

### 5.1. Concreto

La resistencia mínima a la compresión del concreto a los 28 días ( $f'_c$ ) para cimientos postensados debe ser de 17 MPa (2500 psi).

No se debe usar cloruro de calcio o aditivos que contengan cloruro de calcio. El nivel máximo de cloruro soluble en agua en el concreto endurecido aportado por los ingredientes, incluyendo el agua, los agregados, los materiales cementicios y los aditivos, no debe exceder los límites mostrados en la Tabla 5.1

*Tabla 5.1. Límites de cloruro (% en masa de cemento) para el concreto postensado*

Método de prueba		
Soluble en ácido	Soluble en agua	
ASTM C 1152	ASTM C 1218	Soxhlet (ACI 222.1)
0.08	0.06	0.06

Nota. Adaptada de Post-Tensioning Institute (2008).

## **5.2. Colocación del Concreto.**

Se presentan las siguientes recomendaciones:

- a) Inspeccionar la instalación completa del sistema de cimentación antes de colocar el concreto.
- b) Ajustar la colocación del concreto según la norma ACI302.1R “Guía para la Construcción de Pavimentos y Losas de Concreto”.
- c) Garantizar la posición inalterada de tendones y armaduras no pretensadas; ajustar si es necesario.
- d) Realizar consolidación adecuada del concreto cerca de anclajes, evitando contacto directo con tendones.
- e) Evitar exceso de agua al colocar concreto desde camiones; planificar el acceso y cuidar de no desplazar tendones.
- f) Al usar bomba de concreto, asegurar que la tubería esté apoyada por encima de los tendones; evitar contacto directo.
- g) Prevenir la entrada de agua y pasta de cemento en los tendones durante la colocación y curado del concreto.

## **5.3. Acabado del Concreto.**

El acabado debe realizarse antes de que se acumule agua de sangrado en la superficie. Iniciar el proceso cuando el agua de sangrado se evapore y desaparezca el brillo del agua en la superficie. Evitar el uso de agentes de restricción de aire en la mezcla cuando se espera un acabado, ya que el aire retenido puede causar problemas de drenaje superficial. El alisado prematuro, asociado con altos niveles de aire en el concreto, podría resultar en la retención de agua de sangrado bajo la superficie, causando problemas como ampollas o delaminación.

#### **5.4. Fisuras de restricción al acortamiento.**

Después del acabado, se puede aplicar un compuesto de curado líquido mediante pulverización para limitar la pérdida de agua durante el curado inicial y reducir la posibilidad de fisuras de restricción al acortamiento antes del tensado. Otra opción es mantener la superficie húmeda por varios días tras la colocación del concreto y antes del tensado. Un método adicional para prevenir estas fisuras es el “tensado parcial”. Se debe evaluar que la fuerza de pretensado inicial sea suficiente para superar la fricción de la subrasante en el centro de la cimentación; de lo contrario, pueden ocurrir fisuras antes del tensado completo.

El tensado parcial, realizado entre 24 horas después de la colocación del concreto, implica tensar los tendones al 30-50% de la fuerza total de hincado, según la resistencia del concreto. Para controlar la ubicación de las fisuras de restricción al acortamiento, se pueden emplear juntas de control de fisuras (cortes de sierra). Estos cortes deben situarse al menos a 10 mm del tendón más cercano a la superficie y coordinarse con la colocación de los tendones para evitar coincidencias.

#### **5.5. Acero de presfuerzo**

El acero presforzado debe cumplir con las normas siguientes:

- a) Alambre: NTC 159 (ASTM A421M).
- b) Alambre de baja relajación: NTC 159 (ASTM A421M).
- c) Torón: NTC 2010 (ASTM A416M).
- d) Barras de alta resistencia: NTC 2142 (ASTM A722M).

Los alambres, los torones y las barras que no figuran específicamente en las normas NTC 159 (ASTM A421M), NTC 2010 (ASTM A416M), o NTC 2142 (ASTM A722M), se pueden usar, siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas normas, y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que los de las normas NTC 159 (ASTM A421M), NTC 2010 (ASTM A416M), o NTC 2142 (ASTM A722M).

Adicionalmente, estos materiales deben ajustarse a los requisitos de la “*Specification for Unbonded Single Strand Tendons*” (Post-Tensioning Institute, 2000).

*Tabla 5.2. Tendones de presfuerzo estándar de la ASTM (American Society for Testing and Materials).*

Tipo	Diámetro nominal mm	Área nominal mm <sup>2</sup>	Masa nominal kg/m
Torón siete alambres (Grado 1725)	6.4	23.2	0.182
	7.9	37.4	0.294
	9.5	51.6	0.405
	11.1	69.7	0.548
	12.7	92.9	0.730
Torón de siete alambres (Grado 1860)	15.2	139.4	1.094
	9.53	54.8	0.432
	11.1	74.2	0.582
	12.70	98.7	0.775
Alambre de presforzado	15.24	140.0	1.102
	4.88	18.7	0.146
	4.98	19.5	0.149
	6.35	31.7	0.253
Barras de presforzado (lisas)	7.01	38.6	0.298
	19	284	2.23
	22	387	3.04
	25	503	3.97
	29	639	5.03
Barras de presforzado (corrugadas)	32	794	6.21
	35	955	7.52
	15	181	1.46
	20	271	2.22
	26	548	4.48
	32	806	6.54
	36	1019	8.28

Nota. Adaptada de ACI Committee 318 (2019).

## **5.6. Tendones de un Solo Torón No Adherido.**

Los tendones de un solo torón no adheridos están constituidos por acero de presfuerzo cubierto con un revestimiento y encerrados en una envoltura continua con anclajes en los extremos o ubicaciones intermedias. Su fabricación se realiza en una planta, aplicando revestimiento al acero, cortándolo a la longitud especificada, marcándolo para su ubicación en la losa de cimentación, fijando los anclajes fijos, colocando anclajes intermedios (si se requiere según el diseño) y asegurando los tendones en paquetes. Estos paquetes se cargan en camiones junto con anclajes de tensado y otros accesorios para su entrega en la obra.

En la construcción, los tendones se instalan según los planos y las especificaciones del ingeniero estructural, determinando su ubicación y fuerza final efectiva. El tensado se realiza con equipos hidráulicos después de que el concreto alcanza la resistencia mínima requerida. Posterior al tensado, se cortan las colas de los tendones y se rellenan los huecos de tensado con mortero. Las especificaciones abordadas son aplicables tanto a sistemas monotorones “estándar” como a los “encapsulados”, siendo estos últimos cruciales para la durabilidad a largo plazo del sistema en entornos agresivos, como áreas costeras y sujetas a carga hidrostática.

### **5.6.1. Anclajes y Acoplamientos.**

Los anclajes y acoplamientos se diseñarán para desarrollar al menos el 95% de la resistencia a la tracción especificada del acero de presfuerzo. La confirmación de la resistencia a la tracción se llevará a cabo mediante ensayos según la norma ASTM A370. El alargamiento total del torón bajo carga de rotura no deberá ser inferior al 2.0%, medido en una longitud mínima de 915 mm entre dos puntos dentro de cada anclaje.

Las pruebas estáticas utilizarán tendones de calidad estándar con una longitud mínima de 1.10 m entre anclajes, determinando el límite elástico, resistencia a la tracción y alargamiento. Los ensayos de fatiga en probetas de tendón estándar abordarán ciclos y niveles de tensión específicos. En cuanto a los esfuerzos de apoyo, las tensiones medias en el concreto creadas por los anclajes no excederán los valores calculados, a menos que ensayos indiquen un rendimiento superior.

a) En la carga de transferencia

$$f_{cp} = 0.8f'_{ci} \sqrt{\frac{A'_b}{A_b}} - 0.2 \quad (5.1)$$

*pero no mayor que 1.40f'\_{ci}*

b) En la carga de servicio

$$f_{cp} = 0.6f'_c \sqrt{\frac{A'_b}{A_b}} \quad (5.2)$$

*pero no mayor que f'\_c*

Donde:

$f_{cp}$  = Esfuerzo de compresión admisible del concreto.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión especificada del concreto.

$f'_{ci}$  = Resistencia a la compresión del concreto especificada en el momento del pretensado inicial.

$A'_b$  = Área máxima de la porción de la superficie de anclaje de concreto que es geoméricamente similar y concéntrica con el área del anclaje.

$A_b$  = Superficie neta de apoyo del anclaje entre el concreto y la placa de apoyo u otro elemento estructural del anclaje que tiene la función de transferir la fuerza al concreto.

*El esfuerzo o tensión promedio del apoyo = P/A<sub>b</sub>.*

P = fuerza de pretensado.

Las piezas de fundición en el sistema de anclaje deben cumplir con estándares específicos, evitando porosidad, arena y otros defectos. Las dimensiones deben ajustarse a las especificaciones de diseño. Cuñas en los anclajes deben prevenir el fallo del acero de pretensado bajo condiciones de carga de ensayo.

La ubicación de acopladores se especificará para mantener un recubrimiento de concreto adecuado. No se utilizarán en puntos con un radio de curvatura inferior a 6.5 m para un torón de 12.7 mm de diámetro. Deben desarrollar al menos el 95% de la resistencia a la tracción del acero de presforzado y no reducir el alargamiento a la rotura por debajo del 2%. Los componentes deben estar protegidos y encerrados en mangas.

En anclajes que requieran protección contra la corrosión mediante encapsulamiento, se exige una conexión estanca y un encapsulamiento para garantizar durabilidad y resistencia a la corrosión. Para tendones encapsulados, los componentes deben ser herméticos, cumplir con requisitos de durabilidad y garantizar el sellado entre el revestimiento y la conexión estanca en el tendón. Además, deben ser translúcidos o contar con un método para realizar verificaciones necesarias.

### **5.6.2. *Revestimiento.***

El revestimiento del tendón debe ser resistente, estanco al agua y químicamente estable. Su espesor mínimo, ya sea de polietileno o polipropileno, es de 1.02 mm (o 1.25 mm para tendones encapsulados). Debe ser concéntrico al torón, con un diámetro interior 0.75 mm mayor que el máximo del torón. Además, debe permanecer estanco en conexiones bajo presión de 8.6 kPa durante 24 horas.

### **5.6.3. *Recubrimiento del Torón.***

El recubrimiento del torón es crucial y debe poseer diversas propiedades para garantizar su eficacia, como protección contra la corrosión, lubricación entre el torón y el revestimiento, resistencia al flujo y estabilidad química. Además, debe ser un compuesto con propiedades adecuadas de inhibición de la humedad y corrosión. El peso mínimo del recubrimiento deberá cumplir con estándares específicos, asegurando que llene completamente el espacio anular entre el torón y el revestimiento. Se requiere cumplir con los requisitos de la Tabla 5.3, y todos los tipos de recubrimiento deben someterse a pruebas cada 5 años o cuando haya cambios en su composición química.



*Tabla 5.3. Especificación de rendimiento para el recubrimiento del torón.*

No.	Descripción de la prueba	Método de prueba	Criterios de aceptación
1	Punto de caída	ASTM D566 o ASTM D2265	Mínimo 300°F (149°C)
2	Separación del aceite a 71 °C (160 °F)	ASTM D6184	0,5% máximo en masa
3	Contenido de agua	ASTM D95	0.1 % máximo
4	Punto de inflamación (se refiere al componente de aceite)	ASTM D92	Mínimo 300°F (149°C)
5	Ensayo de corrosión (5% de niebla salina a 38°C [100°F] 0.127 mm [0.005 in], panel Q tipo S)	ASTM B117	Grado de oxidación 7 o superior tras 1000 horas de exposición según ASTM D610
6	Iones solubles en agua (a) Cloruros (b) Nitratos (c) Sulfuros	ASTM D512 ASTM D3867 ASTM D4658	10 ppm máximo para todos
7	Prueba de remojo (5% de niebla salina a 100°F [38°C] 0,005 in. (0,127 mm) de revestimiento, Panel Q tipo S. Paneles de inmersión al 50% en una solución salina al 5% y exponerlos a la niebla salina)	ASTM B 117	No hay emulsión del revestimiento tras 720 horas de exposición
8	Compatibilidad con el revestimiento (a) Dureza y cambio de volumen del polímero tras la exposición a la grasa, 40 días a 150°F (66°C) (b) Cambio de la resistencia a la tracción del polímero tras la exposición a la grasa, 40 días a 150°F (66°C)	ASTM D4289 (ASTM D792 para la densidad) ASTM D638	Variación admisible de la dureza 15% Variación admisible del volumen 10% Variación admisible de la resistencia a la tracción 30%.

*Nota. Adaptada de PTI M10.6-15. (2019).*

#### **5.6.4. Instalación de tendones.**

La instalación de tendones es una fase crítica del proceso, con requisitos específicos para garantizar la integridad y eficacia del sistema. Los intervalos de apoyo deben mantenerse por debajo de 1.37 m, y los tendones deben fijarse a sillas de soporte o armaduras para evitar daños al revestimiento y asegurar la estabilidad durante la colocación del concreto. Las tolerancias para los tendones en cimientos de espesor uniforme son estrictas y controladas. Las desviaciones máximas permitidas incluyen criterios para tendones verticales y horizontales, asegurando una ubicación precisa. Además, se permiten desviaciones laterales para evitar obstáculos, siempre que cumplan con los estándares especificados.

La protección es esencial durante la instalación, evitando exposición a chispas de soldadura, corrientes eléctricas y temperaturas excesivas que puedan afectar negativamente al acero de presforzado, anclajes, revestimiento y recubrimiento. Se requiere mantener limpios y sin daños los tendones y componentes.

En el caso de tendones encapsulados, todos los componentes metálicos expuestos deben protegerse dentro de las 24 horas siguientes a la instalación. Asimismo, se debe evitar la entrada de agua durante el proceso de instalación para preservar la integridad del sistema de presforzado.

#### **5.6.5. Anclajes**

La correcta instalación de anclajes es esencial para garantizar la eficacia del sistema de presforzado. Los anclajes de tensado se colocarán perpendicularmente al eje del tendón, asegurándose de que cualquier curvatura de transición comience a al menos 305 mm del anclaje. Para evitar aflojamientos accidentales, los anclajes deben fijarse de forma segura a los encofrados y las conexiones deben ser lo suficientemente rígidas.

El recubrimiento mínimo de concreto alrededor de los anclajes es crucial, con requisitos específicos para diferentes áreas, como esquinas y extremos de tensión. Para tendones encapsulados, se debe sellar completamente el área contra la humedad mediante tapones de encapsulación instalados dentro de las 8 horas posteriores al corte

de los tendones. En el caso de anclajes intermedios, se instalarán perpendicularmente al eje del tendón y se incrustarán en el primer concreto colocado en una junta de construcción. Para tendones encapsulados, los casquillos y manguitos de encapsulado se instalarán lo antes posible, pero dentro de las 8 horas después del inicio del proceso constructivo.

En cuanto a los anclajes fijos, se deben seguir métodos específicos de asentamiento de cuñas para garantizar una conexión permanente y segura al acero de presforzado. El límite de fuerza temporal aplicada a las cuñas de asiento varía según el método utilizado. Además, los anclajes fijos destinados a tendones encapsulados deben estar cubiertos en el lado de la cavidad de la cuña con una tapa de encapsulación, instalada en la planta de fabricación después de recubrir la cola del torón y la zona de la cuña con el mismo recubrimiento del torón.

#### **5.6.6. Tensado de los tendones.**

El proceso de tensado de los tendones es una etapa crítica que requiere una preparación meticulosa para garantizar resultados óptimos y la seguridad estructural. Antes de comenzar la operación de tensado, es imperativo cumplir con la siguiente secuencia de preparación:

- a) Retirar los encofrados de borde tan pronto como el concreto alcance la resistencia suficiente para no ser dañado durante la retirada. Esto facilitará la limpieza de la cavidad y el agujero de la cuña. Los encofrados que no interfieran con la operación de tensado pueden dejarse en su lugar. Eliminar suciedad u obstrucciones cercanas a las colas de los tendones para permitir un movimiento libre del gato de tensado.
- b) Retirar el formador de cavidades y limpiar la cavidad de la cuña, eliminando cualquier lechada de concreto o material extraño.
- c) Verificar la integridad del concreto, identificando posibles fisuras, huecos o panales de abejas. En caso de cualquier anomalía, NO realizar el tensado. En el caso de sospecha de panal de abejas, se realizarán sondajes y, si se confirma, se llevarán a cabo las reparaciones necesarias antes del tensado.

- d) Verificar que los tendones sean perpendiculares a los anclajes y que estos sean paralelos a la superficie del concreto, a menos que se especifique un ángulo diferente. Corregir cualquier condición que impida el tensado.
- e) Eliminar el exceso de recubrimiento del torón y cualquier suciedad o lechada de concreto de la parte de la cola del tendón que estará en contacto con las pinzas del gato.
- f) Instalar las cuñas asegurándose de que los extremos estén parejos y que su orientación permita el enganche del émbolo de asiento del gato de tensado.
- g) Asentar las cuñas en su posición con una herramienta de asentamiento, evitando clavarlas en el anclaje ya que se soltarán al extender el gato.
- h) Marcar la cola del tendón con pintura en aerosol de manera consistente desde el borde de la fundación. Ambos extremos deben marcarse si se tensan en ambos extremos.
- i) Verificar el equipo de tensado para asegurarse de su correcto funcionamiento antes de iniciar la operación.

El proceso de tensado de los tendones es una fase crucial que debe llevarse a cabo siguiendo cuidadosamente la siguiente secuencia:

- a) No se debe iniciar el tensado hasta que el concreto alcance la resistencia adecuada, preferiblemente después de 3 días (a menos que los cilindros de prueba confirmen la resistencia mínima de 14 MPa [2000 psi]) o más de 10 días después de la colocación del concreto si no se ha alcanzado la resistencia requerida.
- b) Si el personal de inspección está presente durante el tensado, se deben realizar mediciones simultáneas. En caso contrario, proceder con el tensado y realizar mediciones aleatorias para verificar el buen funcionamiento del equipo.
- c) Solo personal cualificado debe estar cerca del equipo durante el uso, evitando situarse entre el gato y la bomba. La seguridad es primordial.
- d) Colocar la válvula de la bomba en la posición de tensado y arrancar la bomba.
- e) Abrir el gato de tensado, asegurándose de que las pinzas estén paralelas y uniformes.

- f) Posicionar el gato sobre el tendón, empujándolo hasta que la nariz del gato toque la cara del anclaje. Evitar ajustes después de aplicar fuerza. Retirar y reposicionar si es necesario.
- g) Enganchar las pinzas del gato al torón, asegurándose de la correcta posición y evitar daños.
- h) Asegurar que el manómetro sea visible y orientado hacia el operador antes de activar la bomba mediante el interruptor remoto.
- i) Accionar la bomba hasta alcanzar la lectura especificada en el manómetro.
- j) Enganchar el dispositivo de asiento según el tipo de equipo utilizado.
- k) Cuando se alcance la lectura especificada, el émbolo de asentamiento se engancha y el gato comienza a retraerse.
- l) Detener la bomba antes de que el gato se retraiga completamente, evitando presiones excesivas que podrían dañar el equipo.
- m) Retirar el gato, realizar mediciones de alargamiento y comprobar si se requieren carreras adicionales.
- n) La elongación medida debe estar dentro del  $\pm 10\%$  del valor calculado.
- o) Llevar un registro detallado de las tensiones, incluyendo lecturas de calibre y alargamientos alcanzados.
- p) Cortar las colas de los tendones después del tensado, siempre que la elongación esté dentro de la tolerancia. Obtener aprobación antes de proceder si hay desviaciones. Si hay discrepancias, informar a la interventoría y obtener la aprobación antes de proceder.
- q) Se recomienda llevar un registro detallado de las tensiones que incluya la lectura del calibrador y el alargamiento alcanzado para cada tendón que se tensa. Asimismo, se debe registrar el número de identificación del equipo de tensado utilizado.
- r) Inmediatamente después del tensado y siempre que la elongación medida esté dentro de la tolerancia permitida, se pueden cortar las colas de los tendones. No obstante, este procedimiento solo debe llevarse a cabo después de obtener la aprobación de la interventoría antes de comenzar la operación de tensado.

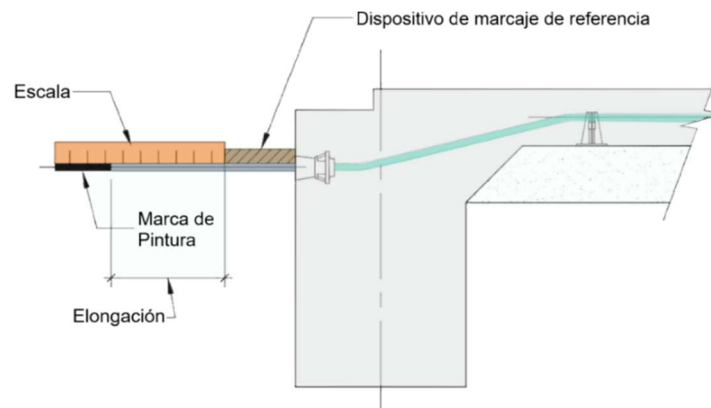
Figura 5.1. Operación de tensión del tendón.



Nota. Tomada de PTI DC10.2-17 (2017).

Medición: Tensar cada tendón según el procedimiento de tensado apropiado. Nunca sobrepasar la lectura especificada para evitar daños al tendón. Después de retirar el gato de la cola del tendón, medir la distancia desde el dispositivo de marcado hasta la marca de referencia con una precisión de 3 mm. Registrar este valor en el formulario de registro de tensiones bajo la columna “Alargamiento medido”. Comparar este alargamiento medido dentro de  $\pm 10\%$  del alargamiento calculado o  $\pm 6$  mm para tendones cortos (definidos como 9.0 m o menos).

Figura 5.2. Medición del alargamiento final.



Nota. Adaptada de PTI DC10.2-17 (2017).

### **5.6.7. Acabado de los tendones.**

El acabado adecuado y la protección efectiva son fundamentales para garantizar el rendimiento y la durabilidad a largo plazo de una cimentación postensada. El sellado de las cavidades de tensado desempeña un papel esencial en la salvaguarda de los anclajes y colas de los torones.

Requisitos para el Corte de Colas de Tendones. La ubicación geográfica, el entorno y los procedimientos de construcción influyen en los requisitos de protección. A menos que se especifique lo contrario:

- a) El recubrimiento mínimo de concreto desde la cola del torón hasta el borde de la cimentación será de 25 mm.
- b) Las colas pueden cortarse con soplete, sierra eléctrica o cortadora hidráulica. Si se usa oxiacetileno, evitar dirigir la llama directamente sobre las cuñas. Si se utiliza una sierra de corte, permitir un recubrimiento mínimo de 3 mm si se cubre con una tapa protectora que asegure un recubrimiento mínimo de 25 mm desde la losa hasta el torón.
- c) El corte debe realizarse dentro de los 7 días posteriores al tensado, especialmente para tendones estándar.
- d) Para tendones encapsulados, instalar tapones de encapsulación dentro de las 8 horas posteriores al corte.

Llenado de las Cavidades de Tensión. Siga este proceso:

- a) Rellenar las cavidades con una lechada no retráctil de cemento sin cloruro, que alcance la misma resistencia a la compresión que el concreto de la cimentación. La lechada es esencial para la protección contra la corrosión del anclaje.
- b) Limpiar las cavidades de suciedad y asegurarse de que estén libres de grasa, desencofrantes y otros contaminantes. La superficie interior del formador de cavidades debe limpiarse para garantizar una buena adherencia.
- c) Seguir las recomendaciones del proveedor si se utiliza un sistema encapsulado.
- d) El material de relleno no debe contener cloruros ni productos químicos perjudiciales para el acero de presfuerzo.

- e) Las cavidades deben llenarse completamente, eliminando huecos y logrando un acabado similar al borde circundante de la cimentación.
- f) Las cavidades de tensado deberán rellenarse completamente, eliminando todos los huecos y con un acabado lo más parecido posible al borde circundante de la cimentación.

### **5.6.8. Instalación de los tendones.**

La correcta instalación de sistemas de postensado no adheridos es crucial para el rendimiento de la cimentación. Los tendones deben desenrollarse ágilmente tras completar encofrados y tuberías. La ubicación cuidadosa, evitando interferencias, y la flexibilidad en anclajes son clave para un sistema eficiente y duradero.

Figura 5.3. Instalación de Tendones.



Nota. Tomada de PTI DC10.2-17 (2017).

*Secuencia de instalación:*

- a) Marcar el centro de cada tendón en el encofrado del borde, asegurando una distancia mínima de 150 mm de cualquier esquina exterior.
- b) En caso de inconvenientes, mover los anclajes hasta 300 mm horizontalmente. Evitar tubos de fontanería en la zona de anclaje sin manguitos de acero Schedule 40 u otra solución.



- c) Perforar agujeros en los encofrados para anclajes, asegurando un recubrimiento de concreto de al menos 40 mm sobre el borde superior del anclaje.
- d) Con anclajes no encapsulados, aplicar recubrimiento o grasa en la punta del formador de bolsas para prevenir la entrada de lechada durante la colocación del concreto. Rechazar formadores que permitan la entrada de lechada.
- e) Clave el anclaje con clavos de 20d, asegurando fijación robusta para prevenir daños durante la tensión. En losas postensadas, ajuste horizontal de anclajes hasta 300 mm, manteniendo 40 mm de recubrimiento vertical.
- f) En cimentaciones nervadas, coordine armadura no pretensada con tendones, instalándolos antes de posicionar la jaula de refuerzo. Sin estribos cerrados, instale tendones en la parrilla después del acero no pretensado.
- g) Distribuya rollos de tendones alrededor del perímetro, desenrollándolos de anclaje fijo a tensión. Organice primero en una dirección y luego en la opuesta.
- h) Asegure anclaje fijo al encofrado, dejando 40 mm para cobertura adecuada sobre la cola del torón. En encofrados “flotantes,” fíjelo con sillas, refuerzos o armaduras no pretensadas.
- i) Para tensado en ambos extremos, deje 400 mm de cola fuera del encofrado, a menos que se especifique diferente.
- j) Si hay tensado intermedio, desenrolle tendones tras junta de construcción, protegiendo el resto hasta la siguiente fase.
- k) Retire el revestimiento del extremo del torón en el anclaje de tensión, permitiendo un máximo de 25 mm de exposición. Utilice materiales adecuados para cubrir cualquier cordón expuesto y evitar la entrada en la cavidad de la cuña.
- l) En cimentaciones nervadas, permita que los anclajes se eleven para facilitar el acceso al tensado. Ate los tendones a soportes desde el anclaje fijo, manteniendo la distancia y centrado especificados.
- m) Enderece los tendones después de colocarlos, asegurándose de la rectitud para reducir la fricción, permitiendo desviaciones suaves alrededor de tubos ascendentes y bloqueos.
- n) Apoye los tendones a la profundidad media de la losa, utilizando sillas interseccionales diseñadas para aplicaciones de losa sobre suelo o métodos

aprobados. En cruces con nervios perpendiculares, los soportes deben colocarse cerca del nervio.

- o) Tendones sobre nervios perimetrales pueden atarse directamente a los de la dirección opuesta o suspenderse por debajo a una elevación específica bajo el suelo de acabado.
- p) En intersecciones de nervaduras internas, los tendones sobre las nervaduras pueden apoyarse en barras #4 x 1.20 m que cruzan en diagonales para evitar deflexiones excesivas. Estas barras se apoyan en la profundidad media con sillas interseccionales u otro método aprobado.
- q) Si los tendones atraviesan una zona de transición de hasta 300 mm, se debe lograr una transición suave con una pendiente de 1:6. Soporte de tendones invertido bajo el encofrado puede prevenir flotación durante la colocación del concreto. Para áreas con declives o elevaciones superiores a 300 mm, se pueden requerir tendones discontinuos, con refuerzo adicional no pretensado.
- r) Para áreas con declives o elevaciones superiores a 300 mm, se pueden requerir tendones discontinuos, con refuerzo adicional no pretensado.

Sujeción de anclajes fijos en el campo. Procedimiento:

- a) Pele aproximadamente 250 mm del revestimiento del tendón desde el extremo para permitir que las pinzas del gato se enganchen completamente en el acero de pretensado con el gato abierto alrededor de 25 mm.
- b) Coloque el anclaje en el tendón, inserte y asegure las cuñas utilizando una herramienta de asentamiento, alineando los extremos de las cuñas. Deje aproximadamente 19 mm de la cola del torón más allá de las cuñas.
- c) Coloque una placa de acero ranurada en el lado del cojinete del anclaje. Nunca instale un anclaje fijo en el campo sin la placa ranurada para evitar daños y lesiones personales. Si es necesario, el contratista puede proporcionar un cabezal de anclaje fijo específico para la instalación en campo.
- d) Coloque el gato en el torón y tense el tendón según la fuerza especificada en los planos de construcción, generalmente 150 MPa para un tendón de 13 mm de

diámetro. Tense hasta la fuerza total en el gato, teniendo precaución con la rápida acumulación de la lectura del medidor durante la instalación.

### 5.6.9. **Recubrimiento del concreto.**

Se recomiendan los siguientes recubrimientos de concreto:

*Tabla 5.4. Recubrimiento del concreto.*

ítem	Tendones	Anclajes	Refuerzo No presforzado		
			Nervios		
Arriba	25 mm	40 mm	ACI 318-19	Recomendación PTI	40 mm
Abajo	75 mm	75 mm			75 mm
Lateral	65 mm	65 mm			40 mm
			Losas (incluidos los cimientos de espesor uniforme)		
Arriba	25 mm	40 mm	ACI 318-19	Recomendación PTI	40 mm
Abajo	40 mm	75 mm			75 mm
Lateral	150 mm	75 mm			40 mm

Notas. 1. Adaptada de PTI DC10.2-17 (2017).

2. PTI = Post-Tensioning Institute.

### 5.7. **Acero de refuerzo (armadura no presforzada)**

El acero refuerzo debe ser corrugado y debe cumplir con lo dispuesto en los capítulos 20 y 25 del ACI 318-19. El refuerzo liso solo puede utilizarse en estribos, espirales o tendones, y refuerzo de repartición y temperatura y debe cumplir con lo requerido en los capítulos 20 y 25 del ACI 318-19.

## 6. Conclusiones y Recomendaciones

1. La tesis proporciona una herramienta significativa para el diseño estructural de pisos industriales, enfocada en proporcionar acceso a la tecnología de losas presforzadas apoyadas en el terreno, ofreciendo así una alternativa para los pisos sin juntas. Esta propuesta no solo ofrece una solución técnica, sino que también impulsa el desarrollo del sector industrial colombiano.
2. El método de análisis y diseño estructural descrito en la guía académica constituye una aproximación analítica y racional ampliamente empleada en países desarrollados, como Estados Unidos. Esta metodología ha sido validada a lo largo de más de 40 años a través de casos reales y ha evolucionado de manera constante, beneficiándose de la experiencia acumulada y de investigaciones continuas en el campo.
3. La guía académica destaca como una herramienta versátil con un vasto potencial en los ámbitos de la Ingeniería Estructural y la Geotecnia, siendo pionera en nuestro entorno profesional. Accesible para todos los ingenieros, su aplicación práctica ofrece directrices claras que facilitan la comprensión e implementación efectiva de este tipo de estructuras.
4. Se recomienda iniciar líneas de investigación para explorar materiales que proporcionen coeficientes de fricción superiores entre la subrasante y la losa de concreto postensada, ya que este factor resulta determinante en la magnitud de las pérdidas de presfuerzo, influyendo directamente en la eficiencia y economía de las losas. Se sugiere fortalecer la guía académica mediante el desarrollo de un programa informático. Finalmente, se invita a considerar el estudio de Wray, W. K. (1978) y aplicarlo a las losas de concreto reforzado con fibras, ya que este tipo de losas también se presentan como una alternativa viable para la construcción de pisos sin juntas.

## Bibliografía

- Dispersive Soils by Pozzolan.* *Stabilization of*
- cemento (Trabajo de grado)* *Estabilización de arcilla blanda con*
- Soil*  
*Stabilization with Calcined Paper Sludge: Laboratory and Field Tests.*
- El proyecto de investigación. Introducción a la metodología*  
*científica.*
- Evolución de la industria en Colombia.*
- de edificios de muros portantes, Bogotá, Colombia.* *NSR-10 [Apuntes de clase]. Diseño*
- del crecimiento sostenible.* *El desarrollo industrial como motor*
- Pisos Industriales de Hormigón (1.a ed.).*
- Strength and serviceability design of concrete industrial*  
*ground floors. En P. Seidler (Ed.), Proceedings of Industrial Colloquium Industrial Floors*  
*'03.*
- ENGINEERING GEOLOGY | Problematic Soils.*
- Metodología de la investigación educativa*  
*(Vol. 1).*
- [Diapositivas]* *Slab-on-Ground Design Using the PTI Method*

*Consolidation Characteristics of Soils Stabilized with Lime, Coal Combustion Product, and Plastic Waste.*

*Prevención y atención de Patologías en Pisos Industriales.*  
DANE. (2020a).

*Load-carrying performance and hydrostatic tests of encapsulated anchor systems for unbonded post-tensioning single-strands.*

Covar, A.P. and Lytton, R.L. (2001).

*Boletín Técnico PIB III Trimestre 2019.*

*Boletín Técnico PIB IV Trimestre 2019*

*Liderazgo, la competencia esencial que transformó una empresa colombiana en un gigante internacional: el caso de Cementos Argos.*

*Sistema de Aseguramiento de la Calidad de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito - Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.*

*Grupos de Investigación de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito - Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. ECI - Grupos de investigación*

*Estabilización de Subrasantes en cortes de Carreteras.*

*Diseño y construcción de pisos en concreto.*

*Design and Construction of Concrete Floors, second edition.*

*Comparación de los efectos de diferentes métodos de estabilización de subrasantes en arcillas bogotanas (Tesis de grado).*

*Geostructural Tool Kit. (2002). VOLFLO Win 1.0, a computer program available from the Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ.*

*Estimación del módulo de reacción combinado para diferentes estructuras de subbase de pavimento rígido (Tesis de grado).*

*Recommended practices manual.*

*Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá.*

*Uniform Building Code 1997: 2 (Lsif ed.)*

*International Residential Code.*

*AS/NZS 4586:2004 Slip resistance classification of new pedestrian surface materials.*

*Concrete floors and moisture (2nd ed.).*

*Critical Review of Innovative Soil Road Stabilization Techniques.*

*Ultima tecnología sin juntas para una logística moderna. 58.*

*Load carrying capacity of concrete pavements. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*

*Índice de Concentración de la Precipitación. II Congreso Nacional del Clima.*

*La educación superior en Colombia: análisis y estrategias para su desarrollo.*

*Ingeniería de Pavimentos. Bogotá.*

*Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering (Civil and Environmental Engineering).*

*Technology and trends of concrete industrial floors.*

*Manual de Estabilización de Suelo Tratado con Cal.*

*Properties of concrete (5th ed.)*

*Levelness of newly constructed posttensioned slabs for residential structures. Journal of performance of constructed facilities,*

*Introducción al diseño y construcción de vías con suelo-cemento.*

*El desarrollo industrial como motor del crecimiento sostenible.*

*Slab Thickness Design for Industrial Concrete Floors on Grade.*

*Métodos de Estabilización de Suelos de Subrasante para Pavimentos Utilizados en Bogotá D.C.*

*La ingeniería de suelos en las vías terrestres (Tomo 2).*

*Designing floor slabs on grade: Step-by-step procedures, sample solutions, and commentary.*

*Manual de diseño de pisos industriales*

*Tecnología del concreto - Tomo 2 - Manejo y colocación en obra.*

*Pisos industriales: diseño, construcción y mantenimiento*

*Discussion: The Planning and Design of the New Hong Kong Airport, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, England, pp. 305-307.*



*La generación de empleo en el sector industrial en Colombia, 2010-2018. Revista Finanzas y Política Económica, 13(1), 115-142.*

*Guide to industrial floors and pavements: Design, Construction and Specification.*

*Specification and design of comercial concrete slabs on grade [Diapositivas].*

*Thorntwaite, C.W. (1948). An Approach Toward a Rational Classification of Climate.*

*Estabilización de suelos, suelo-cemento*

*Computation of stresses in concrete roads. Proceedings of the fifth annual meeting of the Highway Research Board, 5(1)*

*Principles of soil suction: Geotechnical engineering applications. En Design and construction of slabs-on-ground*

*Shrinkage and curling of slabs on grade (published in three parts).*

*). Control of shrinkage and curling in slabs on grade. Part 2 of a 3-part series, CA 43.*



# Guía Académica

## Guía académica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales

Ing. Pedro A. Jiménez S.

Ing. Jaime E. Garzón M.

# 2024

## Tabla de Contenido

1. Introducción.....	G-2
2. Alcance y Limitaciones.....	G-4
3. Normativas de Diseño de Referencia.....	G-5
4. Diagramas de Flujo .....	G-7
5. Notaciones .....	G-17
6. Diseño Estructural de Losas Postensadas Apoyadas Sobre el Terreno .....	G-22
6.1. Generalidades.....	G-22
6.2. Datos de diseño requeridos .....	G-27
6.3. Losas de Forma Irregular.....	G-28
6.3.1. Factor de Forma de la Losa.....	G-28
6.4. Hipótesis para la sección de prueba .....	G-29
6.4.1. Determinación de las propiedades de la sección .....	G-33
6.5. Esfuerzos admisibles .....	G-33
6.5.1. Límites para los esfuerzos en el concreto .....	G-33
6.5.2. Límites para los esfuerzos de tracción en el acero de presforzado.....	G-35
6.6. Pérdidas de presfuerzo .....	G-36
6.6.1. Pérdidas por Fricción en los Tendones de Postensado (Ppx).....	G-37
6.6.2. Pérdidas por Asentamiento del Acero de Presforzado durante la Transferencia ( $\Delta f_{pA}$ ) .....	G-38
6.6.3. Pérdidas por Acortamiento elástico del concreto ( $\Delta f_{pES}$ ) .....	G-39
6.6.4. Pérdidas por Flujo Plástico del Concreto ( $\Delta f_{pCR}$ ).....	G-41
6.6.5. Pérdidas por Retracción del Concreto ( $\Delta f_{pSR}$ ) .....	G-42
6.6.6. Pérdidas por Relajación del Esfuerzo en el Acero de Presforzado ( $\Delta f_{pR}$ ) .....	G-45
6.6.7. Pérdidas por Fricción de la Subrasante ( $\Delta f_{pSG}$ ).....	G-48
6.7. Momentos de Diseño con el Método de Esfuerzos de Trabajo.....	G-50
6.7.1. Momentos de Diseño por Acción de Suelos Expansivos.....	G-50
6.7.1.1. Momento por elevación central de la losa.....	G-50

6.7.1.2. Momento por elevación de los bordes de la losa .....	G-53
6.8. Cálculo de Esfuerzos de Flexión del Concreto Producidos por los Momentos de Diseño.....	G-53
6.9. Consideraciones de diseño para la sección fisurada .....	G-55
6.10. Rigidez de la losa de cimentación.....	G-56
6.11. Fuerzas y Esfuerzos Cortantes .....	G-59
6.11.1. Fuerzas Cortantes de Diseño por Acción de Suelos Expansivos .....	G-59
6.11.1.1. Fuerza cortante por elevación central de la losa.....	G-59
6.11.1.2. Fuerza cortante por elevación en los bordes de la losa (para ambas direcciones).....	G-59
6.11.2. Esfuerzos Cortantes de Diseño por Acción de Suelos Expansivos.....	G-60
6.12. Conversión de Losa Nervada a Losa de Espesor Uniforme.....	G-62
6.13. Losas presforzadas apoyadas sobre el terreno construidas en suelos compresibles.....	G-63
6.14. Otras Aplicaciones del Procedimiento de Diseño Basado en Suelos Expansivos.....	G-65
6.14.1. Diseño de losas no presforzadas sobre el terreno .....	G-66
6.15. Cargas Laterales (Sismo y Viento).....	G-67
7. Glosario de Definiciones .....	G-68
8. Losas Postensadas Sobre Suelos Estables - Método De Diseño Simplificado....	G-73
8.1. Generalidades .....	G-73
8.2. Diseños para losas postensadas BRAB tipo I y tipo II .....	G-73
9. Ejemplo de Diseño de una Losa Postensada para Pisos Industriales de Almacenamiento Pesado en Suelos Expansivos. ....	G-76
9.1. Consideraciones Geotécnicas .....	G-78
9.2. Materiales.....	G-79
9.3. Cargas.....	G-80
9.4. Método de Rectángulos Superpuestos.....	G-81
9.5. Cálculo de la Carga Perimetral (P,per).....	G-84
9.6. Diseño de la Losa de Cimentación Postensada con Nervaduras .....	G-85

9.6.1. Definición de la Altura Aproximada de la Losa Nervada. ....	G-85
9.6.1.1. Hipótesis para la sección de prueba.....	G-86
9.6.1.2. Definición Geométrica de la Sección de Prueba .....	G-88
9.6.1.3. Propiedades Geométricas de las Secciones .....	G-90
9.6.2. Revisión del Esfuerzo en el Suelo (Análisis de Capacidad Portante). ....	G-91
9.6.3. Cálculo de la Fuerza de Presfuerzo. ....	G-93
9.6.4. Esfuerzos Admisibles en el Concreto.....	G-95
9.6.5. Resumen de las Condiciones Iniciales.....	G-96
9.6.6. Solicitaciones Máximas de Diseño para Esfuerzos Normales.....	G-97
9.6.6.1. Momento por elevación del Centro de la losa en la dirección larga..	G-97
9.6.6.2. Momento por elevación del Centro de la losa en la dirección corta..	G-98
9.6.6.3. Momento por elevación de los bordes de la losa en la dirección larga. .....	G-98
9.6.6.4. Momento por elevación de los bordes de la losa en la dirección corta.....	G-99
9.6.6.5. Momentos y esfuerzos normales máximos por carga viva estática de almacenamiento en la dirección larga. ....	G-99
9.6.6.6. Esfuerzos máximos normales de flexión por carga viva vehicular de montacargas Tipo HUBTEX M150 (Carga Total = 48 ton) .....	G-106
9.6.6.7. Esfuerzos máximos normales de flexión por peso propio de la losa de cimentación. ....	G-109
9.6.6.8. Esfuerzos máximos normales de flexión por carga superimpuestas. ....	G-111
9.6.6.9. Esfuerzos Máximos Normales de Flexión de Diseño Para las Cargas de Peso Propio + Cargas Superimpuestas + Carga de Almacenamiento. ....	G-114
9.6.7. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.....	G-116
9.6.7.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga.....	G-116
9.6.7.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta. ....	G-118
9.6.8. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación.....	G-119
9.6.8.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga.....	G-120

9.6.8.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta. ....	G-121
9.6.9. Cálculo y Revisión de Esfuerzos de Corte para el Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.....	G-123
9.6.9.1. Análisis para la Dirección Larga.....	G-123
9.6.9.2. Análisis para la Dirección Corta. ....	G-124
9.6.10. Cálculo y Revisión de Esfuerzos de Corte para el Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación.....	G-126
9.6.10.1. Análisis para la Dirección Larga.....	G-126
9.6.10.2. Análisis para la Dirección Corta. ....	G-127
9.6.11. Revisión de la Rigidez Mínima Requerida.....	G-128
9.6.11.1. Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.....	G-128
9.6.11.1.1. Análisis para la Dirección Larga.....	G-128
9.6.11.1.2. Análisis para la Dirección Corta. ....	G-129
9.6.11.2. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación... ..	G-129
9.6.11.2.1. Análisis para la Dirección Larga.....	G-129
9.6.11.2.2. Análisis para la Dirección Corta. ....	G-130
9.6.12. Secciones Fisuradas Equivalentes.....	G-131
9.6.12.1. Estado de Levantamiento del Centro de la Losa de Cimentación - Análisis para la Dirección Larga.....	G-131
9.6.12.2. Estado de Levantamiento del Centro de la Losa de Cimentación - Análisis para la Dirección Corta.....	G-132
9.6.12.3. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación - Análisis para la Dirección Larga.....	G-132
9.6.12.4. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación- Análisis para la Dirección Corta.....	G-134
9.7. Diseño de la Losa de Cimentación Postensada con Espesor Uniforme.....	G-135
9.7.1. Revisión del Esfuerzo en el Suelo (Análisis de Capacidad Portante). ..	G-136
9.7.2. Cálculo de la Fuerza de Presfuerzo. ....	G-138
9.7.2.1. Análisis para la Dirección Larga. ....	G-138
9.7.2.2. Análisis para la Dirección Corta.....	G-138

9.7.3. Propiedades Geométricas de las Secciones Transversales. ....	G-139
9.7.4. Solicitaciones Máximas de Diseño para Esfuerzos Normales.....	G-140
9.7.4.1. Momentos y esfuerzos por carga viva estática de almacenamiento.....	G-140
9.7.4.2. Esfuerzos máximos normales de flexión por carga viva vehicular de montacargas Tipo HUBTEX M150 (Carga Total = 48 ton) .....	G-145
9.7.4.3. Solicitaciones por peso propio de la losa de cimentación y por cargas superimpuestas. ....	G-149
9.7.5. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Levantamiento del Centro de la Losa de Cimentación. ....	G-149
9.7.5.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga. ....	G-149
9.7.5.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta.....	G-150
9.7.6. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación.....	G-152
9.7.6.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga.. ....	G-153
9.7.6.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta.....	G-154
9.7.7. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación.....	G-155
9.7.7.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga. ....	G-155
9.7.7.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta.....	G-157
9.7.8. Cálculo y Revisión de Esfuerzos de Corte para el Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.....	G-158
9.7.8.1. Análisis para la Dirección Larga. ....	G-158
9.7.8.2. Análisis para la Dirección Corta.....	G-159
9.7.9. Cálculo y Revisión de Esfuerzos de Corte para el Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación. ....	G-159
9.7.9.1. Análisis para la Dirección Larga. ....	G-159
9.7.9.2. Análisis para la Dirección Corta.....	G-160
9.7.9.3. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación - Análisis para la Dirección Larga. ....	G-161
9.7.9.4. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación- Análisis para la Dirección Corta.....	G-162

9.8. Conclusiones.....	G-162
10. Evaluación del desempeño de las losas postensadas apoyadas sobre el terreno.....	G-164
10.1. Introducción .....	G-164
10.2. Definiciones .....	G-164
10.3. Movimiento de las Losas de Cimentación .....	G-169
10.3.1. Causas de los movimientos de cimentación. ....	G-169
10.3.2. Mitigación del movimiento de la cimentación.....	G-169
10.4. Evaluación del movimiento de la cimentación. ....	G-170
10.4.1. Toma de Datos.....	G-171
10.4.2. Evaluación de los Datos.....	G-173
10.5. Criterios Para El Movimiento De Los Cimientos .....	G-176
10.5.1. Curvatura .....	G-176
10.5.2. Inclinación .....	G-177
10.5.3. Ecuaciones.....	G-177
10.6. Ejemplos de cálculo.....	G-180
10.6.1. Ejemplos Utilizando Elevaciones y Contornos de nivel.....	G-182
10.7. Criterios para la Evaluación del Desempeño de la Fundación. ....	G-185
Bibliografía.....	G-187



## Índice de Figuras

Figura 6.1. Elevación del borde y elevación del centro de la losa .....	G-25
Figura 6.2. Mapa de humedad relativa anual promedio multianual (1981 - 2010) ....	G-44
Figura 9.1. Esquema geométrico general de la nave industrial.....	G-76
Figura 9.2. Planta general de la nave industrial (Nivel de piso) .....	G-77
Figura 9.3. Esquema de la planta general de la losa de cimentación .....	G-78
Figura 9.4. Elevación del borde y elevación del centro de la losa .....	G-79
Figura 9.5. Esquema general de cargas del montacargas .....	G-81
Figura 9.6. Método de los rectángulos superpuestos.....	G-82
Figura 9.7. Representación de la carga perimetral (P,per).....	G-84
Figura 9.8. Losa Nervada con $S = 2.00$ m en las dos direcciones de análisis .....	G-86
Figura 9.9. Sección transversal de análisis para la losa nervada.....	G-89
Figura 9.10. Representación de las direcciones de análisis.....	G-89
Figura 9.11. Losa Nervada – Modelo Matemático en Elementos Finitos .....	G-92
Figura 9.12. Losa Nervada - Esfuerzo máximo en el suelo de fundación .....	G-92
Figura 9.13. Localización de tendones en la losa nervada.....	G-94
Figura 9.14. Representación de las Pérdidas por Fricción de la Subrasante.....	G-95
Figura 9.15. Esfuerzos admisibles en el concreto .....	G-96
Figura 9.16. Esquema de sección de la losa nervada con tendones .....	G-96
Figura 9.17. Representación de momentos por elevación del Centro de la losa .....	G-97
Figura 9.18. Representación de momentos por elevación de los bordes de la losa .	G-99
Figura 9.19. (a) Patrones de carga para una carga uniformemente distribuida que provoca el momento flector máximo positivo y, (b) momento flector máximo negativo.....	G-101
Figura 9.20. Carga de almacenamiento $12 \text{ kN/m}^2$ en el modelo de elementos finitos .....	G-103
Figura 9.21. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Larga .....	G-103

Figura 9.22. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Larga .....	G-104
Figura 9.23. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Corta.....	G-104
Figura 9.24. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Corta.....	G-105
Figura 9.25. Esfuerzos normales de flexión para el diseño por carga viva de almacenamiento .....	G-106
Figura 9.26. Carga viva vehicular en el modelo matemático de elementos finitos ..	G-107
Figura 9.27. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Larga .....	G-107
Figura 9.28. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Larga .....	G-108
Figura 9.29. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Corta.....	G-108
Figura 9.30. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección corta .....	G-109
Figura 9.31. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por peso propio. Análisis para la dirección larga.....	G-110
Figura 9.32. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por peso propio. Análisis para la dirección larga.....	G-110
Figura 9.33. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por peso propio. Análisis para la dirección corta.....	G-111
Figura 9.34. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por peso propio. Análisis para la dirección corta.....	G-112
Figura 9.35. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por cargas superimpuestas. Análisis para la dirección larga .....	G-112
Figura 9.36. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por cargas superimpuestas. Análisis para la dirección larga .....	G-113
Figura 9.37. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por cargas superimpuestas. Análisis para la dirección corta .....	G-113
Figura 9.38. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por cargas superimpuestas. Análisis para la dirección corta .....	G-115
Figura 9.39. Nervio de extremo para control de esfuerzos concentrados en la losa nervada .....	G-116

Figura 9.40. Estado de levantamiento del Centro de la losa de cimentación .....	G-117
Figura 9.41. Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación. Esfuerzos Normales en la Dirección Larga .....	G-118
Figura 9.42. Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación. Esfuerzos Normales en la Dirección Corta.....	G-119
Figura 9.43. Elevación de los bordes de la losa .....	G-121
Figura 9.44. Estado de elevación de los bordes de la losa de cimentación. Esfuerzos normales en la dirección larga .....	G-122
Figura 9.45. Estado de elevación de los bordes de la losa de cimentación. Esfuerzos normales en la dirección corta .....	G-124
Figura 9.46. Esfuerzos de corte máximos para la dirección larga .....	G-125
Figura 9.47. Esfuerzos de corte máximos para la dirección corta .....	G-128
Figura 9.48. Representación gráfica del parámetro $\beta$ en la dirección larga. Estado de levantamiento del Centro de la losa de cimentación .....	G-129
Figura 9.49. Representación gráfica del parámetro $\beta$ en la dirección corta. Estado de levantamiento del centro de la losa de cimentación.....	G-131
Figura 9.50. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de $M_{cr,L}$ .....	G-133
Figura 9.51. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de $M_{cr,L}$ con acero de refuerzo ... G-135	
Figura 9.52. Sección de losa nervada con barras de acero de refuerzo #6 .....	G-136
Figura 9.53. Losa de cimentación postensada con espesor uniforme.....	G-137
Figura 9.54. Losa de Espesor Uniforme – Modelo Matemático en Elementos Finitos .... G-137	
Figura 9.55. Losa de Espesor Uniforme - Esfuerzo máximo en el suelo de fundación .... G-139	
Figura 9.56. Distribución de tendones en la losa de espesor uniforme .....	G-140
Figura 9.57. Sección. Losa de espesor uniforme .....	G-142
Figura 9.58. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara superior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Larga .....	G-143
Figura 9.59. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara inferior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Larga .....	G-143
Figura 9.60. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara superior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Corta.....	G-144

Figura 9.61. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara inferior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Corta.....	G-145
Figura 9.62. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara superior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Larga.....	G-146
Figura 9.63. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara inferior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Larga.....	G-146
Figura 9.64. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara superior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Corta .....	G-147
Figura 9.65. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara inferior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección corta .....	G-148
Figura 9.66. Aumento de sección en losa de espesor uniforme.....	G-149
Figura 9.67. Figura para el Estado de levantamiento del Centro de la losa de cimentación .....	G-152
Figura 9.68. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta .....	G-152
Figura 9.69. Figura para el Estado de Elevación de los bordes de la losa.....	G-155
Figura 9.70. Esfuerzos normales para el análisis en la dirección corta. Condición más crítica para el diseño .....	G-156
Figura 9.71. Esfuerzos de corte máximos para la dirección larga .....	G-157
Figura 9.72. Esfuerzos de corte máximos para la dirección corta .....	G-160
Figura 9.73. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de $M_{cr,L}$ .....	G-161
Figura 10.1. Figura de ejemplos de cálculo.....	G-180
Figura 10.2. Ejemplo 1. Cálculo de inclinación y curvatura .....	G-182
Figura 10.3. Ejemplo 2. Cálculo de inclinación y curvatura .....	G-183
Figura 10.4. Ejemplo 3. Cálculo de inclinación y curvatura .....	G-184

## Índice de Tablas

Tabla 6.1. Espesores equivalentes de losas presforzadas.....	G-30
Tabla 6.2. Coeficientes de fricción para tendones postensados .....	G-38
Tabla 6.3. Factores de corrección para concretos livianos del efecto de la humedad relativa del ambiente .....	G-43
Tabla 6.4. Valores de $K_{sh}$ para losas postensadas.....	G-45
Tabla 6.5. Valores de $(K_{re})$ y $(J)$ .....	G-46
Tabla 6.6. Valores de $C$ .....	G-47
Tabla 6.7. Valores recomendados del coeficiente de rigidez $C\Delta$ .....	G-57
Tabla 8.1. Fuerzas efectivas de los torones tras las pérdidas de pretensado	G-74
Tabla 10.1. Ejemplo cálculo de la curvatura.....	G-181

## **Apéndice - Guía Académica para el Diseño Estructural de Losas Postensadas Apoyadas Sobre el Terreno para Pisos Industriales.**

### **1. Introducción**

A continuación, se presenta a la comunidad educativa perteneciente a la rama de la ingeniería civil una guía académica para el diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales. Más que un manual técnico, esta guía refleja un compromiso con la excelencia y la vanguardia en investigación. Este documento se ha elaborado a través de una exhaustiva revisión de la literatura especializada y una comprensión profunda de los principios fundamentales. Cada recomendación y metodología presentada cuenta con respaldo de un sólido marco teórico, garantizando la integridad y confiabilidad de las propuestas formuladas en el ámbito de la ingeniería de estructuras.

La guía académica busca ofrecer a los ingenieros civiles estructurales un recurso completo y detallado para el diseño de losas postensadas en aplicaciones industriales, proporcionando procedimientos minuciosos, recomendaciones específicas y especificaciones precisas. El trabajo sigue un formato similar al establecido por el ACI (American Concrete Institute) y PTI (Post-tensioning Institute), facilitando su uso. Se incluye un ejemplo práctico que replica condiciones de proyectos comunes, sirviendo como modelo realista para aplicar las enseñanzas teóricas en situaciones del mundo real. Esto fortalece la comprensión y habilidades de los profesionales en el diseño de losas postensadas para pisos industriales.

Las ecuaciones empleadas para el cálculo de las solicitaciones de diseño correspondientes a los momentos flectores y a las fuerzas cortantes, debidas a los efectos producidos por las deformaciones de los suelos expansivos o compresibles, son tomadas del trabajo de Wray, W. K. (1978), el cual llevó a cabo un análisis computacional de la interacción suelo-estructura que ocurre entre losas apoyadas sobre el terreno y suelos expansivos y compresibles.

El propósito fundamental de este análisis fue derivar ecuaciones de diseño que permitieran conocer la magnitud esperada del momento flector, corte y deflexión diferencial en las losas apoyadas sobre el terreno para condiciones de servicio. Para llevar a cabo esta investigación, se empleó un análisis de elementos finitos aplicado a una placa apoyada sobre un cimiento elástico. Este enfoque analítico proporcionó una comprensión detallada de las interacciones suelo-estructura, permitiendo así la formulación de ecuaciones que no solo consideran la complejidad de las deformaciones en la losa, sino también su comportamiento bajo condiciones de carga variadas.

Las ecuaciones restantes incorporadas en la guía académica para el diseño estructural se han seleccionado cuidadosamente de diversas normativas de referencia, centrándose especialmente en los documentos PTI DC10.1-08, ACI 360R-10 y ACI 318-19. Estas normativas son reconocidas internacionalmente por sus estándares de calidad y precisión en el diseño de estructuras, proporcionando así una base sólida y confiable para la formulación de procedimientos y recomendaciones dentro de la guía. Al integrar estas ecuaciones, la guía asegura la coherencia con las mejores prácticas y criterios normativos establecidos en el ámbito de la ingeniería estructural, garantizando la aplicación de enfoques actualizados y rigurosos en el diseño de losas postensadas apoyadas sobre el terreno para pisos industriales.

## 2. Alcance y Limitaciones

**Alcance.** La presente guía de diseño tiene como objetivo principal ofrecer una referencia detallada y especializada para ingenieros civiles involucrados en el diseño estructural de losas postensadas destinadas a pisos industriales. Es importante destacar que el enfoque se circunscribe específicamente a las condiciones de suelos estables, expansivos o compresibles. El contenido abarcará procedimientos detallados, recomendaciones específicas y parámetros fundamentales, todos adaptados a las particularidades de estos tipos de suelos

**Limitaciones.** La guía académica no es aplicable a suelos compresibles que estén mal compactados, ni aquellos considerados como colapsables. Se insta a los profesionales a ejercer prudencia y buscar métodos y directrices específicas en situaciones que involucren dichos suelos, ya que los principios aquí establecidos pueden no ser apropiados para tales condiciones geotécnicas.

En cuanto a suelos expansivos, se establece una restricción significativa: la aplicabilidad de la guía se limita a valores de levantamiento del centro de la losa ( $Y_m$ ) no mayores a 50 mm, y valores de elevación de los bordes de la losa ( $Y_m$ ) no mayores a 25 mm.

Adicionalmente, se establece que el factor de forma de las losas debe ser menor o igual a 24 para que la guía sea válida y efectiva. Este criterio se ha definido considerando las particularidades del diseño estructural para pisos industriales apoyados sobre el terreno, proporcionando así un marco práctico y aplicable en función de la geometría de las losas.

En resumen, es esencial que los profesionales tengan en cuenta estas limitaciones al aplicar la guía, reconociendo su alcance específico y considerando alternativas o asesoramiento adicional en casos que se encuentren fuera de los parámetros establecidos. Estas limitaciones buscan preservar la integridad y relevancia de la guía en situaciones geotécnicas particulares, asegurando así la seguridad y eficacia en el diseño de losas postensadas para pisos industriales.

Finalmente, esta guía se presenta como una herramienta profesional sujeta a las normativas legales de los códigos de referencia. No está permitida su referencia con fines comerciales, y se enfatiza la importancia de respetar las restricciones de las referencias bibliográficas originales.



### 3. Normativas de Diseño de Referencia

Se presenta un listado detallado de las normativas, incluyendo códigos y manuales, que fundamentan esta guía académica. Estas referencias, actúan como pilares esenciales para las metodologías propuestas y representan la base sólida sobre la cual se construye este documento.

#### ***Post-tensioning Institute (U.S.A)***

PTI DC10.1-08. (2008)	Design of Post-Tensioned Slabs-on-Ground. Third Edition.
PTI DC10.2-17. (2017)	Construction and Maintenance Manual for Post-Tensioned Slab-on-Ground Foundations. Fourth edition.
PTI DC10.3-20. (2020)	Design, Construction, and Maintenance of Post-Tensioned Concrete Courts. Second edition.
PTI DC10.5-19. (2019)	Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations on Expansive and Stable Soils. Second edition.
PTI DC10.7-83. (1983)	Post-Tensioned Commercial and Industrial Floors. First Edition, Third Printing.
PTI M10.6-15. (2019)	Specification for Unbonded Single Strand Tendons Used for Slab-on-Ground Construction.
PTI DC10.8-18. (2018)	Guide for Performance Evaluation of Slab-on-Ground Foundations.

***American Concrete Institute (U.S.A)***

- ACI 360R-10. (2010)                      Guide to Design of Slabs-on-Ground.
- ACI 318-19. (2019)                      Building Code Requirements for Structural Concrete.
- ACI302.1R-15. (2015)                      Guide to Concrete Floor and Slab Construction.
- ACI 302.2R-06. (2016)                      Guide for Concrete Slabs that Receive Moisture-Sensitive Flooring Materials.
- ACI 223R-10. (2010)                      Guide for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete.
- ACI 231R-10. (2010)                      Report on Early-Age Cracking.

***The Concrete Society (U.K)***

- TR 34. (2016)                      Concrete Industrial Ground Floors. Fourth Edition.
- Concrete Advice No. 44    Curling of ground floor slabs.

***Publicaciones Latinoamericanas***

Manual de Diseño de Pisos Industriales. (2013).  
Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile.

Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Hormigón. (2014).  
Instituto del Cemento Portland Argentino.

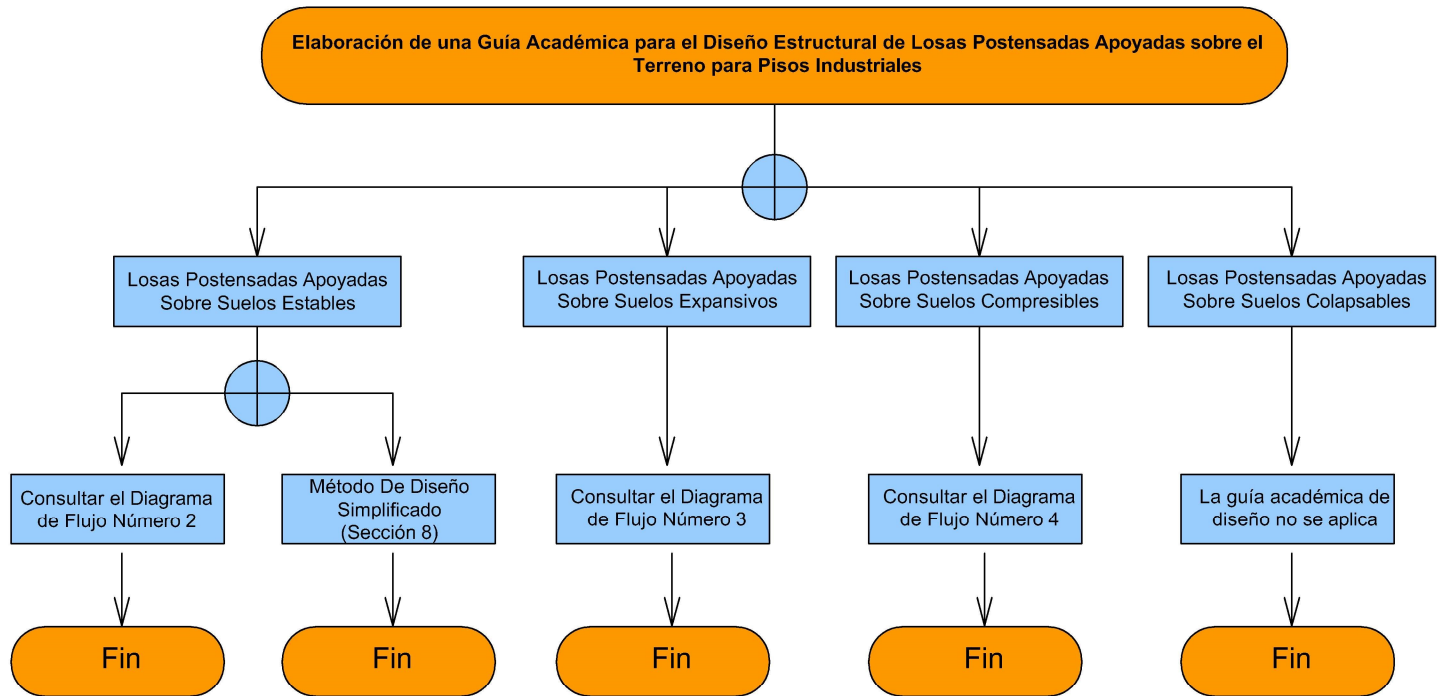
***Otras Publicaciones***

Concrete Ground Floors & Pavements for Commercial & Industrial Use. (1999).  
Cement & Concrete Association of New Zealand.

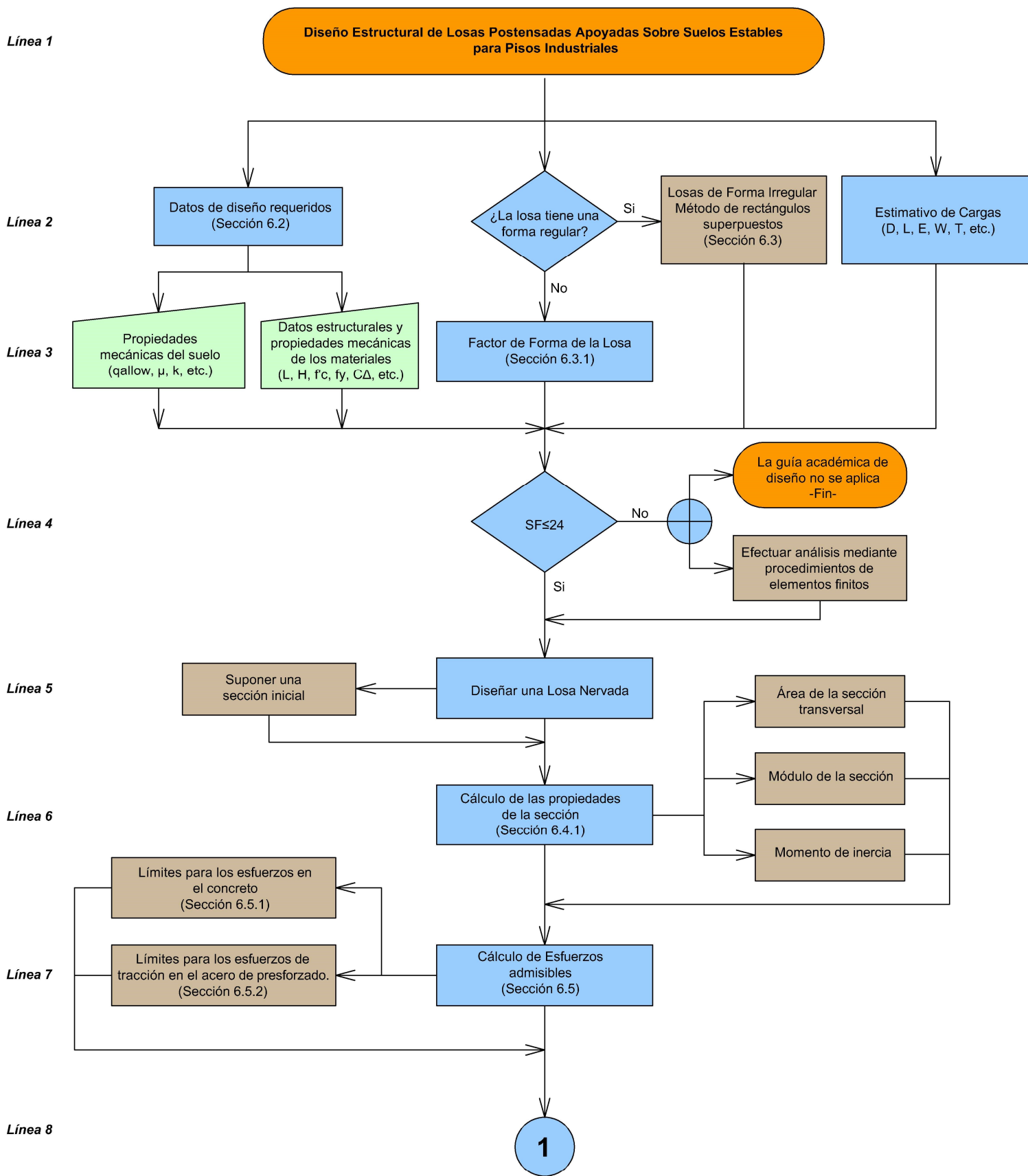
Guide to Industrial Floors and Pavements design, construction and specification.  
(2009). Cement Concrete & Aggregates Australia. Third edition.

#### 4 Diagramas de Flujo

Diagrama de Flujo Número 1



## Diagrama de Flujo Número 2

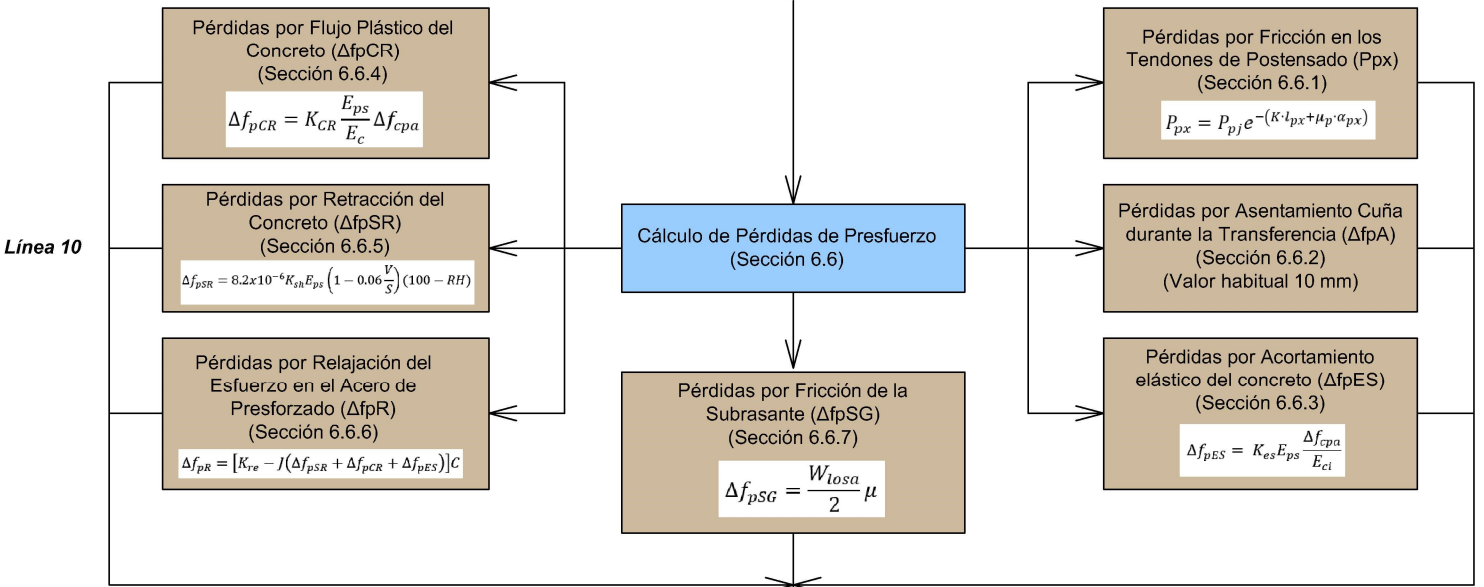


(Continúa en la siguiente página)

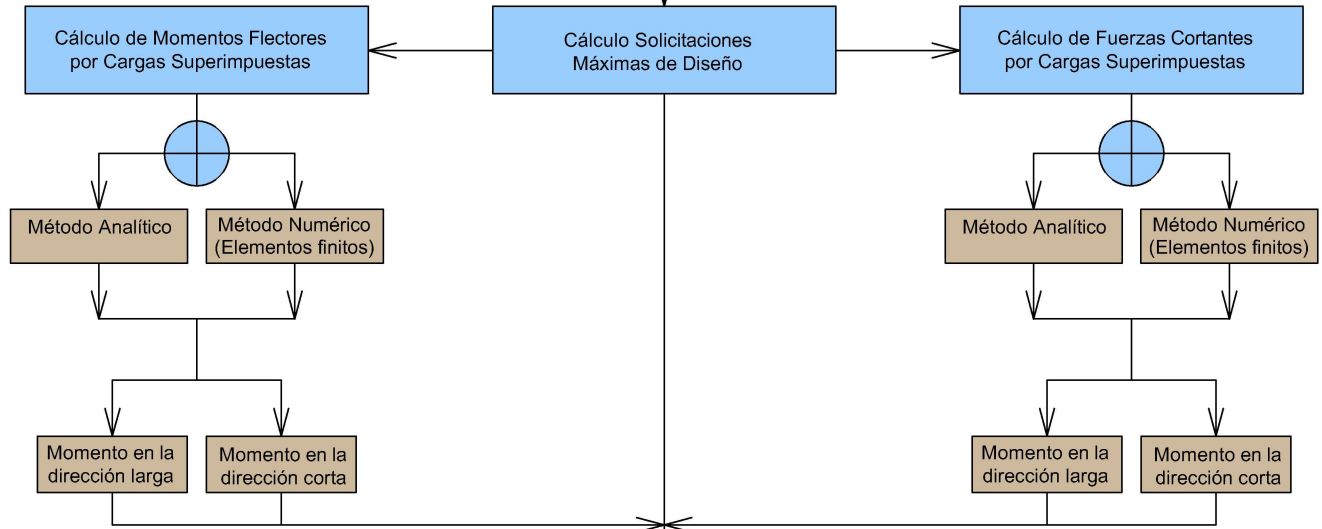
## Diagrama de Flujo Número 2 - Continuación

Línea 9

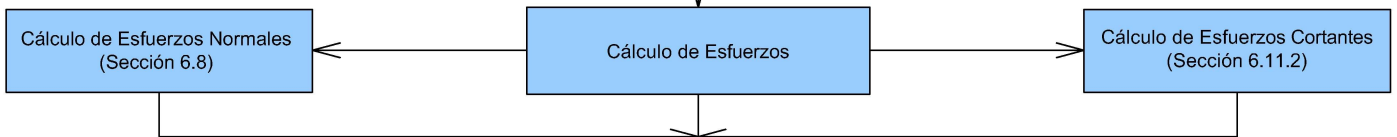
1 (Viene de la página anterior)



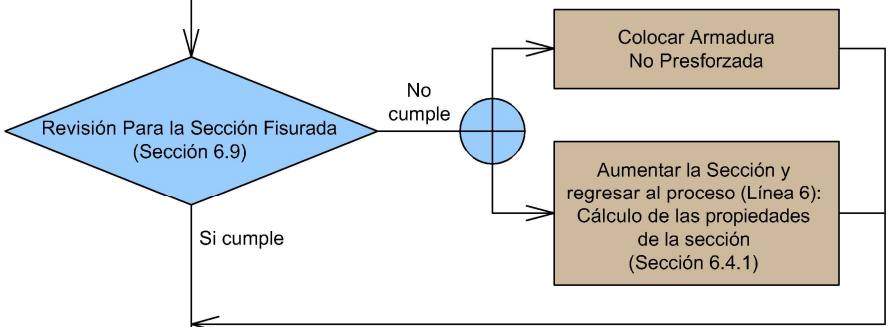
Línea 11



Línea 12



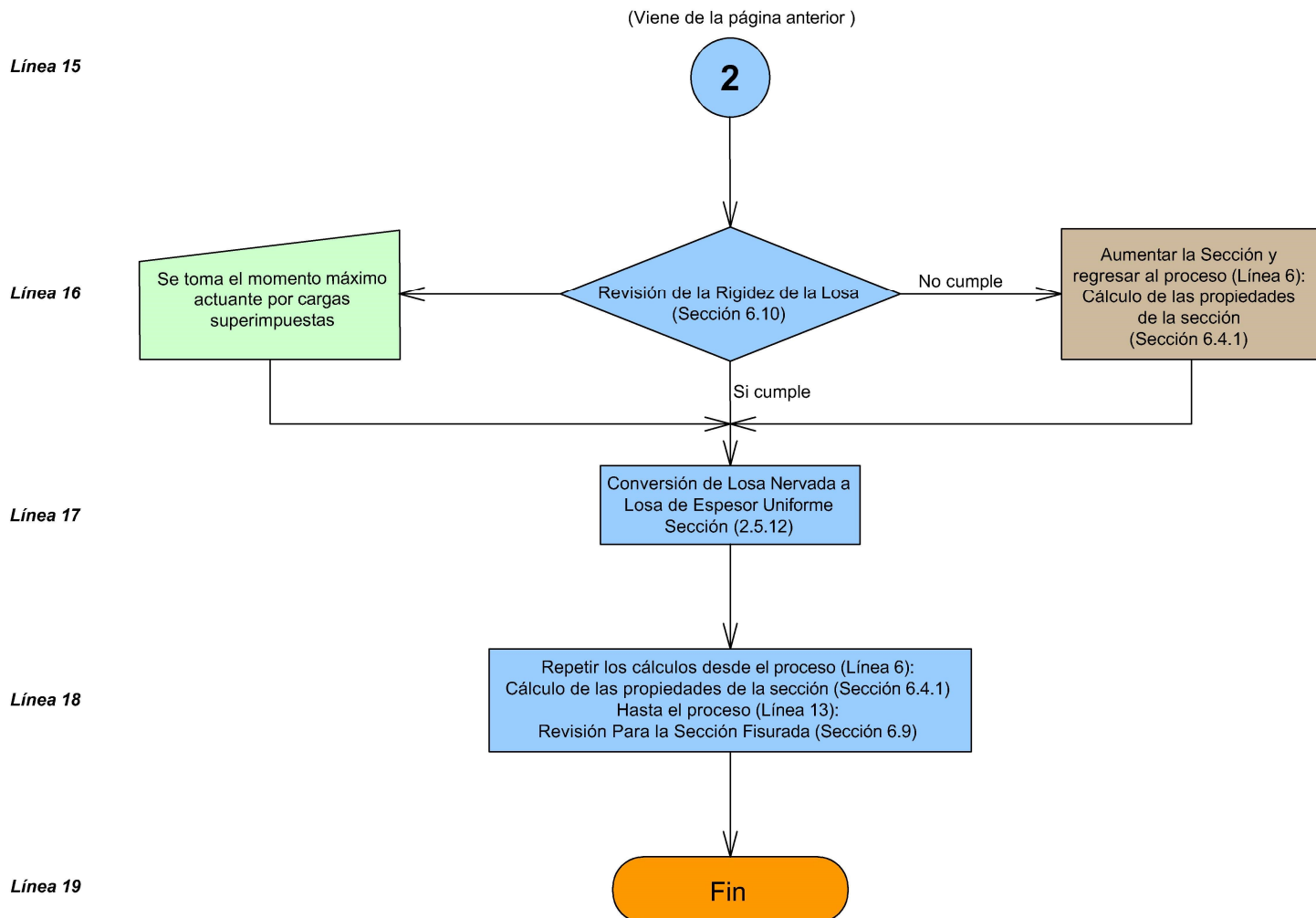
Línea 13



Línea 14

2  
(Continúa en la siguiente página)

## Diagrama de Flujo Número 2 - Continuación

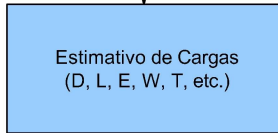
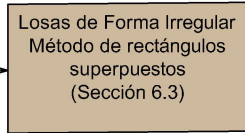
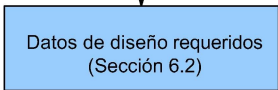


### Diagrama de Flujo Número 3

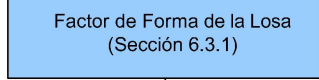
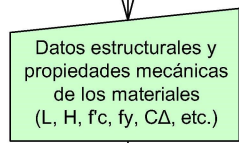
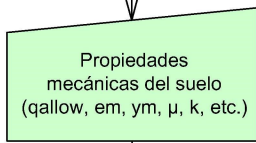
Línea 1



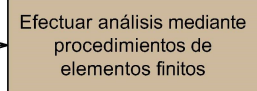
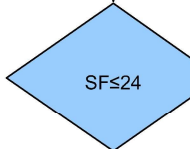
Línea 2



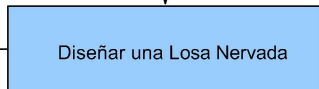
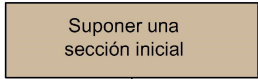
Línea 3



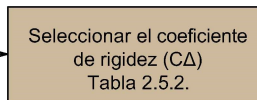
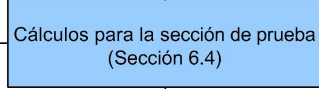
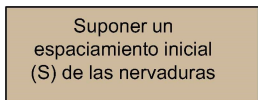
Línea 4



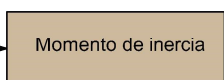
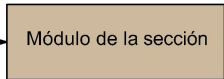
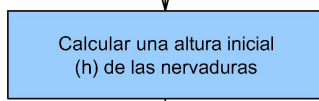
Línea 5



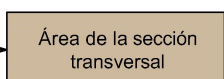
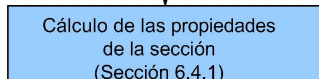
Línea 6



Línea 7



Línea 8



Línea 9



(Continúa en la siguiente página)

### Diagrama de Flujo Número 3 - Continuación

(Viene de la página anterior)

Línea 10

Línea 11

Línea 12

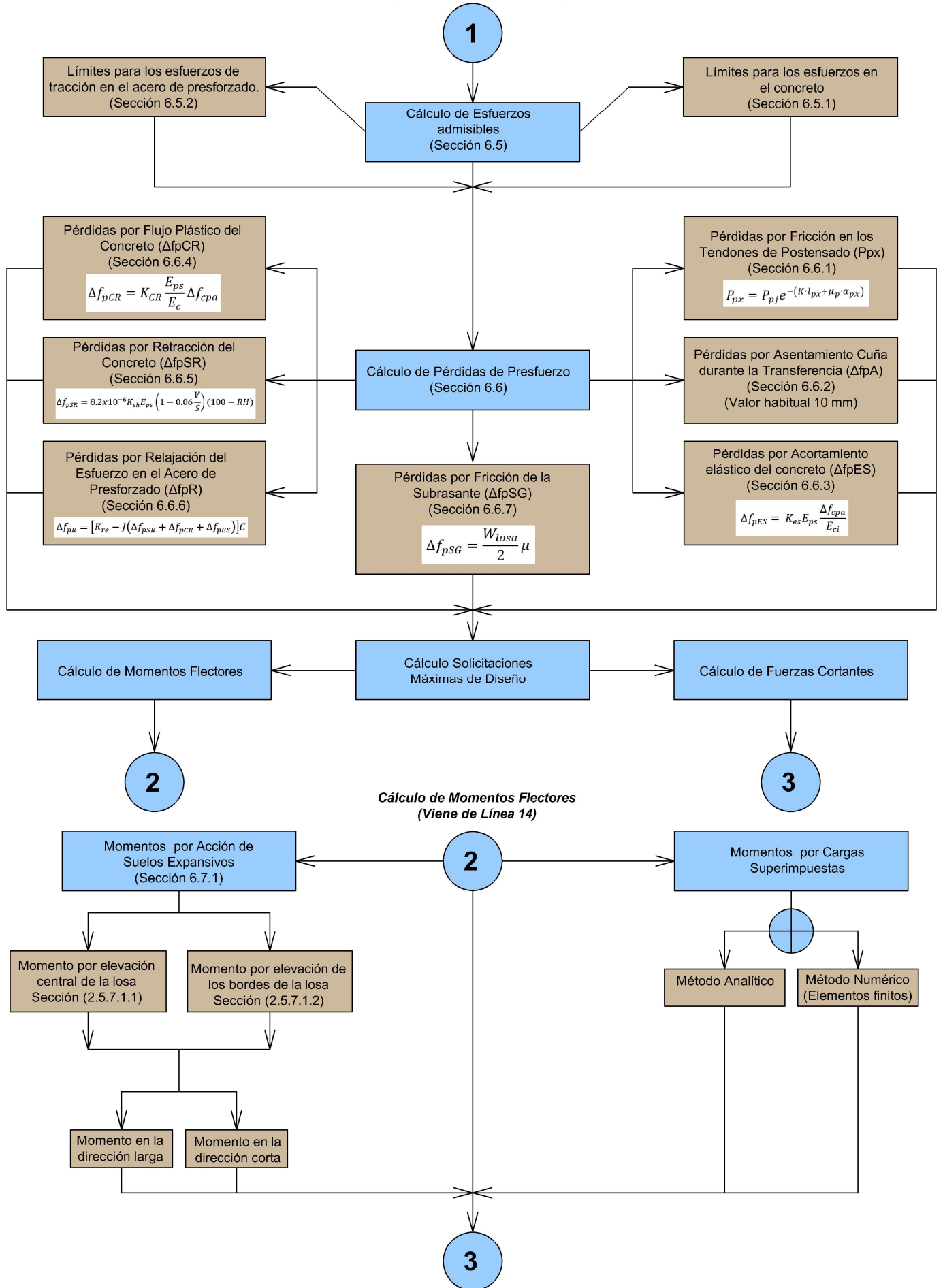
Línea 13

Línea 14

Línea 15

Línea 16

Línea 17

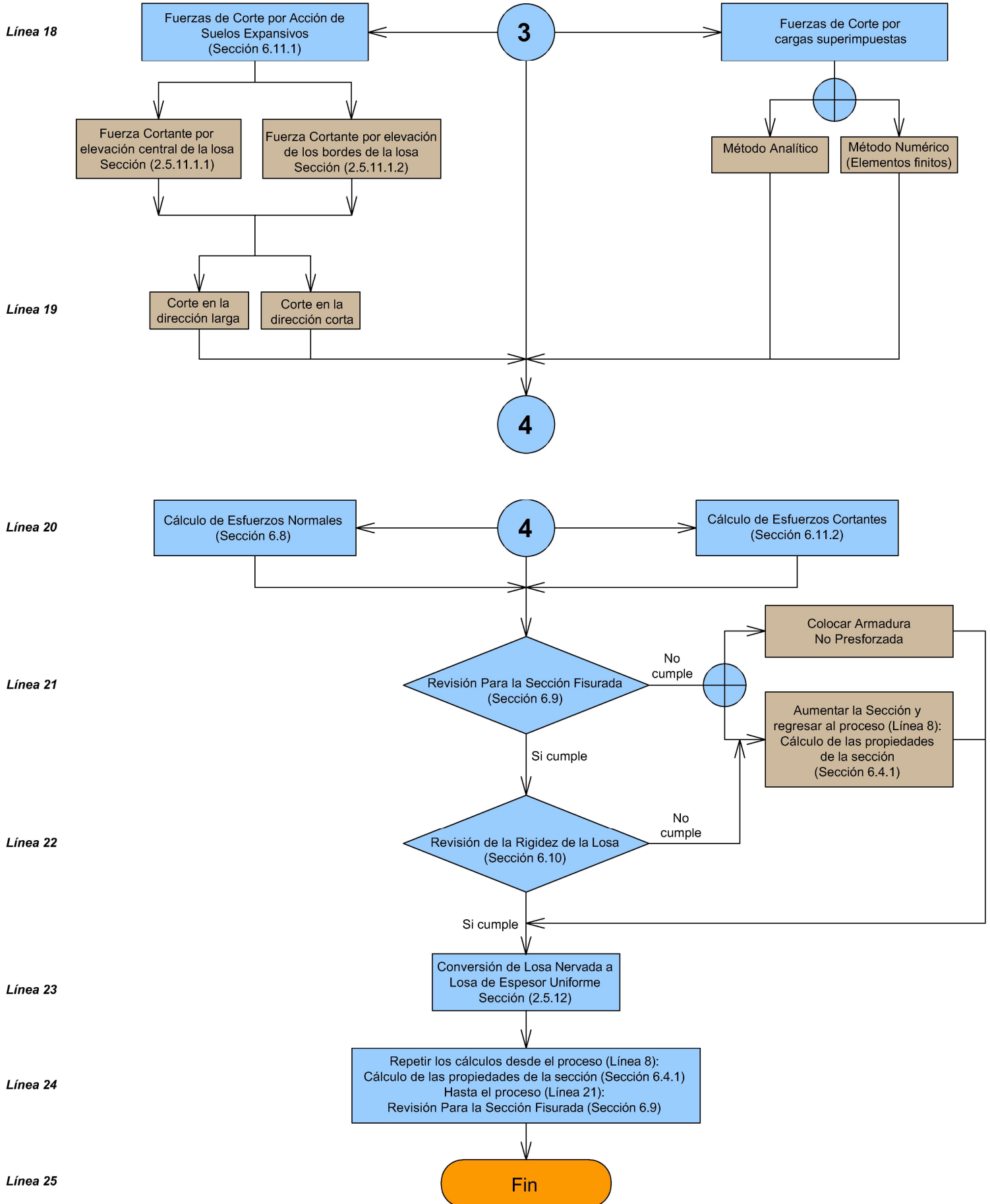


(Continúa en la siguiente página)



### Diagrama de Flujo Número 3 - Continuación

#### Cálculo de Fuerzas Cortantes (Viene de Línea 14)

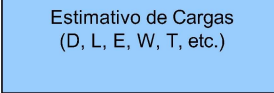
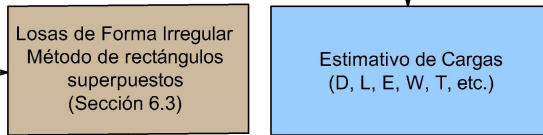
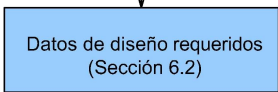


## Diagrama de Flujo Número 4

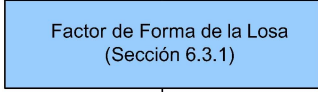
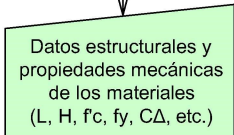
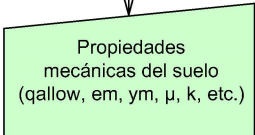
Línea 1



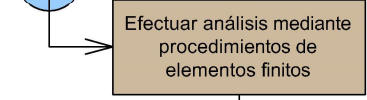
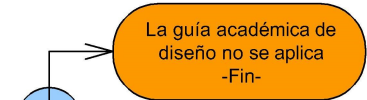
Línea 2



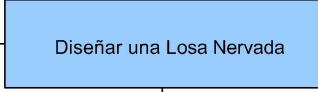
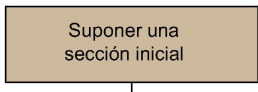
Línea 3



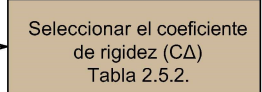
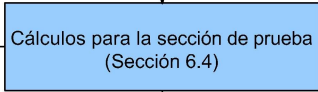
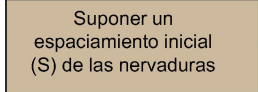
Línea 4



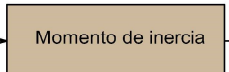
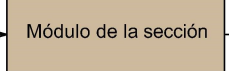
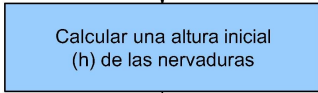
Línea 5



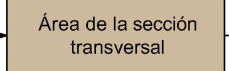
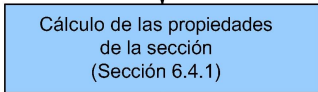
Línea 6



Línea 7



Línea 8



Línea 9



(Continúa en la siguiente página)

## Diagrama de Flujo Número 4 - Continuación

(Viene de la página anterior)

Línea 10

**1**

Límites para los esfuerzos de tracción en el acero de presforzado. (Sección 6.5.2)

Cálculo de Esfuerzos admisibles (Sección 6.5)

Límites para los esfuerzos en el concreto (Sección 6.5.1)

Línea 11

Línea 12

Línea 13

Pérdidas por Flujo Plástico del Concreto ( $\Delta f_{pCR}$ ) (Sección 6.6.4)  

$$\Delta f_{pCR} = K_{CR} \frac{E_{ps}}{E_c} \Delta f_{cpa}$$

Pérdidas por Retracción del Concreto ( $\Delta f_{pSR}$ ) (Sección 6.6.5)  

$$\Delta f_{pSR} = 8.2 \times 10^{-6} K_{SR} E_{ps} \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

Pérdidas por Relajación del Esfuerzo en el Acero de Presforzado ( $\Delta f_{pR}$ ) (Sección 6.6.6)  

$$\Delta f_{pR} = [K_{re} - J(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pES})] C$$

Cálculo de Pérdidas de Presfuerzo (Sección 6.6)

Pérdidas por Fricción de la Subrasante ( $\Delta f_{pSG}$ ) (Sección 6.6.7)  

$$\Delta f_{pSG} = \frac{W_{losa}}{2} \mu$$

Pérdidas por Fricción en los Tendones de Postensado ( $P_{px}$ ) (Sección 6.6.1)  

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K \cdot l_{px} + \mu_p \cdot \alpha_{px})}$$

Pérdidas por Asentamiento Cuña durante la Transferencia ( $\Delta f_{pA}$ ) (Sección 6.6.2) (Valor habitual 10 mm)

Pérdidas por Acortamiento elástico del concreto ( $\Delta f_{pES}$ ) (Sección 6.6.3)  

$$\Delta f_{pES} = K_{es} E_{ps} \frac{\Delta f_{cpa}}{E_{ci}}$$

Línea 14

Cálculo de Momentos Flectores

Cálculo Solicitaciones Máximas de Diseño

Cálculo de Fuerzas Cortantes

**2**

**3**

### Cálculo de Momentos Flectores (Viene de Línea 14)

Línea 15

Momentos por Acción de Suelos Compresibles (Sección 6.13)

**2**

Momentos por Cargas Superimpuestas

Línea 16

Momento en la dirección larga

Momento en la dirección corta

Método Analítico

Método Numérico (Elementos finitos)

Línea 17

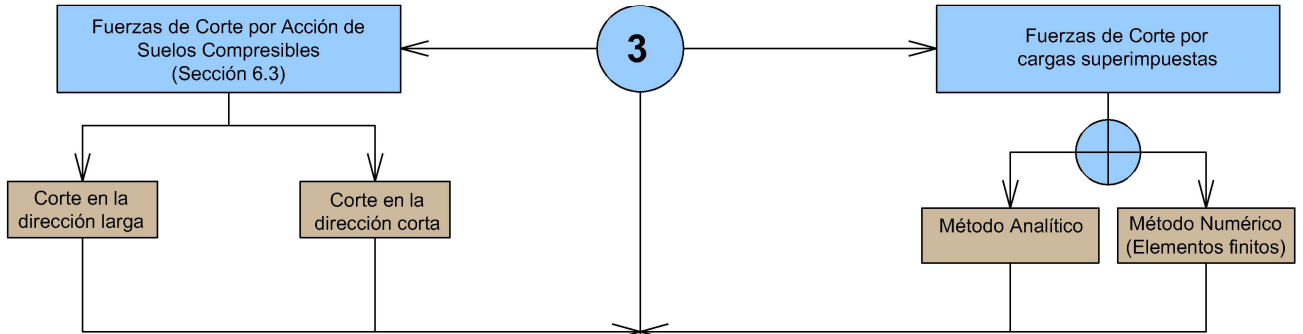
**4**

### Diagrama de Flujo Número 4 - Continuación

Línea 18

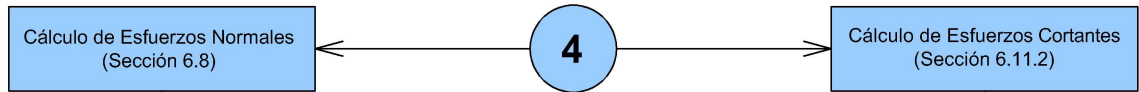
#### Cálculo de Fuerzas Cortantes (Viene de Línea 14)

Línea 19

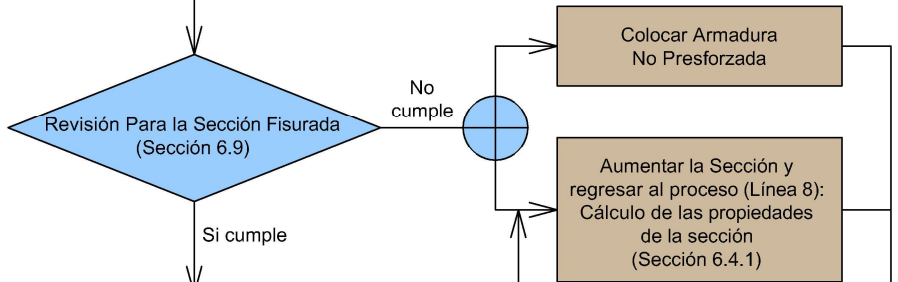


Línea 20

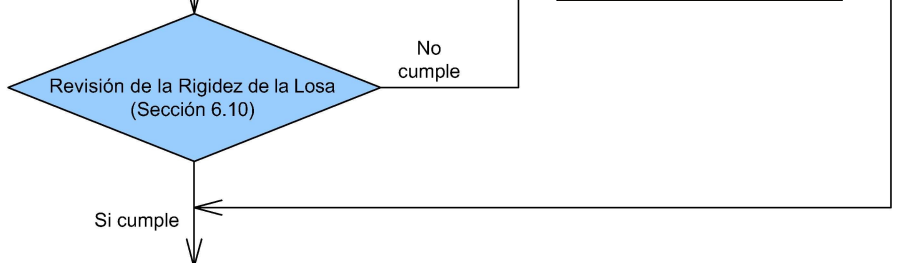
Línea 21



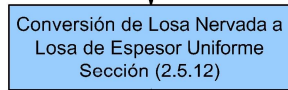
Línea 22



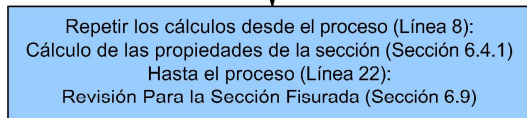
Línea 23



Línea 24



Línea 25



Línea 26



## 5. Notaciones

En esta sección se detallan los términos y variables presentes en las ecuaciones y en la metodología de esta guía académica. Estas definiciones actúan como apoyo, asegurando una interpretación precisa y consistente de los conceptos presentados en los capítulos posteriores.

$A$	= Área de la sección transversal bruta del concreto, mm <sup>2</sup>	$b$	= Ancho de una nervadura de refuerzo individual, mm
$A'_b$	= Área máxima de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el anclaje del tendón, mm <sup>2</sup>	$C$	= Constante utilizada en la ecuación de Momentos de servicio máximos aplicados.
$A_b$	= Área de apoyo debajo de un anclaje de tendón, mm <sup>2</sup>	$C_{\Delta}$	= Coeficiente utilizado para establecer la rigidez mínima de la cimentación.
$A_{bm}$	= Área total de la sección transversal del concreto de la nervadura, mm <sup>2</sup>	$CGC$	= Centroide geométrico de la sección bruta de concreto, mm
$A_c$	= Coeficiente de actividad de la arcilla	$CGS$	= Centro de gravedad de la fuerza de pretensado, mm
$A_o$	= Coeficiente de la ecuación de Momentos de servicio máximos aplicados	$C_p$	= Coeficiente para el esfuerzo de la losa debido a la carga de partición - función de ks
$A_{ps}$	= Área del acero de pretensado, mm <sup>2</sup>	$CR$	= Pérdida de pretensado por fluencia del concreto, Mpa
$A_{sl}$	= Área total de la sección transversal del concreto de la losa, mm <sup>2</sup>	$c$	= Distancia entre el CGC y las fibras de la sección extrema, mm
$A_v$	= Área de la armadura de cortante de la nervadura, mm <sup>2</sup>	$D$	= Profundidad de la capa de suelo, m
$B$	= Constante utilizada en la ecuación de Momentos de servicio máximos aplicados	$E_c$	= Módulo de elasticidad del concreto, MPa
$B_w$	= Ancho supuesto de la losa, mm	$E_{cr}$	= Módulo de elasticidad del concreto a largo plazo o por fluencia, MPa. A menos que se utilicen cálculos más refinados, $E_{cr}$ puede tomarse como 1.500.000 psi

$EI$	= Índice de expansión (ver UBC 1991 Tabla 29-C y Normas UBC Sección 29-2), MPa	$f_{cr}$	= Módulo de rotura del concreto, esfuerzo de flexión que produce la fisuración, MPa
$ES$	= Pérdida de pretensado debida al acortamiento elástico del concreto, MPa	$f_e$	= Esfuerzo efectivo del tendón después de las pérdidas debidas al acortamiento elástico, la fluencia y la contracción del concreto, y la relajación del acero, MPa
$e_p$	= Excentricidad de la fuerza de postensado (distancia perpendicular entre el CGS y el CGC), mm	$f_p$	= Esfuerzo de compresión residual medio mínimo, MPa
$e_1, e_2$	= Relaciones de vacío correspondientes a las respectivas presiones de sobrecarga P1 y P2	$f_{pi}$	= Esfuerzo admisible del tendón inmediatamente después de la tensión, MPa
$e_m$	= Distancia de variación de la humedad desde los bordes, mm	$f_{pj}$	= Esfuerzo admisible en el tendón debido a la fuerza de empuje del tendón, MPa
$e$	= Base de logaritmos naturales	$f_{pu}$	= Esfuerzo máximo de tracción del tendón especificado, MPa
$F$	= Factor de influencia	$f_t$	= Esfuerzo admisible de flexión del concreto, MPa
$F_f$	= Factor de tejido utilizado para modificar el coeficiente de difusión no saturado ( $\alpha$ ) por la presencia de raíces, capas, fracturas y juntas	$g$	= Factor de momento de inercia
$f$	= Esfuerzo de flexión del concreto aplicado (tensión o compresión), MPa	$h$	= Profundidad total del nervio de refuerzo, medida desde la superficie superior de la losa hasta la parte inferior del nervio, mm
$f'_c$	= Resistencia a la compresión del concreto a 28 días, MPa	$H$	= Espesor de una cimentación de espesor uniforme, mm
$f'_{ci}$	= Resistencia a la compresión del concreto en el momento del esfuerzo de los tendones, MPa	$I$	= Momento de inercia bruto del concreto, mm <sup>4</sup>
$f_{bp}$	= Esfuerzo admisible en los anclajes de los tendones, MPa	$I_m$	= Índice de humedad Thornthwaite
$f_c$	= Esfuerzo admisible de flexión del concreto, MPa	$k$	= Relación entre la profundidad y el eje neutro, MPa

$k_s$	= Módulo de la subrasante del suelo, kN/m <sup>2</sup> /m	$n$	= Número de nervios de refuerzo en una sección transversal de ancho $W$
$L$	= Longitud total de la cimentación (o longitud total del rectángulo de diseño) en la dirección considerada (corta o larga), perpendicular a $W$ , mm	$P$	= Una carga de línea de servicio ( $P$ ) uniforme sin factorizar que actúa a lo largo de toda la longitud de las nervaduras de refuerzo perimetrales y que representa el peso del material de construcción exterior y la parte de las cargas vivas y muertas de la superestructura que se enmarcan en el muro exterior. $P$ no incluye ninguna parte del concreto de los cimientos, kN/m
$LL$	= Límite de líquido, %	$P_b$	= Carga puntual, kN
$LI$	= Longitud larga del rectángulo de cálculo, mm	$P_e$	= Fuerza efectiva de pretensado después de las pérdidas debidas al acortamiento elástico, la fluencia y la contracción del concreto, y la relajación del acero, MPa
$L_s$	= Longitud corta del rectángulo de cálculo, mm	$PI$	= Índice de plasticidad, %
$M_{cs}$	= Momento de servicio aplicado en la cimentación sobre suelo compresible, kN-m/m	$PL$	= Límite de plasticidad, %
$M_L$	= Máximo momento de carga de servicio aplicado en la dirección larga (causando esfuerzos de flexión en la sección transversal corta) desde la condición de expansión de elevación central o de elevación de borde, kN-m/m	$P_i$	= Fuerza de pretensado inmediatamente después del esfuerzo y el anclaje de los tendones, MPa
$M_{max}$	= Momento máximo en la cimentación bajo el tabique de carga, kN-m/m	$P_r$	= Fuerza de pretensado efectiva considerando la fricción del subsuelo = $P_e - SG$ , MPa
$M_{ns}$	= Momento que se produce en la condición de no expansión, kN-m/m	$P_s$	= Fuerza de pretensado en el extremo del gato inmediatamente antes del anclaje de los tendones, típicamente 0.8Apsfpu, MPa
$M_s$	= Momento máximo de carga de servicio aplicado en la dirección corta (causando esfuerzos de flexión en la sección transversal larga) a partir de la condición de expansión de elevación central o de elevación de borde, kN-m/m	$p_F$	= Valor de succión del suelo
$NT$	= Número de tendones		

$P_1, P_2$	= Presiones del suelo de sobrecarga correspondientes a las relaciones de vacío $e_1$ y $e_2$ , MPa	$S_b$	= Módulo de sección con respecto a la fibra inferior, $\text{mm}^3$
$q_{adm}$	= Presión admisible del suelo, MPa	$S_i$	= Módulo de sección con respecto a la fibra superior, $\text{mm}^3$
$q_u$	= Resistencia a la compresión no confinada del suelo, MPa	$t$	= Espesor de la losa en cimentaciones nervadas, mm
$RE$	= Pérdida de pretensado debido a la relajación del acero, MPa	$UTF$	= Cimentación de espesor uniforme
$r_1$	= Relación de área	$V$	= Fuerza de corte de la carga de servicio controlada, la mayor de $V_S$ o $V_L$ , kN/m
$S$	= Distancia entre las nervaduras de refuerzo interior utilizadas para las ecuaciones de momento y cortante, mm	$V_{cs}$	= Fuerza cortante máxima de la carga de servicio en la cimentación sobre suelo compresible, kN/m
$s$	= Separación de la armadura de cortante de la nervadura, mm	$V_L$	= Máxima fuerza de corte de la carga de servicio en la dirección larga de la condición de expansión de la elevación central o de la elevación del borde, kN/m
$SF$	= Factor de forma = donde el perímetro de la cimentación está en mm y el área de la cimentación, $\text{mm}^2$	$V_{ns}$	= Fuerza de corte de la carga de servicio en la condición de no expansión, kN/m
$S_s$	= Pendiente de la curva de succión vs. contenido volumétrico de agua	$V_s$	= Máxima fuerza de corte de la carga de servicio en la dirección corta desde la condición de expansión de la elevación central o de la elevación del borde, kN/m
$SCF$	= Factor de cambio de esfuerzo, utilizado en la determinación de $Y_m$	$v$	= Esfuerzo de corte de la carga de servicio, MPa
$SG$	= Pérdida de pretensión debido a la fricción de la subrasante, MPa	$V_c$	= Esfuerzo cortante admisible del concreto, MPa
$SH$	= Pérdida de pretensado debida a la retracción del concreto, MPa	$W$	= Ancho de la cimentación (o ancho del rectángulo de diseño) en la dirección



	considerada (corta o larga), perpendicular a L, mm		en el suelo a compresión debido a la carga total expresada como carga uniforme
$W_{losa}$	= Peso de la cimentación, kN		
$w$	= Densidad unitaria del concreto, kN/m <sup>3</sup>	$\beta$	= Longitud de rigidez relativa, distancia aproximada desde el borde de la cimentación hasta el punto de momento máximo, mm
$Y_m$	= Máximo movimiento diferencial del suelo sin restricción, mm	$\gamma_o$	= Cambio del volumen del suelo para un cambio en la succión para el 100% de arcilla fina
$z$	= El menor de L o $6\beta$ en la dirección considerada, mm	$\gamma_h$	= Cambio del volumen del suelo para un cambio en la succión corregido por el % real de arcilla fina. También se denomina índice de compresión por succión de la matriz
$Z_m$	= Profundidad por debajo de la superficie del suelo en la que la succión varía en menos de $0,027pF/\text{pie}$	$\gamma_{corr}$	= Índice de compresión por succión corregido por el componente de grano grueso del suelo
$\%fc$	= Porcentaje de arcilla fina, %	$\gamma h_{mod}$	= Cambio del volumen del suelo para un cambio en la succión corregido para el porcentaje real de arcilla fina ponderado para suelos estratificados
$\alpha$	= Coeficiente de difusión no saturada, una medida del movimiento de la humedad en los suelos no saturados		
$\alpha'$	= Coeficiente de difusión no saturado modificado por el factor de tejido del suelo, $\alpha' = \alpha F_f$		
$\mu$	= Coeficiente de fricción entre la cimentación y la subrasante		
$\delta$	= Asentamiento esperado, informado por el ingeniero geotécnico, que se produce		

## 6. Diseño Estructural de Losas Postensadas Apoyadas Sobre el Terreno

### 6.1. Generalidades

El método de diseño presentado en está basado en el método de esfuerzos de trabajo o método de cargas de servicio. Los esfuerzos del concreto causados por los momentos y cortantes, que actúan sobre una sección no fisurada, se limitan a valores específicos admisibles. Las deflexiones diferenciales en la losa se limitan a valores aceptables proporcionando una rigidez mínima de la cimentación que es función de la compatibilidad de la deformación de la superestructura.

*Comentario: Aunque el diseño supone una sección no fisurada, éste no queda invalidado por la presencia de fisuras de contracción, que se encuentran en cierto grado en la mayoría de los cimientos apoyados en el suelo. Los efectos de la contracción y de las grietas por flexión se han investigado, tanto en el trabajo de investigación de Wray (1978) como en estudios posteriores como el de Bondy, K.B (1995), y en cada caso, se ha encontrado que no tienen consecuencias significativas debido a la orientación y localización típicas de las fisuras por contracción y al aumento del soporte de la losa proporcionado por el suelo después de la fisuración. Este aumento en el soporte del suelo también impidió las rotaciones necesarias para desarrollar las resistencias "últimas" convencionales de la sección fisurada, por lo que las resistencias últimas no se consideran directamente en el procedimiento de diseño. No obstante, en la presente guía académica se incluye una revisión que requiere capacidades de flexión equivalentes fisuradas y no fisuradas para tener en cuenta el agrietamiento por contracción.*

Este procedimiento puede ser utilizado para el diseño de cimentaciones nervadas o de espesor uniforme. Para diseñar una cimentación de espesor uniforme, se debe primero diseñar una cimentación nervada que satisfaga los requerimientos del procedimiento de diseño para cimentaciones nervadas. Posteriormente, las cimentaciones nervadas resultantes se convierten en una cimentación equivalente de espesor uniforme.

El procedimiento de diseño estructural para losas postensadas apoyadas sobre suelos expansivos debe incluir los siguientes pasos:

- A. Reunir todos los datos de diseño conocidos. Ver sección 6.2.
- B. Dividir una planta de cimentación irregular en rectángulos superpuestos. Verificar que el Factor de Forma (SF) es menor o igual a 24 para la aplicabilidad de este procedimiento de diseño. Diseñar cada porción rectangular de la planta por separado. Ver sección 6.3.

*Comentario: Generalmente, la forma de la planta de la cimentación es un solo cuadrado o rectángulo. Otras formas se modelarán con rectángulos superpuestos tan grandes como sea posible dentro del perímetro real de la cimentación, y cada rectángulo se analizará por separado. Los valores más grandes de fuerzas internas y deflexiones obtenidas del análisis de todos los rectángulos individuales se utilizarán para el diseño. Se debe prestar atención principal a los rectángulos que representan de manera más razonable la parte principal de la cimentación. Los rectángulos largos y estrechos pueden no representar el conjunto de la cimentación y, en la mayoría de los casos, no deberían regir el diseño.*

- C. Inicialmente se debe trabajar considerando una cimentación nervada. Por otro lado, se debe suponer una sección de prueba tanto en la dirección larga como en la dirección corta del rectángulo de diseño. Ver sección 6.4.

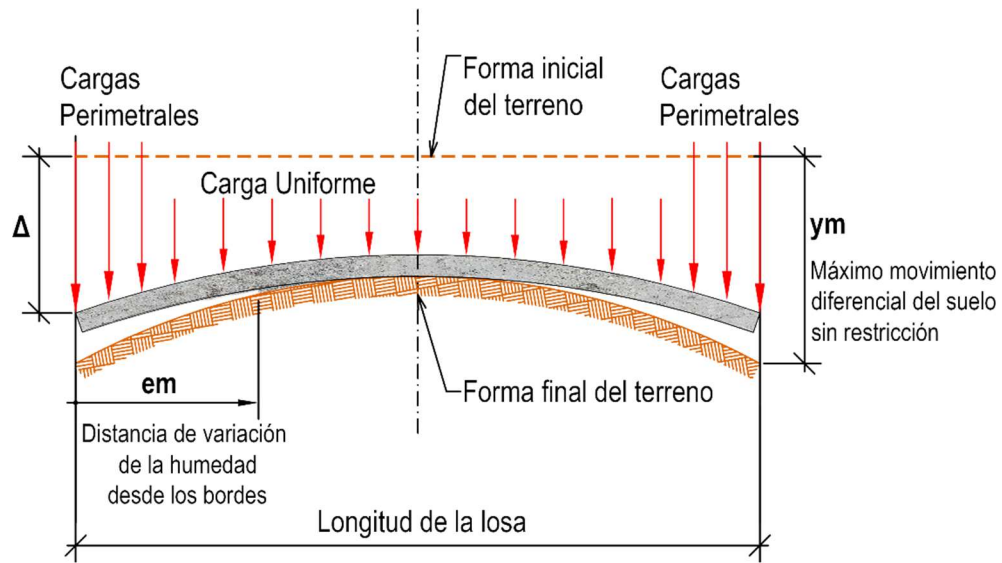
- D. Calcule el momento flector para cargas de servicio en cada dirección, ya sea para la condición de elevación central de la losa, modelo de elevación de los bordes de la losa y efectos de las cargas superimpuestas tales como cargas lineales, concentradas, móviles, etc. Ver sección 6.7.
- E. Calcular los esfuerzos de flexión del concreto causados por los momentos flectores de servicio aplicados y compararlos con los esfuerzos admisibles de flexión del concreto. Ver secciones 6.5 y 6.8.
- F. Calcular la rigidez mínima requerida de la losa postensada de cimentación y compararla con la rigidez real. Ver sección 6.10.
- G. Calcular la fuerza cortante de servicio actuante y el correspondiente esfuerzo cortante en las secciones supuestas y comparar el esfuerzo cortante aplicado con el esfuerzo cortante admisible del concreto. Ver sección 6.11.
- H. Si la losa postensada de cimentación es de espesor constante, se deberá convertir la cimentación nervada en una equivalente de espesor uniforme, y se deberá comprobar que ésta se ajusta a los requisitos de esfuerzo de flexión y de corte admisibles del concreto. Ver sección 6.12.
- I. Para otras condiciones de expansión del suelo, por ejemplo, para el corto y largo plazo se repetirán los pasos desde D hasta H.
- J. Revisar el diseño para la primera condición de expansión del suelo con el objetivo de determinar si son necesarios ajustes para compensar cualquier cambio de diseño resultante de la segunda condición de diseño de expansión del terreno abordada en el paso anterior.

- K. Verificar el efecto de la fricción de la subrasante con el propósito de asegurar una fuerza mínima de presfuerzo ( $P_r$ ) en ambas direcciones. Ajustar la fuerza de postensado si es necesario. Ver sección 6.6.
- L. Calcular los esfuerzos debidos a cualquier carga concentrada pesada, uniformemente distribuida, carga móvil, etc. en la losa y proporcionar detalles especiales de transferencia de carga cuando sea necesario.
- M. Comprobar las secciones críticas (secciones de máximos esfuerzos) con los esfuerzos admisibles en secciones fisuradas y no fisuradas. Aumentar la fuerza de presfuerzo o añadir un refuerzo no pretensado según sea necesario para el control de las fisuras por contracción. Ver sección 6.9.

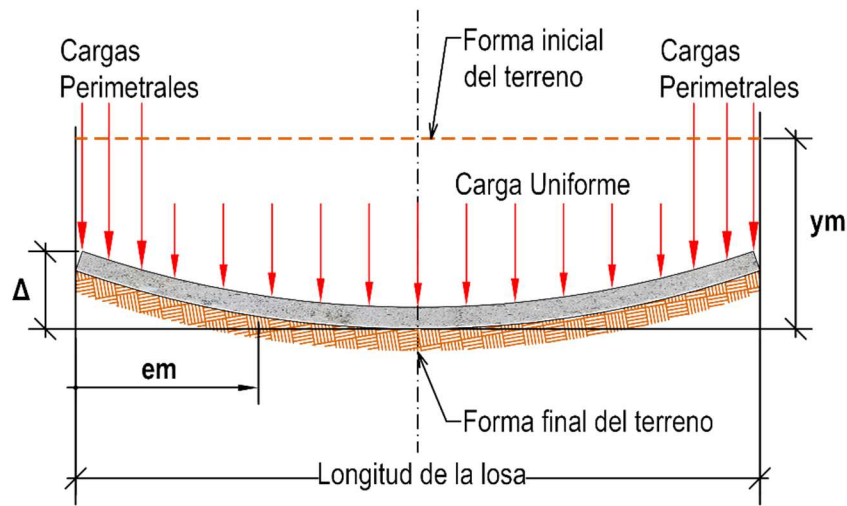
El procedimiento de diseño para las cimentaciones en suelos compresibles es similar al anterior, excepto que se utilizan diferentes ecuaciones y la deformación primaria por flexión suele ser similar a la mostrada en la Figura 6.1, modificada por el efecto de la carga de borde ( $P$ ) para el caso de análisis de elevación de los bordes de la losa. Ver sección 6.13.

Se puede realizar un análisis de elementos finitos en lugar de las fórmulas y procedimientos específicos de diseño estructural para losas postensadas sobre suelos expansivos presentados en este capítulo. El modelo de elementos finitos debe considerar la interacción de la cimentación de concreto y el suelo. Las características expansivas del suelo deben ser establecidas usando los criterios especificados en el capítulo de geotécnica de la presente guía académica.

Figura 6.1 Elevación del borde y elevación del centro de la losa.



**LEVANTAMIENTO DEL CENTRO**



**LEVANTAMIENTO DE LOS BORDES**

Nota. Adaptada de Post-Tensioning Institute (2008)

## 6.2. Datos de diseño requeridos

La información requerida del estudio de suelos y las propiedades estructurales y mecánicas de los materiales necesarias para el diseño son las siguientes:

- Propiedades mecánicas del suelo:
  - a) Capacidad portante del suelo ( $q_{allow}$ ) en MPa.
  - b) Distancia de variación de humedad en el borde de la losa de cimentación ( $e_m$ ) en metros (m).
  - c) Movimiento diferencial del suelo ( $y_m$ ) en milímetros (mm).
  - d) Coeficiente de fricción de la subrasante ( $\mu$ ).
  
- Datos estructurales y propiedades mecánicas de los materiales:
  - a) Longitud de la cimentación en ambas direcciones (L) en metros (m).
  - b) Carga perimetral (P) en kN/m. Es una carga que actúa a lo largo de todo el perímetro de la losa de cimentación y que representa el peso total de la fachada y la parte de las cargas vivas y muertas de la superestructura que se transmiten a través de la misma, excluyendo cualquier parte del peso de la cimentación. Cuando (P) varía significativamente, se utilizará el valor más grande para el caso de la elevación central de la losa y el valor más pequeño para la elevación de los bordes de la placa de cimentación.
  - c) Distancia media (promedio) entre los nervios de rigidización (S) en metros (m), para las dos direcciones.
  - d) Altura de los nervios (h) en milímetros (mm).
  - e) Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días ( $f'_c$ ) en MPa.
  - f) Esfuerzo admisible de tracción por flexión en el concreto ( $f_t$ ) en MPa.
  - g) Esfuerzo admisible de compresión por flexión en el concreto ( $f'_c$ ) en MPa.
  - h) Tipo, grado y resistencia del acero de presfuerzo.
  - i) Pérdidas de presfuerzo.
  - j) Coeficiente de rigidez  $C_\Delta$  (Tabla 6.7)

### 6.3. Losas de Forma Irregular

Las losas de forma irregular deben dividirse en rectángulos superpuestos de forma que el límite o perímetro resultante proporcione una congruencia razonable con el contorno de la cimentación. Ver el ejemplo dado en los apéndices. Se debe realizar un diseño independiente para cada uno de los rectángulos que componen la cimentación (excepto en los casos en los que los rectángulos sean de dimensiones similares). Los rectángulos de diseño deben satisfacer los criterios del factor de forma dados en la sección siguiente, y como se describe en el párrafo siguiente. Debe prestarse especial atención al rectángulo que represente de forma más razonable la mayor parte del plano de cimentación real. Los rectángulos largos y estrechos pueden no modelar adecuadamente el conjunto de la cimentación y, en general, no deben regir el diseño.

#### 6.3.1. Factor de Forma de la Losa

La geometría de la planta de la losa se fija generalmente por requisitos funcionales y arquitectónicos. La experiencia ha demostrado que algunas formas irregulares no pueden resistir adecuadamente la flexión calculada por el método de los rectángulos superpuestos debido a los efectos de torsión. Por tal motivo, se recomienda aplicar un cálculo del factor de forma (SF) para comprobar esta condición en la configuración de la losa:

$$SF = \frac{(\text{Perímetro de la losa})^2}{\text{Área total de la losa}} \quad (6.1)$$

Si (SF) es superior a 24, se debe considerar la posibilidad de modificar la geometría de la cimentación, la configuración estructural de la misma, tratar el suelo para reducir su expansión, utilizar refuerzos adicionales no pretensados o nervaduras adicionales en las zonas de altos esfuerzos de torsión. El análisis mediante procedimientos de elementos finitos también puede utilizarse en el caso de  $SF > 24$ . Los enfoques geotécnicos deben encaminarse para reducir el centro de ( $y_m$ ) a menos de 50 mm y el borde de ( $y_m$ ) a menos de 25 mm.



Las técnicas para reducir la expansión del suelo podrían incluir la inyección de agua, la inyección de cal o de productos químicos, la retirada y la sustitución por materiales de suelo poco expansivos o barreras perimetrales, etc. En cualquiera de los casos, el análisis geotécnico debe considerar la reducción de ( $e_m$ ) por la técnica seleccionada. Se puede considerar que la profundidad de remoción y reemplazo con materiales de baja expansividad o condicionados por la humedad, tiene un efecto igual al de una barrera perimetral de profundidad similar, sin embargo, cada enfoque de tratamiento debe ser evaluado individualmente por el ingeniero geotécnico. Cuando se utiliza un relleno selecto o material granular en el método de remoción y reemplazo, se debe tener extremo cuidado para que no se cree una "bañera" no drenada.

#### 6.4. Hipótesis para la sección de prueba

Seleccionar el coeficiente de rigidez ( $C_\Delta$ ) para el caso del levantamiento de los bordes y del centro de la losa la Tabla 6.2. Suponer un espaciamiento inicial ( $S$ ) de las nervaduras y determinar una altura inicial de las nervaduras como el valor más alto de ( $h$ ) a partir de las dos ecuaciones siguientes:

Caso de elevación del centro de la losa

$$h = \left[ \frac{(0.129Y_m L)^{0.205} (3.281S)^{1.059} (68.522P)^{0.523} (3.281e_m)^{1.296} C_\Delta}{14960.45 \cdot z} \right]^{0.824} * 25.4 \quad (6.2)$$

Caso de elevación del centro de la losa

$$h = \left[ \frac{(3.281L)^{0.35} (3.281S)^{0.86} (3.281e_m)^{0.74} (3.94_{E-2} Y_m)^{0.76} C_\Delta}{626.633(68.522P)^{0.01}(z)} \right]^{1.176} * 25.4 \quad (6.3)$$

*Comentario: Generalmente, el caso de elevación del centro de la losa rige el espesor de la losa.*

Donde:

Variable	Unidad	Variable	Unidad	Variable	Unidad
h	mm	P	kN/m	$C_{\Delta}$	-
$Y_m$	mm	$e_m$	m	z	m
L	m	S	m		

La separación máxima de las nervaduras será de 4.50 m.

$z =$  El menor valor de (L) y  $(6\beta)$  en la dirección de análisis, metros (m).

$\beta =$  Longitud de rigidez relativa, distancia aproximada desde el borde de la cimentación hasta el punto de máximo momento, metros (m).

$E_{cr} =$  Módulo de elasticidad a largo plazo o flujo plástico del concreto (creep), MPa. A menos que se utilicen cálculos más refinados,  $E_{cr}$  puede tomarse como 10 340 MPa

$I =$  Momento de inercia de la sección bruta de la cimentación,  $cm^4$ .

Para efectos de predimensionamiento de losas de espesor constante, se pueden utilizar los espesores dados en la Tabla 6.1 presentada a continuación:

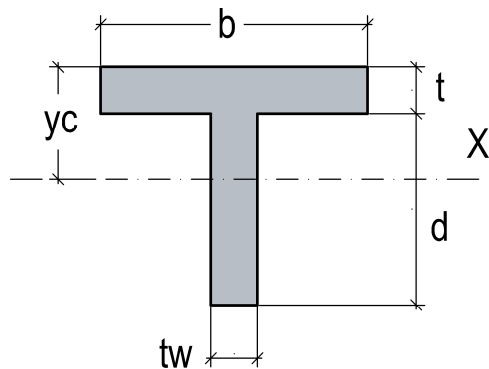
*Tabla 6.1. Espesores equivalentes de losas presforzadas.*

Espesor de Losas No Presforzadas	Presfuerzo Efectivo Promedio		
	0.70 MPa	0.90 MPa	1.00 MPa
150 mm	110 mm	100 mm	100 mm
180 mm	130 mm	125 mm	120 mm
200 mm	150 mm	140 mm	130 mm
230 mm	170 mm	160 mm	150 mm

Nota. Adaptada de PTI DC10.3-20 (2020).

A. Cálculo del Momento de Inercia para una Sección Te.

Esquema de cálculo:



$$I_x = \frac{b}{3}(d+t)^3 - \frac{d^3}{3}(b-tw) - A(d+t-yc)^2$$

$$A = t * b + tw * d \qquad yc = \frac{bt^2 + twd(2t + d)}{2(tb + twd)}$$

B. Cálculo del Momento de Inercia para una Sección Rectangular:  $I = bh^3/12$ .

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{1\,500\,000 \cdot I}{1000 \cdot 41.6231}} \div 3.281 \qquad (6.4)$$

$\beta$  = Longitud de rigidez relativa, distancia aproximada desde el borde de la cimentación hasta el punto de máximo momento, metros (m).

Ecr = Módulo de elasticidad a largo plazo o flujo plástico del concreto (creep),  
Ecr = 10 340 MPa. A menos que se utilicen cálculos más refinados

I = Momento de inercia de la sección bruta de la cimentación,  $cm^4$

Si se utilizan diferentes alturas de nervios en el análisis (como un nervio de borde más profundo), la relación entre la profundidad del nervio más profundo y el más superficial no deberá ser superior a 1.2.

*Comentario: La profundidad de las nervaduras es el parámetro estructural que más influye en la capacidad de momento, la capacidad de corte y las deformaciones en las cimentaciones nervadas. El estudio informático utilizado en el desarrollo del método de diseño, se basó en un momento de inercia uniforme en todo el ancho de la cimentación, lo que implica que todas las nervaduras tienen la misma profundidad. Sin embargo, en la actualidad existe una importante experiencia de éxito con cimentaciones nervadas en las que el diseño se basa en más de una profundidad de nervadura (por ejemplo, una nervadura de borde más profunda y nervaduras interiores menos profundas). Sobre esta base, se permite utilizar nervios de diferentes profundidades en el diseño, siempre que la relación entre el nervio más profundo y el más superficial no sea superior a 1.2. Además, la profundidad total del nervio ( $h$ ) no será en ningún caso inferior a 280 mm, y deberá extenderse al menos 180 mm por debajo del fondo de la losa ( $h \geq t + 180 \text{ mm}$ ).*

El ancho de las nervaduras ( $b$ ), afecta a la capacidad portante del suelo, al esfuerzo cortante aplicado y a todas las propiedades de la sección. Para asegurar la exactitud de las ecuaciones expuestas para los momentos de servicio aplicados, los cortantes y las deflexiones (en las que  $b$  no aparece), el ancho de las nervaduras utilizado en los cálculos de las propiedades de la sección debe limitarse a un rango de 150 mm a 350 mm. Dentro de este rango, el diseño a flexión prácticamente no se ve afectado por el ancho del nervio. Basándose en la experiencia adquirida, está permitido utilizar nervaduras de diferentes anchos.

Las nervaduras excavadas de menos de 200 mm de ancho pueden ser poco prácticas debido a las consideraciones de excavación. Se pueden utilizar anchos de nervaduras superiores a 350 mm si así se requiere por capacidad portante, sin embargo, en ese caso se utilizará un ancho de 350 mm en los cálculos de las propiedades de la sección. En la práctica, los anchos de nervaduras más comunes para la excavación son de 250 mm a 300 mm.

Las observaciones de numerosos cimientos construidos en suelos con bajos valores de capacidad portante y diseñados utilizando áreas de soporte más grandes (que contienen una parte de la losa además del ancho del nervio) han mostrado un rendimiento satisfactorio.

Por esta razón, se recomienda que la presión máxima en el suelo se calcule con el área de los fondos de las nervaduras más una porción de la losa igual a 16 veces su espesor para las nervaduras interiores y 6 veces el espesor de la losa para las nervaduras exteriores. Así, esta presión calculada no deberá exceder la capacidad portante del suelo especificada por el ingeniero geotécnico.

Continuidad de los nervios. Las nervaduras deben ser continuas entre los bordes de los rectángulos de diseño (bordes de la cimentación) en ambas direcciones. Para ser considerada como una nervadura continua en el rectángulo de diseño, el nervio deberá (a) ser continuo o (b) estar conectado a un nervio paralelo por otro perpendicular que transfiera por torsión el momento de flexión en el nervio.

#### **6.4.1. Determinación de las propiedades de la sección**

El momento de inercia, el módulo de la sección y el área de la sección transversal de las losas y las vigas, así como la excentricidad de la fuerza de postensado pueden calcularse para la profundidad del nervio de prueba determinado anteriormente de acuerdo con los procedimientos normales de ingeniería estructural.

### **6.5. Esfuerzos admisibles**

#### **6.5.1. Límites para los esfuerzos en el concreto**

Se recomiendan los siguientes esfuerzos admisibles para cargas de servicio:

$f'_c$  = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días, MPa.

Esfuerzo admisible de tracción por flexión en el concreto:

$$f_t = 0.5\sqrt{f'_c} \quad [\text{MPa}] \quad (6.5)$$

Comportamiento supuesto: No fisurado

Esfuerzo admisible de compresión por flexión en el concreto, basado en sección no fisurada:

$$f_c = 0.45f'_c \text{ [MPa]} \quad (6.6)$$

(después de que han ocurrido todas las pérdidas de presforzado)

Esfuerzo admisible de aplastamiento del concreto en la zona de anclajes:

Con carga de servicio:

$$f_{bp} = 0.6f'_c \sqrt{\frac{A'_b}{A_b}} \leq f'_c \text{ [MPa]} \quad (6.7)$$

En transferencia: Esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la aplicación del presforzado (antes de las pérdidas de presforzado que dependen del tiempo).

$$f_{bp} = 0.8f'_{ci} \sqrt{\frac{A'_b}{A_b} - 0.2} \leq 1.25f'_{ci} \text{ [MPa]} \quad (6.8)$$

$A_b$  = Área bruta de la sección (cm<sup>2</sup>)

$A'_b$  = Área máxima de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el anclaje del tendón, (cm<sup>2</sup>)

$f'_{ci}$  = Resistencia a la compresión del concreto en el momento de tensar los tendones, MPa.

Esfuerzo de corte admisible del concreto:

$$v_c = 0.2\sqrt{f'_c} + 0.2f_p \text{ [MPa]} \quad (6.9)$$

$f_p$  = Esfuerzo promedio mínimo de compresión de presfuerzo residual [MPa].

*Comentario: La ecuación para el esfuerzo cortante admisible refleja tanto la resistencia del concreto como el de la compresión del presforzado. Al desarrollar esta ecuación, el PTI (Post-tensioning Institute), investigó la relación entre el esfuerzo cortante vertical y el esfuerzo de tensión principal, documentó los valores recomendados que se han utilizado para el esfuerzo de tensión principal admisible y la relación de estos valores con la práctica actual de la ingeniería estructural para los esfuerzos cortantes verticales admisibles.*

### **6.5.2. Límites para los esfuerzos de tracción en el acero de presforzado.**

Se recomienda que los esfuerzos en los torones debido al presfuerzo no excedan los valores especificados en esta guía o los valores recomendados por el fabricante de los torones o anclajes.

Esfuerzo admisible debido a la fuerza del gato de presforzado:

$$f_{pj} = 0.8f_{pu} \leq 0.94f_{py} \text{ [MPa]} \quad (6.10)$$

Esfuerzo admisible inmediatamente después de la transferencia de presforzado:

$$f_{pi} = 0.70f_{pu} \text{ [MPa]} \quad (6.11)$$

## 6.6. Pérdidas de presfuerzo

Para determinar la fuerza efectiva en el acero de presfuerzo ( $P_e$ ) se deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de presfuerzo:

- Pérdidas por fricción debidas a la curvatura accidental de los tendones de postensado ( $P_{px}$ ).
- Asentamiento de cuña durante la transferencia ( $\Delta f_{pA}$ ).
- Acortamiento elástico del concreto ( $\Delta f_{pES}$ ).
- Flujo plástico del concreto ( $\Delta f_{pCR}$ ).
- Retracción del concreto ( $\Delta f_{pSR}$ ).
- Relajación de esfuerzo en el acero de presfuerzo ( $\Delta f_{pR}$ ).
- Fricción de la subrasante ( $\Delta f_{pSG}$ ).

En lugar de calcular dichas pérdidas, se puede suponer un valor de 103 MPa para el torón de baja relajación, no obstante, este valor solo se recomienda para la etapa de pre dimensionamiento de la losa de cimentación.

*Comentario: Las ecuaciones presentadas para el cálculo de las diferentes pérdidas del presfuerzo pretenden ser una estimación razonable y son aplicables a miembros postensados de diseños normales con un esfuerzo de compresión en la fibra extrema en la zona de tracción pre comprimida bajo la condición de carga muerta completa que va de 2.41 MPa a 12.1 MPa, para concretos con una resistencia  $f'_c$  de 28 MPa y un peso específico de al menos 1.84 t/m<sup>3</sup>. Para condiciones de diseño inusuales, debe considerarse un procedimiento más detallado.*

*La sobreestimación de las pérdidas de presfuerzo puede ser casi tan perjudicial como la subestimación, ya que la primera puede dar lugar a una excesiva contra flecha y movimiento horizontal.*



### 6.6.1. Pérdidas por Fricción en los Tendones de Postensado ( $P_{px}$ )

La pérdida por fricción en los tendones de postensado ( $P_{px}$ ) a una distancia ( $l_{px}$ ) del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K \cdot l_{px} + \mu_p \cdot \alpha_{px})} \quad (6.12)$$

- $P_{pj}$  = Fuerza de presforzado en el extremo del gato (inmediatamente antes de anclar los tendones).
- $l_{px}$  = Distancia horizontal desde el extremo del gato de un elemento de acero de presfuerzo al punto bajo consideración.
- $\alpha_{px}$  = Cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración, radianes.

Las pérdidas por fricción deben basarse en coeficientes de fricción por desviación accidental ( $K$ ) y por curvatura ( $\mu_p$ ) determinados experimentalmente, y deben verificarse durante las operaciones de tensionamiento del tendón. No obstante, se pueden utilizar los valores dados en la Tabla 6.2, los cuales servirán solo como de guía, y si se determina que los factores de fricción son menores que los supuestos en el diseño, el esfuerzo en el tendón debe ajustarse para dar solamente la fuerza de presforzado requerida por el diseño en las partes críticas de la estructura.

En los planos de diseño se deben colocar los valores de ( $K$ ) y ( $\mu_p$ ) empleados en el diseño.

Tabla 6.2. Coeficientes de fricción para tendones postensados.

			Coeficiente de desviación accidental, (K) por metro	Coeficiente de curvatura $\mu_p$ por radian
Tendones inyectados en revestimiento metálico		Tendones de alambre	0.0033 - 0.0049	0.15 - 0.25
		Barras de alta resistencia	0.0003 - 0.0020	0.08 - 0.30
		Torones de 7 alambres	0.0016 - 0.0066	0.15 - 0.25
Tendones no adheridos	Recubierto con mástico	Tendones de alambre	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Pre engrasado	Tendones de alambre	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15

Nota. Adaptada de ACI Committee 318 (2019).

### 6.6.2. Pérdidas por Asentamiento Cuña durante la Transferencia ( $\Delta f_{pA}$ )

La magnitud del asentamiento será el valor mayor entre la requerida para controlar el esfuerzo en el acero de presforzado en el momento de la transferencia y la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del asentamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida debe indicarse en los documentos contractuales y debe ser verificada durante la construcción.

Esta pérdida ocurre antes de la transferencia, y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre el esfuerzo de tracción y el esfuerzo en el momento de la transferencia. Un valor habitual para el corrimiento de los anclajes es de 10 mm, aunque para algunos dispositivos de anclaje, tales como los utilizados para torones formados por barras, es más adecuado utilizar valores tan bajos como 1.6 mm.

Debido a la fricción, la pérdida debida al acuñaamiento de los anclajes afecta sólo una parte del elemento postensado.

### 6.6.3. Pérdidas por Acortamiento elástico del concreto ( $\Delta f_{pES}$ )

La pérdida de presfuerzo debida al acortamiento elástico del concreto es directamente proporcional a la deformación del mismo en el centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia.

Para cimientos con tendones adheridos:

$$\Delta f_{pES} = K_{es} E_{ps} \frac{\Delta f_{cgp}}{E_{ci}} \quad (6.13)$$

$K_{es} = 1.0$  para miembros pretensados

$K_{es} = 0.5$  miembros postensados cuando los tendones se tensan en orden secuencial a la misma tensión.

Con otros procedimientos de postensado, el valor de  $K_{es}$  puede variar de 0 a 0.5.

$$\Delta f_{cgp} = K_{cir} f_{cpi} - f_g \quad (6.14)$$

$$\Delta f_{cgp} = K_{cir} \left( \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e * Y_b}{I} \right) - \frac{M_G Y_b}{I} \quad (6.15)$$

$K_{cir} = 0.9$  para miembros pretensados

$K_{cir} = 1.0$  para miembros postensados

Los diferentes valores de los coeficientes  $K_{es}$  y  $K_{cir}$  explican la diferencia en el orden de transferencia.

- $E_{ps}$  = Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado. Debe determinarse mediante ensayos o ser informado por el fabricante.  
Usualmente 197 000 MPa.  
Norma de referencia: CCP 14.
- $E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto a los 28 días.  $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$  [MPa]  
(Para concreto de densidad normal)
- $E_{ci}$  = Módulo de elasticidad del concreto en el momento de aplicar el presfuerzo, MPa.
- $f_{cpi}$  = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de los tendones debido a ( $P_i$ ), MPa.
- $P_i$  = Fuerza de presfuerzo [kN] de los tendones en las secciones de máximo momento después de la reducción por pérdidas debidas a la fricción y a la pérdida de asiento en los anclajes, pero antes de la reducción para  $\Delta f_{pES}$ ,  $\Delta f_{pCR}$ ,  $\Delta f_{pSR}$  y  $\Delta f_{pR}$ . (esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia)
- $f_g$  = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de los tendones en las secciones de máximo momento debido al peso de la estructura en el momento en que se aplica el presfuerzo, MPa.
- $e$  = Excentricidad de los torones con respecto al centroide de la sección, m.
- $A_c$  = Área bruta de la sección de la losa o área de la sección compuesta, según aplique, m<sup>2</sup>.
- $I$  = Momento de inercia de la sección de la losa o de la sección compuesta, según aplique, m<sup>4</sup>.
- $Y_b$  = Distancia medida desde la fibra en tracción al eje neutro de la sección, m.
- $M_G$  = Momento flector debido en la sección crítica debido al peso de la estructura en el momento en que se aplica el presfuerzo, kN-m.

Para cimientos con tendones no adheridos:

$$\Delta f_{pES} = K_{es} E_{ps} \frac{\Delta f_{cpa}}{E_{ci}} \quad (6.16)$$

$\Delta f_{cpa}$  = Esfuerzo promedio de compresión en el concreto a lo largo del elemento en el centro de gravedad de los tendones inmediatamente después de aplicar el presfuerzo al concreto. (esfuerzo inmediatamente antes de la transferencia)

*Comentario: Dado que un tendón no adherido puede deslizarse dentro de su ducto, no experimenta los mismos cambios de deformación inducidos por la tensión que el concreto que lo rodea. Por esta razón, se sugiere utilizar el esfuerzo promedio de compresión ( $\Delta f_{cpa}$ ) en el concreto para evaluar las pérdidas de presfuerzo debidas al acortamiento elástico ( $\Delta f_{pSR}$ ) y al flujo plástico del concreto ( $\Delta f_{pCR}$ ). Este procedimiento relaciona las pérdidas para tendones no adheridos con la deformación promedio del miembro, en lugar de la deformación en el punto de máximo momento.*

#### **6.6.4. Pérdidas por Flujo Plástico del Concreto ( $\Delta f_{pCR}$ )**

Una parte de la deformación inicial de compresión inducida en el concreto inmediatamente después de la transferencia se reduce por la deformación de tracción resultante de la carga muerta permanente super impuesta. Por lo tanto, la pérdida de presfuerzo debida a la fluencia del concreto es proporcional a la deformación de compresión permanente neta en el concreto.

En el caso de los elementos de presfuerzo fabricados con concreto liviano de arena, la pérdida debida al acortamiento elástico del concreto es significativamente mayor debido a su menor módulo de elasticidad, lo que resulta en una reducción general de la pérdida debida a la fluencia. Este efecto se explica por una reducción del 20% del coeficiente de fluencia. En el caso de los elementos fabricados con todo tipo de concreto liviano, deben tenerse especialmente en cuenta las propiedades del agregado liviano utilizado.

Para cimientos con tendones adheridos:

$$\Delta f_{pCR} = K_{CR} \frac{E_{ps}}{E_c} (\Delta f_{cgp} - \Delta f_{cds}) \quad (6.17)$$

$\Delta f_{cds}$  = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de los tendones debido a todas las cargas muertas permanentes super impuestas que se aplican al miembro después de haber sido presforzado.

$K_{CR}$  = 2.0 para elementos pretensados.

1.6 para elementos postensado.

En el caso de los elementos de concreto liviano con arena, los valores anteriores de  $K_{CR}$  deben reducirse en un 20%.

Para cimientos con tendones no adheridos:

$$\Delta f_{pCR} = K_{CR} \frac{E_{ps}}{E_c} \Delta f_{cpa} \quad (6.18)$$

### 6.6.5. Pérdidas por Retracción del Concreto ( $\Delta f_{pSR}$ )

La deformación por retracción desarrollada en un elemento de concreto está influenciada, entre otros factores, por su relación volumen-superficie y la humedad relativa del ambiente. Así, la deformación de retracción efectiva  $\xi_{sh}$  se obtiene multiplicando la deformación de retracción última básica  $\xi_{shu}$  del concreto, tomada como  $550 \times 10^{-6}$ , por los factores  $(1 - 0.06 V/S)$  y  $(1.5 - 0.015RH)$ . Así:

RH = Humedad relativa media que rodea al elemento de concreto. Véase la Figura 6.2 .

V/S = Relación volumen/superficie. Suele tomarse como el área bruta de la sección transversal del miembro de concreto dividida por su perímetro.

$$\varepsilon_{sh} = 550 \times 10^{-6} \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) (1.5 - 0.015RH) \quad (6.19)$$

$$\varepsilon_{sh} = 8.2 \times 10^{-6} \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \quad (6.20)$$

La pérdida de presfuerzo debida a la contracción es, por tanto, el producto de la contracción efectiva ( $\xi_{sh}$ ) y el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. El factor ( $K_{sh}$ ) tiene en cuenta la reducción de la contracción debida al aumento del periodo de curado.

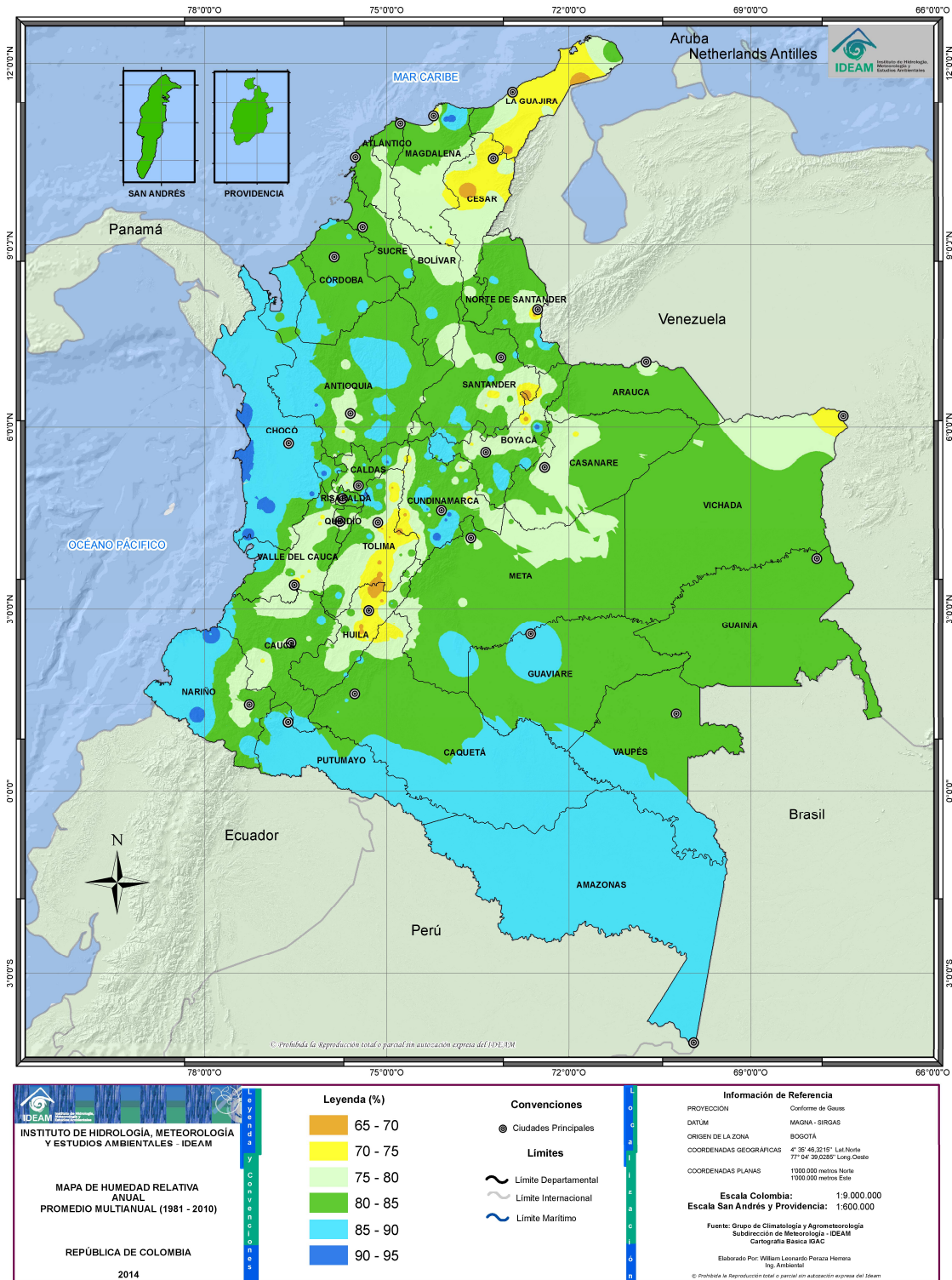
Debe tenerse en cuenta que, para algunos concretos livianos, la deformación básica de retracción última ( $\xi_{shu}$ ) puede ser mayor que el valor utilizado aquí. Además, en lugar de la expresión (1,5 - 0,015 HR) pueden utilizarse los siguientes factores de corrección tabulados para el efecto de la humedad relativa del ambiente:

*Tabla 6.3. Factores de corrección para concretos livianos del efecto de la humedad relativa del ambiente.*

RH (%) Promedio	Factor de corrección
40	1.43
50	1.29
60	1.14
70	1.00
80	0.86
90	0.43
100	0.00

Nota. Tomada de Zia, P., Preston, H. K., Scott, N. L., & Workman, E. B. (1979).

Figura 6.2 Mapa de humedad relativa anual promedio multianual (1981 - 2010)



Nota. Tomada del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM.



$$\Delta f_{pSR} = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} E_{ps} \left( 1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH) \quad (6.21)$$

$K_{sh} = 1.0$  para losas pretensadas

Para losas postensadas,  $K_{sh}$  se toma de la Tabla 6.4.

*Tabla 6.4. Valores de  $K_{sh}$  para losas postensadas*

Tiempo desde el final del curado hasta la aplicación del presfuerzo (días)								
	1	3	5	7	10	20	30	60
$K_{sh}$	0.92	0.85	0.8	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Nota. Tomada de Zia, P., Preston, H. K., Scott, N. L., & Workman, E. B. (1979).

#### 6.6.6. Pérdidas por Relajación del Esfuerzo en el Acero de Presforzado ( $\Delta f_{pR}$ )

La relajación de un tendón de presfuerzo depende del nivel de esfuerzo en el tendón. Los valores básicos de relajación ( $K_{re}$ ) para los diferentes tipos de acero se muestran en la Tabla 6.5. Sin embargo, debido a otras pérdidas de presfuerzo, se produce una reducción continua del esfuerzo del tendón, lo que provoca una reducción de la relajación. La reducción del esfuerzo del tendón debida al acortamiento elástico del concreto ocurre instantáneamente. Por otro lado, la reducción debida a la fluencia y a la contracción tiene lugar en un periodo de tiempo prolongado. El factor ( $J$ ) en la ecuación, se especifica para aproximar estos efectos.

$$\Delta f_{pR} = [K_{re} - J(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pES})]C \quad (6.22)$$

Los valores de ( $K_{re}$ ) y ( $J$ ) se toman de la Tabla 6.5.

Tabla 6.5. Valores de ( $K_{re}$ ) y ( $J$ )

TIPO DE TENDÓN	$K_{re}$	$J$
Grado 270 Relevado de esfuerzos Torón o alambre	20 000	0.15
Grado 250 Relevado de esfuerzos Torón o alambre	18 500	0.14
Grado 235 o 240 Relevado de esfuerzos Alambre	17 600	0.13
Grado 270 Baja relajación Torón	5 000	0.040
Grado 250 Baja relajación Alambre	4 630	0.037
Grado 235 o 240 Baja relajación Alambre	4 400	0.035
Grado 145 o 160 Relevado de esfuerzos Barras	6 000	0.050

Nota. Tomada de Zia, P., Preston, H. K., Scott, N. L., & Workman, E. B. (1979).

Los valores de ( $C$ ) se toman de la Tabla 6.6.

$$f_{pi} = P_i / A_{ps} \quad (6.23)$$

$A_{ps}$  = Área total de los tendones de presfuerzo.

$f_{pu}$  = Resistencia especificada a la tracción del acero de presforzado  
(resistencia última del tendón de presfuerzo)

Tabla 6.6. Valores de C

$f_{pi} / f_{pu}$	Relevado de esfuerzos Torón o alambre	Relevado de esfuerzos Barra o Baja relajación Torón o alambre
0.80	-	1.28
0.79	-	1.22
0.78	-	1.16
0.77	-	1.11
0.76	-	1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

Nota. Tomada de Zia, P., Preston, H. K., Scott, N. L., & Workman, E. B. (1979).

*Comentario: El esfuerzo de tracción residual algo mayor en un tendón no adherido da lugar, lógicamente, a una pérdida algo mayor por relajación del acero.*

### 6.6.7. Pérdidas por Fricción de la Subrasante ( $\Delta f_{pSG}$ ).

La fuerza efectiva de presfuerzo ( $P_e$ ) en las cimentaciones postensadas se reduce aún más por la resistencia de fricción al movimiento de la cimentación sobre la subrasante durante el presfuerzo, así como la resistencia de fricción a los cambios dimensionales debidos a la contracción del concreto, la fluencia y las variaciones de temperatura. Las pérdidas por fricción de la subrasante ( $\Delta f_{pSG}$ ) puede tomarse de forma conservadora como:

$$\Delta f_{pSG} = \frac{W_{losa}}{2} \mu \quad (6.24)$$

$\mu$  = Coeficiente de fricción entre la losa de cimentación y la subrasante.

$W_{losa}$  = Peso de la losa de cimentación.

La fuerza de presfuerzo efectiva ( $P_e$ ):

$$P_e = P_i - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pCR} - \Delta f_{pSR} - \Delta f_{pR} \quad (6.25)$$

Fuerza de presfuerzo ( $P_i$ ) inmediatamente después de tensar y anclar los tendones:

$$P_i = P_{pj} - P_{px} - \Delta f_{pA} \quad (6.26)$$

Típicamente:

$$P_{pj} = \text{mín.} (0.8f_{pu}, 0.94f_{py}) A_{ps} \quad (6.27)$$

De manera simplificada ( $P_i$ ) se puede calcular:

$$P_i = \frac{P_{pj}}{1 + 6.562 \times 10^{-3} L} \quad (6.28)$$

$P_i$  [kN],  $P_{pj}$  [kN],  $L$  [m]

L = Longitud total de la cimentación ( o longitud total del rectángulo de diseño) en la dirección considerada (corta o larga), perpendicular al ancho.

La fuerza de pretensado mínima resultante que actúa sobre la sección transversal del concreto es:

$$P_r = P_e - \Delta f_{pSG} \quad (6.29)$$

$P_r$  = Fuerza de presfuerzo efectiva considerando la fricción de la subrasante.

La mayor cantidad de pérdida de pretensado debido a la fricción del subsuelo se produce en las regiones centrales de la cimentación. Sin embargo, la mayor necesidad estructural de fuerza de pretensado se da en la ubicación del momento máximo, que ocurre aproximadamente a una longitud  $\beta$  hacia adentro del borde de la cimentación.

Para las prácticas normales de construcción, el valor del coeficiente de fricción ( $\mu$ ) debe tomarse como 0.75 para las losas nervadas o de espesor uniforme sobre polietileno (independientemente de la presencia o ausencia de una fina capa de arena entre la losa y el polietileno) y 1.00 para las losas fundidas directamente sobre una base de arena.

La fuerza mínima de presforzado debe ser:

$$P_{e,mín} = 0.0352A \text{ (Para losas de cimentación nervadas)} \quad (6.30)$$

$$A \text{ [cm}^2\text{] , } P_{e,mín} \text{ [kN]} \quad (6.31)$$

$$P_{e,mín} = 0.6H \cdot W \text{ (Para losas de cimentación de espesor uniforme)} \quad (6.32)$$

A = Área de la sección bruta de concreto.

H = Espesor la losa de espesor uniforme.

W = Ancho de la cimentación (o ancho del rectángulo de diseño) en la dirección considerada (corta o larga), perpendicular a la longitud.

Cuando se prevea un agrietamiento por retracción excesivo, se deberá considerar el aumento de la fuerza de presfuerzo mínima a  $0.071 \cdot A$  para cimentaciones nervadas y  $0.12H \cdot W$  para cimentaciones de espesor uniforme.

## 6.7. Momentos de Diseño con el Método de Esfuerzos de Trabajo

### 6.7.1. Momentos de Diseño por Acción de Suelos Expansivos

Para esta condición, el momento máximo variará dependiendo del comportamiento del suelo (levantamiento de los bordes o del centro de la losa) y de la dirección que se esté diseñando. Para los rectángulos de diseño con una relación entre el lado largo y el lado corto inferior a 1.1 se pueden utilizar las ecuaciones de (ML), Ecuaciones 6.32 y 6.39, para los momentos en ambas direcciones.

#### 6.7.1.1. Momento por elevación central de la losa

##### A. Momento en la dirección larga:

$$M_L = A_o [B(e_m/0.3048)^{1.238} + C] \div 2.248 \times 10^{-1} \text{ [kN-m/m]} \quad (6.33)$$

Donde:

$$A_o = \frac{1}{727} [(3.281L)^{0.013} (3.281S)^{0.306} (3.937 \times 10^{-2} h)^{0.688} (68.522P)^{0.534} (3.937 \times 10^{-2} Y_m)^{0.193}] \quad (6.34)$$

$A_o$  = Coeficiente

$L$  = Longitud total de la cimentación o longitud total del rectángulo de diseño, en la dirección larga [metros]

$S$  = Espaciamiento de las nervaduras de refuerzo interior utilizado para las ecuaciones de momento y cortante [metros]. Si los espaciamientos de las nervaduras varían, se puede utilizar el espaciamiento promedio siempre y cuando la relación entre el espaciamiento mayor y el menor no excede de 1.5. Si ésta relación es superior a 1.5, utilice  $S=0.85 \times$  [mayor separación].

- $h$  = Profundidad total de la nervadura de refuerzo, medida desde la cara superior de la losa hasta la cara inferior de la nervadura [mm].
- $P$  = Carga perimetral [kN/m]. libras/pie. Es una carga que actúa a lo largo de todo el perímetro de la losa de cimentación y que representa el peso total de la fachada y la parte de las cargas vivas y muertas de la superestructura que se transmiten a través de la misma, excluyendo cualquier parte del peso de la cimentación. Cuando ( $P$ ) varía significativamente, se utilizará el valor más grande para el caso de la elevación central de la losa y el valor más pequeño para la elevación de los bordes de la placa de cimentación.
- $Y_m$  = Máximo movimiento diferencial del suelo sin restricciones [mm].

*Comentario: En relación con la distancia entre las nervaduras ( $S$ ), su ubicación viene dictada principalmente por la configuración del sistema de cimentación, los requisitos de diseño estructural y la disposición de los muros de la superestructura. La separación de las nervaduras será de un máximo de 4.50 m. Para el análisis, se utilizará una separación mínima de las nervaduras de 1.80 m en las ecuaciones de momento y cortante. Si la separación real es inferior a 1.80 m, puede utilizarse solamente para el cálculo de las propiedades de la sección. Pueden ser necesarias nervaduras adicionales cuando se apliquen cargas pesadas a la cimentación, como en el caso de una chimenea o una columna interior.*

*Las esquinas de las cimentaciones nervadas requieren una consideración especial. Los momentos flectores son biaxiales cerca de las esquinas, y se ven afectados por la flexión de la dirección larga y la dirección corta. En los cimientos con nervaduras muy espaciadas, la línea de momento máximo alrededor de una esquina puede no cruzar una nervadura. Para garantizar un rendimiento adecuado en las esquinas, puede ser aconsejable colocar nervaduras adicionales o una diagonal que se extienda desde la esquina hasta la intersección de las primeras nervaduras ortogonales.*

Y para:

$$0 m \leq e_m \leq 1.50 m \rightarrow B = 1, \quad C = 0 \quad (6.35)$$

$$e_m > 1.50 m$$

$$B = \left( \frac{(Y_m/25.4) - 1}{3} \right) \leq 1.0 \quad (6.36)$$

$$C = \left[ 8 - \frac{68.522P - 613}{255} \right] \left[ \frac{4 - (Y_m/25.4)}{3} \right] \geq 0 \quad (6.37)$$

$e_m$  = Distancia de variación de la humedad medida desde los bordes [metros]

Es indispensable asegurarse que el cálculo de los momentos flectores para el modo de elevación central de la losa, basado en valores de ( $e_m$ ) superiores a 1,50 m no sean inferiores a los generados para el umbral de 1,50 m. Pues, existe una discontinuidad en las ecuaciones para los momentos de elevación central en la dirección larga para  $e_m = 1,50$  m (Ecuación 6.33). El momento para ( $e_m$ ) ligeramente mayor que 1,50 m es a menudo menor que el momento con ( $e_m$ ) exactamente igual a 1,50 m. El proceso de ajuste de la curva utilizado para llegar a las ecuaciones de momento influye en la discontinuidad.

### **B. Momento en la dirección corta:**

Para  $L_L/L_S \geq 1.10$ :

$$M_S = (3.281e_m + 58)1.667 \times 10^{-2} M_L \quad [kN - m/m] \quad (6.38)$$

Para  $L_L/L_S < 1.10$ :

$$M_S = M_L \quad [kN - m/m] \quad (6.39)$$

$L_L$  = Longitud larga del rectángulo de diseño [m].

$L_S$  = Longitud corta del rectángulo de diseño [m].



### 6.7.1.2. Momento por elevación de los bordes de la losa

#### A. Momento en la dirección larga:

$$M_L = \frac{4.45(3.281S)^{0.1}(0.129h \cdot em)^{0.78} (3.94 \times 10^{-2} Y_m)^{0.66}}{(3.281L)^{.0065} 7.2(68.53P)^{0.04}} \quad [kN - m/m] \quad (6.40)$$

#### A. Momento en la dirección corta:

Para  $L_L/L_S \geq 1.10$ :

$$M_S = (3.937 \times 10^{-2} h)^{0.35} (3.281e_m + 19) 1.732 \times 10^{-2} M_L \quad [kN - m/m] \quad (6.41)$$

Para  $L_L/L_S < 1.10$ :

$$M_S = M_L \quad [kN - m/m] \quad (6.42)$$

### 6.8. Cálculo de Esfuerzos de Flexión del Concreto Producidos por los Momentos de Diseño

Los esfuerzos de flexión del concreto producidos por los momentos de diseño (método de esfuerzos de trabajo) aplicados pueden calcularse con la siguiente ecuación:

$$f = \frac{P_r}{A} \pm \frac{M_{L,S}}{S_{t,b}} \pm \frac{P_r e_p}{S_{t,b}} \quad (6.43)$$

f = Esfuerzo máximo actuante de flexión del concreto (tracción o compresión).

$M_{L,S}$  = Momentos de diseño máximos actuantes para la dirección larga o corta, teniendo en cuenta el efecto de los momentos flectores causados por las cargas lineales, concentradas o móviles, si se encuentran presentes.

$S_{t,b}$  = Módulo de sección con respecto a la fibra superior o inferior.

$P_r$  = Fuerza de presfuerzo efectiva considerando la fricción de la subrasante.

$A$  = Área de la sección bruta de la losa de concreto.

$e_p$  = Excentricidad de la fuerza de postensado (distancia perpendicular entre el centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo y el centroide geométrico de la sección bruta del concreto).

Los esfuerzos de flexión del concreto ( $f$ ) deben limitarse a  $f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$  en tracción y  $f_c \leq 0.45f'_c$  en compresión. Esfuerzos admisibles dados en esta guía académica.

*Comentario: El método de diseño presentado, se basa en la continuidad total de las nervaduras de borde a borde de la cimentación en ambas direcciones. Siempre que sea posible, las nervaduras deben extenderse a lo largo de las dos dimensiones completas de la planta. Cuando las consideraciones arquitectónicas (aberturas, esquinas, irregularidades en la forma de la planta, etc.) impiden la continuidad de las nervaduras, se debe proporcionar una continuidad equivalente de las nervaduras utilizando enfoques racionales de ingeniería. Para ser consideradas continuas, las costillas deben ser continuas o estar conectadas a un nervio paralelo a través de otro nervio perpendicular que transfiera por torsión el momento flector en la nervadura.*

## 6.9. Consideraciones de diseño para la sección fisurada

A efectos de diseño, el esfuerzo de tracción por flexión del concreto se limita a  $f_t = 0.5\sqrt{f'_c}$ . Dado que el módulo de rotura del concreto se considera habitualmente como  $f_t = 0.62\sqrt{f'_c}$  (ACI 318-19), en losas diseñadas con este método teóricamente no se producirán fisuras por flexión. En las losas postensadas apoyadas en el suelo, al igual que en los elementos elevados de concreto postensado, es previsible e inevitable que se produzcan algunas fisuras. No obstante, la limitación de los esfuerzos de tracción por flexión a un valor inferior al módulo de rotura justifica el uso de la sección bruta del concreto para el cálculo de todas las propiedades de la sección.

De acuerdo a la investigación desarrollada por Wray (1978), para minimizar el ancho de las fisuras y proporcionar ductilidad y un comportamiento equivalente de la sección agrietada y no agrietada, se recomienda que la cantidad total de armadura proporcionada, tanto presforzada como no presforzada, sea suficiente para desarrollar una capacidad en la sección fisurada igual al 50% de la capacidad de la sección no fisurada.

Por tal motivo, se deberá proporcionar suficiente refuerzo, presforzado o no presforzado, para desarrollar  $0.5 \cdot M_L$  y  $0.5 \cdot M_S$  para ambos modos de expansión del suelo (levantamiento del centro o de los bordes de la losa), utilizando el procedimiento contenido en el ACI 318-19, pero con un factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ) de 1.0. La fuerza de tracción en el acero de presfuerzo se tomará como la fuerza de presfuerzo efectiva sin considerar la fricción de la subrasante ( $P_e$ ), y la fuerza de tracción en la armadura no presforzada se tomará como  $A_s \cdot f_y$ , es decir, el área total de las barras de refuerzo no presforzadas, ubicadas en la zona de tracción, multiplicadas por la resistencia especificada a la fluencia de ese acero de refuerzo. El acero de presfuerzo situado en el lado de compresión de la sección puede ignorarse en el cálculo de la capacidad de la sección fisurada.

La armadura no presforzada, si se requiere, se colocará perpendicularmente al perímetro de la cimentación, comenzando con un recubrimiento mínimo de concreto desde el borde de la cimentación, y extendiéndose hacia el interior con una longitud mínima de  $(2\beta)$ . Esta recomendación tiene por objeto garantizar que las capacidades de flexión en las secciones fisuradas por la contracción del concreto, sean equivalentes a las de las secciones no fisuradas, y limitar el ancho de las fisuras de contracción en las secciones críticas de diseño.

### 6.10. Rigidez de la losa de cimentación

La deflexión diferencial de la losa postensada de cimentación se controla proporcionando una rigidez mínima a la cimentación de acuerdo con la siguiente ecuación, que es aplicable tanto a los modos de expansión por levantamiento de los bordes de la losa como por elevación del centro de la losa:

$I_{LoS}$  = Momento de inercia de la sección, [cm<sup>4</sup>].

L=Dirección larga, S= Dirección corta.

$M_{LoS}$  = Máximo momento desde la condición de expansión de elevación central o de elevación de borde, [kN-m/m]

$L_{LoS}$  = Longitud total de la cimentación, [m]

$C_{\Delta}$  = Coeficiente utilizado para establecer la rigidez mínima de la cimentación. Tabla 6.7

$Z_{LoS}$  = El menor de L o  $6\beta$  en la dirección considerada, [m]

$E_{cr}$  = Módulo de elasticidad a largo plazo o flujo plástico del concreto (creep), MPa. A menos que se utilicen cálculos más refinados,  $E_{cr}$  puede tomarse como 10 340 MPa

$$I_{LoS} \geq 8333M_{LoS} \cdot L_{SoL} \cdot C_{\Delta} \cdot Z_{LoS} / E_{cr} \quad (6.44)$$

*Comentario: Esta ecuación fue desarrollada por el Post-tensioning Institute (PTI), la cual se derivó relacionando los criterios de deflexión admisibles con las relaciones de curvatura parabólica resultantes a lo largo de la longitud de la losa.*

*El PTI considera que este método para controlar las deflexiones diferenciales, que relaciona directamente la rigidez de la cimentación con las curvaturas y deflexiones permisibles, es más sencillo y razonablemente equivalente a los criterios de deflexión diferencial presentados en todas sus publicaciones.*

La rigidez mínima requerida por la Ecuación 6.59 debe determinarse para cada dirección de análisis en ambos modos de expansión del suelo (elevación de los bordes y del centro de la losa). La rigidez real de la cimentación  $E_{cr}$  en cada dirección de análisis debe ser la mayor de las dos rigideces calculadas para los dos modos de expansión del suelo. El coeficiente ( $C_{\Delta}$ ) es una función del tipo de material de la superestructura y de la condición de expansión del suelo (elevación del centro o del borde de la losa). Los valores recomendados de ( $C_{\Delta}$ ) para ambas condiciones de expansión y varios materiales de la superestructura se muestran en la Tabla 6.7. Se pueden utilizar valores menores de ( $C_{\Delta}$ ) si se proporcionan los detalles de unión apropiados para minimizar la afectación del asentamiento diferencial en la superestructura, especialmente en los componentes y revestimientos de la fachada.

*Tabla 6.7. Valores recomendados del coeficiente de rigidez  $C_{\Delta}$*

Material	Elevación del Centro de la Losa	Elevación de los Bordes de la Losa
Marco de madera	240	480
Estuco o yeso	360	720
Revestimiento de ladrillo	480	960
Unidades de mampostería de concreto	960	1920
Cerchas prefabricadas*	1000	2000

\*Cerchas que abarcan toda la longitud o todo el ancho de la fundación de borde a borde.

Nota. Tomada de Post-Tensioning Institute (2008).

*Comentario: En la Tabla 6.7 se recomiendan valores de  $(C_{\Delta})$  para determinar la rigidez mínima requerida de la cimentación para una amplia gama de materiales de la superestructura, basándose en su capacidad para soportar la deformación. Esta tabla, recomienda valores de  $(C_{\Delta})$  grandes para las cerchas prefabricadas, lo que da lugar a una gran rigidez requerida.*

*La experiencia ha evidenciado que se producen problemas significativos (agrietamiento de paneles de yeso y separaciones de juntas de pared/techo) cuando las cerchas están unidas rígidamente a los muros o particiones. En ese caso, incluso un pequeño movimiento vertical relativo entre los dos extremos de las cerchas puede causar la fisuración de estos elementos no estructurales, así pues, los grandes valores de  $(C_{\Delta})$  dados en la Tabla 6.7 son una señal de advertencia para los diseñadores de que esta condición existe y debe ser mitigada.*

*Como alternativa preferible al diseño para los grandes valores de  $(C_{\Delta})$  de las cerchas prefabricadas de cubierta, se pueden proporcionar detalles de unión (como un clip metálico preformado) entre las cerchas y los muros o particiones de tal manera que permitan el movimiento vertical relativo sin inducir esfuerzos en estos elementos no estructurales. En ese caso, se puede utilizar un valor  $(C_{\Delta})$  más pequeño basado en el material apropiado indicado en la Tabla 6.7.*

*También se pueden utilizar valores menores de  $(C_{\Delta})$  para otros materiales de la superestructura enumerados en la Tabla 6.7 si se utilizan detalles de unión eficaces para permitir el acomodamiento de los desplazamientos, por ejemplo, utilizar juntas de control poco espaciadas para los muros de mampostería no estructural, entre otros.*

## 6.11. Fuerzas y Esfuerzos Cortantes

### 6.11.1. Fuerzas Cortantes de Diseño por Acción de Suelos Expansivos

#### 6.11.1.1. Fuerza cortante por elevación central de la losa

##### A. Fuerza de Corte en la Dirección Corta:

$$V_S = 1.081x10^{-2} \left[ \begin{array}{l} (3.281L)^{0.19} * (3.281S)^{0.45} * (3.9371x10^{-2}h)^{0.20} * (68.522P)^{0.54} \\ * (3.9371x10^{-2}Y_m)^{0.04} * (3.281e_m)^{0.97} \end{array} \right] \quad (6.45)$$

##### A. Fuerza de Corte en la Dirección Larga:

$$V_L = 7.523x10^{-3} \left[ \begin{array}{l} (3.281L)^{0.09} * (3.281S)^{0.71} * (3.9371x10^{-2}h)^{0.43} * (68.522P)^{0.44} \\ * (3.984x10^{-2}Y_m)^{0.16} * (3.281e_m)^{0.93} \end{array} \right] \quad (6.46)$$

#### 6.11.1.2. Fuerza cortante por elevación en los bordes de la losa (para ambas direcciones):

$$V_L = V_S = 4.865 \frac{(3.281L)^{0.07} (3.937x10^{-2}h)^{0.4} (68.522P)^{0.03} (3.281e_m)^{0.16} (3.937x10^{-2}Y_m)^{0.67}}{3(3.281S)^{0.015}} \quad (6.47)$$

## 6.11.2. Esfuerzos Cortantes de Diseño por Acción de Suelos Expansivos

### A. Cimentaciones nervadas:

$$v = \frac{V \cdot W}{n \cdot h \cdot b} \quad [MPa] \quad (6.48)$$

V = La mayor fuerza de corte entre la dirección corta y la dirección larga, y entre el modo de levantamiento del centro de la losa y del levantamiento de los bordes de la losa, incluidos los efectos de cargas concentradas, móviles o cargas lineales. [N/m]

W = Ancho total de la cimentación (o ancho del rectángulo de diseño) en la dirección considerada (corta o larga) [m]

n = Número de nervios totales en la sección transversal de ancho (W).

h = Altura total del nervio, medida desde la superficie superior de la losa hasta la parte inferior de la nervadura [m]

b = Ancho de un nervio individual [m]

*Comentario: Para calcular el área de la sección transversal que resiste el esfuerzo cortante en una cimentación nervada, sólo se considera el área de la nervadura excluyendo la porción de la losa fuera del ancho del nervio. Esto es coherente con la práctica estándar de ingeniería estructural para la resistencia al corte en secciones nervadas.*



### A. Cimientos de espesor uniforme:

$$v = \frac{V}{12H} \quad (6.49)$$

H = Espesor de una cimentación de espesor uniforme [m]

Compare ( $v$ ) con ( $v_c$ ). Si se excede el valor admisible, proporcione refuerzo a corte de manera adecuada la ecuación siguiente:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(v - v_c) b}{0.4f_y} \quad (6.50)$$

$A_v$  = Área del acero de refuerzo del nervio para el cortante [mm<sup>2</sup>].

s = Separación del acero de refuerzo a corte en la nervadura de la losa [mm].

$v$  = Máximo esfuerzo de corte [MPa].

$v_c$  = Esfuerzo cortante admisible del concreto [MPa].

b = Ancho de un nervio individual [mm].

$f_y$  = resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo no presforzado [MPa].

Las posibles alternativas al refuerzo para cortante, especialmente para las losas de espesor de uniforme en las cuales no se debe colocar este tipo de refuerzo, incluyen:

- a. Aumentar la altura del nervio o el espesor de la losa.
- b. Aumentar el ancho del nervio.
- c. Aumentar el número de nervios (disminuir su separación).
- d. Aumentar la resistencia especificada a la compresión del concreto ( $f'_c$ ).

## 6.12. Conversión de Losa Nervada a Losa de Espesor Uniforme

Una vez que las cimentaciones nervadas han sido diseñadas para satisfacer los requerimientos de momento, cortante y rigidez, pueden ser convertidas a una cimentación equivalente de espesor uniforme con espesor (H). Los requisitos de capacidad portante del suelo de fundación en la cimentación de espesor uniforme se calculan basados en toda el área de la losa.

Dado que existen métodos para cumplir con las disposiciones de las secciones fisuradas sin cambiar el momento de inercia, las cimentaciones nervadas conformes no necesitan satisfacer las disposiciones de las secciones agrietadas.

Para la conversión se utilizará la siguiente ecuación para (H):

$$H = \sqrt[3]{\frac{I}{W}} \quad [cm] \quad (6.51)$$

H = Espesor de una cimentación de espesor uniforme.

I = Momento de inercia de la sección bruta de la losa nervada [cm<sup>4</sup>]

W = Ancho total de la cimentación nervada en la dirección considerada (corta o larga) [cm]

Una vez realizada la conversión a una losa de espesor uniforme, se debe verificar que los esfuerzos de flexión y de corte de la cimentación de espesor uniforme no excedan los esfuerzos admisibles dados anteriormente. Por otro lado, la cimentación de espesor uniforme también debe comprobarse para asegurar que se cumplen los requisitos de rigidez mínima y sección fisurada.

*Comentario: El espesor uniforme de este tipo de cimentaciones debe limitarse a un mínimo de 200 mm. El propósito de la conversión de la losa nervada a la losa de espesor uniforme es que el esfuerzo medio de compresión en las cimentaciones nervadas se mantenga en la cimentación de espesor uniforme. Esto dará lugar a un aumento de la fuerza total de presfuerzo*

*en la cimentación de espesor uniforme, ya que el área de su sección transversal será indudablemente mayor que la de la losa nervada equivalente. Los tendones deben situarse preferiblemente en el centro la sección de concreto en la cimentación de espesor uniforme, a menos que se requiera una excentricidad (ep) para satisfacer los requisitos de esfuerzo de flexión.*

### **6.13. Losas presforzadas apoyadas sobre el terreno construidas en suelos compresibles**

El diseño de losas construidas sobre suelos compresibles puede hacerse de manera similar a la condición de levantamiento de los bordes de las losas sobre suelos expansivos. Estos suelos normalmente presentan asentamientos totales a largo plazo que exceden los 40 mm y 20 mm de asentamientos diferenciales. Se necesitan ecuaciones de diseño especiales para este problema debido a las diferencias de propiedades elásticas in situ esperadas entre los suelos compresibles y los suelos expansivos más rígidos. Estas ecuaciones son:

Momento máximo para la dirección larga:

$$M_{CSL} = \left( \frac{\delta}{\Delta_{ns}} \right)^{0.5} M_{ns} \quad [kN - m/m] \quad (6.52)$$

$\delta$  = Asentamiento esperado, contenido en el estudio de suelos, que se produce en el suelo de compresión debido a la carga total expresada como carga uniforme [mm].

Momento máximo para la dirección corta:

$$M_{CSS} = (-4.47 \times 10^{-2} h + 1.102) M_{CSL} \quad [kN - mm] \quad (6.53)$$

Donde:

$$M_{ns} = \frac{5.56 \times 10^{-2} (3.281S)^{0.36} (39.37h)^{1.35}}{(3.281L)^{0.12} (68.522P)^{0.1}} \quad [kN - m/m] \quad (6.54)$$

$h, S, L$  [m]     $P$  [kN/m]

$$\Delta_{ns} = \frac{0.191 (3.281S)^{0.8} (3.281L)^{1.28}}{(39.37h)^{0.28} (68.522P)^{0.62}} \quad [mm] \quad (6.55)$$

Deflexión diferencial:

$$\Delta_{CS} = (3.94 \times 10^{-2} d * e^{(1.78 - 0.103 * (39.37h) - 1.65 \times 10^{-3} (68.522p) + 3.95 \times 10^{-7} (68.522p)^2)}) * 25.4 \quad (6.56)$$

$\Delta_{CS}$  [mm]

Fuerza cortante máxima en la dirección larga:

$$V_{CSL} = \left( \frac{\delta}{\Delta_{ns}} \right)^{0.3} V_{ns} \quad [kN/m] \quad (6.57)$$

$\delta, \Delta_{ns}$  [mm]

Fuerza cortante en la dirección corta:

$$V_{CSS} = (1.234 - 0.419h) V_{CSL} \quad [kN/m] \quad (6.58)$$

En donde:

$$V_{ns} = \frac{(3.262h)^{0.9}(P * S)^{0.3}}{L^{0.1}} \quad [kN/m] \quad (6.59)$$

h,S,L [m]    P [kN/m]

*Comentario: Las solicitaciones derivadas de las acciones de cargas concentradas, uniformemente distribuidas, móviles, etc. Deben sumarse a las presentadas en las ecuaciones precedentes.*

Debido a que los suelos compresibles pueden tener áreas de asentamiento local, además del análisis de asentamiento dado en esta sección, se debe realizar también un análisis utilizando los procedimientos para suelos expansivos en el modo de elevación central de la losa de fundación. Si en el estudio de suelos determina que el suelo granular suelto o el suelo de grano fino compresible poco profundo está presente debajo de la cimentación, ésta debe ser analizada para el cumplimiento de corte, momento y deflexión de acuerdo con el procedimiento de suelo expansivo para la el modo de elevación central de la losa tomando  $e_m = 1.50$  m y  $(y_m)$  se tomará como el asentamiento diferencial estimado.

#### **6.14. Otras Aplicaciones del Procedimiento de Diseño Basado en Suelos Expansivos**

El procedimiento de diseño presentado en esta guía académica presenta un importante aporte al diseño estructural de losas postensadas apoyadas sobre suelos expansivos, no obstante, para este mismo procedimiento de diseño se tiene otras aplicaciones, tal como se discute a continuación:

#### **6.14.1. Diseño de losas no presforzadas sobre el terreno:**

Las ecuaciones presentadas en las secciones anteriores para el momento, el cortante y la rigidez requerida son aplicables a losas reforzadas con refuerzo no presforzado, así como con refuerzo presforzado. Una vez que se conocen todos los parámetros aquí expuestos, se puede proceder al diseño de cualquier tipo de cimentación.

*Comentario: Las losas diseñadas para valores menores a los que se obtienen con las ecuaciones aquí presentadas probablemente tendrán una capacidad insuficiente para resistir adecuadamente los movimientos del suelo.*

*Esta guía académica de diseño no proporciona procedimientos de diseño para losas no presforzadas sobre el terreno. Las cimentaciones no presforzadas diseñadas sobre la base de secciones agrietadas deben utilizar las propiedades de las secciones agrietadas para los cálculos de deflexión, y generalmente requerirán nervaduras significativamente más profundas que las de las cimentaciones pretensadas.*

### **6.15. Cargas Laterales (Sismo y Viento)**

El diseño de las fundaciones apoyadas en el suelo debe incluir las cargas sísmicas y de viento, adicionalmente deberá prever la transmisión de las fuerzas de corte de la base y de vuelco de la estructura al suelo de apoyo (incluyendo la conexión de la superestructura a la fundación). El diseño para cargas laterales debe realizarse de acuerdo con el *ACI 318-19*, especialmente las cimentaciones postensadas ubicadas en zonas de alto riesgo sísmico las cuales deberán cumplir con las provisiones sísmicas demandadas por este código. Estas disposiciones pueden requerir la colocación de acero de refuerzo no presforzado adicional a los tendones postensados.

Una armadura local no presforzada puede ser necesaria, entre otras razones, para tener en cuenta las concentraciones de esfuerzos, para actuar como colectores, o para resistir los esfuerzos cortantes locales o los momentos de flexión inducidos por los muros de corte. Finalmente, el procedimiento de diseño presentado en esta guía académica de diseño estructural puede utilizarse para cimentaciones postensadas nervadas (consistentes en una losa de espesor uniforme con nervios que sobresalen de la parte inferior de la losa en ambas direcciones) y cimentaciones postensadas de espesor uniforme (una losa maciza de espesor uniforme y sin nervios interiores).

## 7 Glosario de Definiciones

<b>Acero no presforzado</b>	Refuerzo no pretensado utilizado para resistir las fuerzas de tracción en el concreto causadas por la fuerza de presfuerzo aplicada desde múltiples anclajes.
<b>Acoplador</b>	Dispositivo utilizado para conectar los extremos de los tendones haciéndolos estructuralmente continuos.
<b>Alambre de presfuerzo.</b>	Elemento de acero que cumple la norma NTC 159 (ASTM A421) utilizado individualmente como acero de presfuerzo.
<b>Análisis, Elevación central de la losa.</b>	Modo de distorsión del suelo en el que el contenido de humedad del suelo en el perímetro de la cimentación es menor (más seco) que el suelo bajo el centro de la cimentación.
<b>Análisis, Levantamiento de los bordes de la losa.</b>	Un modo de distorsión del suelo en el que el contenido de humedad del suelo en el perímetro de la cimentación es mayor (más húmedo) que el suelo bajo el centro de la losa de cimentación.
<b>Anclaje</b>	Dispositivo que aloja las cuñas y transfiere la fuerza de pretensado al concreto.
<b>Anclaje de tensión.</b>	El anclaje en uno o ambos extremos de un tendón que se utiliza para la tensión. También conocido comúnmente como anclaje vivo.
<b>Anclaje fijo.</b>	El anclaje que no se utiliza para tensar el tendón. En el caso de los tendones de un solo torón no adherido, este anclaje suele estar unido al tendón desde la fábrica.
<b>Anclaje intermedio.</b>	El anclaje situado en cualquier punto a lo largo del tendón, utilizado para tensar sólo una parte del tendón en una junta de construcción. El tendón puede ser continuo o empalmado en ese lugar.
<b>Anclaje, Zona de anclaje.</b>	Región en la que la fuerza de presfuerzo concentrada se extiende por la sección transversal del elemento estructural (región de Saint Venant).
<b>Barra de tensión.</b>	Barra de acero de alta resistencia utilizada en el postensado conforme a la norma ASTM A722 / A722 M.



<b>Barras de respaldo</b>	Barras de refuerzo, para los tendones de un solo torón no adheridos, refuerzo mínimo no pretensado paralelo al borde de la losa utilizado para resistir las fuerzas de tracción en el concreto causadas por la fuerza de presfuerzo aplicada.
<b>Cavidad de presfuerzo.</b>	Es el hueco creado por el formador de bolsillos entre el anclaje de tesado o intermedio y el borde del concreto para permitir el acceso de la nariz para el tesado.
<b>Cimentación de espesor uniforme.</b>	Sistema de cimentación consistente en una losa maciza de espesor uniforme en toda su extensión, sin nervaduras.
<b>Concreto presforzado.</b>	Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.
<b>Concreto reforzado.</b>	Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero de presforzado o refuerzo no presforzado.
<b>Concreto simple.</b>	Concreto estructural sin refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.
<b>Cuñas, Cavidad de la cuña.</b>	Abertura cónica en el anclaje o la placa de la cuña diseñada para permitir el paso del torón y acomodar el asiento de las cuñas.
<b>Cuñas, Placa de cuñas</b>	Dispositivo que aloja las cuñas y transfiere la fuerza de presfuerzo a una placa de apoyo (sistema multitorón).
<b>Cuñas.</b>	Piezas de acero cónico de alta resistencia tratado térmicamente con dentados (dientes) que penetran en el acero de presfuerzo durante la transferencia de la fuerza de pretensado. Algunos sistemas de anclaje utilizan cuñas de dos partes y otros utilizan cuñas de tres partes.
<b>Ducto.</b>	Un conducto (liso o corrugado) para acomodar la instalación de acero de presfuerzo y proporcionar un espacio anular para la lechada.

<b>Excentricidad.</b>	Distancia entre el centro de gravedad de la sección transversal del concreto y el centro de gravedad del acero de presfuerzo en cualquier punto de la longitud de un miembro.
<b>Envoltura para tendones de presfuerzo no adheridos.</b>	Material que encapsula el acero de presforzado para impedir la adherencia del acero de presforzado al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener la envoltura inhibidora de la corrosión.
<b>Equipo de tensado.</b>	Equipo utilizado para tensar los tendones, compuesto por un gato hidráulico y uno o varios manómetros calibrados como una unidad, y una bomba hidráulica.
<b>Esfuerzo de fluencia.</b>	valor del esfuerzo para el cual se alcanza una desviación límite especificada con respecto al comportamiento proporcional entre esfuerzos y deformaciones.
<b>Esfuerzo inicial.</b>	Esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la colocación del anclaje.
<b>Formador de cavidades.</b>	Dispositivo que forma un hueco temporal en el concreto para permitir el acceso para el tensado.
<b>Fricción por curvatura.</b>	Fricción que resulta de los dobleces o la curvatura del trazado especificado de los tendones de presforzado.
<b>Fuerza del gato de tensionamiento.</b>	La fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensionar el acero de presforzado.
<b>Lechada, Tubo.</b>	Tubo con conexión al conducto utilizado para la inyección de la lechada en el conducto.
<b>Lechada.</b>	Mezcla de materiales cementicios y agua, con o sin aditivos minerales, aditivos o agregados finos, proporcionados para producir una consistencia bombeable sin segregación de los constituyentes inyectados en el conducto para llenar el espacio alrededor del acero de presforzado.
<b>Longitud de transferencia.</b>	Longitud embebida del torón de presforzado en el concreto que se requiere para transferir el presfuerzo efectivo al concreto.

<b>Placa de apoyo.</b>	Placa de acero plana que transfiere la fuerza del tendón directamente al concreto, cumpliendo con los requisitos de diseño analítico del Post-Tensioning Institute, "Normas de aceptación para sistemas de postensado, Sección 3.1".
<b>Postensado.</b>	Método de presforzado en el cual el acero de presforzado se tensiona después de que el concreto ha endurecido.
<b>Presforzado efectivo.</b>	Esfuerzo en el acero de presforzado después de que han ocurrido todas las pérdidas.
<b>Pretensado.</b>	Método en el cual el acero de presforzado se tensiona antes de la colocación del concreto.
<b>Refuerzo de confinamiento.</b>	Refuerzo no tensado, normalmente una espiral, en la zona de anclaje local.
<b>Refuerzo de la zona local.</b>	Refuerzo no tensado utilizado como refuerzo de confinamiento de la zona de anclaje local.
<b>Cimentación Nervada.</b>	Sistema de cimentación consistente en una losa de espesor uniforme con nervios y que sobresalen de la parte inferior de la losa en ambas direcciones. Se considera que la losa y los nervios actúan de forma monolítica.
<b>Rigidez.</b>	A efectos de esta guía académica, es el producto de $E_c \cdot I$ .
<b>Rotura.</b>	Fallo local del concreto resultante de las fuerzas de los tendones, que se produce en las proximidades del anclaje o de los puntos de desviación de los tendones durante o después del tensado.
<b>Tendón adherido.</b>	Tendón en el que el acero de presfuerzo se adhiere al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección restringiendo permanentemente su movimiento relativo al mismo.
<b>Tendón encapsulado.</b>	Un tendón que está completamente encerrado en una cubierta hermética de extremo a extremo.
<b>Tendón no adherido.</b>	Tendón en el que se impide que el acero de presfuerzo se adhiera al concreto, y queda permanentemente libre para moverse relativamente al hormigón. La fuerza de presfuerzo se transfiere al concreto únicamente a través de los anclajes o desviadores.

<b>Tendón, Cola del tendón.</b>	La longitud que sobresale del tendón fuera del anclaje de tensado necesaria temporalmente para tensar el tendón.
<b>Tendón, Monotorón.</b>	Tendón con un solo torón.
<b>Tendón, Multitorón</b>	Tendón con más de un torón.
<b>Tendón.</b>	Conjunto completo de un elemento de presfuerzo consistente en anclajes y acopladores, acero de presfuerzo y revestimiento o conducto con recubrimiento para aplicaciones no adheridas o conductos inyectados, tapas de inyección y respiraderos de inyección para aplicaciones adheridas.
<b>Tensado parcial.</b>	Tensado de los tendones a una fuerza inferior a la fuerza total de presfuerzo antes de que el concreto alcance la resistencia requerida para el tensado total. Normalmente se utiliza para mitigar el agrietamiento debido a la contracción plástica y la restricción del acortamiento.
<b>Torón, Gato monotorón.</b>	Dispositivo mecánico (normalmente hidráulico) utilizado para aplicar la fuerza a un solo torón.
<b>Torón.</b>	Alambres de acero de alta resistencia enrollados alrededor de un alambre central, compuesto por siete alambres de acero de alta resistencia trenzados, que cumple la norma NTC 2010 (ASTM A416).
<b>Transferencia.</b>	Operación de transferir los esfuerzos del acero de presforzado desde los gatos o del banco de tensionamiento al elemento de concreto.
<b>Trompeta.</b>	Pieza de conexión entre la placa de rodamiento y el conducto, en la que los filamentos pasan del patrón de la placa de cuña a un haz apretado dentro del conducto.
<b>Zona de anclaje.</b>	En elementos postensados, la porción del elemento a través de la cual la fuerza de presforzado concentrada se transfiere al concreto y es distribuida de una manera más uniforme en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de su sección transversal.

## 8. Losas Postensadas Sobre Suelos Estables

### Método De Diseño Simplificado

#### 8.1. Generalidades

Según Building Research Advisory Board (1968), mejor conocido como BRAB informe No. 33, existen cuatro tipos básicos de losas para atender la mayoría de las necesidades funcionales, así como las necesidades impuestas por las diferentes condiciones tanto del suelo como del clima. Los tipos de losas se designan como:

LOSA TIPO I: Sin refuerzo.

LOSA TIPO II: Reforzada (levemente) contra la contracción y el agrietamiento por temperatura.

LOSA TIPO III: Reforzada y rigidizada.

LOSA TIPO IV: Estructural (no se apoya directamente en el suelo).

#### 8.2. Diseños para losas postensadas BRAB tipo I y tipo II

El postensado para losas Tipo I y Tipo II se emplea normalmente para minimizar las juntas y grietas en la losa. En consecuencia, el procedimiento de diseño recomendado para estas losas, está destinado a proporcionar una fuerza de pretensado mínima de  $0.05A$ , después de todas las pérdidas incluyendo los efectos de la fricción de la subrasante.

$A =$  Área de la sección transversal bruta del concreto,  $\text{mm}^2$

La cantidad de fuerza de pretensado aplicada por torón es una función de su tamaño. Típicamente, se han utilizado tres tamaños de torones en la construcción de losas postensadas sobre el terreno, de  $3/8"$ ,  $7/16"$  y  $1/2"$  de diámetro, sin embargo, el torón de  $1/2"$  se utiliza actualmente casi de forma exclusiva y por lo tanto, los otros tamaños no se tratarán aquí. Las propiedades de los otros tamaños de torones pueden consultarse en la norma ASTM A 416 (NTC 2010).

La fuerza efectiva en un torón se reduce por las pérdidas de pretensado, la mayoría de las cuales se producen durante la vida temprana de la losa. Las pérdidas de pretensado para todas las fuentes, excepto la fricción y el asiento de los anclajes, se calcularán según la sección de diseño estructural de la guía. Las pérdidas debidas a la fricción entre el torón y el material de revestimiento y las pérdidas de asiento de los anclajes suelen compensarse con un sobrefuerzo temporal del torón hasta un máximo de  $0.8 \cdot f_{pu}$ , donde  $f_{pu}$  representa la resistencia a la tracción última del material, normalmente 1 860 MPa.

Sobre esta base, las fuerzas efectivas del torón después de las pérdidas de pretensado pueden calcularse como sigue:

*Tabla 8.1. Fuerzas efectivas de los torones tras las pérdidas de pretensado*

Tamaño del Torón	Área	Pérdida promedio de pretensado*	Fuerza efectiva de pretensado por Torón ( $F_e$ )
mm	mm <sup>2</sup>	kN	kN
13 Gr. 1860	98.70	10.23	118.32

Notas. Adaptada de Post-Tensioning Institute (2008)

\*Se supone un valor de pérdidas de pretensado de 103.42 MPa, véase la sección de diseño estructural e la guía académica.

Los criterios de diseño para las losas BRAB Tipo I y Tipo II requieren una fuerza de pretensado mínima de  $0.05A$ . Como se expuso en el marco teórico referente al estudio de Wray (1978), los movimientos medidos de la losa indican valores de fricción efectiva entre la losa y la subrasante en el rango de 0.5 a 0.6 para losas de espesor uniforme coladas sobre láminas de polietileno. Para las losas coladas directamente sobre una capa de arena, los valores de fricción de la subrasante están entre 0.75 y 1.0. Para las losas nervadas sobre polietileno o arena, se sugiere un coeficiente de fricción de 0.75 y 1.0 respectivamente. Dado que la mayoría de las losas de tipo I y II no contienen nervaduras, se puede suponer un coeficiente de 0.5 para la fricción de la subrasante a fin de determinar el espaciamiento de los torones para varias longitudes de losa.

La separación de los torones requerida para proporcionar la fuerza mínima de pretensado en el centro del plano de las losas de espesor uniforme de Tipo I y Tipo II con una densidad unitaria del concreto de 2.40 t/m<sup>3</sup> puede ser calculada a partir de la siguiente fórmula:

$$\text{Espaciamiento del tendón (mm)} = \frac{F_e * 145.04}{t * 25.4(0.6 + 0.003125 \cdot L \cdot 304.8) * 1000} \quad (8.1)$$

$F_e$  = fuerza efectiva de pretensado (MPa)

$t$  = espesor de la losa (mm)

$L$  = Longitud total de la cimentación (m)

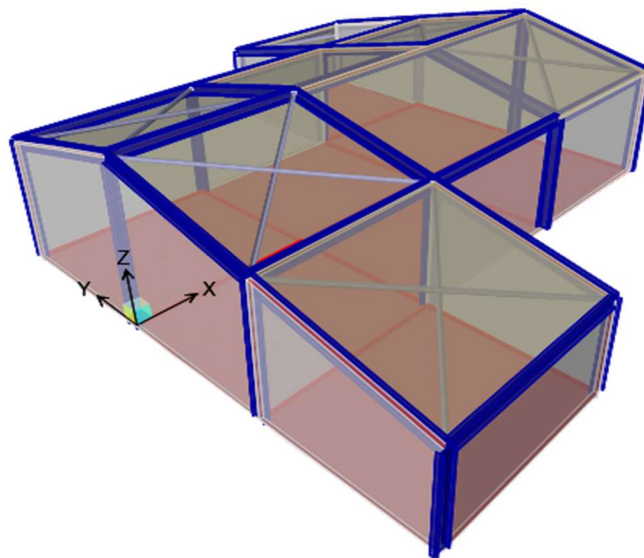
Se puede limitar el valor del espaciamiento máximo de los torones basado en la experiencia local, siempre y cuando el valor no supere el de las ecuaciones aquí expuestas. La práctica común en EE.UU indica que este valor es de 1.20 a 1.50 m. En áreas donde se anticipa un agrietamiento por contracción excesivo, el agrietamiento puede ser mitigado incrementando la fuerza mínima de pretensado a 0.10A.

## 9. Ejemplo de Diseño de una Losa Postensada para Pisos Industriales de Almacenamiento Pesado en Suelos Expansivos.

El siguiente ejemplo de diseño se enfoca en una nave industrial de un solo nivel, cuyas dimensiones en planta se especifican en la Figura 9.2. La estructura de la nave incluye muros de fachada reforzados con mampostería, una cubierta a dos aguas en estructura de acero, y su principal finalidad es el almacenamiento de carga pesada. Cabe destacar que esta estructura se encuentra cimentada sobre suelos expansivos, los cuales están sujetos a cambios volumétricos significativos y desplazamientos en su superficie.

El objetivo de este ejemplo es presentar de manera práctica la metodología de diseño estructural contenida en la guía académica, proporcionando una comprensión clara y aplicada de los principios y procesos abordados en dicha guía. Además, busca exhibir la eficacia de esta metodología al abordar los desafíos específicos del diseño de este tipo de estructuras. El enfoque principal es asegurar una estructura segura y funcional a lo largo de su vida útil, garantizando una adecuada resistencia, durabilidad, control de deformaciones, eficiencia económica y cumplimiento de las normas aplicables.

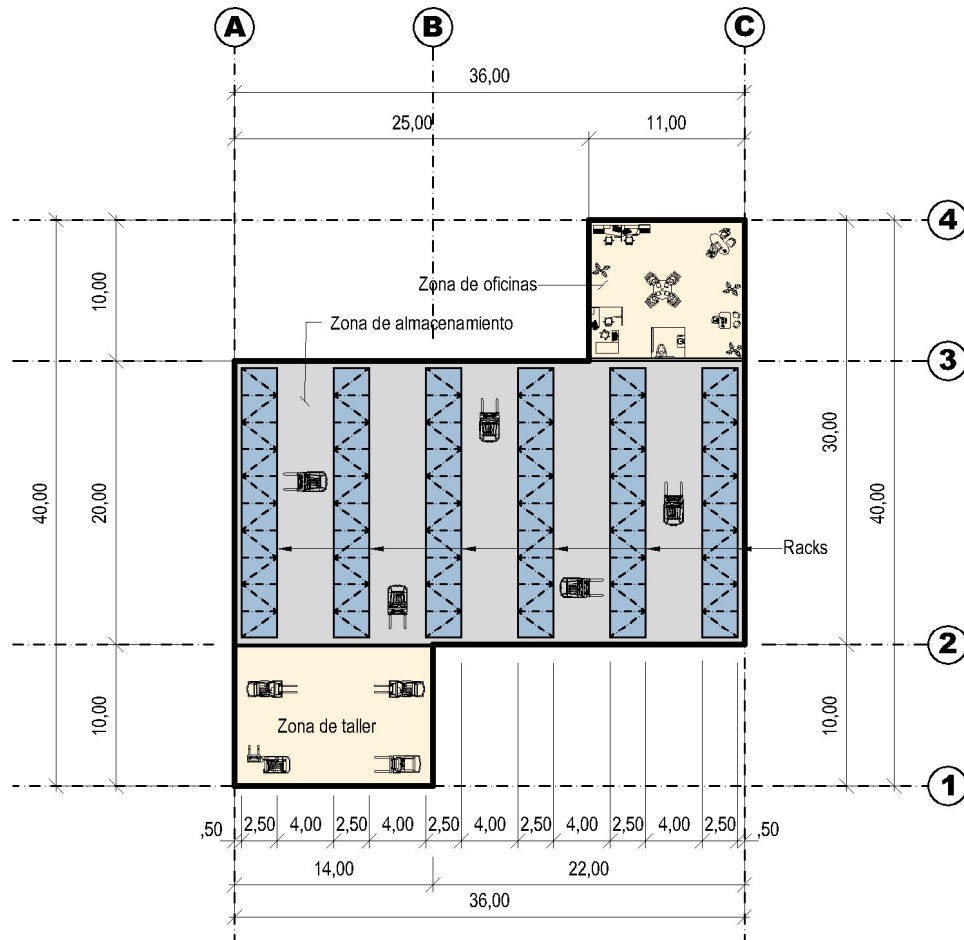
Figura 9.1. Esquema geométrico general de la nave industrial



Nota. Elaboración propia.



Figura 9.2. Planta general de la nave industrial (Nivel de piso)



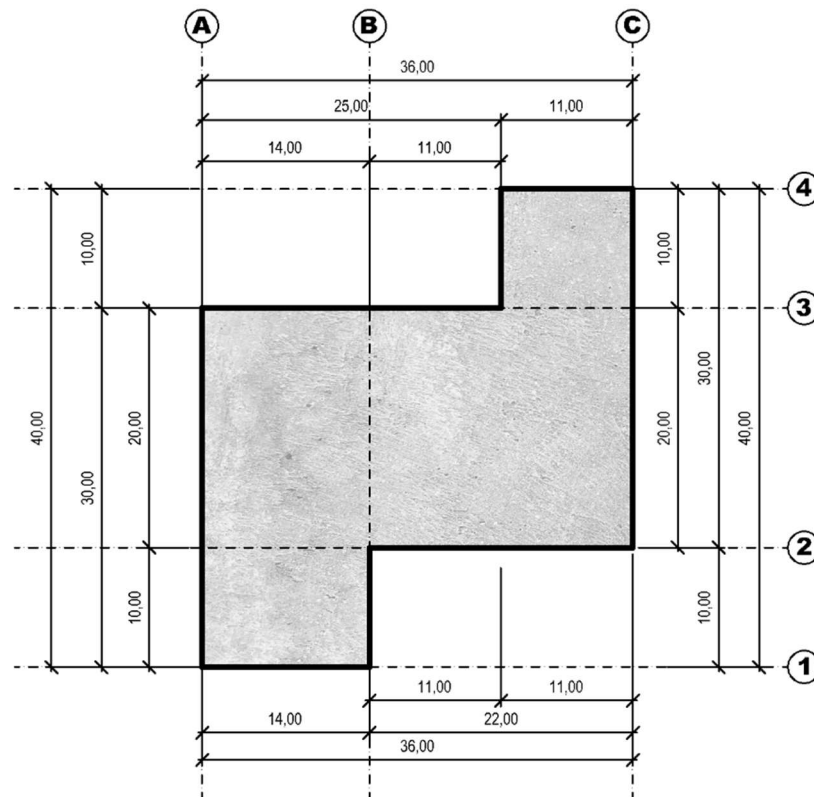
Nota. Elaboración propia.

**Comentarios:**

- a) *En este ejemplo, se eligieron muros de fachada de mampostería reforzada para llevar las cargas de la cubierta y los cerramientos a la losa de fundación, aunque es común usar pórticos de acero en naves industriales. Las columnas de los pórticos suelen cimentarse sobre zapatas o pilotes profundos.*
- b) *No se destaca el análisis sísmico ni las cargas de viento, ya que el foco principal es exponer la metodología de diseño estructural de la losa presforzada de cimentación de manera práctica. Las consideraciones sísmicas se centran en mayores cargas de diseño de la superestructura y en los detalles de conexión con la losa de cimentación. Estos aspectos son complementarios*

y no afectan la metodología de diseño presentada. Las cargas de viento, al igual que las sísmicas, pueden incrementar las cargas de la superestructura y generar tracciones en la losa de cimentación, alterando los patrones de carga, pero sin cambiar la metodología de diseño. El objetivo sigue siendo proporcionar una exposición clara y aplicada de la metodología, independientemente de las cargas de viento y las consideraciones sísmicas.

Figura 9.3. Esquema de la planta general de la losa de cimentación



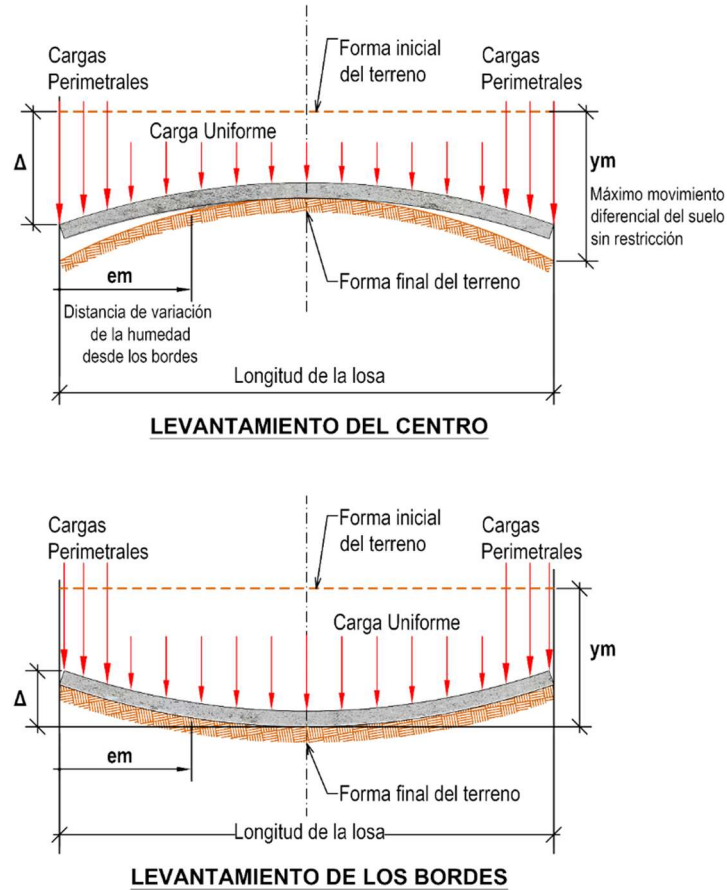
Nota. Elaboración propia.

### 9.1. Consideraciones Geotécnicas.

Condición de Diseño	$e_m$ (m)	$Y_m$ (mm)
Elevación del Centro de la losa	3.00	10
Elevación de los bordes de la losa	2.00	25

k	20 000	MPa/m
$\mu$	0.75	Coefficiente de fricción sobre láminas de polietileno
$q_{,allow}$	100.00	kN/m <sup>2</sup> (Capacidad portante admisible)

Figura 9.4. Elevación del borde y elevación del centro de la losa.



Nota. Adaptada de Post-Tensioning Institute (2008).

## 9.2. Materiales.

- Concreto:

$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$E_c = 24\,870 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

- Acero de Presfuerzo:

Tendones o cables de diámetro 12.70 mm (1/2") con torón de baja relajación de 7 alambres (Grado 1860).

Alambre de baja relajación: ASTM A421M.

Torón: ASTM A416M.

$f_{pu} = 1\ 860\ \text{MPa}$  Resistencia especificada a la tracción del acero de presforzado

$A_{ps} = 98.7\ \text{mm}^2$  Área nominal del acero de presfuerzo

- Acero de refuerzo (armadura no presforzada)

Acero ASTM A706M  $f_y = 420\ \text{MPa}$

### 9.3. Cargas.

#### Cargas Muertas

Ítem	D (kN/m <sup>2</sup> )
Cubierta	2.00
Muros de Mampostería	1.50
$\Sigma$	3.50

#### Cargas Vivas

Ítem	L (kN/m <sup>2</sup> )
Cubierta	0.35
Almacenamiento Pesado	12.00
$\Sigma$	12.35

#### Comentarios:

- La carga muerta de la cubierta incluye la estructura de acero, las correas, los templetes, la viga canal, las tejas y las uniones.
- Se considera una pendiente mayor a 15° para la carga viva de la cubierta.
- No se tienen en cuenta las cargas de granizo ni el empozamiento de agua.

#### Carga Viva Vehicular de Montacargas Tipo HUBTEX M150

Carga Máxima del Montacargas = 20.0 ton (Capacidad de carga)

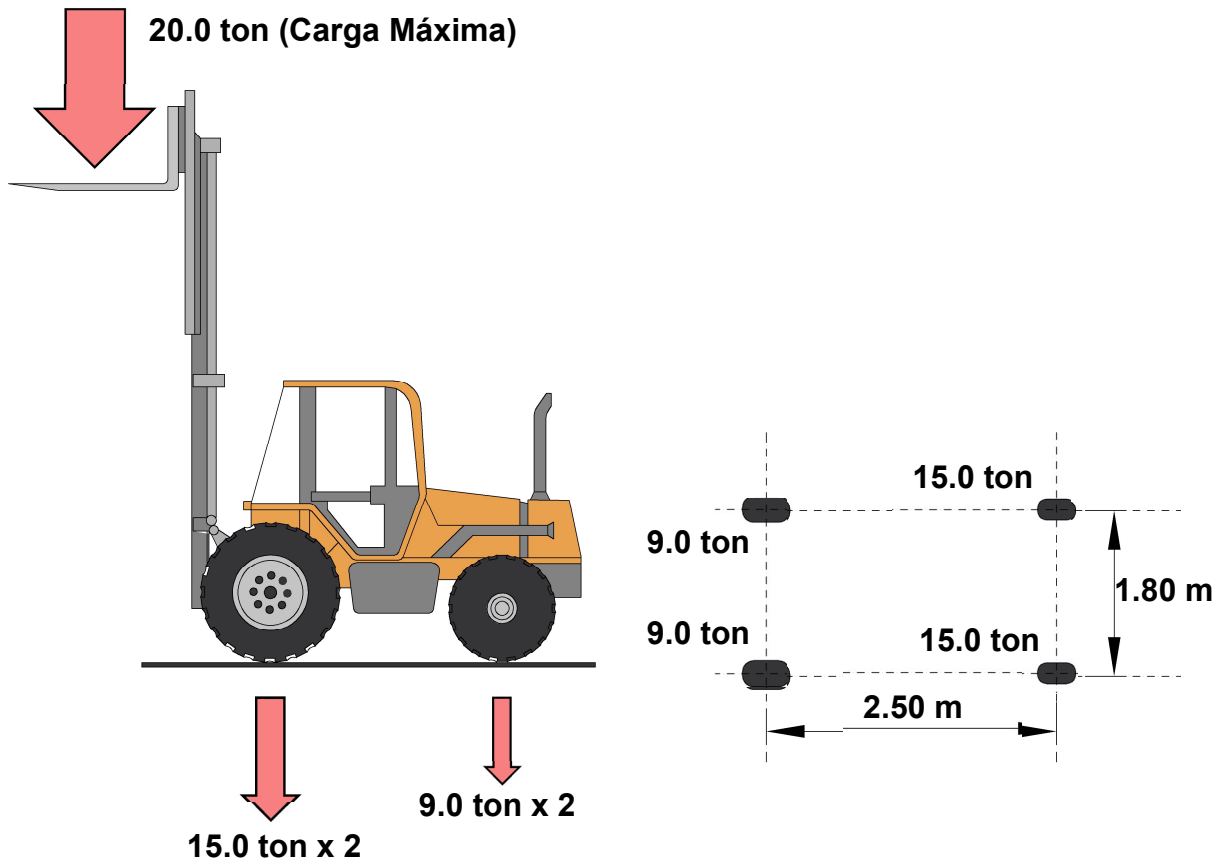
Carga Máxima de Rueda Delantera = 15.00 ton

Carga Máxima de Rueda Trasera = 9.00 ton

Comentarios:

- a) Los datos técnicos de montacargas se tomaron de HUBTEX Maschinenbau GmbH & Co. KG ([www.hubtex.com](http://www.hubtex.com)).
- b) Las cargas máximas de ruedas corresponden a las cargas dinámicas, es decir, incluyen el impacto y son 2 ruedas por eje.

Figura 9.5. Esquema general de cargas del montacargas.



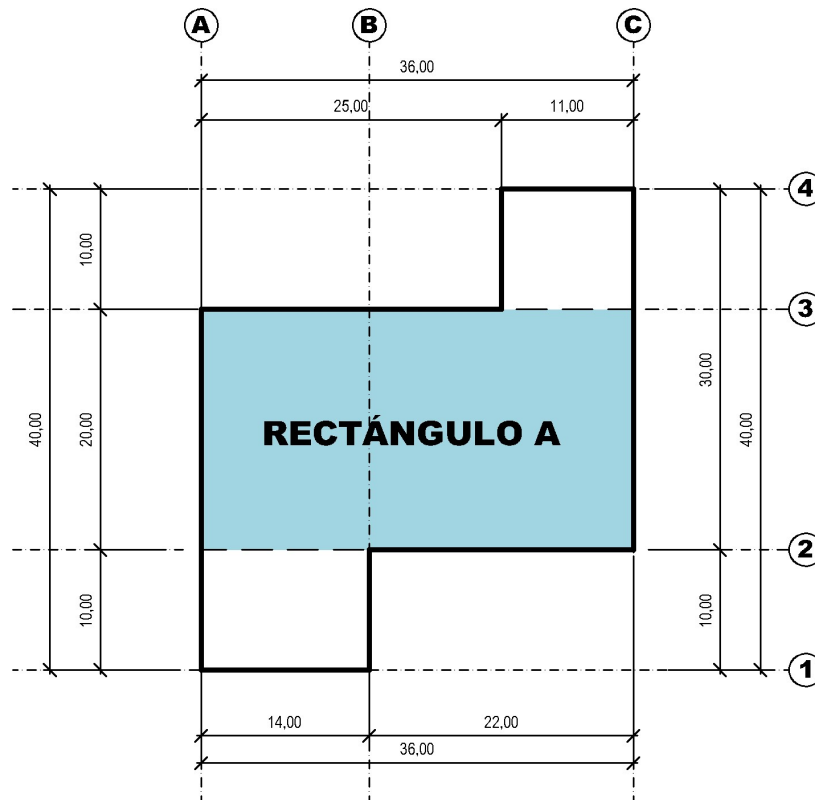
Nota. Elaboración propia

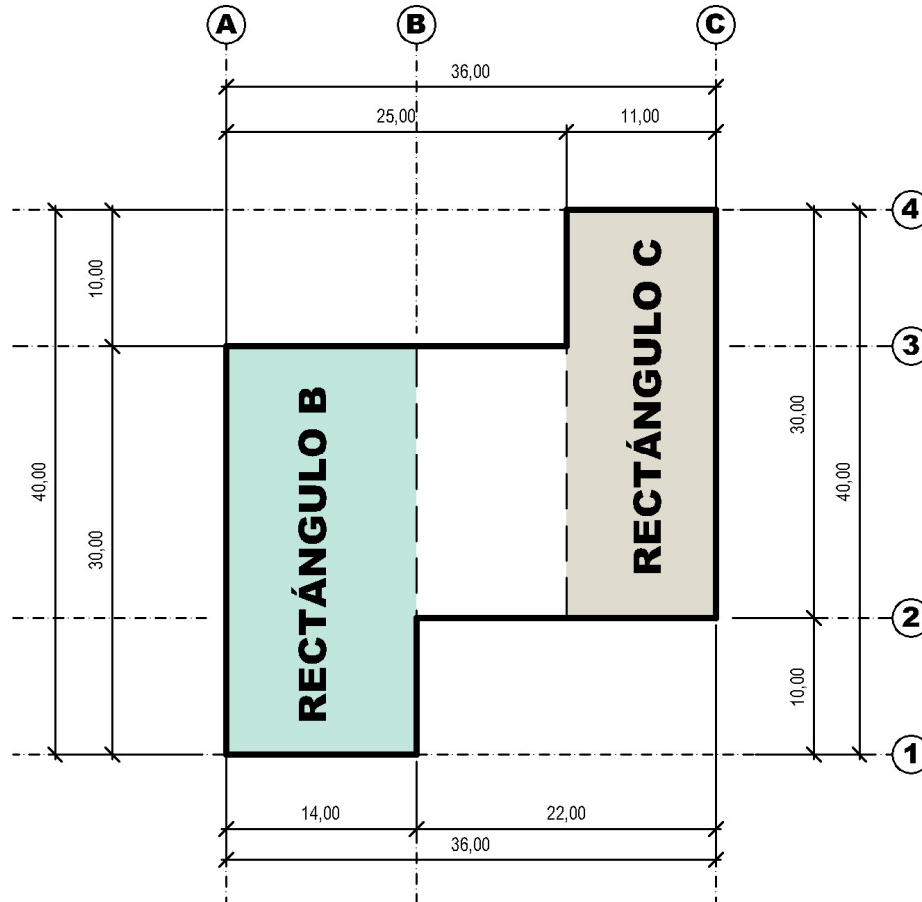
#### 9.4. Método de Rectángulos Superpuestos.

Este método de diseño requiere, en primer lugar, dividir la planta de cimentación irregular en rectángulos superpuestos. Se debe verificar que el Factor de Forma (SF) sea igual o menor a 24 para garantizar la aplicabilidad del procedimiento; de lo contrario, se deben tomar medidas especiales según la guía académica de diseño. La losa de cimentación se modelará utilizando rectángulos superpuestos de tamaño máximo que se

ajusten al perímetro real de la cimentación. Cada rectángulo se analizará y diseñará individualmente. En el diseño, se considerarán los valores más altos de fuerzas internas y deflexiones obtenidos en el análisis de todos los rectángulos. Se debe prestar especial atención a los rectángulos que representen de manera más precisa la parte principal de la cimentación. Los rectángulos largos y estrechos pueden no reflejar adecuadamente la totalidad de la cimentación y, en la mayoría de los casos, no deben influir en el diseño.

Figura 9.6. Método de los rectángulos superpuestos





Nota. Elaboración propia.

Rectángulos de Análisis:

a) Rectángulo A: 36 m x 20 m

b) Rectángulo B: 30 m x 14 m

c) Rectángulo C: 30 m x 11 m

Cálculo del Factor de Forma (SF):

$$\begin{aligned} \text{SF (Losa A)} &= 17.42 \leq 24 \checkmark \text{ Cumple} \\ &= (36^2 + 20^2)^2 / (36 \cdot 20) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SF (Losa B)} &= 18.44 \leq 24 \checkmark \text{ Cumple} \\ &= (30^2 + 14^2)^2 / (30 \cdot 14) \end{aligned}$$

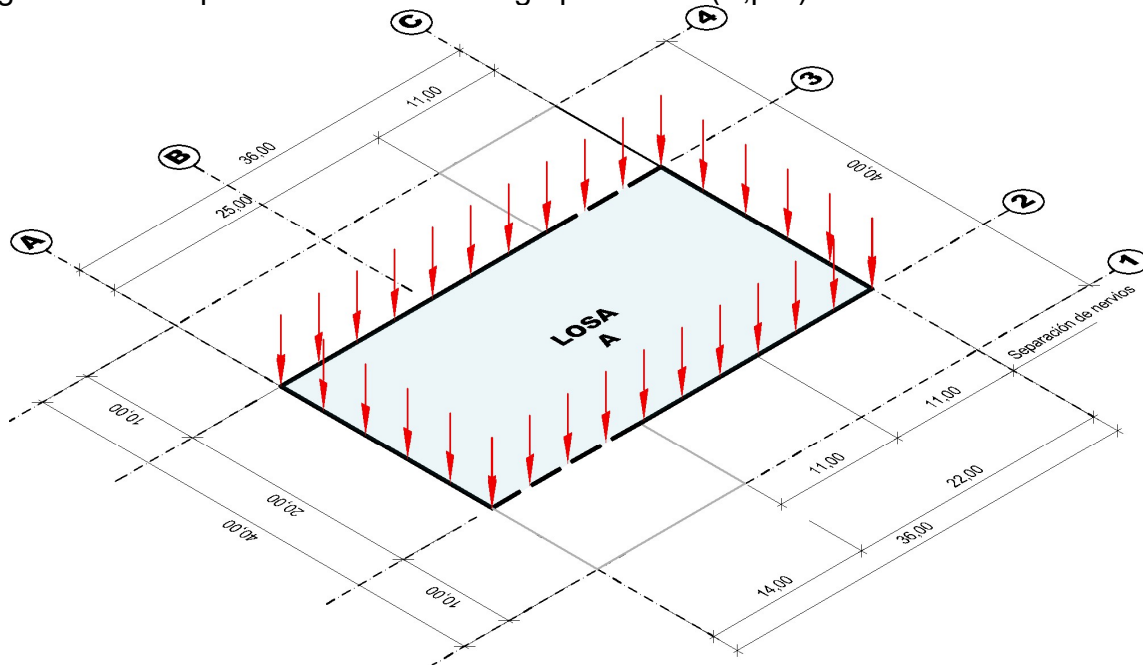
$$\begin{aligned} \text{SF (Losa C)} &= 20.38 \leq 24 \checkmark \text{ Cumple} \\ &= (30^2 + 11^2)^2 / (30 \cdot 11) \end{aligned}$$

## Rectángulo de diseño: Rectángulo A (36 m x 20 m)

Para ilustrar el ejemplo de diseño, se tomará como referencia la Losa A, ya que es la losa de mayor área y representa el área de almacenamiento y el tránsito principal de los montacargas. Sin embargo, en un escenario de diseño real, también se realizarían diseños para las losas B y C, teniendo en cuenta sus características y requisitos específicos.

### 9.5. Cálculo de la Carga Perimetral (P,per).

Figura 9.7. Representación de la carga perimetral (P,per)



Nota. Elaboración propia.

Carga	W (kN/m <sup>2</sup> )	Aferencia (m)	W (kN/m)
Carga Muerta de Cubierta	2.00	10.00(*)	20.00
Muros de Mampostería	1.50	3.00(*)	4.50
Carga Viva de Cubierta	0.35	10.00	3.50
		Σ	28.00 kN/m

Carga Perimetral P,per = 28 kN/m



(\*) La cubierta es a dos aguas.

Los muros de mampostería tienen 3.00 m de altura.

Con el objetivo de brindar una explicación más clara y concisa, se supone que la carga perimetral de la estructura sobre la losa de piso es uniforme.

## **9.6. Diseño de la Losa de Cimentación Postensada con Nervaduras.**

Este ejemplo se enfoca en diseñar una losa de cimentación con espesor uniforme, aunque según la metodología, se inicia diseñando una cimentación nervada que cumple con los requisitos establecidos. Luego, las cimentaciones nervadas obtenidas se convierten en una cimentación equivalente de espesor uniforme, asegurando el cumplimiento de las especificaciones de diseño de manera eficiente.

### **9.6.1. Definición de la Altura Aproximada de la Losa Nervada.**

A continuación, se procede a realizar los cálculos necesarios para estimar una altura total aproximada de la losa nervada. Este paso, nos permite seleccionar una sección de prueba representativa tanto en la dirección larga como en la dirección corta del rectángulo de diseño.

Separación máxima de nervaduras:

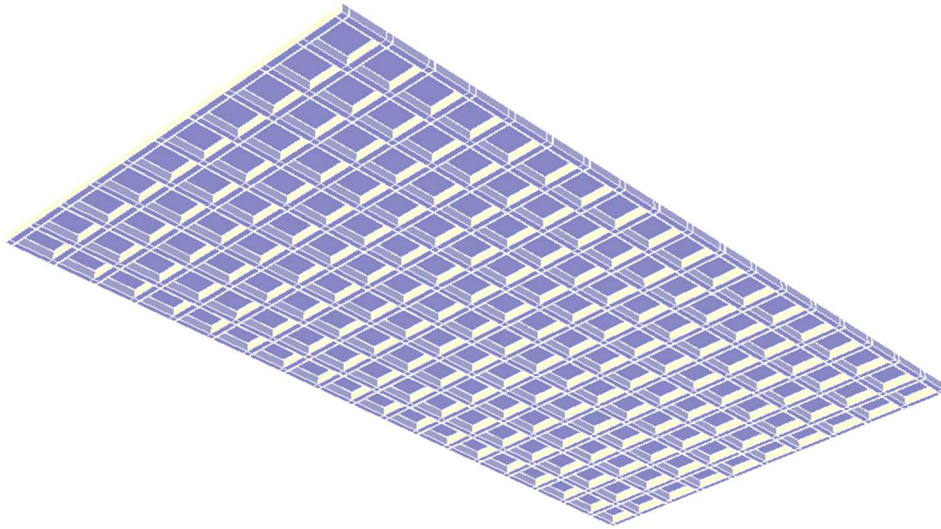
Dirección larga de análisis (S,l) = 2.00 m

Dirección corta de análisis (S,c) = 2.00 m

*Comentario:*

*Si los espaciamientos de las nervaduras varían, se puede utilizar el espaciamiento promedio siempre y cuando la relación entre el espaciamiento mayor y el menor no excede de 1.5. Si esta relación es superior a 1.5, se deberá utilizar  $S=0.85 \times [\text{mayor separación}]$ .*

Figura 9.8. Losa Nervada con S = 2.00 m en las dos direcciones de análisis.



Nota. Elaboración propia.

### **Coefficiente de rigidez $C_{\Delta}$ .**

Se selecciona el coeficiente de rigidez ( $C_{\Delta}$ ) para el caso del levantamiento de los bordes y del centro de la losa la Tabla dada en la guía académica de diseño estructural.

coeficiente de rigidez	Elevación del Centro de la Losa	Elevación de los Bordes de la Losa
$C_{\Delta}$	480	960

#### **9.6.1.1. Hipótesis para la sección de prueba.**

##### **a) Caso de elevación del centro de la losa.**

$$h = \left[ \frac{(0.129Y_m L)^{0.205} (3.281S)^{1.059} (68.522P)^{0.523} (3.281e_m)^{1.296} C_{\Delta}}{14960.45 \cdot z} \right]^{0.824} * 25.4$$

$\beta$  = Longitud de rigidez relativa, distancia aproximada desde el borde de la cimentación hasta el punto de máximo momento.

Análisis para la Dirección Larga:

$\beta$	4.00	m	Valor supuesto
$6 \cdot \beta$	24.00	m	
L	36.00	m	

Z = El menor valor de (L) y ( $6\beta$ ) en la dirección de análisis.

$$Z \boxed{24.00} \text{ m} = \text{MIN}(36 ; 24)$$

$$h = (((10 * 36 * 0.129)^{0.205} * (2 * 3.281)^{1.059} * (28 * 68.522)^{0.523} * (3 * 3.281)^{1.296} * 480 / (14960.45 * 24)))^{0.824} * 25.4$$

$$h \boxed{321} \text{ mm}$$

Análisis para la Dirección Corta:

$6 \cdot \beta$	24.00	m
L	20.00	m
Z	20.00	m = MIN( 20 ; 24 )

$$h = (((10 * 20 * 0.129)^{0.205} * (2 * 3.281)^{1.059} * (28 * 68.522)^{0.523} * (3 * 3.281)^{1.296} * 960 / (14960.45 * 20)))^{0.824} * 25.4$$

$$h \boxed{598} \text{ mm}$$

**b) Caso de elevación del centro de la losa.**

$$h = \left[ \frac{(3.281L)^{0.35} (3.281S)^{0.86} (3.281e_m)^{0.74} (3.94_{E-2} Y_m)^{0.76} C_{\Delta}}{626.633(68.522P)^{0.01}(z)} \right]^{1.176} * 25.4$$

Análisis para la Dirección Larga:

$$h = (((3.281 * 36)^{0.35} * (2 * 3.281)^{0.86} * (2 * 3.281)^{0.74} * (25 * 0.0394)^{0.76} * 480 / (626.633 * 24 * (28 * 68.522)^{0.01}))^{1.176} * 25.4$$

$$h \boxed{98} \text{ mm}$$

Análisis para la Dirección Corta:

$$h = \left( \left( \left( \left( 3.281 * 20 \right)^{0.35} * \left( 2 * 3.281 \right)^{0.86} * \left( 2 * 3.281 \right)^{0.74} * \left( 25 * 0.0394 \right)^{0.76} * 254 / \left( 626.633 * 255 * \left( 252 * 68.522 \right)^{0.01} \right) \right)^{1.176} \right) * 25.4$$

$$h \quad \boxed{216} \quad \text{mm}$$

Se considera como referencia la altura máxima obtenida a partir de los cálculos realizados: **h = 598 mm**

**9.6.1.2. Definición Geométrica de la Sección de Prueba**

Al dimensionar una losa de cimentación nervada, se deben considerar varias pautas. La separación máxima entre nervaduras debe ser de 4.50 m, y si se utilizan alturas de nervios diferentes en el análisis, la relación entre el más profundo y el más superficial no debe exceder 1.2. La profundidad total del nervio (h) debe ser al menos 280 mm y extenderse al menos 180 mm por debajo del fondo de la losa ( $h \geq t + 180 \text{ mm}$ ). El ancho de las nervaduras debe estar entre 150 mm y 350 mm, ya que este rango apenas afecta el diseño a flexión. Se permite el uso de nervaduras de diferentes anchos. En caso de variaciones en los espaciamientos, se puede utilizar el promedio, siempre y cuando la relación entre el mayor y menor no supere 1.5. Si es superior, se debe usar  $S = 0.85 \times [\text{mayor separación}]$ . Se debe usar una separación mínima de 1.80 m en las ecuaciones de momento y cortante para el análisis. Si la separación real es inferior a 1.80 m, solo se puede usar para el cálculo de propiedades de la sección. Consulte la guía académica de diseño para más detalles y recomendaciones.

Sección de Prueba:

$e_p$	<table border="1"><tr><td>100</td></tr></table>	100	mm	Espesor de la losa
100				
b	<table border="1"><tr><td>200</td></tr></table>	200	mm	Ancho de nervaduras
200				
h	<table border="1"><tr><td>550</td></tr></table>	550	mm	Altura total de nervaduras
550				
r	<table border="1"><tr><td>50</td></tr></table>	50	mm	Recubrimiento del concreto para armadura pasiva
50				

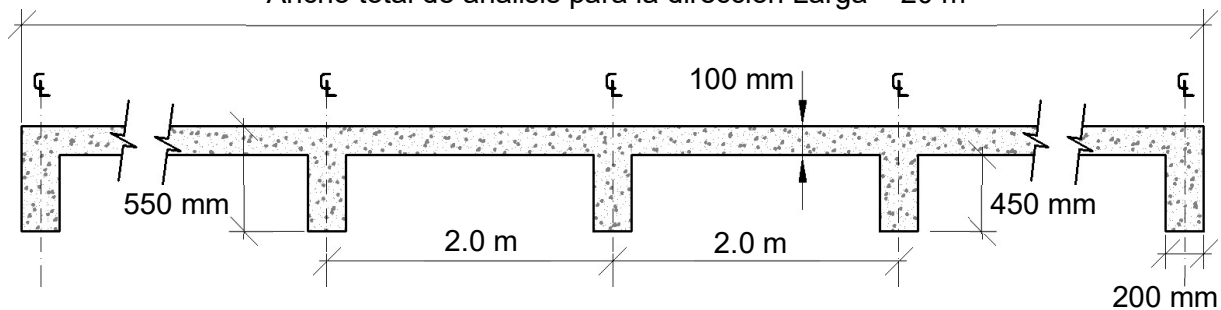
Comentario:

A pesar de que el cálculo preliminar establece una altura total de la losa nervada de 598 mm, se optará por trabajar con una altura total de sección de prueba de 550 mm. Esto se debe a que, como se demostrará más adelante, estas ecuaciones tienden a ser ligeramente conservadoras. Por lo tanto, se brinda la flexibilidad necesaria para realizar un proceso de optimización de las secciones de la losa, adaptándolas a las particularidades específicas de cada proyecto.

Figura 9.9. Sección transversal de análisis para la losa nervada.

Ancho total de análisis para la dirección Corta = 36 m

Ancho total de análisis para la dirección Larga = 20 m

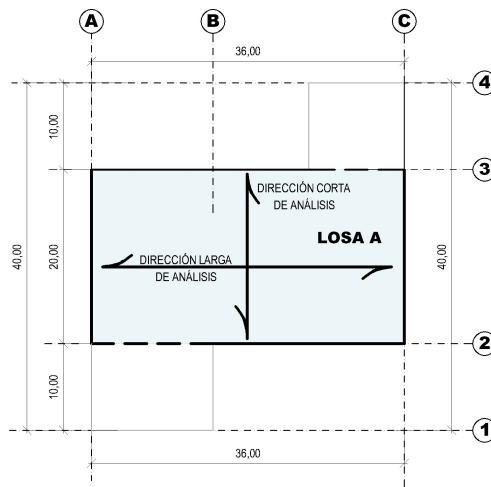


Nota. Elaboración propia.

Número total de nervaduras longitudinales = 11 (para el análisis en la dirección corta)

Número total de nervaduras transversales = 19 (para el análisis en la dirección larga)

Figura 9.10. Representación de las direcciones de análisis.



### 9.6.1.3. Propiedades Geométricas de las Secciones.

	Dirección Larga	Dirección Corta	
h (cm)	55	55	Altura total de las nervaduras
e,losa (cm)	10	10	Espesor de la losa
h,neto (cm)	45	45	Altura neta de las nervaduras
b (cm)	20	20	Ancho de las nervaduras
	11	19	Número de Nervaduras
b,total (cm)	220	380	Ancho Total de las nervaduras

a) Propiedades Geométricas de la Sección Transversal para la Dirección Larga.

Sección	b (cm)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	A*Y (cm <sup>3</sup> )	A*Y <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	lo (cm <sup>4</sup> )
Losa (2000 x 10)	2 000	10	20 000	-5.00	-100 000	500 000	166 666.67
Nervaduras (220 x 45)	220	45	9 900	-32.50	-321 750	10 456 875	1 670 625.00
		Σ =	29 900		-421 750	10 956 875	1 837 291.67

$$I_o = 1\,837\,291.67$$

$$\Sigma = 12\,794\,166.67$$

Centro de gravedad:

$$Y_{t,arriba} = \Sigma(A \cdot Y) / \Sigma A = -14.11 \text{ cm}$$

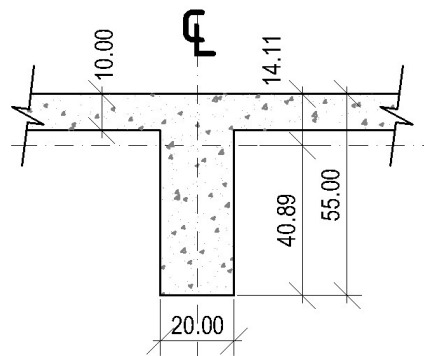
$$Y_{b,abajo} = 40.89 \text{ cm}$$

$$I = 6\,845\,235 \text{ cm}^4$$

$$I = 12\,794\,166.67 - (29\,900 \cdot (-14.11)^2)$$

$$St,arriba = 485\,293 \text{ cm}^3 = I / Y_t$$

$$St,abajo = 167\,387 \text{ cm}^3 = I / Y_b$$



b) Propiedades Geométricas de la Sección Transversal para la Dirección Corta.

Sección	b (cm)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	A*Y (cm <sup>3</sup> )	A*Y <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	lo (cm <sup>4</sup> )	
Losa (3600 x 10)	3 600	10	36 000	-5.00	-180 000	900 000	300 000	
Nervaduras (380 x 45)	380	45	17 100	-32.50	-555 750	18 061 875	2 885 625	
$\Sigma =$			53 100		-735 750	18 961 875	3 185 625	
							$lo =$	3 185 625
							$\Sigma =$	22 147 500

Centro de gravedad:

$$Y_{t, arriba} = \frac{\Sigma(A \cdot Y)}{\Sigma A} = -13.86 \text{ cm}$$

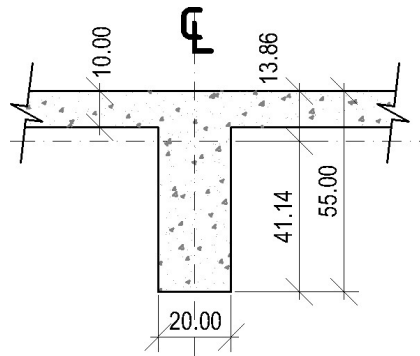
$$Y_{b, abajo} = 41.14 \text{ cm}$$

$$I = 11\,952\,998 \text{ cm}^4$$

$$I = 22\,147\,500 - (53\,100 \cdot (-13.86)^2)$$

$$S_{t, arriba} = 862\,663 \text{ cm}^3 = I / Y_t$$

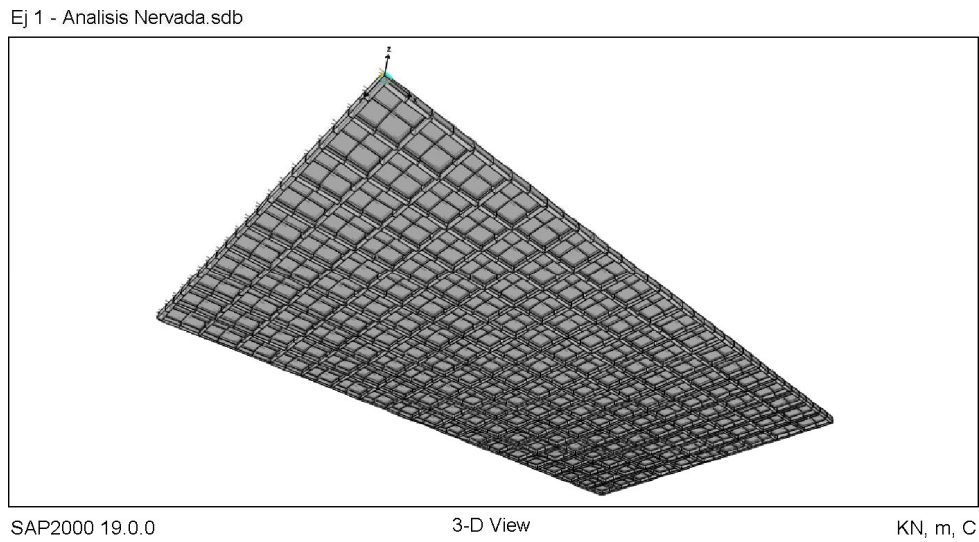
$$S_{t, abajo} = 290\,516 \text{ cm}^3 = I / Y_b$$



### 9.6.2. Revisión del Esfuerzo en el Suelo (Análisis de Capacidad Portante).

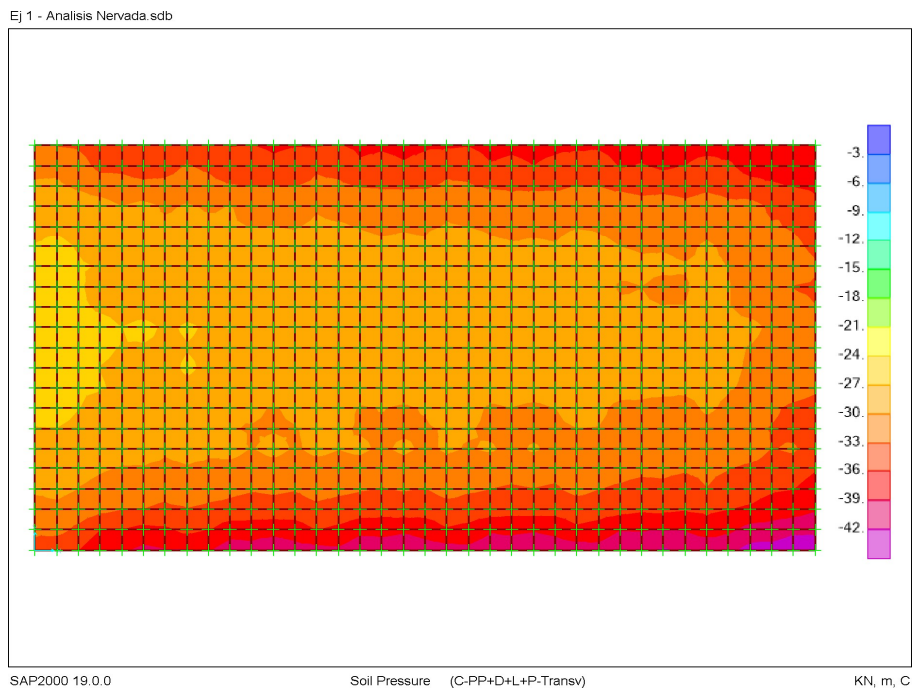
Para abordar la complejidad de las cargas y la geometría de la losa nervada, se creó un modelo matemático mediante elementos finitos en SAP2000. Este enfoque brinda un análisis preciso de la respuesta estructural, considerando todas las interacciones y efectos clave.

Figura 9.11. Losa Nervada – Modelo Matemático en Elementos Finitos.



Nota. Elaboración propia.

Figura 9.12. Losa Nervada - Esfuerzo máximo en el suelo de fundación.



Nota. Elaboración propia.

Para la losa nervada, se determinó que el esfuerzo máximo actuante en el suelo de fundación, considerando las cargas muertas y vivas, es de 42 kN/m<sup>2</sup>, lo cual cumple con el límite establecido de 100 kN/m<sup>2</sup> ( $D/C = 0.42 < 1.0$ ).



### 9.6.3. Cálculo de la Fuerza de Presfuerzo.

Esfuerzo admisible inmediatamente después de la transferencia de presfuerzo:

$$f_{pi} = 0.70 f_{pu} = 0.7 * 1860 \rightarrow f_{pi} = 1302 \text{ MPa}$$

Pérdidas totales de presfuerzo = 103 MPa

*Comentario:*

*Con fines ilustrativos, se ha utilizado el valor global de 103 MPa para representar las pérdidas de presfuerzo. No obstante, es fundamental destacar que las pérdidas reales deben ser calculadas de acuerdo con la sección de pérdidas de presfuerzo establecida en la guía académica.*

*Es necesario realizar un análisis detallado y preciso de las distintas fuentes de pérdidas, como son las pérdidas por fricción debidas a la curvatura accidental de los tendones de postensado ( $P_{px}$ ), el asentamiento del acero de presfuerzo durante la transferencia ( $\Delta f_{pA}$ ), el acortamiento elástico del concreto ( $\Delta f_{pES}$ ), el flujo plástico del concreto ( $\Delta f_{pCR}$ ), la retracción del concreto ( $\Delta f_{pSR}$ ) y la relajación de esfuerzo en el acero de presfuerzo ( $\Delta f_{pR}$ ).*

*Se recomienda seguir las pautas establecidas en la guía académica para determinar las pérdidas específicas de presfuerzo en cada caso particular.*

Cálculo del esfuerzo efectivo del tendón después de las pérdidas ( $f_e$ ):

$$f_e = f_{pi} - \text{pérdidas totales} = 1302 - 103$$

$$f_e = 1199 \text{ MPa}$$

Fuerza resistente para 1 tendón ( $P_{,res}$ ):

$$A_{ps} = 98.7 \text{ mm}^2 \quad \text{Área Nominal de 1 tendón.}$$

$$P_{,res} = 118.34 \text{ kN} = 1199 * 98.7 \div 1000 \text{ (Fuerza resistente para 1 tendón)}$$

La fuerza mínima de presfuerzo debe ser:  $P(e,mín) = 0.0352 \cdot A$

$$P(e,mín) = 0.0352 * 29900 = 1052 \text{ kN} \quad \text{(Dirección Larga)}$$

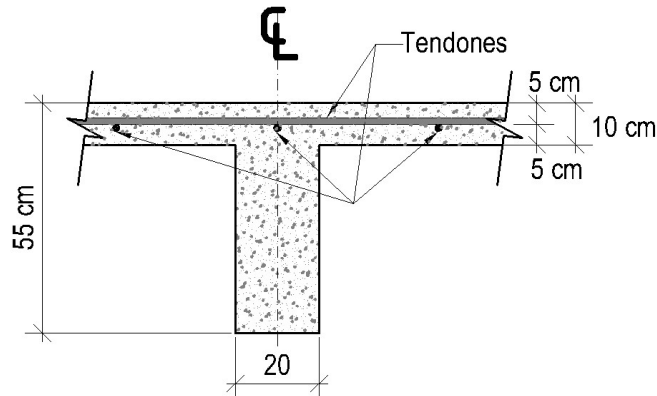
$$0.0352 * 53100 = 1869 \text{ kN} \quad \text{(Dirección Corta)}$$

Número teórico de tendones requeridos:

$$N_{\text{long}} = 8.89 \text{ Tendones} = 1052.48 / 118.34 \quad \text{Dirección Longitudinal}$$

$$N_{\text{transv}} = 15.79 \text{ Tendones} = 1869.12 / 118.34 \quad \text{Dirección Transversal}$$

Figura 9.13. Localización de tendones en la losa nervada.



Nota. Elaboración propia.

Cálculo del número de tendones necesarios para superar la fricción losa-subrasante (sobre lámina de polietileno):

$$\text{Peso de la losa} = 1\,728 \text{ kN} = (20 * 36 * 0.1) * 2.4 * 10$$

$$776 \text{ m} \quad \text{Longitud total de nervaduras} = (36 * 11) + (20 * 19)$$

$$41.8 \text{ m} \quad \text{Longitud de intersección} = (11 * 19) * (200 / 1k)$$

$$734.2 \text{ m} \quad \text{Longitud Neta de Nervaduras} = 776 - 41.8$$

$$0.2 \text{ m} \quad \text{Ancho de nervaduras}$$

$$0.45 \text{ m} \quad \text{Altura libre de nervaduras}$$

$$\text{Peso total de Nervaduras} = 1585.87 \text{ kN} = (734.2 * 0.2 * 0.45) * 2.4 * 10$$

$$W_{\text{losa}} = 3\,314 \text{ kN} \quad (\text{Peso Total de la Placa de Cimentación: losa + nervaduras})$$

Pérdidas por Fricción de la Subrasante ( $\Delta f_{pSG}$ ):

$$\Delta f_{pSG} = 1\,243 \text{ kN} = 3313.87 * 0.75 / 2 \quad \Delta f_{pSG} = \frac{W_{\text{losa}}}{2} \mu$$

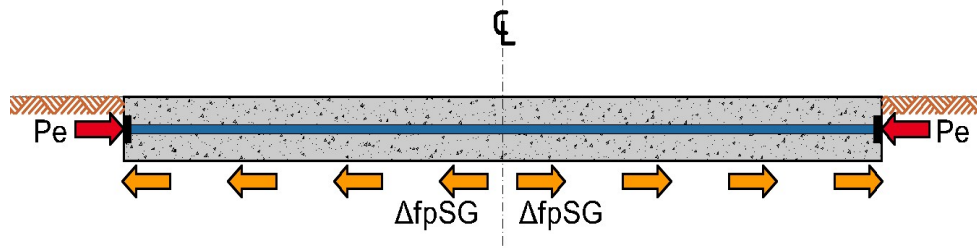
Número de tendones = 10.50 Tendones = 1242.7 / 118.34 (Número de tendones requeridos para contrarrestar la fricción)

**Número total de tendones para proporcionar la fuerza de presfuerzo mínima requerida:**

**N,long = 20 Tendones = 8.89 + 10.5 Dirección Longitudinal**

**N,transv = 27 Tendones = 15.79 + 10.5 Dirección Transversal**

Figura 9.14. Representación de las Pérdidas por Fricción de la Subrasante



Nota. Elaboración propia.

*Comentario:*

*Se necesitan 20 tendones en la dirección longitudinal y 27 tendones en la dirección transversal, con separación inferior a 1.5 metros en ambas direcciones, según la práctica convencional. En caso de restricciones, se recomienda agregar tendones adicionales con separación máxima de 1.50 metros para garantizar la distribución adecuada de las fuerzas de presfuerzo.*

**Fuerza de presfuerzo efectiva considerando la fricción de la subrasante (Pr)**

$$Pr = N * P_{,res} - \Delta f_{pSG}$$

**Pr,l = 1 124 kN = (20 \* 118.34) – 1 243 Dirección Longitudinal**

**Pr,t = 1 953 kN = (27 \* 118.34) – 1 243 Dirección Transversal**

#### **9.6.4. Esfuerzos Admisibles en el Concreto.**

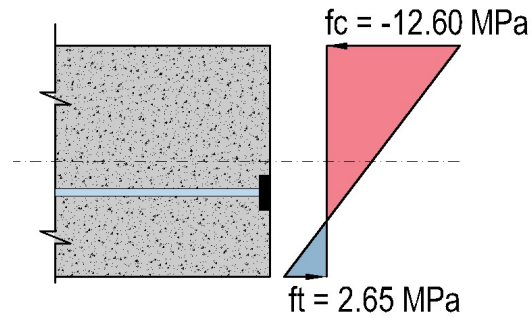
Esfuerzo admisible de tracción por flexión en el concreto, basado en sección no fisurada:

$$f_t = 2.65 \text{ MPa} = f_t = 0.5\sqrt{f'_c} = 0.5 * 28^{0.5}$$

Esfuerzo admisible de compresión por flexión en el concreto, basado en sección no fisurada:

$$f_c = -12.60 \text{ MPa} = f_c = 0.45f'_c = 0.45 \cdot 28$$

Figura 9.15. Esfuerzos admisibles en el concreto.

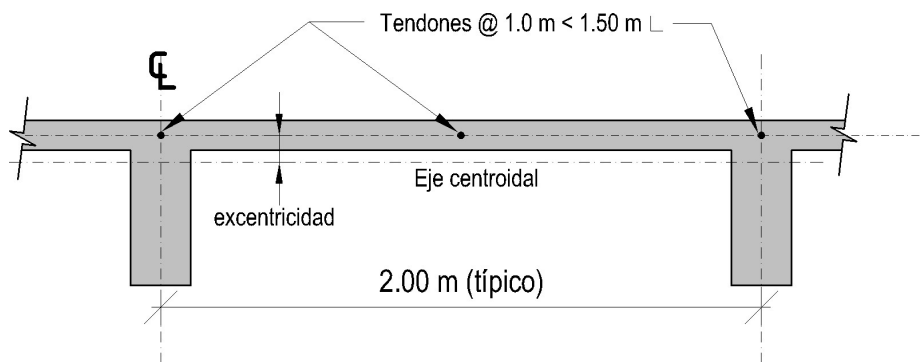


Nota. Elaboración propia.

### 9.6.5. Resumen de las Condiciones Iniciales.

Ítem	Dirección Larga	Dirección Corta	
A (cm <sup>2</sup> )	29 900	53 100	Área de la sección
Y (cm)	-5.00	-5.00	Centroide de los tendones
Yt (cm)	-14.11	-13.86	Posición del centroide de la secc.
e (cm)	9.11	8.86	Excentricidad del presfuerzo
$f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$ [MPa]	2.65	2.65	Esf. Admisible de tracción
$f_t \leq 0.45 \cdot f'_c$ [MPa]	-12.60	-12.60	Esf. Admisible de compresión

Figura 9.16. Esquema de sección de la losa nervada con tendones.



Nota. Elaboración propia.

### 9.6.6. Solicitaciones Máximas de Diseño para Esfuerzos Normales.

#### 9.6.6.1. Momento por elevación del Centro de la losa en la dirección larga.

$$A_o = \frac{1}{727} [(3.281L)^{0.013} (3.281S)^{0.306} (3.937 \times 10^{-2} h)^{0.688} (68.522P)^{0.534} (3.937 \times 10^{-2} Y_m)^{0.193}]$$

$$A_o = (1/727) * (68.522 * 28)^{0.534} * (3.281 * 36)^{0.013} * (3.281 * 2)^{0.306} * (0.03937 * 55)^{0.688} * (0.03937 * 10)^{0.193}$$

$$A_o = 0.21$$

$$\text{Para } e_m > 1.50 \text{ m} \rightarrow B = \left( \frac{(Y_m/25.4) - 1}{3} \right) \leq 1.0$$

$$B = ((10/25.4) - 1) / 3 \rightarrow B = -0.2021$$

$$C = \left[ 8 - \frac{68.522P - 613}{255} \right] \left[ \frac{4 - (Y_m/25.4)}{3} \right] \geq 0$$

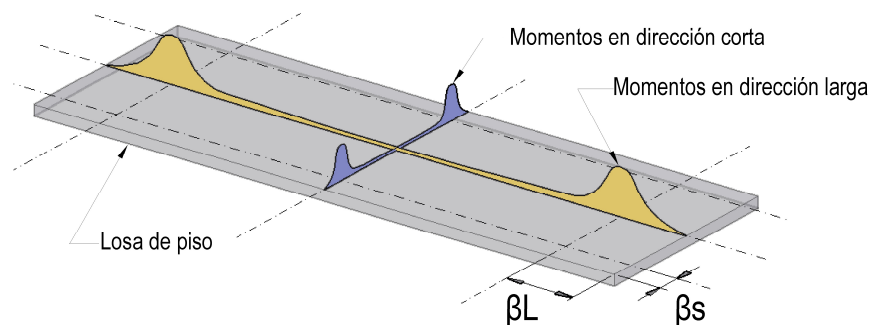
$$C = (8 - ((28 * 68.522) - 613) / 255) * (4 - (10 / 25.4)) / 3 \rightarrow C = 3.462$$

$$M_L = A_o [B(e_m / 0.3048)^{1.238} + C] \div 2.248 \times 10^{-1}$$

$$M_L = (0.21 * (-0.2 * (3 / 0.3048)^{1.238} + 3.46)) / 0.2248$$

$$M_L = 0.0318 \text{ kN-m/m}$$

Figura 9.17. Representación de momentos por elevación del Centro de la losa.



Es esencial garantizar que el cálculo de los momentos flectores para el modo de elevación del Centro de la losa, basado en valores de ( $e_m$ ) superiores a 1,50 m, no sea inferior a los generados para el umbral de 1,50 m según la ecuación ( $M_L$ ). Se ha identificado una discontinuidad en las ecuaciones de los momentos de elevación del Centro en la dirección larga cuando  $e_m = 1,50$  m. En ocasiones, el momento para ( $e_m$ ) ligeramente mayor que 1,50 m es menor que el momento para  $e_m$  exactamente igual a 1,50 m, debido al proceso de ajuste de la curva utilizado para obtener las ecuaciones de momento. Se realizará una revisión detallada de este umbral y se tomarán medidas para garantizar coherencia en el cálculo de los momentos flectores.

Para el umbral de  $e_m = 1.50$  m, tenemos:

$$0 \text{ m} \leq e_m \leq 1.50 \text{ m} \rightarrow B=1, C=0$$

$$M_L = (0.21 * (-0.2 * (1.5 / 0.3048)^{1.238} + 3.46)) / 0.2248$$

$$M_L = 6.70 \text{ kN-m/m} > 0.0318 \text{ kN-m/m}$$

**$M_L = 6.70 \text{ kN-m/m} \rightarrow$  Valor usado para el diseño**

#### **9.6.6.2. Momento por elevación del Centro de la losa en la dirección corta.**

$$LL / LS = 1.8 = 36 / 20 > 1.10$$

$$M_S = (3.281e_m + 58)1.667 \times 10^{-2} M_L$$

$$M_s = 0.01667 * 1.87 * (3.281 * 3 + 58)$$

**$M_s = 7.58 \text{ kN-m/m}$**

Revisión para el umbral  $e_m = 1.50$  m

$$M_s = 0.01667 * 1.87 * (3.281 * 1.5 + 58) = 7.03 \text{ kN-m/m} < 7.58 \text{ kN-m/m} \checkmark$$

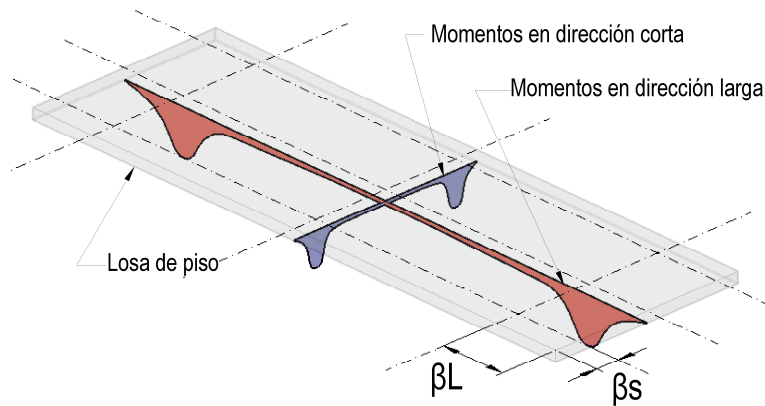
#### **9.6.6.3. Momento por elevación de los bordes de la losa en la dirección larga.**

$$M_L = \frac{4.45(3.281S)^{0.1}(0.129h \cdot em)^{0.78} (3.94 \times 10^{-2} Y_m)^{0.66}}{(3.281L)^{.0065} 7.2(68.53P)^{0.04}}$$

$$M_L = 4.45 * (3.281 * 2)^{0.1} * (0.0394 * 25)^{0.66} * (0.129 * 2 * 550)^{0.78} / (7.2 * (68.53 * 28)^{0.04} * (3.281 * 36)^{0.0065})$$

$$M_L = 25.24 \text{ kN-m/m}$$

Figura 9.18. Representación de momentos por elevación de los bordes de la losa.



Nota. Elaboración propia.

#### 9.6.6.4. Momento por elevación de los bordes de la losa en la dirección corta.

$$LL / LS = 1.8 = 36 / 20 > 1.10$$

$$M_S = (3.937 \times 10^{-2} h)^{0.35} (3.281 e_m + 19) 1.732 \times 10^{-2} M_L$$

$$M_S = 0.01732 * 25.24 * (0.03937 * 550)^{0.35} * (3.281 * 2 + 19)$$

$$M_S = 32.79 \text{ kN-m/m}$$

#### 9.6.6.5. Momentos y esfuerzos normales máximos por carga viva estática de almacenamiento en la dirección larga.

Se llevará a cabo el cálculo de los momentos flectores mediante el método analítico. Sin embargo, también se realizará un modelo matemático utilizando elementos finitos para identificar las sollicitaciones que generen los mayores esfuerzos en la losa.

##### a) Método Analítico para la Dirección Larga:

Factor característico del sistema

$$\lambda = (20000 / (4 * 24870.06 * 0.07))^{(1/4)} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_c I}} \quad [m^{-1}]$$

$$\lambda = 1.31 \text{ m}^{-1}$$

Máximo momento flector positivo:

$$M_{D(+)} = 0.161 * 12 / (1.31^2)$$

$$M_{D(+)} = 1.13 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{D(+)} = 1.13 \text{ kN-m/m} * 20 \text{ m}$$

$$M_{D(+)} = 22.55 \text{ kN-m}$$

$$M_{D(+)} = 0.161 \frac{q}{\lambda^2}$$

Máximo momento flector negativo:

$$M_{D(-)} = 0.168 * 12 / (1.31^2)$$

$$M_{D(-)} = 1.18 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{D(-)} = 1.18 \text{ kN-m/m} * 20 \text{ m}$$

$$M_{D(-)} = 23.53 \text{ kN-m}$$

$$M_{D(-)} = 0.168 \frac{q}{\lambda^2}$$

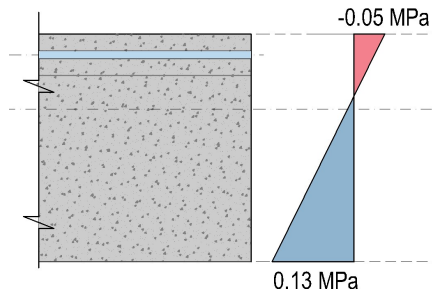
**Esfuerzos normales máximos para  $M_{D(+)}$ :**

$$fb, arriba = -(22.55 * 1e6) / 485\ 293\ 469.67$$

$$fb, arriba = -0.05 \text{ MPa}$$

$$fb, abajo = (22.55 * 1e6) / 167\ 387\ 054.45$$

$$fb, abajo = 0.13 \text{ MPa}$$



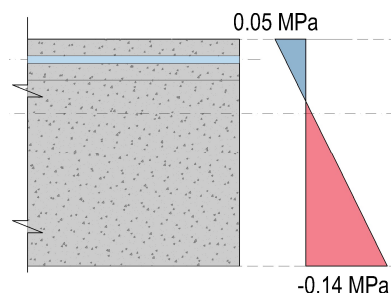
**Esfuerzos normales máximos para  $M_{D(-)}$ :**

$$fb, arriba = (23.53 * 1e6) / 485\ 293\ 469.67$$

$$fb, arriba = 0.05 \text{ MPa}$$

$$fb, abajo = -(23.53 * 1e6) / 167\ 387\ 054.45$$

$$fb, abajo = -0.14 \text{ MPa}$$



**b) Método Analítico para la Dirección Corta:**

Factor característico del sistema

$$\lambda = (20000 / (4 * 24870.06 * 0.12))^{(1/4)}$$

$$\lambda = 1.14 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_c I}} \quad [m^{-1}]$$



Máximo momento flector positivo:

$$M_{D(+)} = 0.161 * 12 / (1.14^2) = 1.49 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{D(+)} = 1.49 \text{ kN-m/m} * 36 \text{ m}$$

$$M_{D(+)} = 53.63 \text{ kN-m}$$

$$M_{D(+)} = 0.161 \frac{q}{\lambda^2}$$

Máximo momento flector negativo:

$$M_{D(-)} = 0.168 * 12 / (1.14^2) = 1.55 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{D(-)} = 1.55 \text{ kN-m/m} * 36 \text{ m}$$

$$M_{D(-)} = 55.96 \text{ kN-m}$$

$$M_{D(-)} = 0.168 \frac{q}{\lambda^2}$$

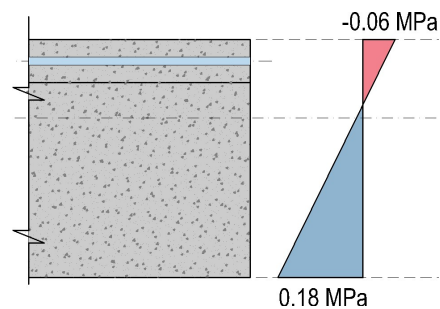
**Esfuerzos normales máximos para  $M_{D(+)}$ :**

$$fb, arriba = -(53.63 * 1e6) / 862\,662\,844.04$$

$$fb, arriba = -0.06 \text{ MPa}$$

$$fb, abajo = (53.63 * 1e6) / 290\,515\,705.46$$

$$fb, abajo = 0.18 \text{ MPa}$$



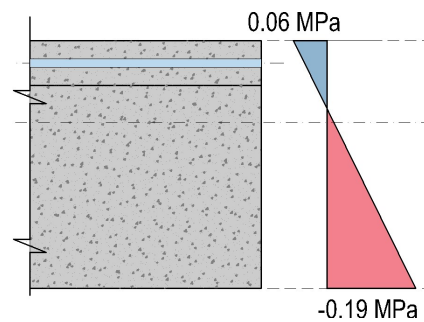
**Esfuerzos normales máximos para  $M_{D(-)}$ :**

$$fb, arriba = (55.96 * 1e6) / 862\,662\,844.04$$

$$fb, arriba = 0.06 \text{ MPa}$$

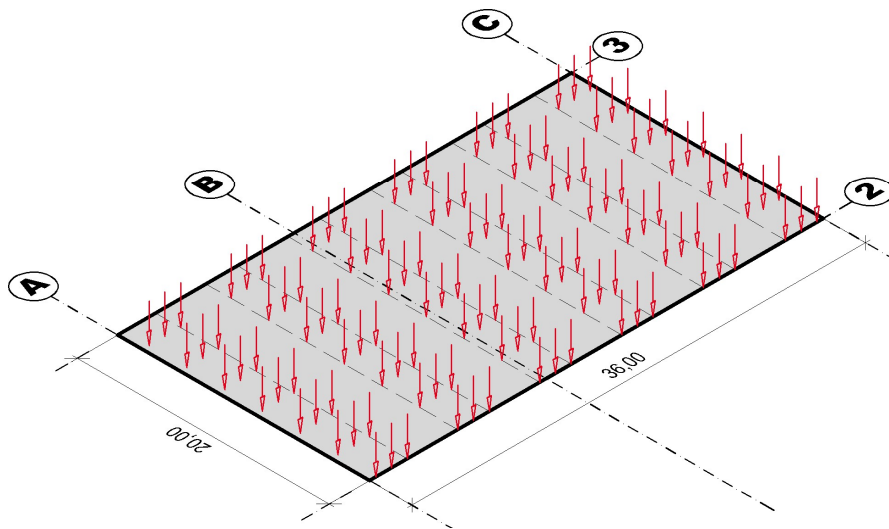
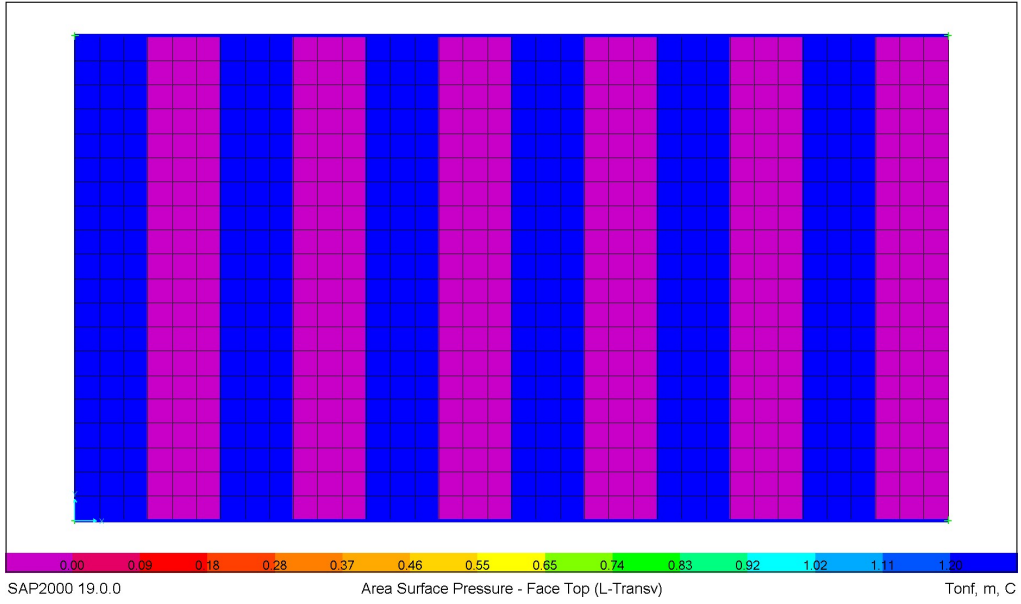
$$fb, abajo = -(55.96 * 1e6) / 290\,515\,705.46$$

$$fb, abajo = -0.19 \text{ MPa}$$



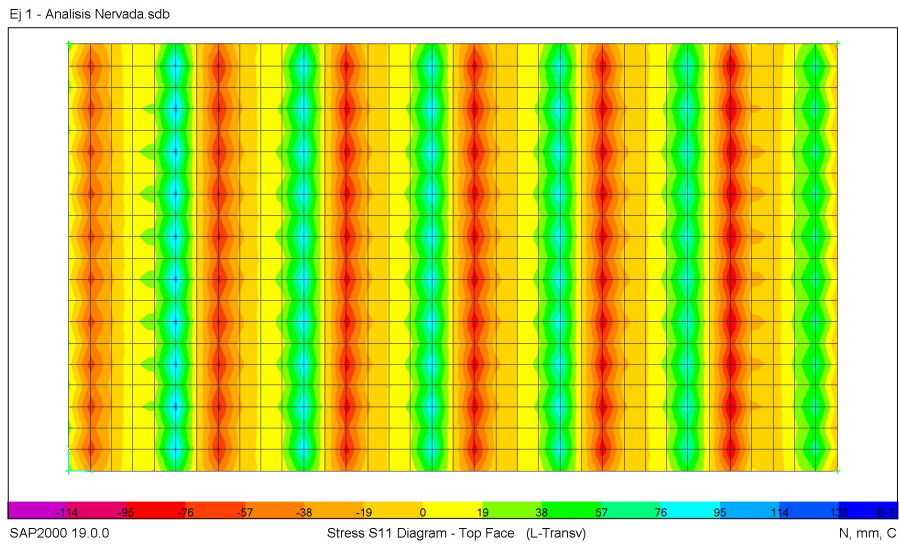
**c) Método mediante elementos finitos:**

Figura 9.19. Carga de almacenamiento 12 kN/m<sup>2</sup> en el modelo de elementos finitos



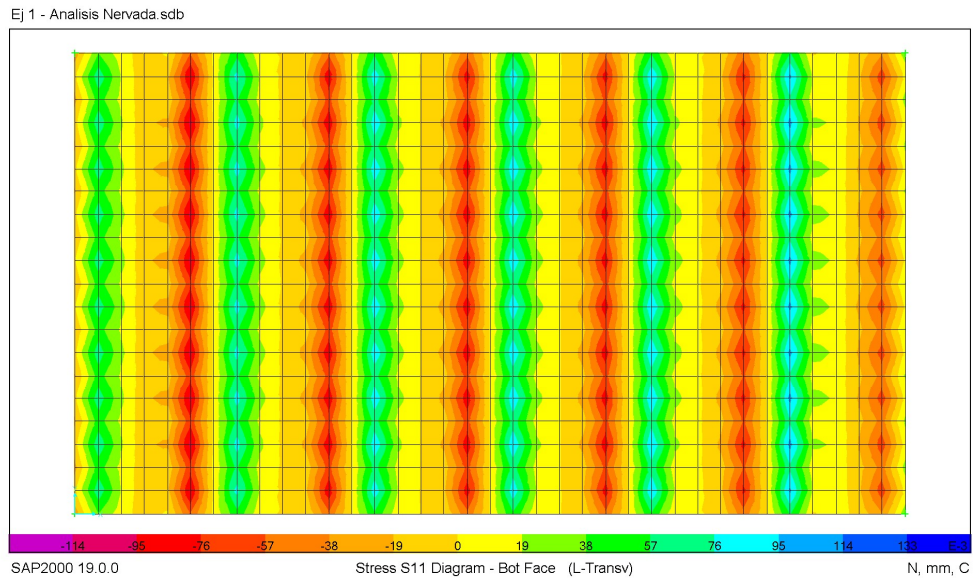
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.20. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Larga.



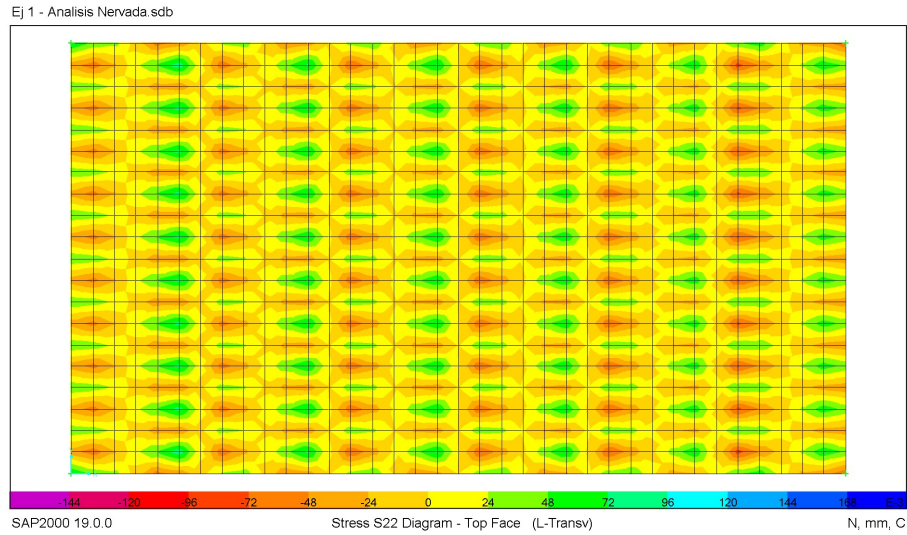
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.21. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Larga.



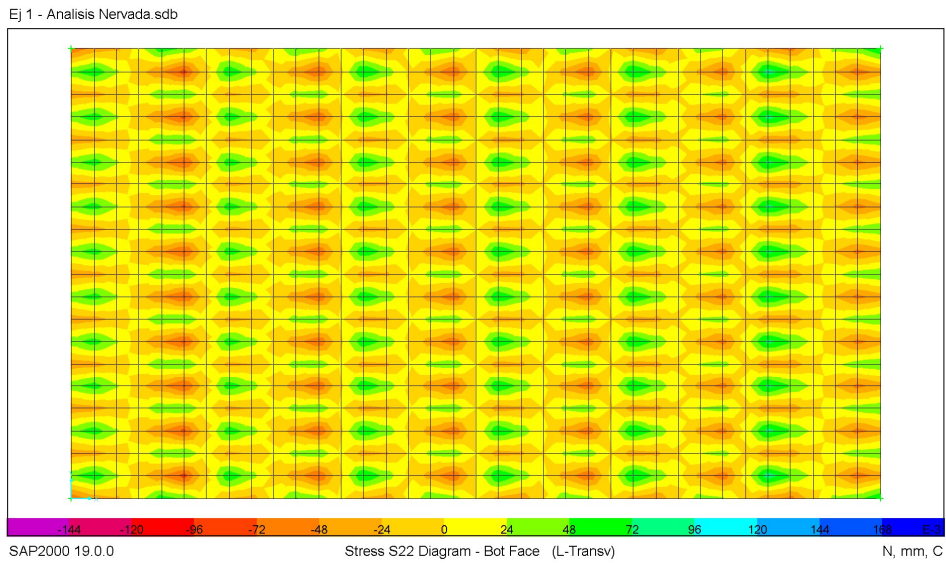
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.22. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Corta.



Nota. Elaboración propia.

Figura 9.23. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Corta.



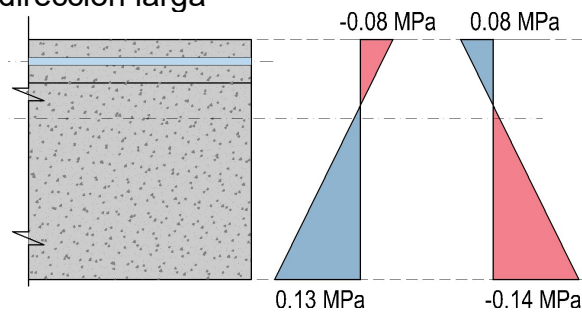
Nota. Elaboración propia.

**d) Resumen de esfuerzos normales de flexión máximos por carga viva estática de almacenamiento.**

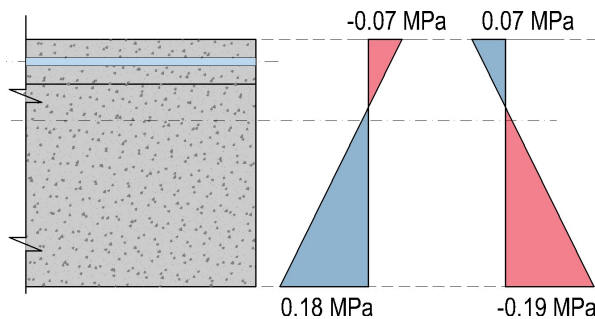
Análisis	Método Analítico		Método de Elementos Finitos		Valor tomado para el diseño	
	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)
Dirección Larga	-0.05	0.13	-0.08	0.08	<b>-0.08</b>	<b>0.13</b>
	0.05	-0.14	0.08	-0.08	<b>0.08</b>	<b>-0.14</b>
Dirección Corta	-0.06	0.18	-0.07	0.09	<b>-0.07</b>	<b>0.18</b>
	0.06	-0.19	0.07	0.09	<b>0.07</b>	<b>-0.19</b>

Figura 9.24. Esfuerzos normales de flexión para el diseño por carga viva de almacenamiento.

a) Análisis para la dirección larga



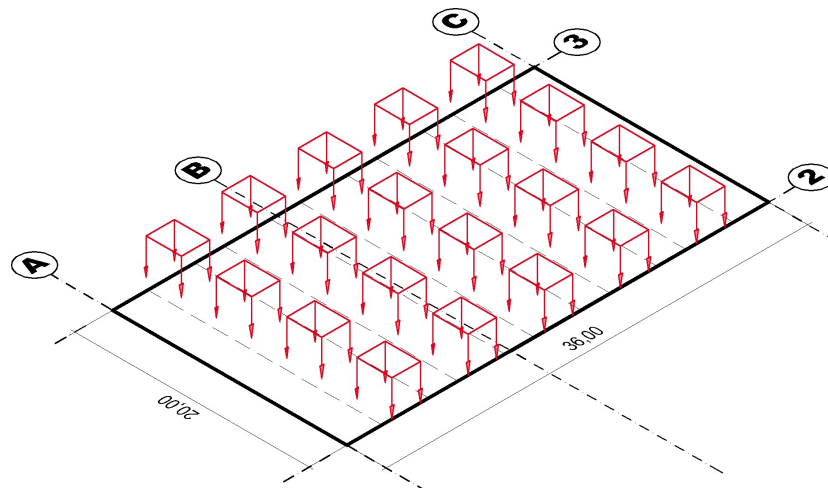
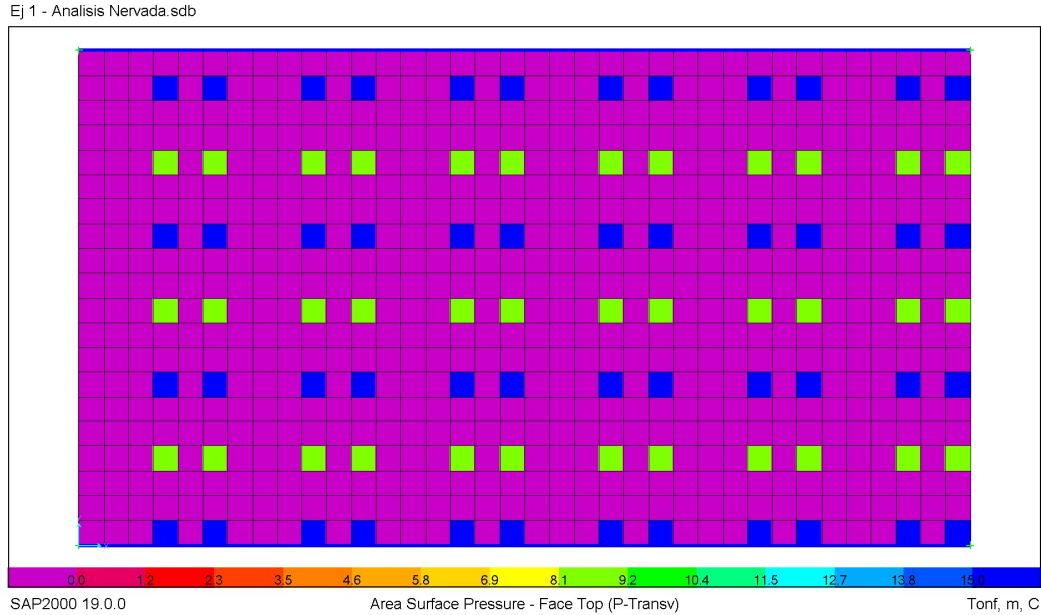
b) Análisis para la dirección corta.



Nota. Elaboración propia.

**9.6.6.6. Esfuerzos máximos normales de flexión por carga viva vehicular de montacargas Tipo HUBTEX M150 (Carga Total = 48 ton)**

Figura 9.25. Carga viva vehicular en el modelo matemático de elementos finitos.

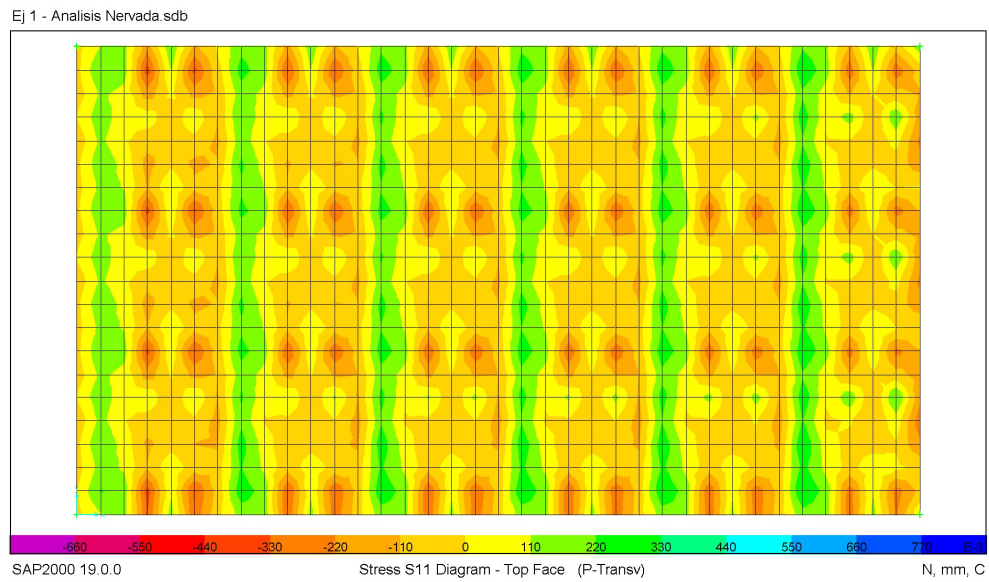


Nota. Elaboración propia.

*Comentario: Considerando la distribución y la complejidad de la carga viva vehicular, se ha decidido incluirla en el modelo matemático de análisis. Las ecuaciones proporcionadas en la guía académica para evaluar los esfuerzos de las cargas vehiculares son una aproximación y se recomiendan con fines de predimensionamiento, pues no toman en cuenta la complejidad y la variabilidad de las cargas específicas de cada proyecto en particular.*

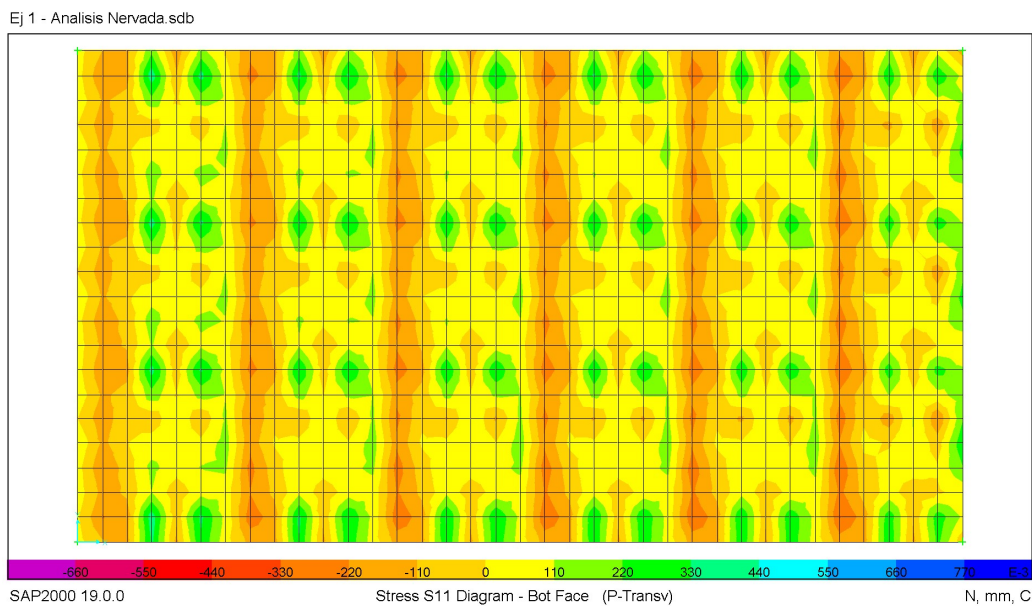


Figura 9.26. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Larga.



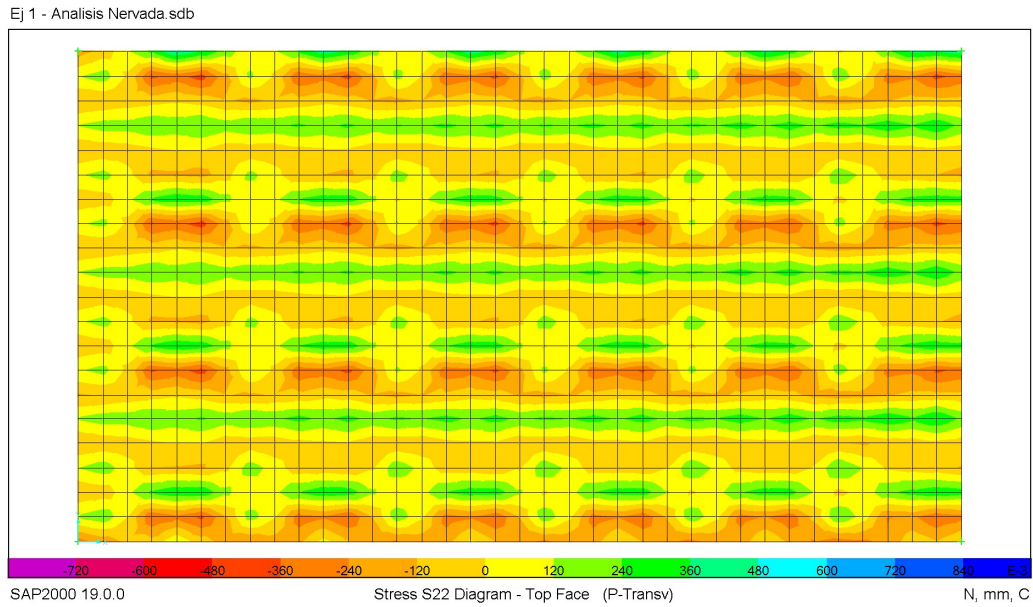
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.27. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Larga.



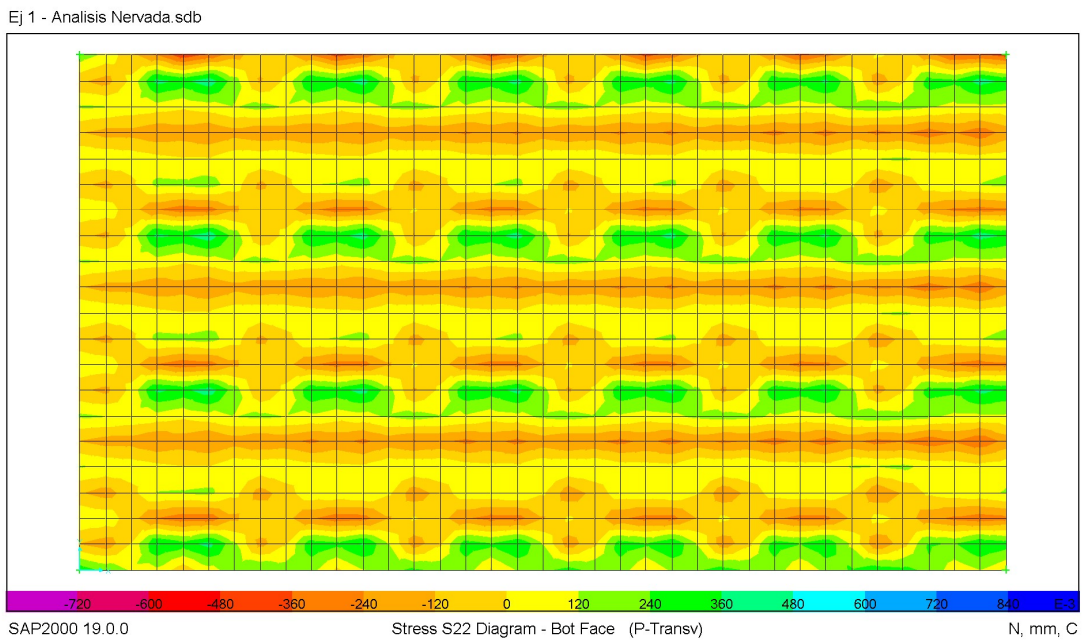
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.28. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Corta.



Nota. Elaboración propia.

Figura 9.29. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección corta.



Nota. Elaboración propia.



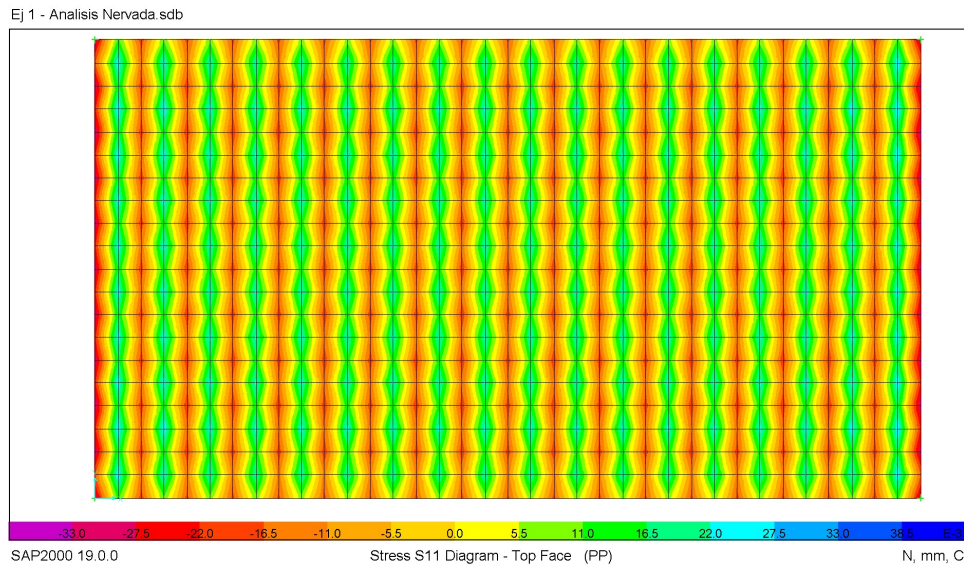
**Resumen de Esfuerzos Máximos por Carga Viva Vehicular de Montacargas Tipo HUBTEX M150 (Carga Total = 48 ton).**

Análisis	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)
Dirección Larga	-0.21	0.20
Dirección Corta	0.21	-0.20
Dirección Corta	-0.30	0.30
Dirección Corta	0.30	-0.30

**9.6.6.7. Esfuerzos máximos normales de flexión por peso propio de la losa de cimentación.**

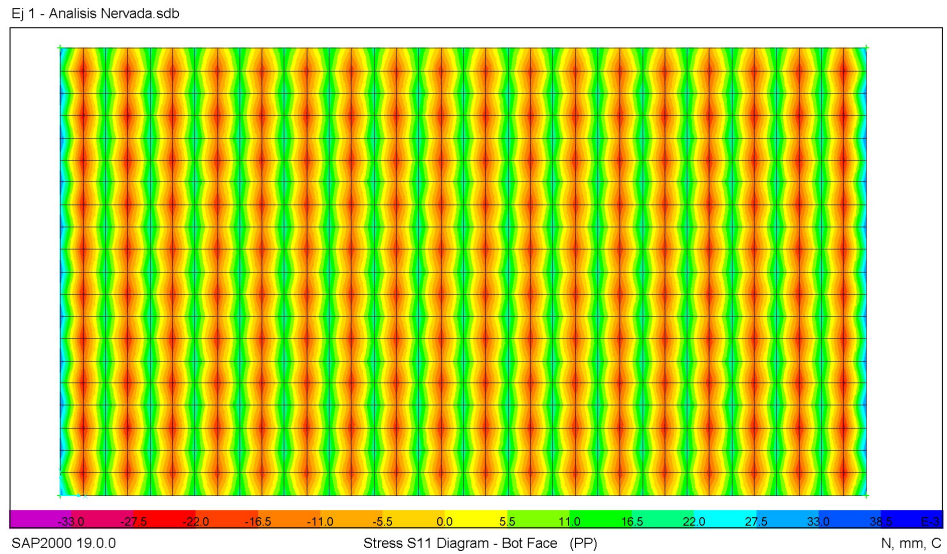
A continuación, se presentan los resultados obtenidos a través del modelo de elementos finitos.

Figura 9.30. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por peso propio. Análisis para la dirección larga.



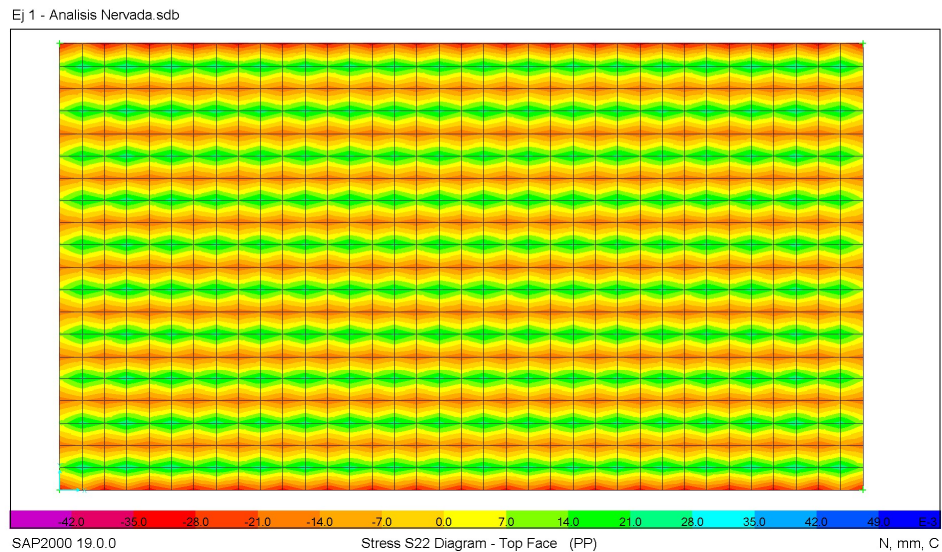
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.31. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por peso propio.  
Análisis para la dirección larga.



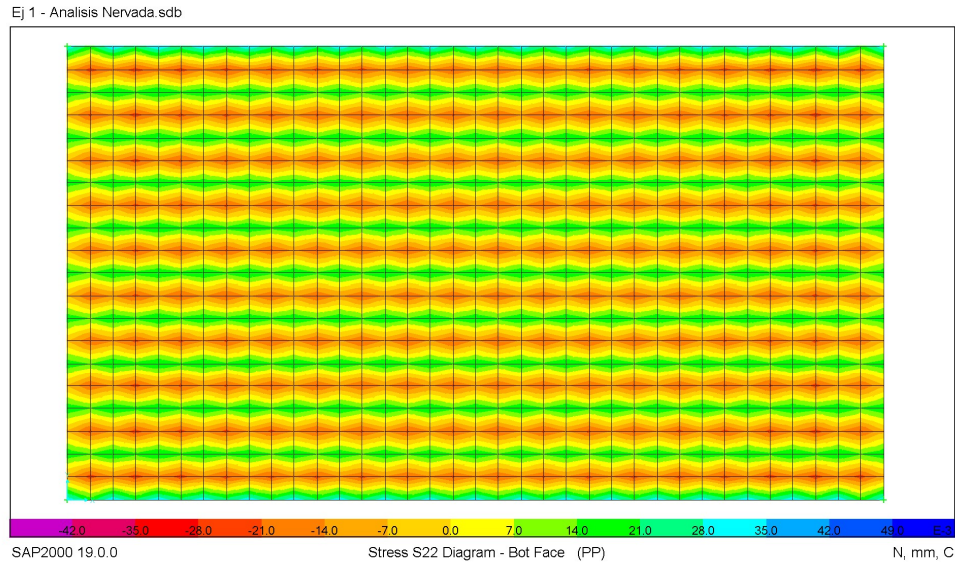
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.32. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por peso propio.  
Análisis para la dirección corta.



Nota. Elaboración propia.

Figura 9.33. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por peso propio.  
Análisis para la dirección corta.



Nota. Elaboración propia.

Resumen de Esfuerzos Normales Máximos de Flexión por Peso Propio.

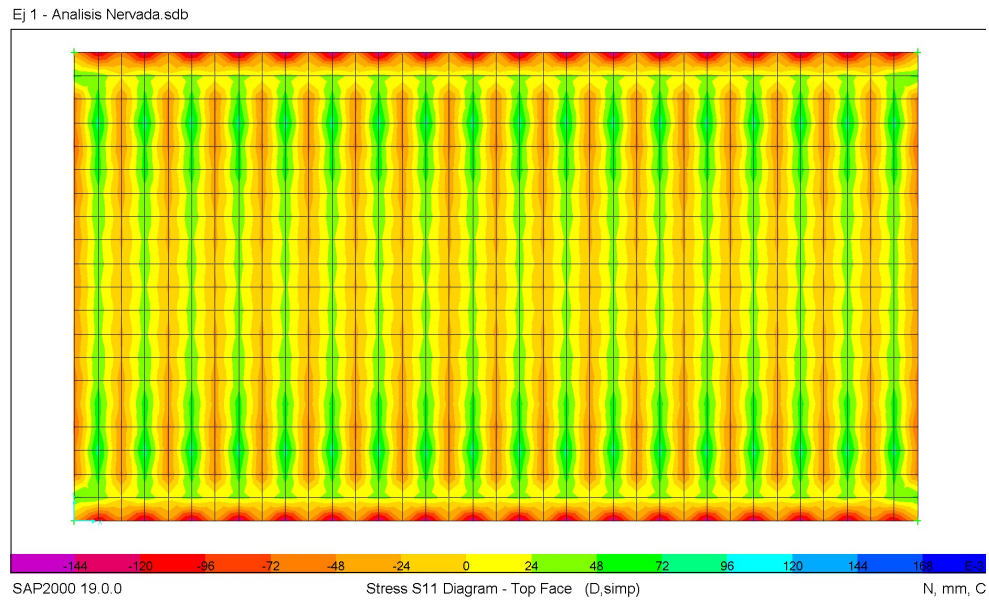
Análisis	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)
Dirección Larga	-0.02	0.02
Dirección Corta	0.02	-0.02

#### 9.6.6.8. Esfuerzos máximos normales de flexión por carga superimpuestas.

Las cargas superimpuestas incluyen todas las cargas muertas y vivas provenientes de la superestructura.

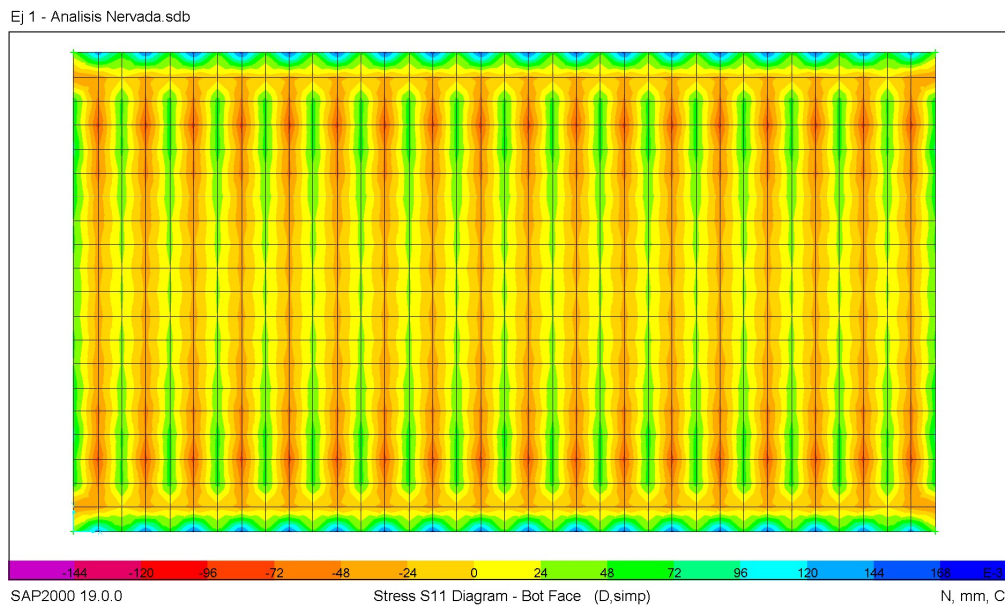


Figura 9.34. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por cargas superimpuestas. Análisis para la dirección larga.



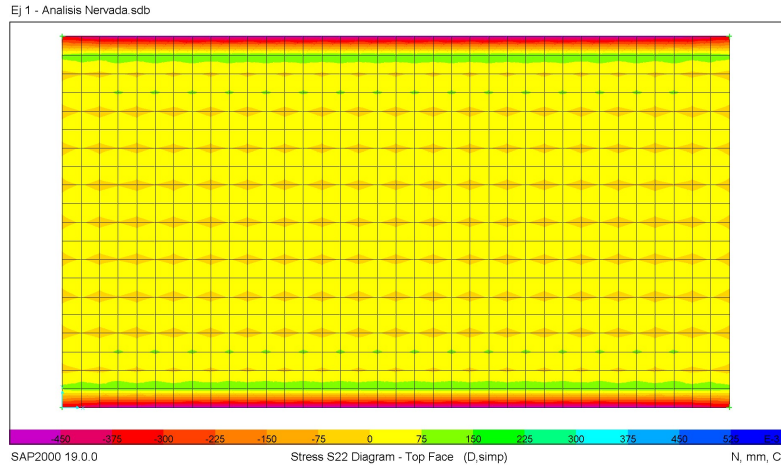
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.35. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por cargas superimpuestas. Análisis para la dirección larga.



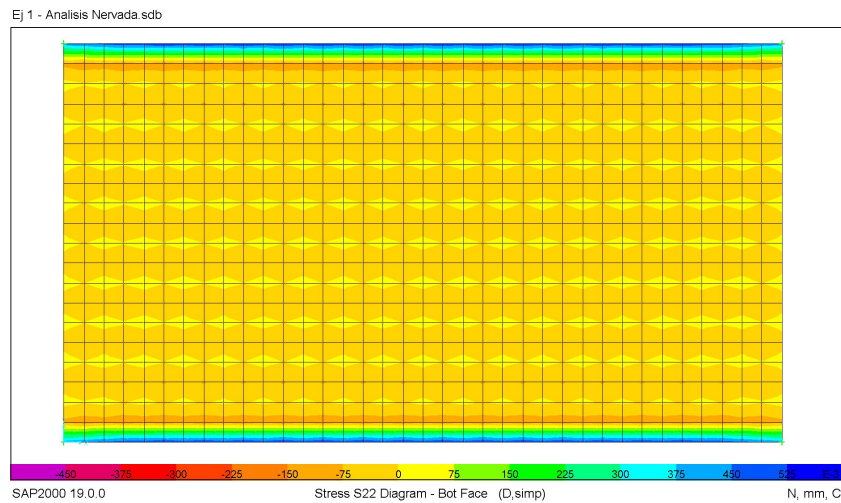
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.36. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara superior por cargas superimpuestas. Análisis para la dirección corta.



Nota. Elaboración propia.

Figura 9.37. Losa nervada. Esfuerzos normales en cara inferior por cargas superimpuestas. Análisis para la dirección corta.



Nota. Elaboración propia.

Resumen de esfuerzos máximos normales de flexión por carga superimpuestas.

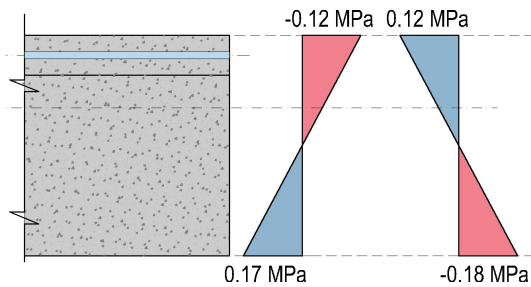
Análisis	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)
Dirección Larga	-0.015	0.015
Dirección Corta	0.015	-0.015
	-0.03	0.01
	0.03	-0.01

**9.6.6.9. Esfuerzos Máximos Normales de Flexión de Diseño Para las Cargas de Peso Propio + Cargas Superimpuestas + Carga de Almacenamiento.**

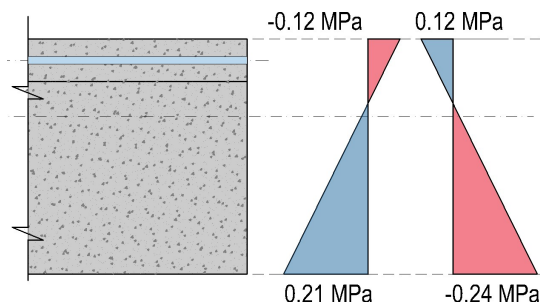
Análisis	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)
Dirección Larga	-0.12	0.17
Dirección Corta	-0.12	0.21

Esfuerzos Normales de Flexión de Diseño Para las Cargas de Peso Propio + Cargas Superimpuestas + Carga de Almacenamiento.

a) Análisis para la dirección larga.



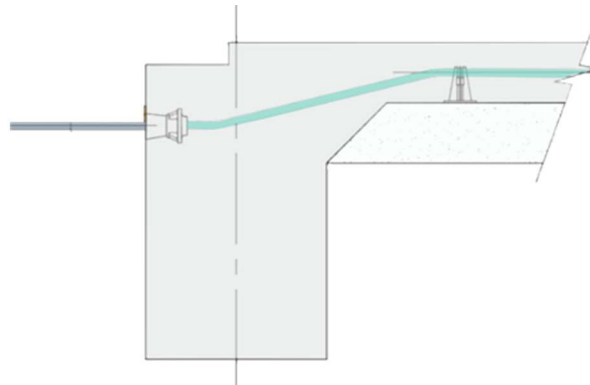
a) Análisis para la dirección corta.



Nota. Elaboración propia.

*Comentario: En cargas específicas, se observa concentración de esfuerzos en las zonas extremas de la placa, especialmente notable en losas de espesor uniforme. Este fenómeno se destaca más en cargas dominantes como las de almacenamiento y las vivas vehiculares. En losas nervadas, es común que las nervaduras en los extremos sean mayores en dimensiones. Para placas de espesor uniforme y cargas elevadas, podría considerarse un aumento de espesor en estas zonas. En este ejemplo, no profundizaremos en detalles específicos, ya que nuestro objetivo es presentar una metodología de diseño general aplicable en áreas de mayor concentración de esfuerzos. Es crucial tener en cuenta que el procedimiento se repite, pero las dimensiones de la placa y la distribución de los tendones pueden variar según las condiciones del proyecto.*

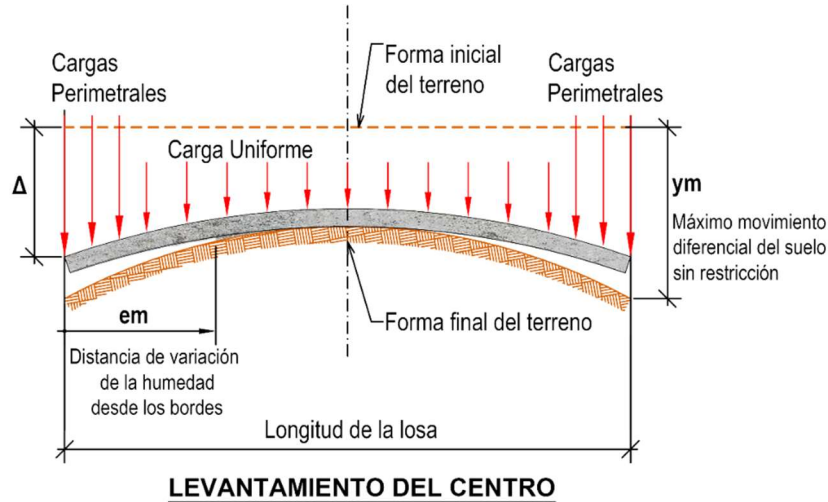
Figura 9.38. Nervio de extremo para control de esfuerzos concentrados en la losa nervada.



Nota. Elaboración propia.

### 9.6.7. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.

Figura 9.39. Estado de levantamiento del Centro de la losa de cimentación.



Nota. Adaptada de Post-Tensioning Institute (2008).

#### 9.6.7.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga.

$P_r = 1124.12$  kN      Fuerza efectiva de presfuerzo  
 $M_L = 6.70$  kN-m/m      Momento por condición del levantamiento del Centro de la losa

Esfuerzos normales de flexión por PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular

$$f_{b(+)} = 0.37 \text{ MPa} = \text{MAX} (-0.12 ; 0.12 ; -0.18 ; 0.17 ) + 0.2$$

$$f_{b(-)} = -0.39 \text{ MPa} = \text{MIN} (-0.12 ; 0.12 ; -0.18 ; 0.17 ) - 0.21$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Superior:

$$f_{b,arriba} = -\frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_t} - \frac{P_r \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$f_{b,arriba} = -\frac{(1124.124 \cdot 1000)}{2990000} + \frac{((6.7 \cdot 1000 \cdot 20000))}{485293469.67} - \frac{(1124.124 \cdot 1000 \cdot 91.05)}{485293469.67} + 0.37$$

$$f_{b,arriba} = 0.06 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,arriba} = -\frac{(1124.124 \cdot 1000)}{2990000} + \frac{((6.7) \cdot 1000 \cdot 20000))}{485293469.67} - \frac{(1124.124 \cdot 1000 \cdot 91.05)}{485293469.67} - 0.39$$



$$f_{b,arriba} = -0.70 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

**Esfuerzos Normales en la Fibra Inferior:**

$$f_{b,abajo} = -\frac{Pr}{A} - \frac{M_L}{S_t} + \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$f_{b,abajo} = -\left(\frac{1124.12 \cdot 1000}{2990000}\right) - \left(\frac{6.7 \cdot 1000 \cdot 20000}{167387054.45}\right) + \left(\frac{1124.12 \cdot 1000 \cdot 91.05}{167387054.45}\right) + 0.37$$

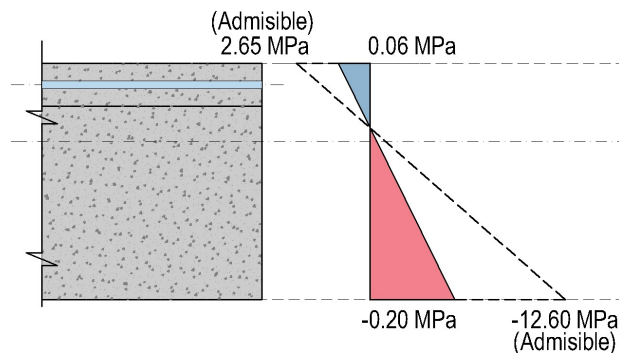
$$f_{b,abajo} = -0.20 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,abajo} = -\left(\frac{1124.12 \cdot 1000}{2990000}\right) - \left(\frac{6.7 \cdot 1000 \cdot 20000}{167387054.45}\right) + \left(\frac{1124.12 \cdot 1000 \cdot 91.05}{167387054.45}\right) - 0.39$$

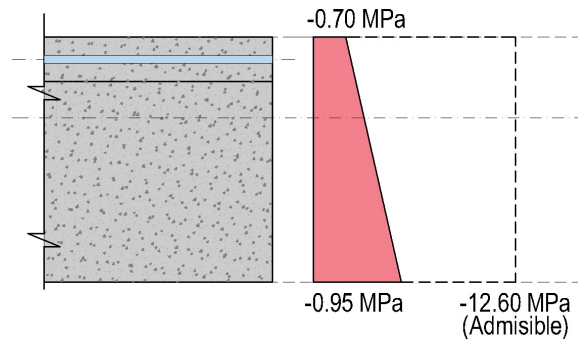
$$f_{b,abajo} = -0.95 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

Figura 9.40. Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.  
Esfuerzos Normales en la Dirección Larga.

a) Caso 1.



b) Caso 2.



Nota. Elaboración propia.

### 9.6.7.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta.

Pr = 1952.51 kN Fuerza efectiva de presfuerzo

ML = 7.58 kN-m/m Momento por condición del levantamiento del Centro de la losa

Esfuerzos normales de flexión por PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular

$$fb(+) = 0.51 \text{ MPa} = \text{MAX} (-0.12 ; 0.12 ; -0.24 ; 0.21) + 0.3$$

$$fb(-) = -0.54 \text{ MPa} = \text{MIN} (-0.12 ; 0.12 ; -0.24 ; 0.21) + -0.3$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Superior:

$$f_{b,arriba} = -\frac{Pr}{A} + \frac{M_L}{S_t} - \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$fb,arriba = - (1952.51 * 1000 / 5310000) + (((7.58) * 1000 * 36000)) / 862662844.04 - (1952.51 * 1000 * 88.56 / 862662844.04) + 0.51$$

$$fb,arriba = \mathbf{0.26 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}}$$

$$fb,arriba = - (1952.51 * 1000 / 5310000) + (((7.58) * 1000 * 36000)) / 862662844.04 - (1952.51 * 1000 * 88.56 / 862662844.04) + -0.54$$

$$fb,arriba = \mathbf{-0.79 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}}$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Inferior:

$$f_{b,abajo} = -\frac{Pr}{A} - \frac{M_L}{S_t} + \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$fb,abajo = - (1952.51 * 1000 / 5310000) - (((7.58) * 1000 * 36000)) / 290515705.46 + (1952.51 * 1000 * 88.56 / 290515705.46) + 0.51$$

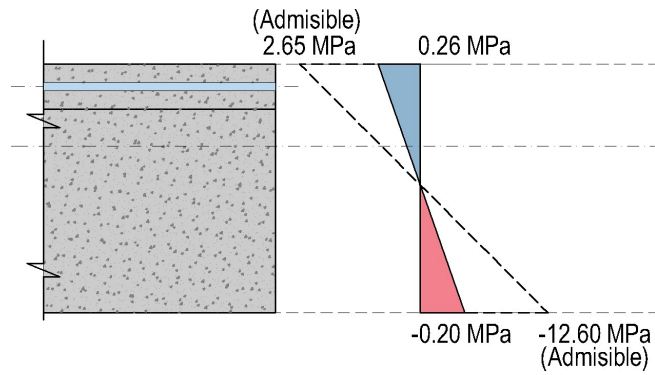
$$fb,abajo = \mathbf{-0.20 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}}$$

$$fb,abajo = - (1952.51 * 1000 / 5310000) - (((7.58) * 1000 * 36000)) / 290515705.46 + (1952.51 * 1000 * 88.56 / 290515705.46) + -0.54$$

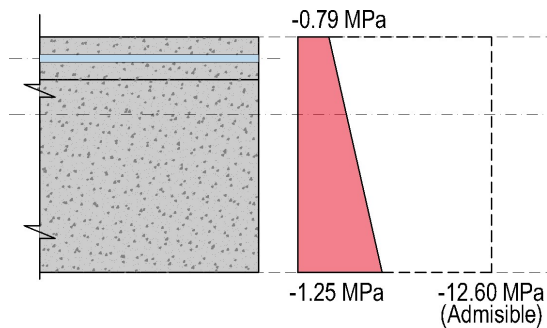
$$fb,abajo = \mathbf{-1.25 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}}$$

Figura 9.41. Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.  
Esfuerzos Normales en la Dirección Corta.

a) Caso 1.



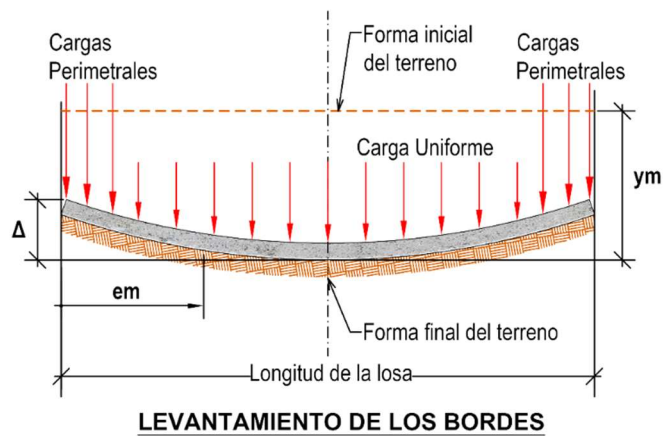
b) Caso 2.



Nota. Elaboración propia.

### 9.6.8. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cementación.

Figura 9.42. Elevación de los bordes de la losa.



Nota. Adaptada de Post-Tensioning Institute (2008).

### 9.6.8.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga.

$Pr = 1124.12$  kN      Fuerza efectiva de presfuerzo

$M_L = 25.24$  kN-m/m      Momento por condición de levantamiento de los bordes de la losa

Esfuerzos normales de flexión por PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular

$$fb(+) = 0.37 \text{ MPa} = \text{MAX} (-0.12 ; 0.12 ; -0.18 ; 0.17 ) + 0.2$$

$$fb(-) = -0.39 \text{ MPa} = \text{MIN} (-0.12 ; 0.12 ; -0.18 ; 0.17 ) - 0.21$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Superior:

$$f_{b,arriba} = -\frac{Pr}{A} - \frac{M_L}{S_t} - \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$fb,arriba = - (1124.12 * 1000 / 2e6) - (((25.24) * 1e3 * 20) / 485\ 293\ 469.67) - (1124.12 * 1e3 * 91.05 / 485\ 293\ 469.67) + 0.37$$

$$fb,arriba = -0.40 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$fb,arriba = - (1124.12 * 1e3 / 2e6) - (((25.24) * 1000 * 20) / 485\ 293\ 469.67) - (1124.12 * 1e3 * 91.05 / 485\ 293\ 469.67) + -0.39$$

$$fb,arriba = -1.16 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Inferior:

$$f_{b,abajo} = -\frac{Pr}{A} + \frac{M_L}{S_t} + \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$fb,abajo = - (1124.12 * 1e3 / 2e6) + (((25.24) * 1000 * 20) / 167\ 387\ 054.45) + (1124.12 * 1000 * 91.05 / 167\ 387\ 054.45) + 0.37$$

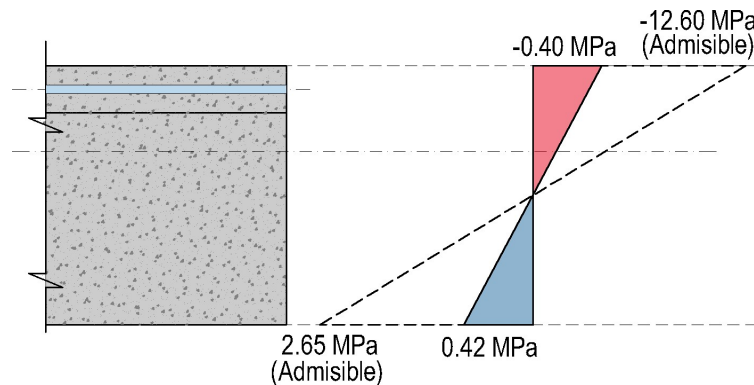
$$fb,abajo = 0.42 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,abajo} = - (1124.12 \cdot 10^3 / 2 \cdot 10^6) + (((25.24) \cdot 1000 \cdot 20)) / 167\,387\,054.45 + (1124.12 \cdot 1000 \cdot 91.05 / 167\,387\,054.45) + -0.39$$

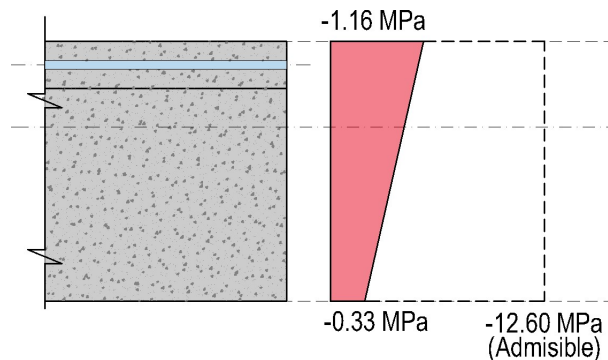
$$f_{b,abajo} = -0.33 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

Figura 9.43. Estado de elevación de los bordes de la losa de cimentación. Esfuerzos normales en la dirección larga.

a) Caso 1.



b) Caso 2.



Nota. Elaboración propia.

### 9.6.8.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta.

$P_r = 1952.51 \text{ kN}$  Fuerza efectiva de presfuerzo

$M_L = 32.79 \text{ kN-m/m}$  Momento por condición de levantamiento de los bordes de la losa

Esfuerzos normales de flexión por PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular

$$f_{b(+)} = 0.51 \text{ MPa} = \text{MAX} (-0.12 ; 0.12 ; -0.24 ; 0.21) + 0.3$$

$$f_{b(-)} = -0.54 \text{ MPa} = \text{MIN} (-0.12 ; 0.12 ; -0.24 ; 0.21) + -0.3$$

### Esfuerzos Normales en la Fibra Superior:

$$f_{b,arriba} = -\frac{Pr}{A} - \frac{M_L}{S_t} - \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$f_{b,arriba} = - (1952.51 \cdot 1e3 / 5310000) - (((32.79) \cdot 1e3 \cdot 36) / 862662844.04) - (1952.51 \cdot 1e3 \cdot 8.86 / 862662844.04) + 0.51$$

$$f_{b,arriba} = 0.13 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,arriba} = - (1952.51 \cdot 1e3 / 5310000) - (((32.79) \cdot 1e3 \cdot 36) / 862662844.04) - (1952.51 \cdot 1e3 \cdot 8.86 / 862662844.04) + -0.54$$

$$f_{b,arriba} = -0.93 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

### Esfuerzos Normales en la Fibra Inferior:

$$f_{b,abajo} = -\frac{Pr}{A} + \frac{M_L}{S_t} + \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$f_{b,abajo} = - (1952.51 \cdot 1e3 / 5310000) + (((32.79) \cdot 1e3 \cdot 36) / 290515705.46) + (1952.51 \cdot 1e3 \cdot 8.86 / 290515705.46) + 0.51$$

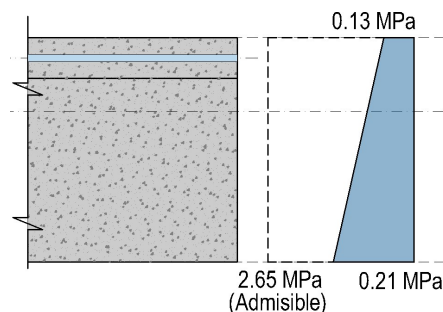
$$f_{b,abajo} = 0.21 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,abajo} = - (1952.51 \cdot 1e3 / 5310000) + (((32.79) \cdot 1e3 \cdot 36) / 290515705.46) + (1952.51 \cdot 1e3 \cdot 8.86 / 290515705.46) + -0.54$$

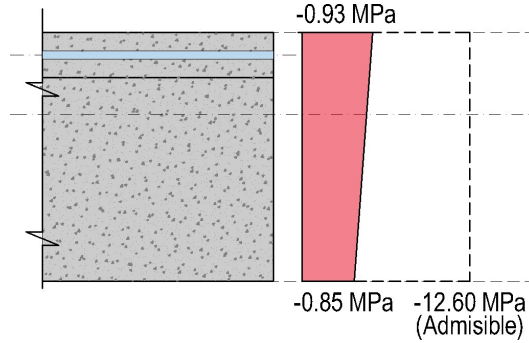
$$f_{b,abajo} = -0.85 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

Figura 9.44. Estado de elevación de los bordes de la losa de cimentación. Esfuerzos normales en la dirección corta.

a) Caso 1.



b) Caso 2.



Nota. Elaboración propia.

### 9.6.9. Cálculo y Revisión de Esfuerzos de Corte para el Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.

#### 9.6.9.1. Análisis para la Dirección Larga.

Fuerza cortante máxima de diseño para el estado de levantamiento del Centro de la losa de cimentación.

$$V_L = 7.523 \times 10^{-3} \left[ (3.281L)^{0.09} * (3.281S)^{0.71} * (3.9371 \times 10^{-2}h)^{0.43} * (68.522P)^{0.44} \right. \\ \left. * (3.984 \times 10^{-2}Y_m)^{0.16} * (3.281e_m)^{0.93} \right]$$

$$V_L = 0.007523 * (36 * 3.281)^{0.09} * (2 * 3.281)^{0.71} * (550 * 0.03937)^{0.43} * (28 * 68.522)^{0.44} * (10 * 0.03984)^{0.16} * (3 * 3.281)^{0.93}$$

$$V_L = 33.22 \text{ kN/m}$$

Esfuerzo de corte por  $V_L$ :

$$v_L = (33.22 * 20 * 1e3) / (11 * 200 * 550)$$

$$v_L = 0.55 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de corte para PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$V13 = 0.01 \text{ MPa}$$

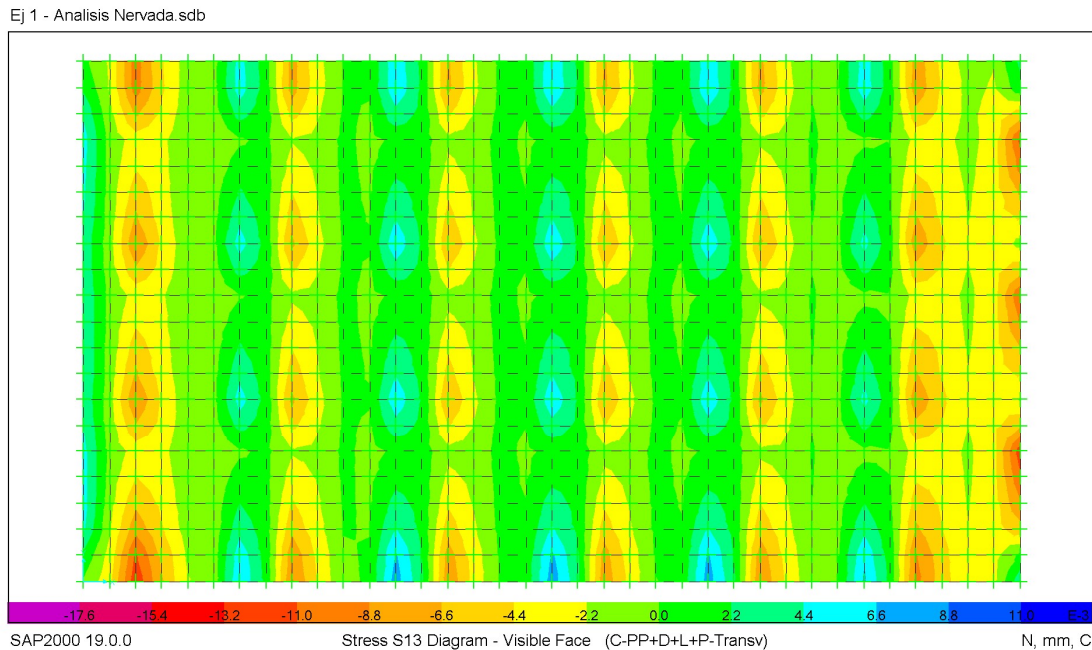
*Comentario: El esfuerzo cortante máximo de diseño para las cargas muertas y vivas, se tomó del modelo matemático de elementos finitos. A continuación, se presentan los resultados de software.*

Esfuerzo de corte total:

$$V = 0.55 + 0.01$$

$$V = 0.56 \text{ MPa}$$

Figura 9.45. Esfuerzos de corte máximos para la dirección larga.



Nota. Elaboración propia.

**Esfuerzo de corte admisible del concreto:**

$$v_c = 0.2\sqrt{f'_c} + 0.2f_p$$

$f_p$  = Esfuerzo promedio mínimo de compresión de presfuerzo residual

$$f_p = Pr / A = (1124.12 * 1e3) / 2\,990\,000 = 0.38 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0.2 * (28^{0.5}) + 0.2 * 0.38$$

$$v_c = 1.13 \text{ MPa}$$

$$v = 0.56 \text{ MPa} \leq 1.13 \text{ MPa} \checkmark \text{Cumple}$$

### 9.6.9.2. *Análisis para la Dirección Corta.*

Fuerza cortante máxima de diseño para el estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.



$$V_s = 1.081 \times 10^{-2} \left[ \begin{array}{l} (3.281L)^{0.19} * (3.281S)^{0.45} * (3.9371 \times 10^{-2}h)^{0.20} * (68.522P)^{0.54} \\ * (3.9371 \times 10^{-2}Y_m)^{0.04} * (3.281e_m)^{0.97} \end{array} \right]$$

$$V_s = 0.01081 * (3 * 3.281)^{0.97} * (10 * 0.039371)^{0.04} * (28 * 68.522)^{0.54} * (550 * 0.039371)^{0.2} * (2 * 3.281)^{0.45} * (20 * 3.281)^{0.19}$$

**Vs = 54.17 kN/m**

Esfuerzo de corte por Vs:

$$v_s = (54.17 * 36 * 1000) / (19 * 200 * 550)$$

$$v_s = 0.93 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de corte para PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

**V23 = 0.02 MPa**

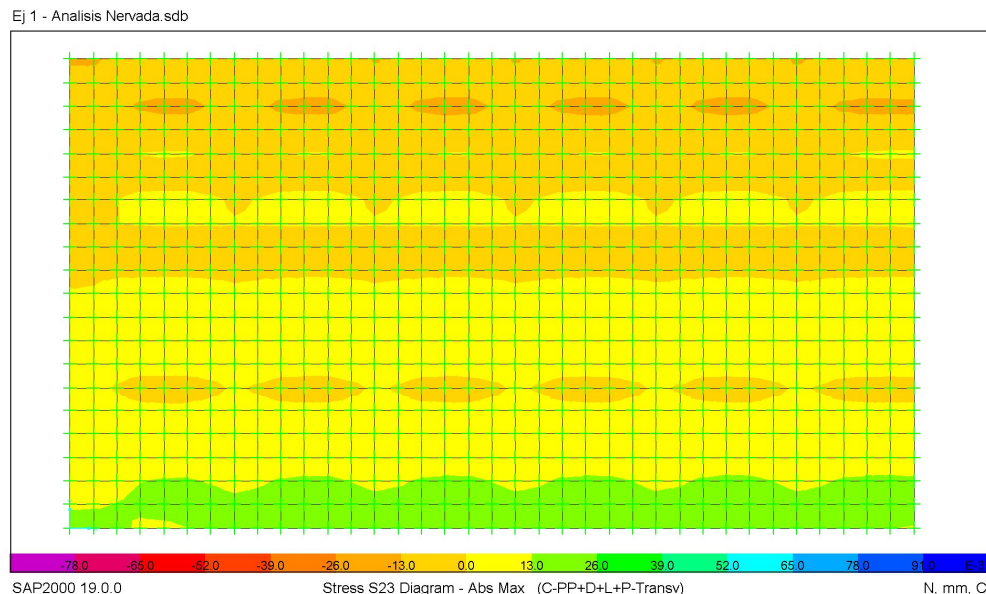
*Comentario: El esfuerzo cortante máximo de diseño para las cargas muertas y vivas, se tomó del modelo matemático de elementos finitos. A continuación, se presentan los resultados de software.*

Esfuerzo de corte total:

$$V = 0.93 + 0.02$$

**V = 0.95 MPa**

Figura 9.46. Esfuerzos de corte máximos para la dirección corta.



### **Esfuerzo de corte admisible del concreto:**

$$v_c = 0.2\sqrt{f'_c} + 0.2f_p$$

$f_p$  = Esfuerzo promedio mínimo de compresión de presfuerzo residual

$$f_p = Pr / A = (1952.51 * 1000) / 5310000 = 0.37 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0.2 * (28^{0.5}) + 0.2 * 0.37$$

$$v_c = 1.13 \text{ MPa}$$

$$v = 0.95 \text{ MPa} \leq 1.13 \text{ MPa} \checkmark \text{Cumple}$$

### **9.6.10. Cálculo y Revisión de Esfuerzos de Corte para el Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación.**

#### **9.6.10.1. Análisis para la Dirección Larga.**

Fuerza cortante máxima de diseño para el estado de elevación de los bordes de la losa de cimentación.

$$V_L = V_S = 4.865 \frac{(3.281L)^{0.07} (3.937 \times 10^{-2} h)^{0.4} (68.522P)^{0.03} (3.281e_m)^{0.16} (3.937 \times 10^{-2} Y_m)^{0.67}}{3(3.281S)^{0.015}}$$

$$V_L = V_S = 4.865 * (36 * 3.281)^{0.07} * (25 * 0.03937)^{0.67} * (2 * 3.281)^{0.16} * (28 * 68.522)^{0.03} * (550 * 0.03937)^{0.4} / (2.4384 * 3.281)^{0.015}$$

$$V_L = V_S = 37.79 \text{ kN/m}$$

Esfuerzo de corte por  $V_L$ :

$$v_L = (37.79 * 20 * 1000) / (11 * 200 * 550)$$

$$v_L = 0.62 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de corte para PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$V_{13} = 0.01 \text{ MPa}$$

*Comentario: El esfuerzo cortante máximo de diseño para las cargas muertas y vivas, se tomó del modelo matemático de elementos finitos.*

Esfuerzo de corte total:

$$V = 0.62 + 0.01$$

$$\mathbf{V = 0.63 MPa}$$

**Esfuerzo de corte admisible del concreto:**

$$v_c = 0.2\sqrt{f'_c} + 0.2f_p$$

$f_p$  = Esfuerzo promedio mínimo de compresión de presfuerzo residual

$$f_p = Pr / A = (1124.12 * 1e3) / 2\,990\,000 = 0.38 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0.2 * (28^{0.5}) + 0.2 * 0.38$$

$$\mathbf{v_c = 1.13 MPa}$$

$$\mathbf{v = 0.63 MPa \leq 1.13 MPa \checkmark \text{Cumple}}$$

#### **9.6.10.2. Análisis para la Dirección Corta.**

$$\mathbf{V_L = V_s = 37.79 \text{ kN/m}}$$

Esfuerzo de corte por  $V_s$ :

$$v_s = (37.79 * 36 * 1000) / (19 * 200 * 550)$$

$$v_s = 0.65 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de corte para PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$\mathbf{V_{23} = 0.02 \text{ MPa}}$$

*Comentario: El esfuerzo cortante máximo de diseño para las cargas muertas y vivas, se tomó del modelo matemático de elementos finitos. A continuación, se presentan los resultados de software.*

Esfuerzo de corte total:

$$V = 0.65 + 0.02$$

$$\mathbf{V = 0.67 \text{ MPa}}$$

**Esfuerzo de corte admisible del concreto:**

$$v_c = 0.2\sqrt{f'_c} + 0.2f_p$$

$f_p$  = Esfuerzo promedio mínimo de compresión de presfuerzo residual

$$f_p = Pr / A = (1952.51 * 1000) / 5310000 = 0.37 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0.2 * (28^{0.5}) + 0.2 * 0.37$$

$$v_c = 1.13 \text{ MPa}$$

$$v = 0.67 \text{ MPa} \leq 1.13 \text{ MPa} \checkmark \text{Cumple}$$

### 9.6.11. Revisión de la Rigidez Mínima Requerida.

#### 9.6.11.1. Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.

##### 9.6.11.1.1. Análisis para la Dirección Larga.

Cálculo de la longitud de rigidez relativa, que es la distancia aproximada desde el borde de la cimentación hasta el punto de máximo momento.

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{1\,500\,000 \cdot I}{41.6231}} \div 3.281$$

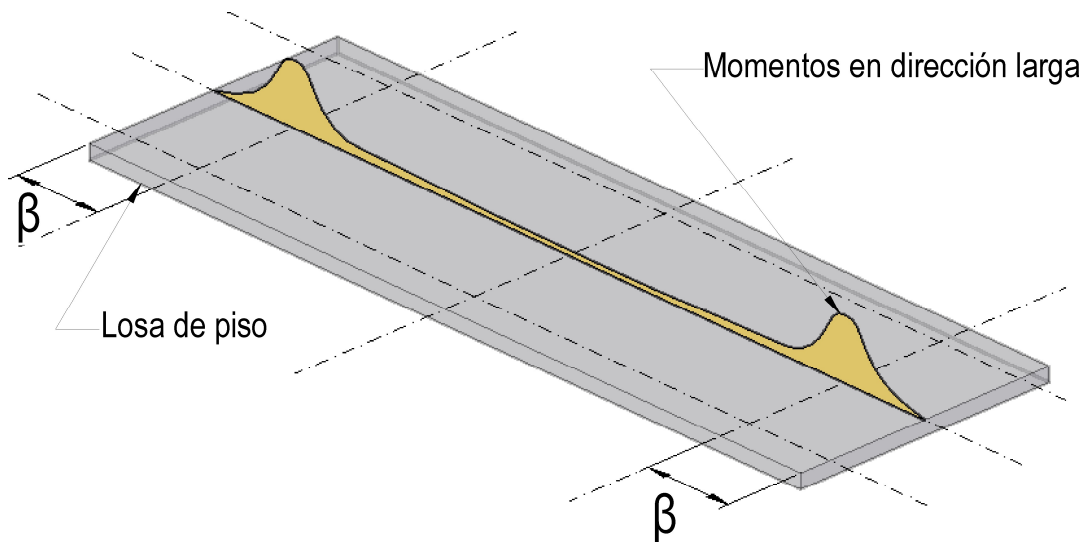
$$I_{L o S} \geq 8\,333 M_{L o S} \cdot L_{S o L} \cdot C_{\Delta} \cdot Z_{L o S} / E_{c r}$$

$$\beta = 3.18 \text{ m} = ((1/12) * ((1.5e6 * 6\,845\,234.81 / (1e3 * 41.62)))^{(1/4)}) / 3.28$$

$$IL = 1\,782\,720.16 \text{ cm}^4 = 8333 * 6.7 * 19.1 * 480 * 36 / 10340$$

$$IL = 6\,845\,235 \text{ cm}^4 \geq 1\,782\,720 \text{ cm}^4 \checkmark \text{Cumple}$$

Figura 9.47. Representación gráfica del parámetro  $\beta$  en la dirección larga. Estado de levantamiento del Centro de la losa de cimentación.



Nota. Elaboración propia.

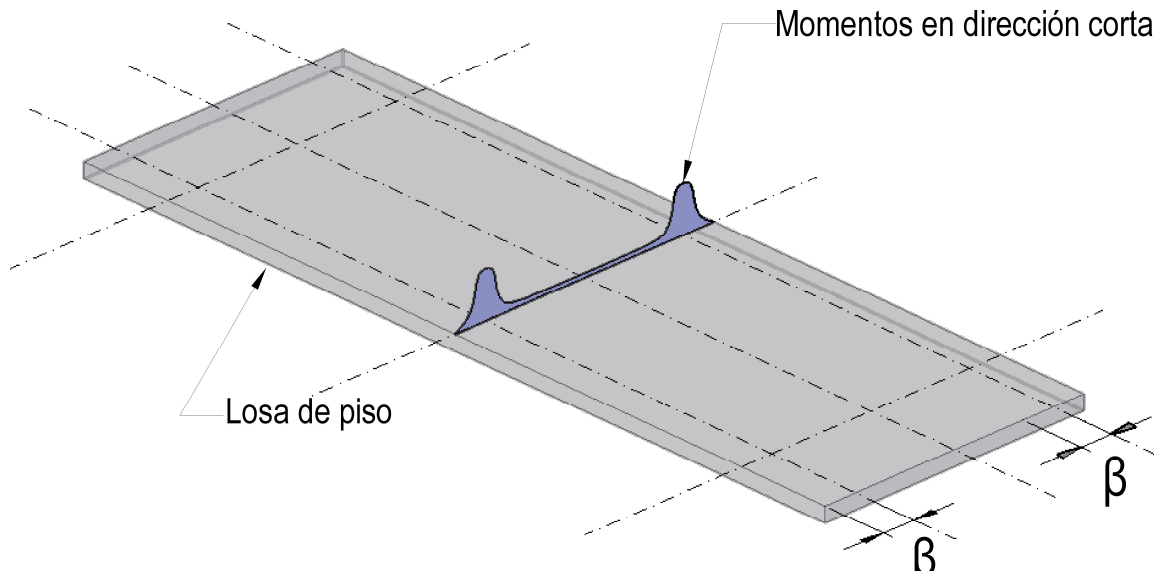
### 9.6.11.1.2. Análisis para la Dirección Corta.

$$\beta = 3.66 \text{ m} = \left( \frac{1}{12} \right) \cdot \left( \frac{1.5e6 \cdot 11952997.88}{1000 \cdot 41.6231} \right)^{1/4} / 3.2808$$

$$I_s = 1\,172\,883.20 \text{ cm}^4 = 8333 \cdot 7.58 \cdot 20 \cdot 480 \cdot 20 / 10340$$

$$I_s = 11\,952\,998 \text{ cm}^4 \geq 1\,172\,883 \text{ cm}^4 \checkmark \text{ Cumple}$$

Figura 9.48. Representación gráfica del parámetro  $\beta$  en la dirección corta. Estado de levantamiento del centro de la losa de cimentación.



Nota. Elaboración propia.

### 9.6.11.2. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación.

#### 9.6.11.2.1. Análisis para la Dirección Larga.

Cálculo de la longitud de rigidez relativa, que es la distancia aproximada desde el borde de la cimentación hasta el punto de máximo momento.

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{1\,500\,000 \cdot I}{41.6231}} \div 3.281$$

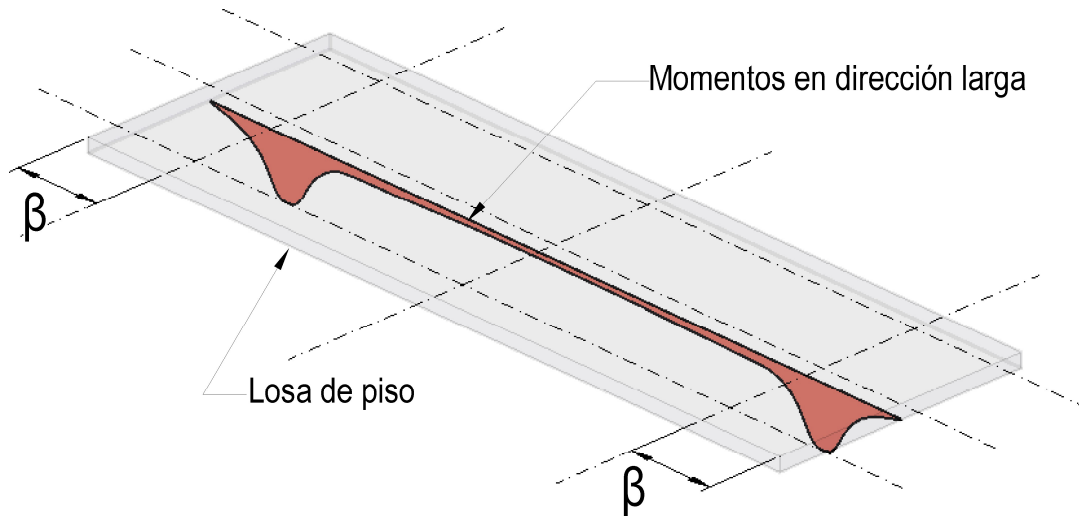
$$I_{L o S} \geq 8\,333 M_{L o S} \cdot L_{S o L} \cdot C_{\Delta} \cdot Z_{L o S} / E_{c r}$$

$$\beta = 3.18 \text{ m} = \left( \frac{1}{12} \right) \cdot \left( \frac{1.5e6 \cdot 6\,845\,234.81}{1e3 \cdot 41.62} \right)^{1/4} / 3.28$$

$$I_L = 6\,714\,364.08 \text{ cm}^4 = 8333 \cdot 25.24 \cdot 19.1 \cdot 480 \cdot 36 / 10340$$

**IL = 6 845 235 cm<sup>4</sup> ≥ 6 714 364 cm<sup>4</sup> ✓ Cumple**

Representación gráfica del parámetro β en la dirección larga. Estado de elevación de los bordes de la losa de cimentación.



Nota. Elaboración propia.

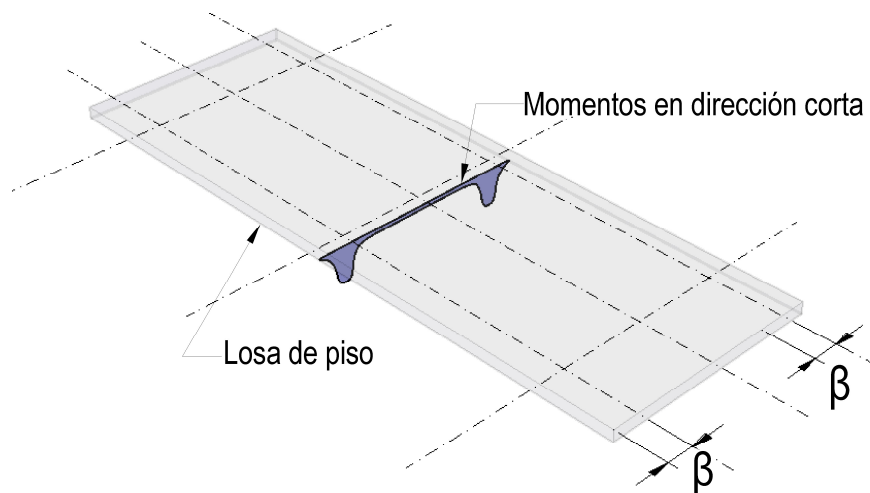
**9.6.11.2.2. Análisis para la Dirección Corta.**

$$\beta = 3.66 \text{ m} = \left( \left( \frac{1}{12} \right) * \left( \frac{1.5e6 * 11952997.88}{1000 * 41.6231} \right) \right)^{1/4} / 3.2808$$

$$I_s = 5\,073\,566.85 \text{ cm}^4 = 8333 * 32.79 * 20 * 480 * 20 / 10340$$

**IS = 11 952 998 cm<sup>4</sup> ≥ 5 073 567 cm<sup>4</sup> ✓ Cumple**

Representación gráfica del parámetro β en la dirección larga. Estado de elevación de los bordes de la losa de cimentación.



## 9.6.12. Secciones Fisuradas Equivalentes

### 9.6.12.1. Estado de Levantamiento del Centro de la Losa de Cimentación - Análisis para la Dirección Larga.

$$ML = 134.05 \text{ kN-m} = 6.70 * 20$$

Momento de flexión por PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$M_{\text{máx.}} = 187.11 \text{ kN-m} = 0.39 \text{ MPa} * 485\,293\,469.67 \text{ mm}^3 / 1\text{e}6$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 321.16 \text{ kN-m} = 134.05 + 187.11$$

$$0.5 \cdot M_{\text{TOTAL}} = 160.58 \text{ kN-m}$$

$$P_e = 2\,366.83 \text{ kN} = 20 * 118.34$$

$$a = \frac{Pe}{0.85f'_c b} \quad a = (2366.826 * 1\text{e}3) / (0.85 * 28 * 200 * 11) = 45.20 \text{ mm}$$

b = ancho nervio x # nervaduras

**Capacidad en la sección fisurada:**

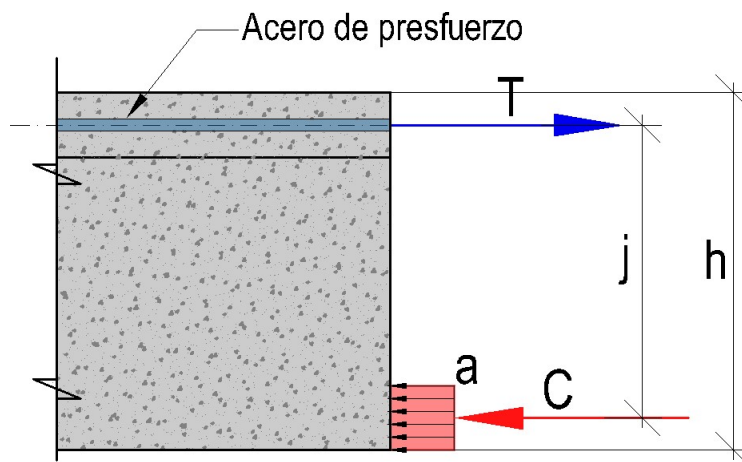
$$M_{cr,L} = 2366.83 * (550 - (45.2 / 2) - (0.1 * 13\text{e} / 2)) / 1000$$

$$j = 550 - (45.2 / 2) - (0.1 * 1\text{e}3 / 2)$$

$$M_{cr,L} = 1\,129.92 \text{ kN-m}$$

$$M_{cr,L} = 1\,129.92 \text{ kN-m} \geq 160.58 \text{ kN-m} \quad \checkmark \text{ Cumple}$$

Figura 9.49. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de  $M_{cr,L}$



**9.6.12.2. Estado de Levantamiento del Centro de la Losa de Cimentación  
- Análisis para la Dirección Corta.**

$$M_s = 272.88 \text{ kN-m} = 7.58 * 36$$

Momento de flexión por PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$M_{\text{máx.}} = 468.10 \text{ kN-m} = 0.54 \text{ MPa} * 862\,662\,844.04 \text{ mm}^3 / 1e6$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 740.99 \text{ kN-m} = 272.88 + 468.10$$

$$\mathbf{0.5 \cdot M_{\text{TOTAL}} = 370.49 \text{ kN-m}}$$

$$P_e = 3\,195.22 \text{ kN} = 27 * 118.34$$

$$a = \frac{P_e}{0.85 f'_c b} \quad a = (3195.22 * 1e3) / (0.85 * 28 * 200 * 19) = 35.33 \text{ mm}$$

b = ancho nervio x # nervaduras

**Capacidad en la sección fisurada:**

$$M_{cr,s} = 3195.22 * (550 - (35.33 / 2) - (0.1 * 1e3 / 2)) / 13e$$

$$j = 550 - (35.33 / 2) - (0.1 * 1e3 / 2)$$

$$M_{cr,s} = 1\,541.16 \text{ kN-m}$$

$$\mathbf{M_{cr,s} = 1\,541.16 \text{ kN-m} \geq 370.49 \text{ kN-m} \quad \checkmark \text{ Cumple}}$$

**9.6.12.3. Estado de Elevación de los Bordos de la Losa de Cimentación -  
Análisis para la Dirección Larga.**

$$M_L = 504.87 \text{ kN-m} = 25.24 * 20$$

Momento de flexión por PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$M_{\text{máx.}} = 187.11 \text{ kN-m} = 0.39 \text{ MPa} * 485\,293\,469.67 \text{ mm}^3 / 1e6$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 691.98 \text{ kN-m} = 504.87 + 187.11$$

$$\mathbf{0.5 \cdot M_{\text{TOTAL}} = 345.99 \text{ kN-m}}$$

$$P_e = 2366.83 \text{ kN} = 20 * 118.34$$

$$a = \frac{P_e}{0.85 f'_c b} \quad a = (2366.83 * 1000) / (0.85 * 28 * 20 * 1000) = 4.97 \text{ mm}$$

b = ancho total de la sección



### Capacidad en la sección fisurada:

$j = (100 / 2) - (4.97 / 2) = 47.51 \text{ mm}$  (tendones colocados en el centroide de la losa  $e = 10 \text{ cm}$ )

$$M_{cr,L} = 2 \cdot 366.83 \cdot 47.51 / 1e3$$

$$M_{cr,L} = 112.46 \text{ kN-m}$$

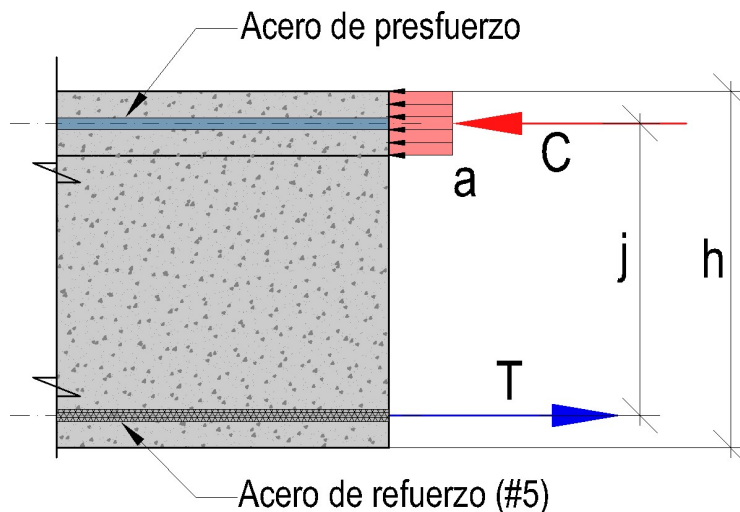
**$M_{cr,L} = 112.46 \text{ kN-m} < 345.99 \text{ kN-m}$  No Cumple**

*Comentario:*

*La forma más efectiva de cumplir con este criterio es mediante la colocación de acero de presfuerzo o acero de refuerzo en la fibra más alejada a tracción. Sin embargo, si el objetivo último es diseñar una losa de espesor uniforme, es posible proceder con el cálculo sin cumplir este requisito. Para el ejemplo que nos ocupa, agregaremos una barra #5 en la parte inferior de cada nervio de la losa en la dirección longitudinal.*

Colocar 1 # 5 abajo en cada nervio. Cantidad total de barras = 1 x 11 nervios = 11#5

Figura 9.50. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de  $M_{cr,L}$  con acero de refuerzo.



Nota. Elaboración propia.

$$P = 919.38 \text{ kN} = 11 \cdot 1.99 \cdot 4.2 \cdot 10$$

$$a = \frac{P}{0.85 f'_c b} \quad a = (919.38 \cdot 1e3) / (0.85 \cdot 28 \cdot 20 \cdot 1e3) = 1.93 \text{ mm}$$

$b =$  ancho total de la sección

**Capacidad en la sección fisurada:**

$$j = 550 - 50 - (1.93 / 2) = 499.03 \text{ mm}$$

$$M_{cr,L} = 919.38 * 499.03 / 1e3$$

$$M_{cr,L} = 458.80 \text{ kN-m}$$

$$M_{cr,L} = 458.80 \text{ kN-m} \geq 345.99 \text{ kN-m} \quad \checkmark \text{ Cumple}$$

**9.6.12.4. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación-  
Análisis para la Dirección Corta.**

$$M_s = 1180.41 \text{ kN-m} = 32.79 * 36$$

Momento de flexión por PP + carga superimpuesta + carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$M_{\text{máx.}} = 468.10 \text{ kN-m} = 0.54 \text{ MPa} * 862\,662\,844.04 \text{ mm}^3 / 1e6$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 1648.52 \text{ kN-m} = 1180.41 + 468.10$$

$$0.5 \cdot M_{\text{TOTAL}} = 824.26 \text{ kN-m}$$

$$P_e = 3195.22 \text{ kN} = 27 * 118.34$$

$$a = \frac{P_e}{0.85 f'_c b} \quad a = (3195.22 * 1e3) / (0.85 * 28 * 20\,000) = 6.71 \text{ mm}$$

b = ancho total de la sección

**Capacidad en la sección fisurada:**

$$j = (100/2) - (6.71/2) = 50 \text{ mm}$$

$$M_{cr,s} = 3195.22 * 50$$

$$M_{cr,s} = 159.76 \text{ kN-m}$$

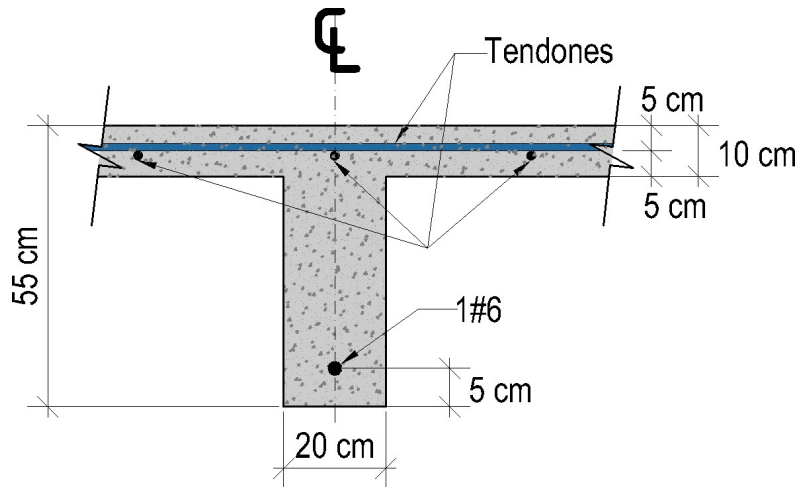
$$M_{cr,s} = 159.76 < 824.26 \text{ kN-m} \quad \text{No Cumple}$$

*Comentario:*

*Para el análisis en la dirección corta, al igual que en el caso anterior, se deben agregar barras en la parte inferior de los nervios. En este caso específico, se colocan barras #6 para asegurar el cumplimiento del requisito de las secciones fisuradas equivalentes.*

Colocar 1 # 6 abajo en cada nervio. Cantidad total de barras = 1 x 19 nervios = 19#6

Figura 9.51. Sección de losa nervada con barras de acero de refuerzo #6.



Nota. Elaboración propia.

$$P = 2\,266.32 \text{ kN} = 19 \cdot 2.84 \cdot 4.2 \cdot 10$$

$$a = \frac{P}{0.85 f'_c b} \quad a = (2266.32 \cdot 10^3) / (0.85 \cdot 28 \cdot 36000) = 2.65 \text{ mm}$$

b = ancho total de la sección

#### Capacidad en la sección fisurada:

$$j = 550 - 50 - (2.65 / 2) = 498.68 \text{ mm}$$

$$M_{cr,L} = 2266.32 \cdot 498.68 / 10^3$$

$$M_{cr,L} = 1130.16 \text{ kN-m}$$

$$M_{cr,L} = 1\,130.16 \text{ kN-m} \geq 824.26 \text{ kN-m} \quad \checkmark \text{ Cumple}$$

#### 9.7. Diseño de la Losa de Cimentación Postensada con Espesor Uniforme.

La conversión de una losa nervada a una losa de espesor uniforme se logra mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

Análisis para la dirección larga:

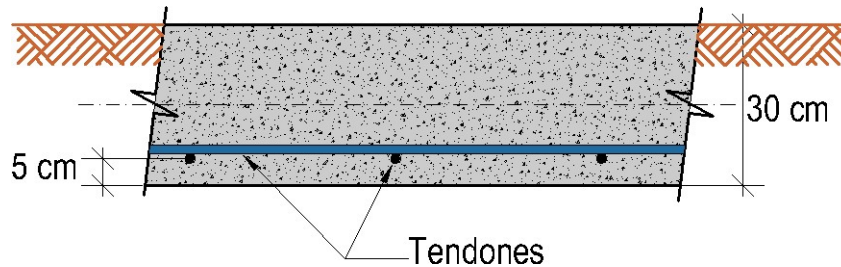
$$H = (6\,845\,234.81 / 2000)^{1/3} = 16 \text{ cm}$$

$$H = \sqrt[3]{\frac{I}{W}}$$

Análisis para la dirección corta:  
 $H = (11\ 952\ 997.88 / 3600)^{1/3} = 15\text{ cm}$

**Espesor de cimentación: H = 30 cm**

Figura 9.52. Losa de cimentación postensada con espesor uniforme.

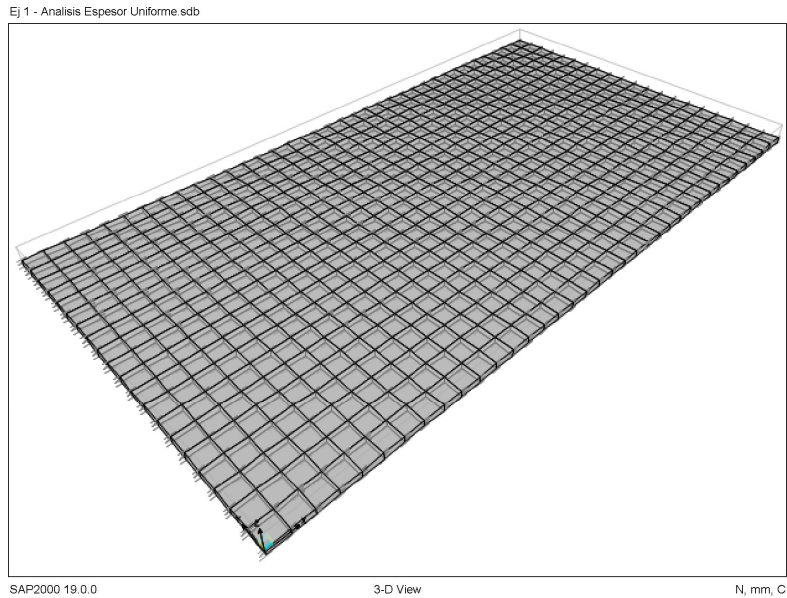


Nota. Elaboración propia.

### 9.7.1. Revisión del Esfuerzo en el Suelo (Análisis de Capacidad Portante).

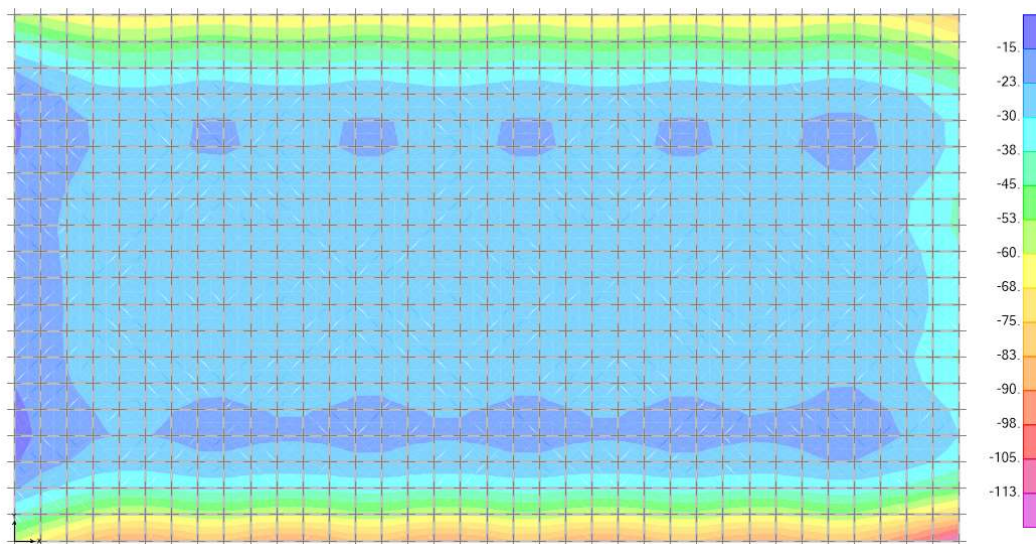
Al igual que para el caso de la losa nervada, dada la complejidad en la distribución de las cargas, se procedió a desarrollar un modelo matemático de la losa de cimentación utilizando elementos finitos a través del software SAP2000. Esta metodología nos permite realizar un análisis exhaustivo y preciso de la respuesta estructural de la losa, considerando todas las interacciones y efectos relevantes. Al utilizar el enfoque de elementos finitos, podemos obtener resultados confiables y detallados del comportamiento estructural de la losa.

Figura 9.53. Losa de Espesor Uniforme – Modelo Matemático en Elementos Finitos.



Nota. Elaboración propia.

Figura 9.54. Losa de Espesor Uniforme - Esfuerzo máximo en el suelo de fundación.



Nota. Elaboración propia.

Para la losa de espesor uniforme, se determinó que el esfuerzo máximo actuante en el suelo de fundación, considerando las cargas muertas y vivas, es de 16 kN/m<sup>2</sup>, lo cual cumple con el límite establecido de 100 kN/m<sup>2</sup> ( $D/C = 0.16 < 1.0$ ). Esto indica que la losa de cimentación está adecuadamente dimensionada y cumple con las condiciones de seguridad necesarias.

## 9.7.2. Cálculo de la Fuerza de Presfuerzo.

### 9.7.2.1. Análisis para la Dirección Larga.

Fuerza de presfuerzo efectiva considerando la fricción de la subrasante (Pr).

Pr = 1124.12 kN (ver cálculo en la sección de losa nervada)

A 2990000 mm<sup>2</sup> Área de sección nervada  
L 20000 mm Ancho de la sección transversal  
H 300 mm Espesor losa rectangular

Pr = (1124.12 \* 1e3 / 2990000) \* 20000 \* 300 / 1e3 = 2255.77 kN

W,losa = (20 \* 36 \* 300 / 1e3) \* 2.4 \* 10 = 5184 kN

Pérdidas por Fricción de la Subrasante ( $\Delta f_{pSG}$ ):

$\Delta f_{pSG} = 5184 * 0.75 / 2 = 1944$  kN

Presfuerzo efectivo (Pe):

Pe = 2255.77 + 1944 = 4199.77 kN

Fuerza resistente para 1 tendón (P, res):

P, res = 118.34 kN (ver cálculo en los numerales anteriores)

Número de tendones requeridos para la dirección larga:

N, long. = (4199.77 / 118.34) + 4 = 40 tendones.

**Colocar 40 Tendones @ ~500 mm en la Dirección Larga**

### 9.7.2.2. Análisis para la Dirección Corta.

Fuerza de presfuerzo efectiva considerando la fricción de la subrasante (Pr).

Pr = 1952.51 kN (ver cálculo en la sección de losa nervada)

A 5310000 mm<sup>2</sup> Área de sección nervada  
L 36000 mm Ancho de la sección transversal

Pr = (1952.51 \* 1e3 / 5310000) \* 36000 \* 300 / 1e3 = 3971.21 kN

$\Delta f_{pSG} = 1944$  kN

Presfuerzo efectivo (Pe):

Pe = 3971.21 + 1944 = 5915.21 kN

Fuerza resistente para 1 tendón (P, res):

P, res = 118.34 kN (ver cálculo en los numerales anteriores)

Número de tendones requeridos para la dirección corta:

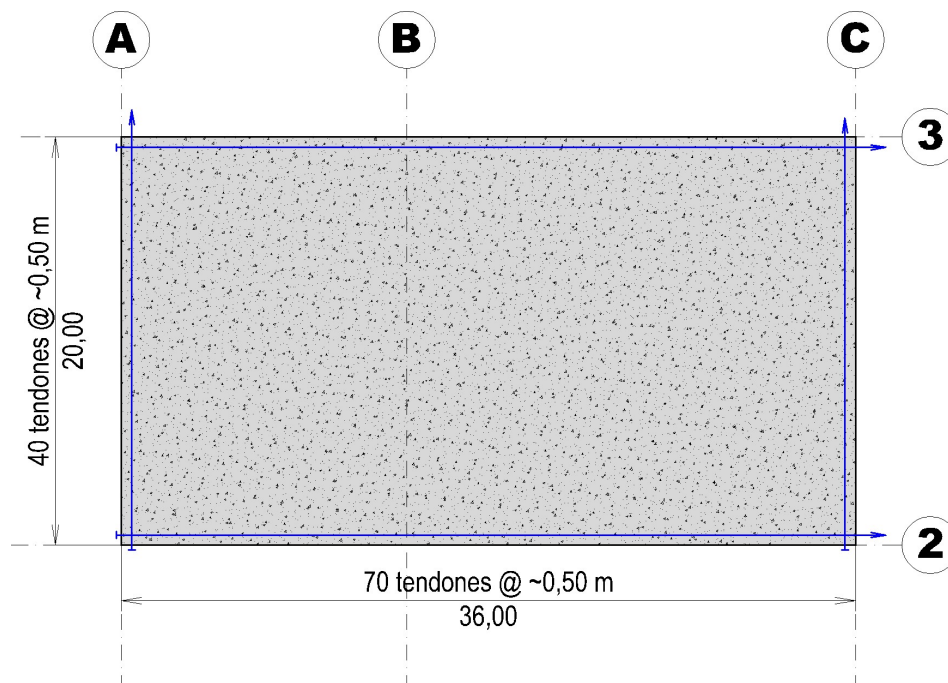
$$N_{\text{transv.}} = (5915.21 / 118.34) + 20 = 70 \text{ tendones.}$$

**Colocar 70 Tendones @ ~500 mm en la Dirección Corta**

*Comentario:*

*Se añaden 20 tendones adicionales con el fin de satisfacer los requisitos de control de esfuerzos de tracción en el concreto, como se detallará posteriormente.*

Figura 9.55. Distribución de tendones en la losa de espesor uniforme.

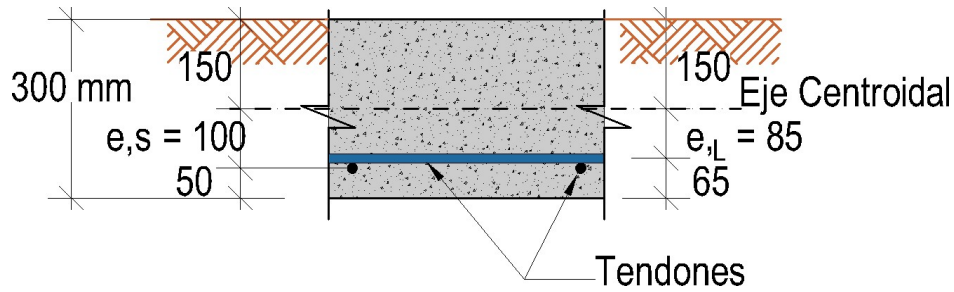


Nota. Elaboración propia.

**9.7.3. Propiedades Geométricas de las Secciones Transversales.**

	Dirección Larga		Dirección Corta		
A (mm <sup>2</sup> )	6e6	20000*300	10.8e6	36000*300	Área
I (cm <sup>4</sup> )	4.5e6	((20*100)*30 <sup>3</sup> )/12	8.1e6	((36*100)*30 <sup>3</sup> )/12	Momento de inercia
S (mm <sup>3</sup> )	300e6	(20000*300 <sup>2</sup> )/6	540e6	(36000*300 <sup>2</sup> )/6	Módulo de sección
e (mm)	85		100		Excentricidad

Figura 9.56. Sección. Losa de espesor uniforme.



Nota. Elaboración propia.

### 9.7.4. Solicitaciones Máximas de Diseño para Esfuerzos Normales.

#### 9.7.4.1. Momentos y esfuerzos por carga viva estática de almacenamiento.

Al igual que en el diseño de la losa nervada, se calcularán los momentos flectores utilizando el método analítico. No obstante, además se empleará un modelo matemático basado en elementos finitos para identificar las cargas que generen los mayores esfuerzos en la losa.

##### a) Método Analítico para la Dirección Larga:

Factor característico del sistema

$$\lambda = (20000 / (4 * 24870.06 * 0.045))^{(1/4)} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_c I}} \quad [m^{-1}]$$

$$\lambda = 1.45 \text{ m}^{-1}$$

Máximo momento flector positivo:

$$M_{D(+)} = 0.161 * 12 / (1.45^2)$$

$$M_{D(+)} = 0.161 \frac{q}{\lambda^2}$$

$$M_{D(+)} = 0.91 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{D(+)} = 0.91 \text{ kN-m/m} * 20 \text{ m}$$

$$M_{D(+)} = 18.28 \text{ kN-m}$$

Máximo momento flector negativo:

$$M_{D(-)} = 0.168 * 12 / (1.45^2)$$

$$M_{D(-)} = 0.168 \frac{q}{\lambda^2}$$

$$M_{D(-)} = 0.95 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{D(-)} = 0.95 \text{ kN-m/m} * 20 \text{ m}$$

$$M_{D(-)} = 19.08 \text{ kN-m}$$

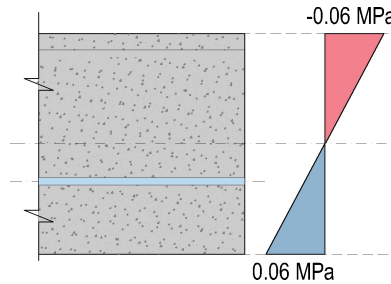


**Esfuerzos normales máximos para  $M_{D(+)}$ :**

$$f_{b,arriba} = - (18.28 * 1e6) / 300e6$$

$$f_{b,arriba} = -0.06 \text{ MPa}$$

$$f_{b,abajo} = 0.06 \text{ MPa}$$

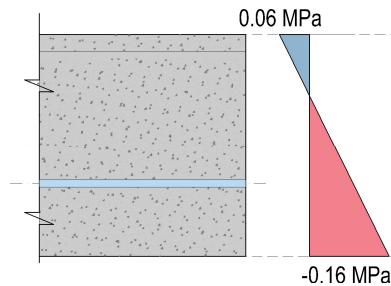


**Esfuerzos normales máximos para  $M_{D(-)}$ :**

$$f_{b,arriba} = (19.08 * 1e6) / 300e6$$

$$f_{b,arriba} = 0.06 \text{ MPa}$$

$$f_{b,abajo} = -0.16 \text{ MPa}$$



**b) Método Analítico para la Dirección Corta:**

Factor característico del sistema

$$\lambda = (20000 / (4 * 24870.06 * 0.081))^{(1/4)} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_c I}} \quad [m^{-1}]$$

$$\lambda = 1.26 \text{ m}^{-1}$$

Máximo momento flector positivo:

$$M_{D(+)} = 0.161 * 12 / (1.26^2)$$

$$M_{D(+)} = 0.161 \frac{q}{\lambda^2}$$

$$M_{D(+)} = 1.23 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{D(+)} = 1.23 \text{ kN-m/m} * 36 \text{ m}$$

$$M_{D(+)} = 44.15 \text{ kN-m}$$

Máximo momento flector negativo:

$$M_{D(-)} = 0.168 * 12 / (1.26^2)$$

$$M_{D(-)} = 0.168 \frac{q}{\lambda^2}$$

$$M_{D(-)} = 1.28 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{D(-)} = 1.28 \text{ kN-m/m} * 36 \text{ m}$$

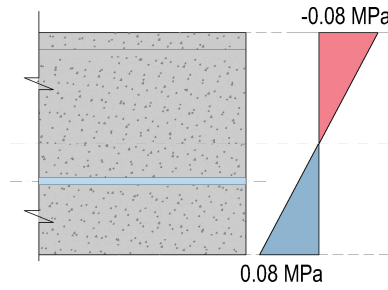
$$M_{D(-)} = 46.07 \text{ kN-m}$$

**Esfuerzos normales máximos para  $M_{D(+)}$ :**

$$fb,arriba = -(44.15 * 1e6) / 540e6$$

$$fb,arriba = -0.08 \text{ MPa}$$

$$fb,abajo = 0.08 \text{ MPa}$$

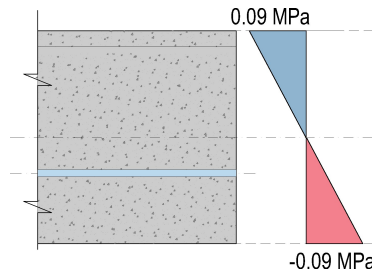


**Esfuerzos normales máximos para  $M_{D(-)}$ :**

$$fb,arriba = (46.07 * 1e6) / 540e6$$

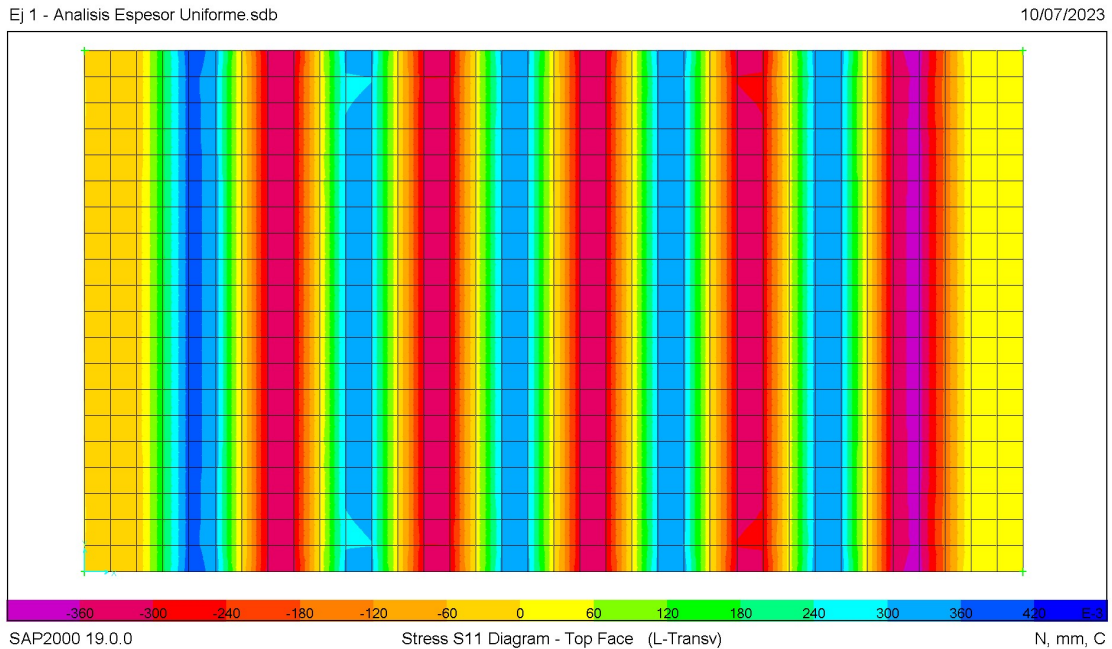
$$fb,arriba = 0.09 \text{ MPa}$$

$$fb,abajo = -0.09 \text{ MPa}$$



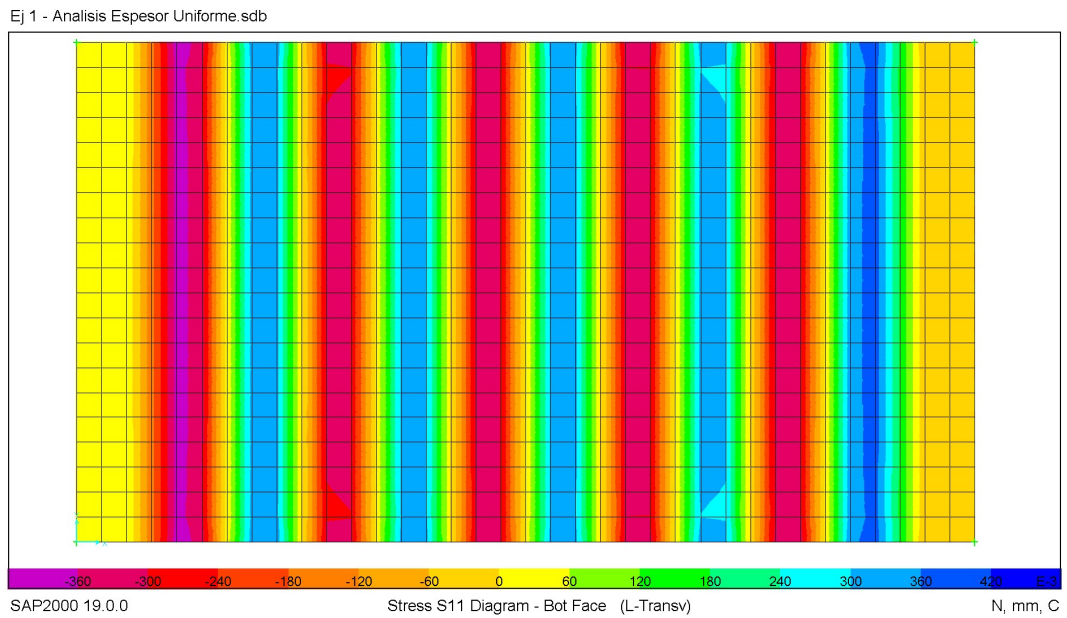
**c) Método mediante elementos finitos:**

Figura 9.57. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara superior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Larga.



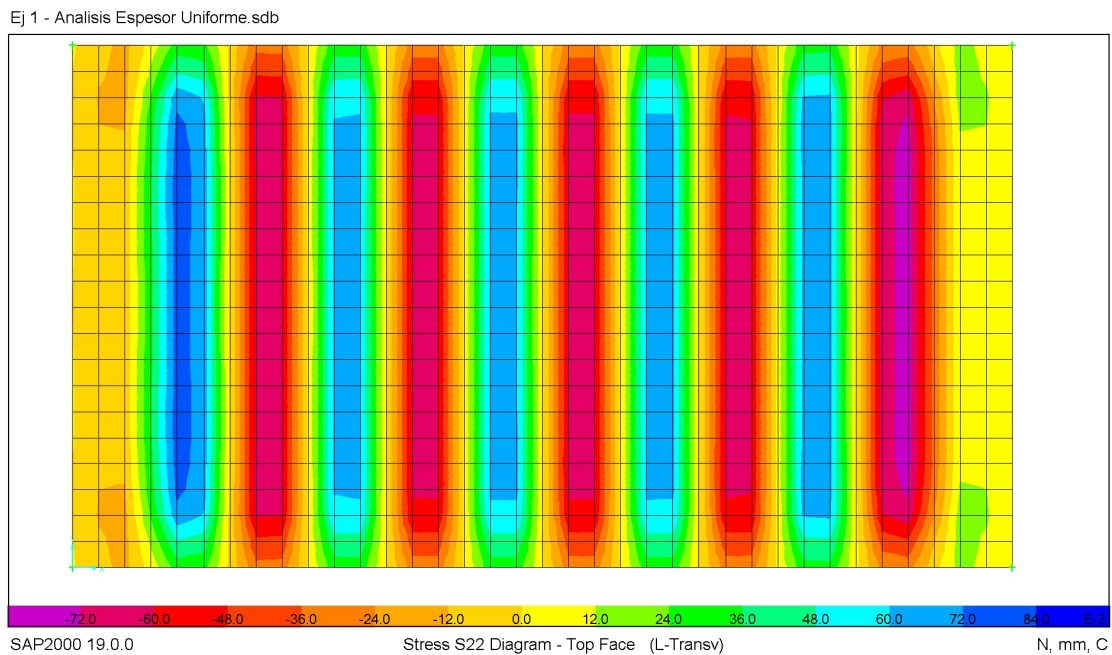
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.58. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara inferior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Larga.



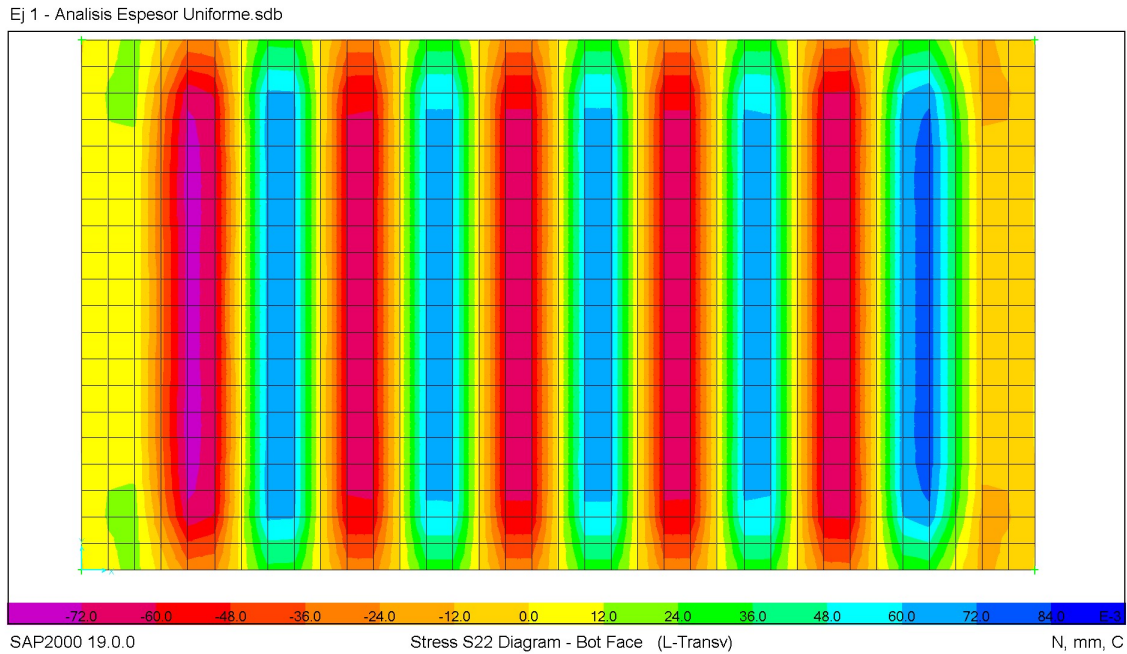
Nota. Elaboración propia.

Figura 9.59. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara superior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Corta.



Nota. Elaboración propia.

Figura 9.60. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara inferior por carga de almacenamiento. Análisis para la dirección Corta.



Nota. Elaboración propia.

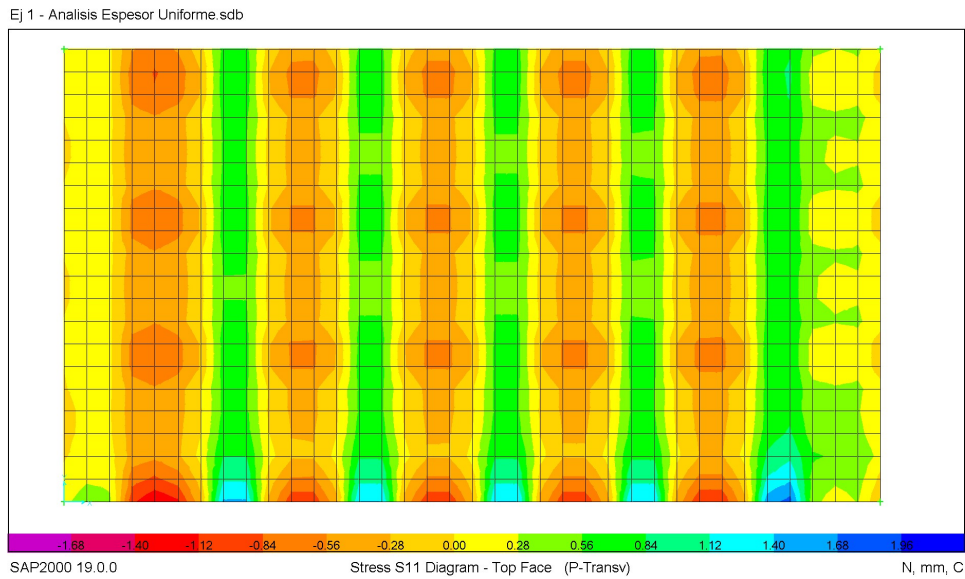
**d) Resumen de esfuerzos normales de flexión máximos por carga viva estática de almacenamiento.**

Análisis	Método Analítico		Método de Elementos Finitos		Valor tomado para el diseño	
	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)
Dirección Larga	-0.06	0.06	-0.40	0.40	<b>-0.40</b>	<b>0.40</b>
	0.06	-0.06	0.40	-0.40	<b>0.40</b>	<b>-0.40</b>
Dirección Corta	-0.08	0.09	-0.08	0.08	<b>-0.08</b>	<b>0.09</b>
	0.08	-0.09	0.08	0.08	<b>0.08</b>	<b>-0.09</b>

### 9.7.4.2. Esfuerzos máximos normales de flexión por carga viva vehicular de montacargas Tipo HUBTEX M150 (Carga Total = 48 ton)

*Comentario: Al igual que en el caso de la losa nervada, se ha optado por incluir la carga viva vehicular en el modelo matemático de análisis, debido a que se debe tener en cuenta la distribución y complejidad de dicha carga.*

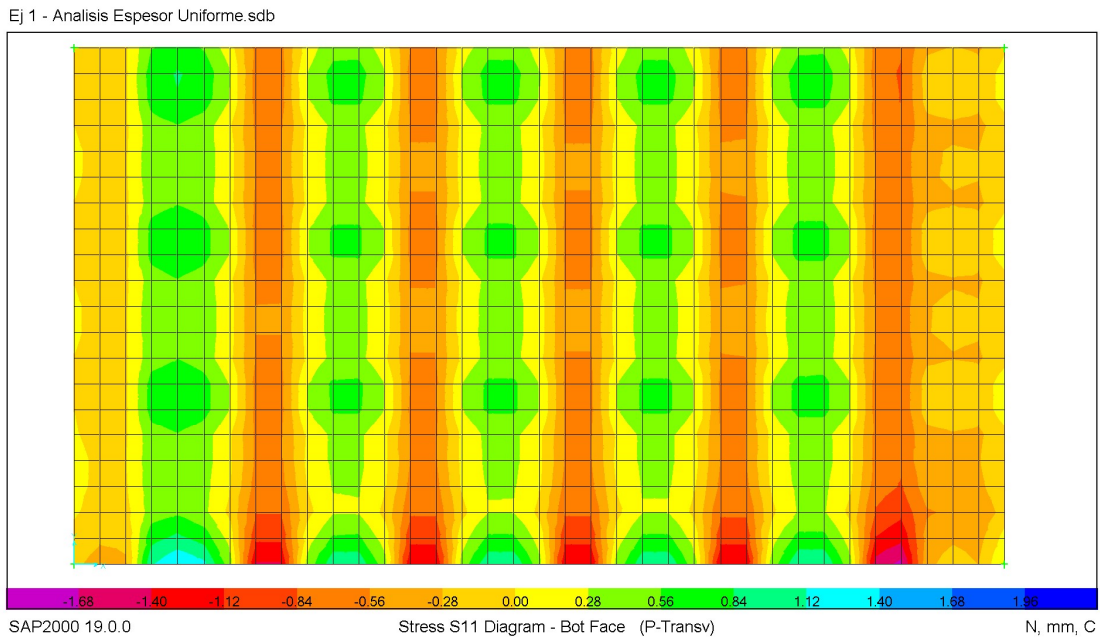
Figura 9.61. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara superior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Larga.



Nota. Elaboración propia.

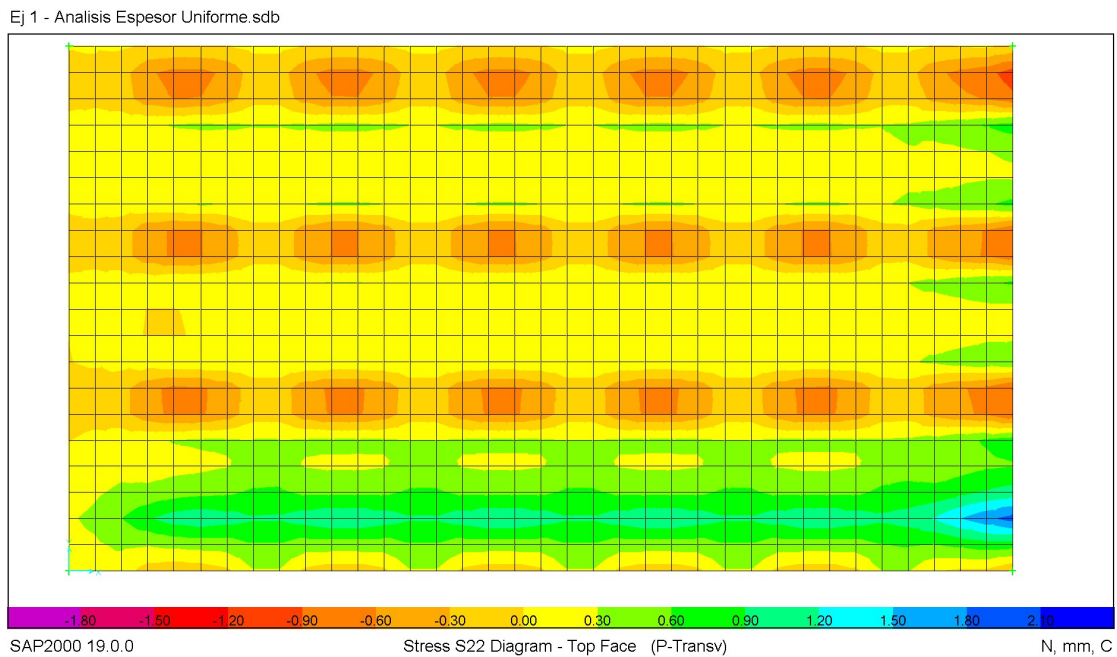


Figura 9.62. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara inferior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Larga.



Nota. Elaboración propia.

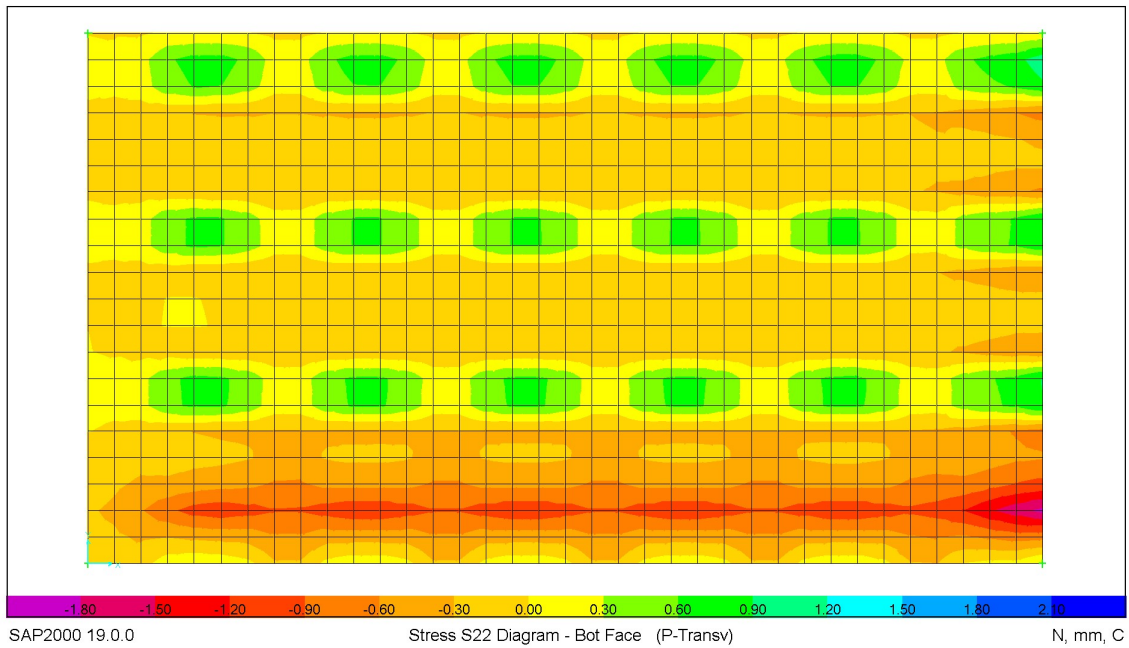
Figura 9.63. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara superior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección Corta.



Nota. Elaboración propia.

Figura 9.64. Losa de espesor uniforme. Esfuerzos normales en cara inferior por carga viva vehicular. Análisis para la dirección corta.

Ej 1 - Analisis Espesor Uniforme.sdb



Nota. Elaboración propia.

**Resumen de Esfuerzos Máximos por Carga Viva Vehicular de Montacargas Tipo HUBTEX M150 (Carga Total = 48 ton).**

Análisis	fb,arriba (MPa)	fb,abajo (MPa)
Dirección Larga	-0.40	0.40
Dirección Corta	-0.50	0.50

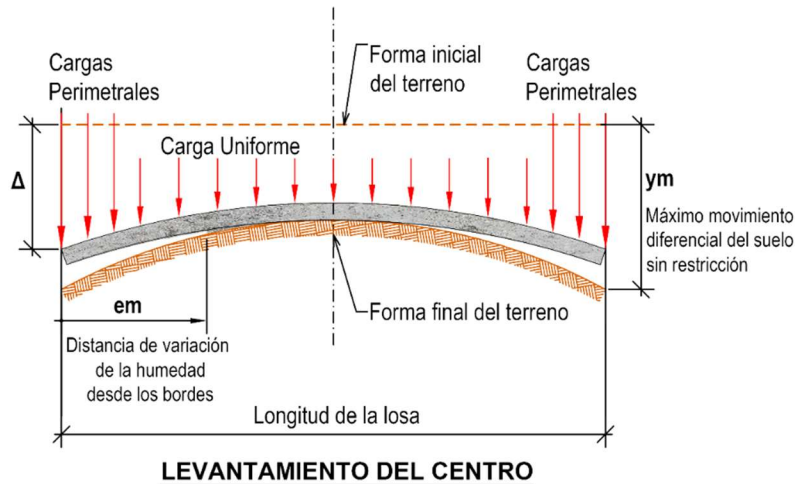




**9.7.4.3. Solicitaciones por peso propio de la losa de cimentación y por cargas superimpuestas.**

**9.7.5. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Levantamiento del Centro de la Losa de Cimentación.**

Figura 9.66. Figura para el Estado de levantamiento del Centro de la losa de cimentación.



Nota. Adaptada de Post-Tensioning Institute (2008).

**9.7.5.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga.**

$P_r = (40 \cdot 118.34) - 1944$  Fuerza efectiva de presfuerzo

$P_r = 2789.65$  kN Fuerza efectiva de presfuerzo

$M_L = 6.70$  kN-m/m Momento por condición del levantamiento del Centro de la losa

Esfuerzos normales de flexión por carga de almacenamiento + carga viva vehicular

$f_b(+)= 0.80$  MPa =  $0.40 + 0.40$

$f_b(-)= -0.80$  MPa =  $-0.40 - 0.40$

**Esfuerzos Normales en la Fibra Superior:**

$$f_{b,arriba} = -\frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_t} + \frac{P_r \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$f_{b,arriba} = - (2789.65 * 1e3 / 6e6) + (134.05 * 1e6 / 300e6) + (237.12 * 1e6 / 300e6) + 0.8$$

$$f_{b,arriba} = 1.57 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,arriba} = - (2789.65 * 1e3 / 6e6) + (134.05 * 1e6 / 300e6) + (237.12 * 1e6 / 300e6) - 0.8$$

$$f_{b,arriba} = -0.03 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

### Esfuerzos Normales en la Fibra Inferior:

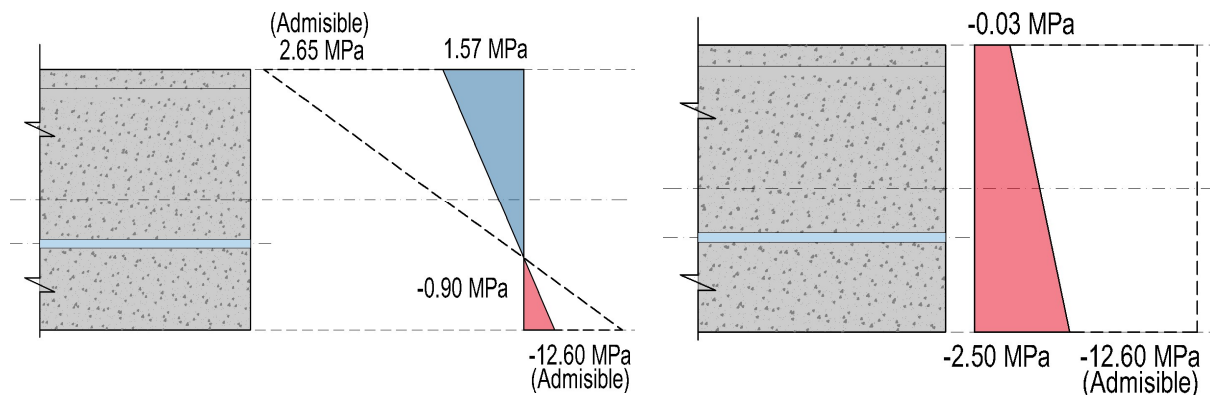
$$f_{b,abajo} = -\frac{Pr}{A} - \frac{M_L}{S_t} - \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$f_{b,abajo} = - (2789.65 * 1e3 / 6e6) - (134.05 * 1e6 / 300e6) - (237.12 * 1e6 / 300e6) + 0.8$$

$$f_{b,abajo} = -0.90 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,abajo} = - (2789.65 * 1e3 / 6e6) - (134.05 * 1e6 / 300e6) - (237.12 * 1e6 / 300e6) - 0.8$$

$$f_{b,abajo} = -2.50 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$



### 9.7.5.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta.

$$Pr = (70 * 118.34) - 1944 \text{ Fuerza efectiva de presfuerzo}$$

$$Pr = 6339.89 \text{ kN}$$

$$Ms = 7.58 \text{ kN-m/m} \text{ Momento por condición del levantamiento del Centro de la losa}$$

Esfuerzos normales de flexión por carga de almacenamiento + carga viva vehicular

$$f_b(+)= 0.59 \text{ MPa} = 0.08 + 0.50$$

$$f_b(-)= -0.59 \text{ MPa} = -0.08 - 0.50$$

### **Esfuerzos Normales en la Fibra Superior:**

$$f_{b,arriba} = -\frac{Pr}{A} + \frac{M_L}{S_t} + \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$f_{b,arriba} = - (6339.89 * 1e3 / 10.8e6) + (272.88 * 1e6 / 540e6) + (237.12 * 1e6 / 540e6) + 0.59$$

$$f_{b,arriba} = \mathbf{0.94 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}}$$

$$f_{b,arriba} = - (6339.89 * 1e3 / 10.8e6) + (272.88 * 1e6 / 540e6) + (237.12 * 1e6 / 540e6) - 0.59$$

$$f_{b,arriba} = \mathbf{-0.23 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}}$$

### **Esfuerzos Normales en la Fibra Inferior:**

$$f_{b,abajo} = -\frac{Pr}{A} - \frac{M_L}{S_t} - \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

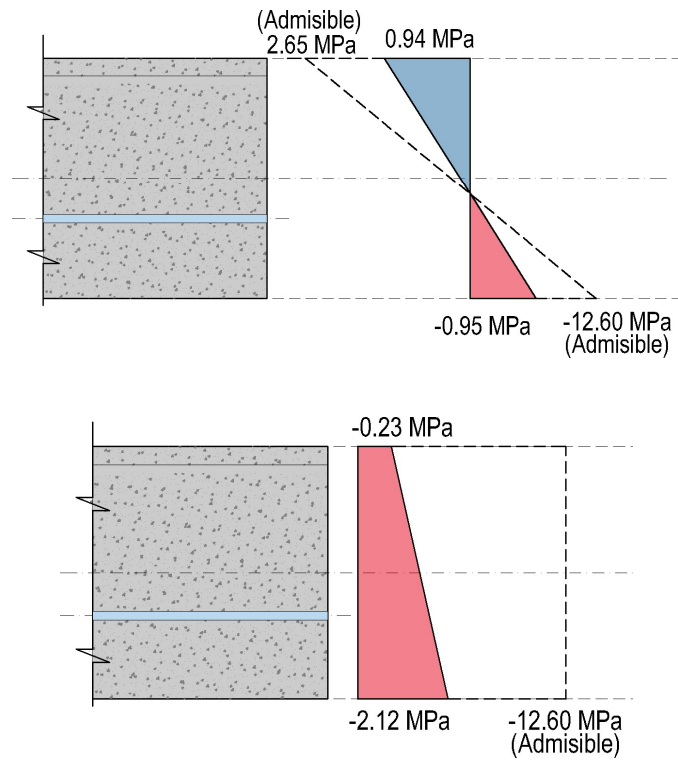
$$f_{b,abajo} = - (6339.89 * 1e3 / 10.8e6) - (272.88 * 1e6 / 540e6) - (237.12 * 1e6 / 540e6) + 0.59$$

$$f_{b,abajo} = \mathbf{-0.95 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}}$$

$$f_{b,abajo} = - (6339.89 * 1e3 / 10.8e6) - (272.88 * 1e6 / 540e6) - (237.12 * 1e6 / 540e6) - 0.59$$

$$f_{b,abajo} = \mathbf{-2.12 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}}$$

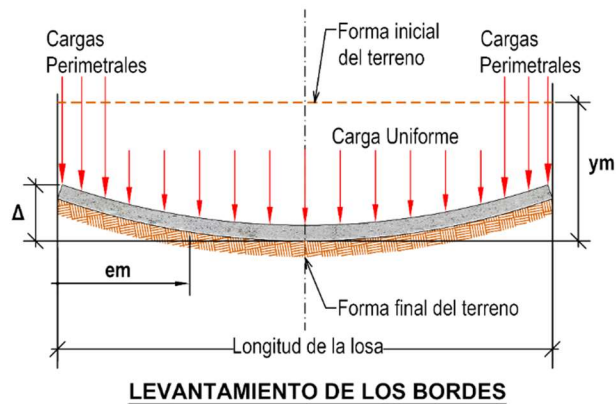
Figura 9.67. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta.



Nota. Elaboración propia.

### 9.7.6. Cálculo y Revisión de Esfuerzos Normales para el Estado de Elevación de los Bordos de la Losa de Cementación.

Figura 9.68. Figura para el Estado de Elevación de los bordes de la losa.



Nota. Adaptada de Post-Tensioning Institute (2008).

### 9.7.6.1. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Larga.

Pr = 2789.65 kN      Fuerza efectiva de presfuerzo  
 M<sub>L</sub> = 25.24 kN-m/m      Momento por condición de levantamiento de los bordes de la losa

Esfuerzos normales de flexión por carga de almacenamiento + carga viva vehicular

$$fb(+) = 0.80 \text{ MPa} = 0.4 + 0.4$$

$$fb(-) = -0.80 \text{ MPa} = -0.4 - 0.4$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Superior:

$$f_{b,arriba} = -\frac{Pr}{A} - \frac{M_L}{S_t} + \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$fb,arriba = -(2789.65 \cdot 1e3 / 6e6) - (504.87 \cdot 1e6 / 300e6) + (237.12 \cdot 1e6 / 300e6) + 0.8$$

$$fb,arriba = -0.56 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$fb,arriba = -(2789.65 \cdot 1e3 / 6e6) - (504.87 \cdot 1e6 / 300e6) + (237.12 \cdot 1e6 / 300e6) - 0.8$$

$$fb,arriba = -2.16 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Inferior:

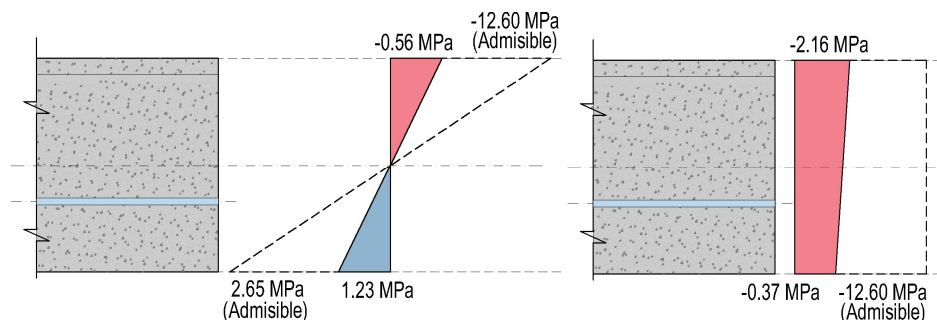
$$f_{b,abajo} = -\frac{Pr}{A} + \frac{M_L}{S_t} - \frac{Pr \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$fb,abajo = -(2789.65 \cdot 1e3 / 6e6) + (504.87 \cdot 1e6 / 300e6) - (237.12 \cdot 1e6 / 300e6) + 0.8$$

$$fb,abajo = 1.23 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$fb,abajo = -(2789.65 \cdot 1e3 / 6e6) + (504.87 \cdot 1e6 / 300e6) - (237.12 \cdot 1e6 / 300e6) - 0.8$$

$$fb,abajo = -0.37 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$



### 9.7.6.2. Esfuerzos Normales para el Análisis en la Dirección Corta.

$P_r = 6339.89$  kN      Fuerza efectiva de presfuerzo

$M_L = 32.79$  kN-m/m      Momento por condición de levantamiento de los bordes de la losa

Esfuerzos normales de flexión por carga de almacenamiento + carga viva vehicular

$$f_b(+)= 0.59 \text{ MPa} = 0.08 + 0.5$$

$$f_b(-)= -0.59 \text{ MPa} = -0.08 - 0.5$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Superior:

$$f_{b,arriba} = -\frac{P_r}{A} - \frac{M_L}{S_t} + \frac{P_r \cdot e}{S_t} \pm fb$$

$$f_{b,arriba} = -(6339.89 * 1e3 / 6e6) - (1180.41 * 1e6 / 300e6) + (278.97 * 1e6 / 300e6) + 0.59$$

$$f_{b,arriba} = -3.48 \text{ MPa} \leq -12.60 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,arriba} = -(6339.89 * 1e3 / 6e6) - (1180.41 * 1e6 / 300e6) + (278.97 * 1e6 / 300e6) - 0.59$$

$$f_{b,arriba} = -2.56 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

#### Esfuerzos Normales en la Fibra Inferior:

$$f_{b,abajo} = -\frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_t} - \frac{P_r \cdot e}{S_t} \pm fb$$

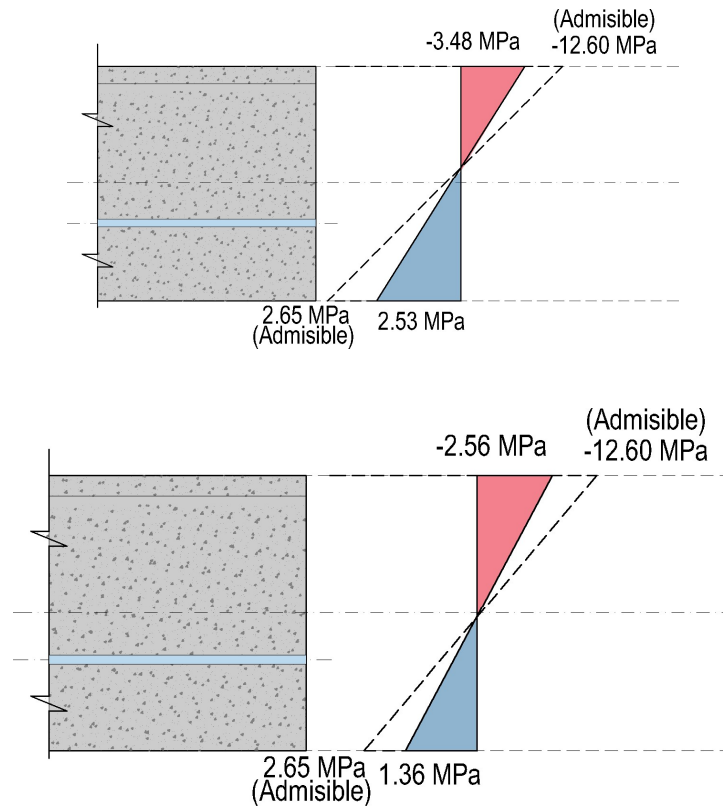
$$f_{b,abajo} = -(6339.89 * 1e3 / 6e6) + (1180.41 * 1e6 / 300e6) - (278.97 * 1e6 / 300e6) + 0.59$$

$$f_{b,abajo} = 2.53 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

$$f_{b,abajo} = -(6339.89 * 1e3 / 6e6) + (1180.41 * 1e6 / 300e6) - (278.97 * 1e6 / 300e6) - 0.59$$

$$f_{b,abajo} = 1.36 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa} \checkmark \text{ Cumple}$$

Figura 9.69. Esfuerzos normales para el análisis en la dirección corta. Condición más crítica para el diseño.



Nota. Elaboración propia.

### 9.7.7. Cálculo y Revisión de Esfuerzos de Corte para el Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.

#### 9.7.7.1. Análisis para la Dirección Larga.

Fuerza cortante máxima de diseño para el estado de levantamiento del Centro de la losa de cimentación.

**$V_L = 33.22 \text{ kN/m}$**  (ver cálculo en numerales anteriores)

Esfuerzo de corte por  $V_L$ :

$$v_L = ((33.22 * 20 * 1e3)) / 6e6$$

$$v_L = 0.11 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de corte para carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$\mathbf{V13 = 0.03 \text{ MPa}}$$

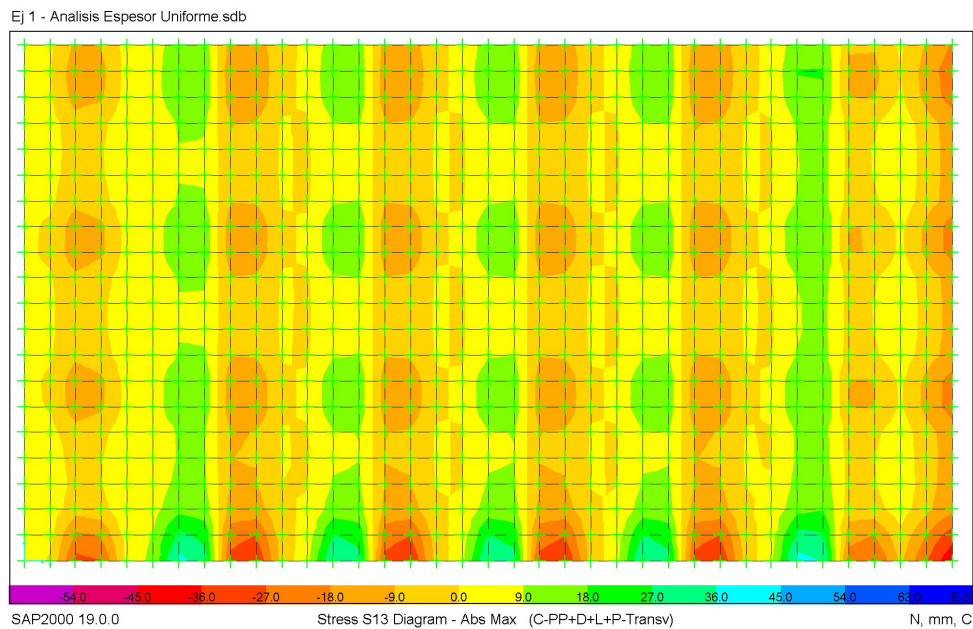
*Comentario: El esfuerzo cortante máximo de diseño para las cargas muertas y vivas, se tomó del modelo matemático de elementos finitos. A continuación, se presentan los resultados de software.*

Esfuerzo de corte total:

$$V = 0.11 + 0.03$$

$$\mathbf{V = 0.14 MPa}$$

Figura 9.70. Esfuerzos de corte máximos para la dirección larga.



Nota. Elaboración propia.

**Esfuerzo de corte admisible del concreto:**

$$v_c = 0.2\sqrt{f'_c} + 0.2f_p$$

fp = Esfuerzo promedio mínimo de compresión de presfuerzo residual

$$f_p = P_r / A = (2789.65 \cdot 10^3) / 6 \cdot 10^6 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0.2 \cdot (28^{0.5}) + 0.2 \cdot 0.46$$

$$\mathbf{v_c = 1.15 MPa}$$

$$\mathbf{v = 0.14 MPa \leq 1.15 MPa \checkmark \text{Cumple}}$$



### 9.7.7.2. Análisis para la Dirección Corta.

Fuerza cortante máxima de diseño para el estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación.

**Vs = 54.17 kN/m** (ver cálculo en numerales anteriores)

Esfuerzo de corte por Vs:

$$v_s = (54.17 * 36 * 1e3) / 10.8e6$$

$$v_s = 0.18 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de corte para carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

**V23 = 0.03 MPa**

*Comentario: El esfuerzo cortante máximo de diseño para las cargas muertas y vivas, se tomó del modelo matemático de elementos finitos. A continuación, se presentan los resultados de software.*

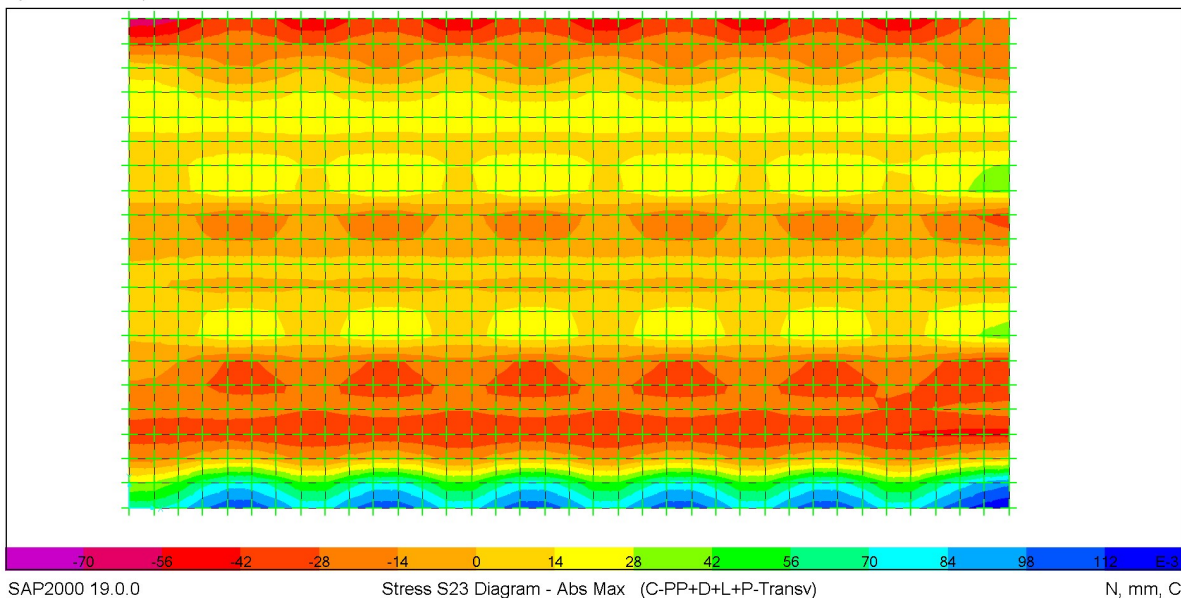
Esfuerzo de corte total:

$$V = 0.18 + 0.03$$

**V = 0.21 MPa**

Figura 9.71. Esfuerzos de corte máximos para la dirección corta.

Ej 1 - Analisis Espesor Uniforme.sdb



Nota. Elaboración propia.

### **Esfuerzo de corte admisible del concreto:**

$$v_c = 0.2\sqrt{f'_c} + 0.2f_p$$

$f_p$  = Esfuerzo promedio mínimo de compresión de presfuerzo residual

$$f_p = Pr / A = (6339.89 * 1e3) / 10.8e6 = 0.59 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0.2 * (28^{0.5}) + 0.2 * 0.59$$

$$v_c = 1.18 \text{ MPa}$$

$$v = 0.21 \text{ MPa} \leq 1.18 \text{ MPa} \checkmark \text{Cumple}$$

### **9.7.8. Cálculo y Revisión de Esfuerzos de Corte para el Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación.**

#### **9.7.8.1. Análisis para la Dirección Larga.**

Fuerza cortante máxima de diseño para el estado de elevación de los bordes de la losa de cimentación.

$$V_L = V_s = 37.79 \text{ kN/m} \text{ (ver cálculo en numerales anteriores)}$$

Esfuerzo de corte por  $V_L$ :

$$v_L = (37.79 * 20 * 1e3) / 6e6$$

$$v_L = 0.13 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de corte para carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$V_{13} = 0.03 \text{ MPa}$$

*Comentario: El esfuerzo cortante máximo de diseño para las cargas muertas y vivas, se tomó del modelo matemático de elementos finitos. Ver gráfica en numerales anteriores.*

Esfuerzo de corte total:

$$V = 0.13 + 0.03$$

$$V = 0.16 \text{ MPa}$$

### **Esfuerzo de corte admisible del concreto:**

$$v_c = 1.15 \text{ MPa} \text{ (ver cálculo en numerales anteriores)}$$

$$v = 0.16 \text{ MPa} \leq 1.15 \text{ MPa} \checkmark \text{Cumple}$$

### 9.7.8.2. Análisis para la Dirección Corta.

$$V_L = V_s = 37.79 \text{ kN/m} \quad (\text{ver cálculo en numerales anteriores})$$

Esfuerzo de corte por  $V_s$ :

$$v_s = (37.79 * 36 * 1e3) / 6e6$$

$$v_s = 0.23 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de corte para carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$V_{23} = 0.03 \text{ MPa}$$

*Comentario: El esfuerzo cortante máximo de diseño para las cargas muertas y vivas, se tomó del modelo matemático de elementos finitos. Ver gráfica en numerales anteriores.*

Esfuerzo de corte total:

$$V = 0.23 + 0.03$$

$$V = 0.26 \text{ MPa}$$

**Esfuerzo de corte admisible del concreto:**

$$v_c = 1.18 \text{ MPa} \quad (\text{ver cálculo en numerales anteriores})$$

$$v = 0.25 \text{ MPa} \leq 1.18 \text{ MPa} \quad \checkmark \text{Cumple}$$

### 9.7.9. Secciones Fisuradas Equivalentes

#### 9.7.9.1. Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación - Análisis para la Dirección Larga.

$$M_L = 134.05 \text{ kN-m} = 6.70 * 20$$

Momento de flexión por carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$M_{\text{máx.}} = 240 \text{ kN-m} = 0.8 \text{ MPa} * 300e6 \text{ mm}^3 / 1e6$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 374.05 \text{ kN-m} = 240 + 134.05$$

$$0.5 \cdot M_{\text{TOTAL}} = 187.02 \text{ kN-m}$$

$$P_e = 4733.65 \text{ kN} = 40 * 118.34$$

$$a = \frac{P_e}{0.85 f'_c b} \quad a = (4733.65 * 1e3) / (0.85 * 28 * 20000) = 9.94 \text{ mm}$$

b = ancho total de la sección transversal rectangular

### Capacidad en la sección fisurada:

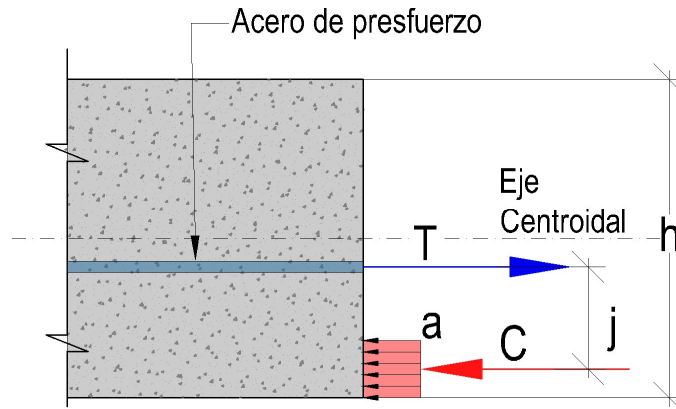
$$M_{cr,L} = 4733.65 * ((300 / 2) - 100 - (9.94 / 2)) / 1000$$

$$j = (300 / 2) - 100 - (9.94 / 2)$$

$$M_{cr,L} = 213.15 \text{ kN-m}$$

$$M_{cr,L} = 213.15 \text{ kN-m} \geq 187.02 \text{ kN-m} \quad \checkmark \text{ Cumple}$$

Figura 9.72. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de  $M_{cr,L}$



Nota. Elaboración propia.

### 9.7.9.2. Estado de Levantamiento Del Centro de la Losa de Cimentación - Análisis para la Dirección Corta.

$$M_s = 272.88 \text{ kN-m} = 7.58 * 36$$

Momento de flexión por carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$M_{\text{máx.}} = 175.59 \text{ kN-m} = 0.59 \text{ MPa} * 300\text{e}6 \text{ mm}^3 / 1\text{e}6$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 448.47 \text{ kN-m} = 272.88 + 175.59$$

$$0.5 \cdot M_{\text{TOTAL}} = 224.24 \text{ kN-m}$$

$$P_e = 8283.89 \text{ kN} = 70 * 118.34$$

$$a = \frac{P_e}{0.85 f'_c b} \quad a = (8283.89 * 1\text{e}3) / (0.85 * 28 * 36\text{e}3) = 9.67 \text{ mm}$$

b = ancho total de la sección transversal

### Capacidad en la sección fisurada:

$$M_{cr,s} = 8283.89 * ((300 / 2) - 85 - (9.67 / 2)) / 13\text{e}$$

$$j = (300 / 2) - 85 - (9.67 / 2)$$

$$M_{cr,s} = 498.41 \text{ kN-m}$$

$$M_{cr,s} = 498.41 \text{ kN-m} \geq 224.24 \text{ kN-m} \quad \checkmark \text{ Cumple}$$

**9.7.9.3. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación -  
Análisis para la Dirección Larga.**

$$M_L = 504.87 \text{ kN-m} = 25.24 * 20$$

Momento de flexión por carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$M_{\text{máx.}} = 240 \text{ kN-m} = 0.8 \text{ MPa} * 300e6 \text{ mm}^3 / 1e6$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 744.87 \text{ kN-m} = 504.87 + 240$$

$$0.5 \cdot M_{\text{TOTAL}} = 372.44 \text{ kN-m}$$

$$P_e = 4733.65 \text{ kN} = 40 * 118.34$$

$$a = \frac{P_e}{0.85 f'_c b} \quad a = (4733.65 * 1e3) / (0.85 * 28 * 20 * 1e3) = 9.94 \text{ mm}$$

$b = \text{ancho total de la sección}$

**Capacidad en la sección fisurada:**

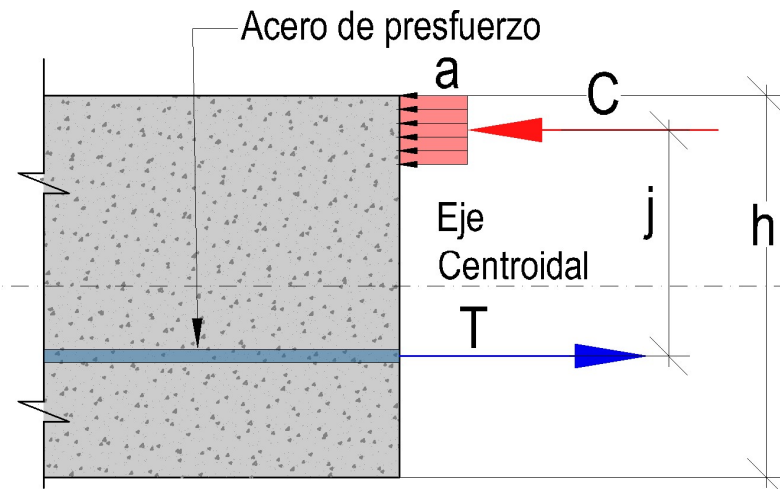
$$j = 300 - ((300 / 2) - 100) - (9.94 / 2)$$

$$M_{cr,L} = 4733.65 * (300 - ((300 / 2) - 100) - (9.94 / 2))$$

$$M_{cr,L} = 1159.88 \text{ kN-m}$$

$$M_{cr,L} = 1159.88 \text{ kN-m} \geq 372.44 \text{ kN-m} \quad \checkmark \text{ Cumple}$$

Figura 9.73. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de  $M_{cr,L}$



#### 9.7.9.4. Estado de Elevación de los Bordes de la Losa de Cimentación- Análisis para la Dirección Corta.

$$M_s = 1\,180.41 \text{ kN-m} = 32.79 * 36$$

Momento de flexión por carga de almacenamiento + carga viva vehicular.

$$M_{\text{máx.}} = 175.59 \text{ kN-m} = 0.59 \text{ MPa} * 300\text{e}6 \text{ mm}^3 / 1\text{e}6$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 1356.01 \text{ kN-m} = 1180.41 + 175.59$$

$$\mathbf{0.5 \cdot M_{\text{TOTAL}} = 678 \text{ kN-m}}$$

$$P_e = 8283.89 \text{ kN} = 70 * 118.34$$

$$a = \frac{P_e}{0.85 f'_c b} \quad a = (8283.89 * 1\text{e}3) / (0.85 * 28 * 36 * 1\text{e}3) = 9.67 \text{ mm}$$

b = ancho total de la sección

#### Capacidad en la sección fisurada:

$$j = 300 - ((300 / 2) - 85) - (9.67 / 2)$$

$$M_{c,r,s} = 8283.89 * (300 - ((300 / 2) - 85) - (9.67 / 2))$$

$$M_{c,r,s} = 1906.67 \text{ kN-m}$$

$$\mathbf{M_{c,r,s} = 1\,906.67 \text{ kN-m} \geq 678.00 \text{ kN-m} \quad \checkmark \text{ Cumple}}$$

### 9.8. Conclusiones.

a) El método de análisis y diseño estructural de losas postensadas, expuesto en esta guía, es ampliamente adoptado en países desarrollados como Estados Unidos. Validado mediante casos reales y en constante evolución, se ha convertido en una metodología común en el diseño y construcción de estas losas.

b) La metodología de diseño prioriza las losas nervadas, comunes en países desarrollados, pero también incluye el proceso de diseño para las losas de espesor uniforme, más comunes en Colombia, destacando su simplicidad al no requerir viguetas adicionales ni complicaciones en la distribución de la armadura. Las losas de espesor uniforme pueden ser más económicas y ofrecen mayor flexibilidad en la disposición de cargas.

c) Este ejemplo destaca por soportar cargas elevadas, permitiendo construir una losa continua sin juntas de construcción mediante el sistema de losas postensadas. Esto presenta numerosas ventajas para el sector industrial, como mayor resistencia, durabilidad, menor mantenimiento, superficie uniforme, menor riesgo de daños a las cargas, eficiencia logística y ahorro de costos a largo plazo.

d) Las cargas elevadas sugieren una losa nervada de cimentación, con un volumen significativamente menor que la losa de espesor uniforme, implicando un ahorro del 50% en el volumen de concreto necesario. Las losas nervadas destacan por su capacidad de carga, resistencia y versatilidad en el diseño.

e) Es esencial considerar las particularidades de cada proyecto al diseñar losas de cimentación postensadas para grandes complejos industriales, incluyendo cargas, nivel de servicio, áreas de concentración de cargas, efectos de temperatura, sistemas de anclaje, cargas móviles, tratamiento de suelos y cumplimiento de normativas. Cada elemento desempeña un papel crucial en el diseño estructural.

f) La metodología de diseño es una herramienta poderosa, pero su implementación debe ser guiada por el ingeniero estructural, quien juega un papel clave en la toma de decisiones para lograr una estructura que cumpla con parámetros técnicos, operativos, administrativos y financieros. Debe equilibrar factores para lograr una construcción segura, funcional y económicamente viable.

## 10. Evaluación del desempeño de las losas postensadas apoyadas sobre el terreno

### 10.1. Introducción

Esta sección se basa en la guía PTI DC10.8-18 (2018), proporcionando directrices esenciales para evaluar las losas postensadas en diversas condiciones del suelo, siendo fundamental para la estabilidad y seguridad en construcciones industriales. Las losas cumplen funciones vitales: proveen una base sólida para la estructura y transmiten cargas al suelo, evitando deformaciones. Es crucial abordar integralmente las causas y mitigar el movimiento de las losas debido a variaciones del suelo por condiciones climáticas.

Aunque los conceptos son fundamentales, pueden complementarse con técnicas avanzadas de evaluación. Estas cimentaciones no controlan el movimiento del suelo, sino que responden a él, experimentando deflexión e inclinación. El International Building Code establece criterios para resistir cambios diferenciales de volumen y evitar daños estructurales, permitiendo cierto deterioro estético, pero limitando el funcional y evitando el estructural. La observación visual y el estudio de la elevación del suelo son métodos para evaluar el desempeño de los cimientos. La determinación del desempeño debe considerar niveles de deterioro estético, funcional, estructural y el movimiento estimado de la cimentación por curvatura e inclinación, como se explica en esta sección.

### 10.2. Definiciones

A continuación, se presentan algunas definiciones complementarias:

**Plano de Elevación Ajustado.** Es el conjunto de elevaciones de puntos de datos, algunos de los cuales se ajustan verticalmente para conocer los espesores de revestimientos de los pisos, escalones, etc. o para conocer las pendientes de las diferentes zonas del proyecto.

**Elevaciones de referencia.** Son las primeras lecturas de elevación de un conjunto de puntos de datos con las que se compararán las mediciones futuras.



**Punto de referencia (Datum).** Es un punto de referencia conocido o establecido.

**Curvas de nivel.** Son líneas que unen puntos de igual elevación.

**Curvatura.** También conocida como deflexión, es una medida fuera del plano de la losa. La curvatura puede ser ascendente (forma de cúpula) o descendente (forma de plato). Puede deberse a la deflexión por flexión debida al movimiento del suelo, a las tolerancias de construcción o a la curvatura de los bordes debida a la contracción del concreto. La curvatura puede indicarse como un cociente en el que el numerador es 1 y el denominador es igual a la longitud de curvatura ( $L_c$ ) dividida por la distancia vertical entre el punto 2 y la línea recta trazada entre los puntos 1 y 3 ( $\Delta c$ ). La curvatura también puede indicarse como un porcentaje en el que la distancia vertical entre el punto 2 y la línea recta trazada entre los puntos 1 y 2 ( $\Delta c$ ) se divide por la longitud de curvatura ( $L_c$ ) y se multiplica por 100 para obtener un valor en (%). Los puntos 1 y 3 son puntos de datos separados al menos 7,50 m. El punto 2 es el punto a lo largo del perfil, definido como la mayor distancia de la línea recta trazada entre los puntos 1 y 3.

**Longitud de curvatura ( $L_c$ ).** Es la longitud horizontal de una línea recta trazada desde el punto 1 hasta el punto 3 de la cimentación. La longitud de curvatura mínima que debe utilizarse es de 7,5 m.

**Punto de datos.** Es el registro de la elevación medida en una posición conocida en el plano de la losa sobre el terreno. Los puntos de datos deben ser reproducibles, es decir, estar situados en zonas abiertas (no obstruidas) y no bajo obstáculos como muros o estanterías.

**Desperfectos.** Es un término general que se utiliza para describir fisuras, separaciones, desalineaciones, puertas que se pegan, ventanas que se pegan, juntas abiertas, materiales ondulados o abultados, etc. Los defectos deben corresponder a una o varias de las tres categorías siguientes:

- A. **Deterioro cosmético.** se define como un deterioro perceptible por los ocupantes de la edificación, pero que no afecta su funcionamiento ni la capacidad de los cimientos o la estructura para transmitir cargas. Ejemplos incluyen pequeñas separaciones y fisuras en muros, placas, techos y

revestimientos de ladrillo, juntas abiertas en revestimientos interiores y zócalos, o desniveles alrededor de puertas o ventanas. Es importante señalar que el deterioro estético puede deberse a factores como la contracción del material y/o movimiento térmico diferencial, no necesariamente vinculados al movimiento de los cimientos.

B. **Deterioro funcional.** se define como el deterioro que afecta el uso del edificio, como puertas o ventanas que se atascan, no se cierran o abren correctamente, desniveles en el suelo, desviaciones en superficies para caminar, entre otros. Estos problemas pueden ser causados por el movimiento de los cimientos, pero es importante tener en cuenta que también pueden originarse por factores no relacionados con este movimiento.

C. **Deterioro estructural.** Se define como el deterioro que afecta a la capacidad de los cimientos o de la estructura para transmitir cargas. Ejemplos de problemas estructurales que pueden ser causados por el movimiento de la cimentación incluyen, pero no se limitan a, separaciones, grietas o distorsiones de los miembros de soporte estructural, tales como montantes, columnas, vigas, viguetas o elementos de cimentación, de tal manera que los miembros ya no pueden soportar con seguridad su carga de diseño basada en la resistencia o rigidez.

La **Elevación** de un punto de datos es la distancia vertical medida del punto bajo estudio. Las elevaciones suelen medirse y registrarse con una precisión de 5 mm.

**Movimiento del cimiento.** Es un término general utilizado para describir el movimiento acumulativo de los cimientos referidos a losas apoyadas sobre el terreno. Este movimiento no puede determinarse fácilmente a partir de un único estudio de elevación del suelo. Sólo puede estimarse a partir de un plano de elevación con cambio temporal.

**Forma de la superficie de la cimentación.** Es un término general utilizado para describir la superficie total de la cimentación de la losa sobre el terreno.

**Perfil de sección de la cimentación.** Se define como el perfil de una sección transversal específica localizada en cualquier punto de la cimentación.

**Contracción del material (Shrinkage).** Se define como la reducción del volumen de un material, debido, entre otras cosas, a la pérdida de humedad.

**Punto de referencia (también conocido como datum de referencia).** es la ubicación utilizada en el cálculo de elevaciones que varían con el tiempo. Puede ser un punto interior o exterior que se presume mantiene una elevación constante entre levantamientos. Generalmente, se elige cerca del centro de la cimentación en suelos expansivos o en el perímetro en formaciones de suelo no sujetas a cambios de humedad.

**Separación.** Es el alejamiento de dos materiales de construcción adyacentes. Una separación puede producirse en una junta de materiales de construcción comunes o en una junta entre materiales de construcción distintos.

**Asentamiento.** Es un proceso por el cual el volumen del suelo se reduce bajo la acción de la carga o pérdida de humedad. El asentamiento inmediato es la deformación elástica del suelo seco, de los suelos húmedos o saturados sin cambio en el contenido de humedad.

- A. **El asentamiento por consolidación primaria.** Es el cambio de volumen en suelos saturados debido al flujo de agua de los poros.
- B. **Asentamiento por Compresión Secundaria.** Es el ajuste plástico del tejido del suelo.

**Contracción del suelo (Shrinkage).** Es la disminución parcialmente recuperable del volumen (vertical y lateral) del suelo expansivo debido a la disminución de la humedad.

**Expansión del suelo (Swelling).** Es el aumento parcialmente recuperable del volumen (vertical y lateral) del suelo expansivo debido al aumento de la humedad.

**Subsidencia.** Se define como el asentamiento local en un área extensa, causado con mayor frecuencia por la extracción o retirada de aguas subterráneas, pero también podría ser generado por la extracción de petróleo y gas, la minería, el llenado de una presa (a menudo desencadenando eventos sísmicos menores), el colapso de suelos (debido al aumento de las aguas subterráneas), el drenaje de suelos orgánicos, la compactación natural, etc.

**Plano de elevación del levantamiento.** Es el conjunto de elevaciones de puntos de datos brutos (ajustados o sin ajustar, según se indique en el plano) registrados durante un levantamiento de elevación del suelo.

**Inclinación.** También conocida como inclinación global o planar, se cuantifica como la diferencia vertical entre dos puntos de datos ( $\Delta_T$ ) dividida por la longitud de inclinación ( $L_T$ ). La inclinación puede expresarse como una relación donde el numerador es 1 y el denominador es igual a la longitud de inclinación ( $L_T$ ) dividida por la diferencia vertical entre los dos puntos de datos ( $\Delta_T$ ). La inclinación también se puede expresar como un porcentaje donde la diferencia vertical entre dos puntos de datos ( $\Delta_T$ ) se divide por la longitud de inclinación ( $L_T$ ) y se multiplica por 100 para obtener un valor de (%). La inclinación sólo debe calcularse en todo el ancho, longitud o distancia diagonal de la cimentación. Al calcular la inclinación de una superficie, se debe recordar que ésta es una medida plana de la rotación de un cuerpo rígido y, como tal, requiere que se desplace más de una esquina de la cimentación.

**Longitud de inclinación ( $L_T$ ).** Es la medida horizontal completa de longitud, ancho o distancia diagonal de una cimentación.

**Plano de elevaciones de cambios en el tiempo.** Es el conjunto de cambios en la elevación de puntos de datos comunes entre dos levantamientos. Si no se dispone de un levantamiento original conforme a la obra o de un levantamiento anterior, como suele ser el caso, se puede utilizar una forma de superficie de cimentación supuesta conforme a la obra como elevaciones de referencia. La precisión del plano de elevaciones con cambio temporal depende totalmente de la selección del punto de referencia.

### **10.3. Movimiento de las Losas de Cimentación**

A continuación, se expone una síntesis de las causas y la mitigación del movimiento de los cimientos. Se aclara, que no es objeto de la presente guía académica profundizar en estos temas y por lo tanto, se deberán revisar otros documentos para obtener información adicional complementaria.

#### **10.3.1. Causas de los movimientos de cimentación.**

Casi todos estos movimientos ocurren debido al desplazamiento de los suelos subyacentes. Existen muchos tipos de movimientos del suelo. Algunos de los más comunes son el asentamiento, la contracción, el hundimiento y la expansión. En algunos casos, los desplazamientos del suelo no se detectan o no son perjudiciales porque son pequeños o son suficientemente uniformes en toda el área de la cimentación. Éstos, también pueden no ser detectados porque la cimentación tiene suficiente resistencia y rigidez para responder al movimiento del suelo sin causar afectaciones. Sin embargo, cuando el desplazamiento es grande o no uniforme, es probable que se detecte y pueda causar problemas. Cuando la cimentación no tiene suficiente resistencia o rigidez, el movimiento del suelo probablemente cause grandes afectaciones.

#### **10.3.2. Mitigación del movimiento de la cimentación.**

Mitigación del movimiento de la cimentación implica, en primer lugar, diseñar y construir la cimentación con base en información geotécnica adecuada y utilizando procedimientos recomendados de preparación del terreno. El diseño geotécnico debe incorporar datos sobre el suelo y el clima, mientras que el diseño estructural debe cumplir con los parámetros geotécnicos, los requisitos de los Códigos de diseño y los estándares de construcción locales. Posterior a la construcción, la mitigación del movimiento de los cimientos se puede lograr implementando diversos métodos. Estos incluyen el mantenimiento, la mejora de la nivelación y el drenaje adecuado alrededor de los cimientos, la adición de canaletas en el tejado con extensiones de bajantes, drenajes subterráneos en el jardín, un programa de riego durante sequías prolongadas, y el mantenimiento o eliminación de plantaciones cercanas a los cimientos.

En casos de movimientos significativos, las técnicas de mitigación pueden involucrar reparaciones estructurales, como pilotes y pilas, además de barreras contra la humedad y raíces.

#### **10.4. Evaluación del movimiento de la cimentación.**

Los aspectos del movimiento de la cimentación que deben ser considerados en el método presentado en esta guía académica de diseño, incluyen, pero no se limitan a:

A. Se anticipa que las cimentaciones en suelos expansivos experimentarán movimiento debido a cambios de volumen del suelo, siendo necesario para garantizar resistencia y rigidez adecuadas y permitir cierto deterioro estético, limitar el funcional y evitar el estructural.

B. Los cimientos raramente se construyen perfectamente planos y nivelados.

C. Diferencias en las elevaciones del piso pueden deberse a tolerancias de construcción o contracción del concreto, no necesariamente al movimiento de la fundación, si no hay problemas estéticos asociados.

D. Los límites de movimiento especificados en este documento para curvatura e inclinación deben correlacionarse con daños medibles fuera de los valores de tolerancia.

E. Pequeñas fisuras en fachadas u otros revestimientos no siempre están relacionadas con el movimiento de los cimientos, pudiendo deberse a factores distintos.

F. El movimiento de los cimientos puede derivar de diversos factores, incluyendo cambios en el volumen del suelo, contracción o expansión de suelos arcillosos, asentamientos, preparación inadecuada del subsuelo y fenómenos meteorológicos anómalos.

G. El movimiento de los cimientos puede ocurrir durante la construcción, y los contratistas suelen nivelar superficies arquitectónicas para compensar. La totalidad del movimiento puede no reflejarse en la edificación, especialmente en programas de construcción largos o múltiples ciclos climáticos.

H. Existe un período de "asentamiento" de los cimientos después de la ocupación, generalmente de 12 a 24 meses.

I. En ciertos climas, se pueden experimentar movimientos estacionales del suelo debido a cambios meteorológicos.

J. Problemas imprevistos no incluidos en el diseño inicial, como colocación inadecuada de jardineras, eliminación de vegetación, fugas de plomería, falta de riego, drenaje inadecuado, entre otros, pueden causar movimiento de los cimientos y deben ser abordados adecuadamente.

K. En suelos expansivos, edificios más antiguos tienen una mayor probabilidad de sufrir movimiento de cimentación, lo que puede resultar en problemas cosméticos y funcionales.

L. Incluso si se cumplen los criterios de curvatura e inclinación, pueden surgir problemas estéticos y funcionales localizados debido a diversas causas, que deben abordarse mediante procedimientos adecuados de construcción y mantenimiento.

#### **10.4.1. Toma de Datos**

Los elementos incluidos en la toma de datos pueden consistir en una recopilación de información, revisión de documentos, observaciones visuales, un estudio de elevación del suelo o datos adicionales.

A. **Recopilación de la Información.** Se puede entrevistar al propietario, ocupante, cliente, contratista o constructor, ingeniero de diseño, funcionarios de la edificación u otras partes relevantes, si están disponibles, para obtener cualquier información relativa a la historia y cualquier problema pasado o presente conocido de la cimentación, edificio o del sitio.

B. **Revisión de Documentos.** El informe geotécnico original y cualquier informe geotécnico o apéndice posterior, los planos de construcción originales y cualquier plano de construcción posterior o revisado, los informes de observación de la fase de construcción, los cálculos de

ingeniería estructural y otros documentos relevantes, si están disponibles, pueden ser revisados para obtener información de fondo. La evaluación de una losa sobre el suelo no requiere la documentación precedente, pero la revisión de dicha documentación puede ayudar a determinar la causalidad.

C. **Observaciones Visuales.** Es un método para evaluar el comportamiento de los cimientos, basado en la detección visual de daños en la cimentación, estructura y acabados del edificio debido al movimiento de la cimentación. Los patrones de deterioro asociados con este movimiento incluyen fisuras en el revestimiento exterior, grietas en las superficies interiores, separaciones en la unión de revestimientos de ladrillo y marcos de puertas/ventanas, fisuras en paredes y techos interiores, marcos de puertas fuera de escuadra, separaciones en elementos de entramado superior y pisos inclinados. Se debe tener en cuenta que no todos los problemas son causados por el movimiento de los cimientos; otras causas incluyen movimientos térmicos, contracción normal del concreto, desplazamiento estructural por cargas externas, diseño estructural inadecuado, fijación incorrecta de muros interiores, mala calidad de construcción y materiales deficientes. Se recomienda documentar las observaciones visuales para futuras referencias y comparaciones. Los desperfectos pueden clasificarse en una o varias de las tres categorías siguientes: Deterioro Estético, Deterioro Funcional y Deterioro Estructural.

D. **Estudio de la Elevación del Suelo.** Se concentra generalmente en el primer piso y utiliza un dispositivo de medición de nivel con una precisión de  $\pm 5$  mm o superior. Aunque un nivel de burbuja puede ser útil para algunas determinaciones secundarias, no es adecuado para medir la pendiente general de los cimientos debido a su limitada precisión. El equipo debe calibrarse y mantenerse según las recomendaciones del fabricante para asegurar mediciones precisas. La cantidad de mediciones depende del tamaño, disposición y forma de la cimentación. Se sugiere realizar



mediciones a unos 3,0 m de distancia y considerar cotas sobre la superficie de los cimientos, el suelo acabado o una hilada de ladrillo ajustada a una referencia. La medición de la parte superior del bordillo alrededor del perímetro de pisos con pendientes establecidas es otro método para evitar la pendiente de estos suelos. Para facilitar futuras mediciones, el plano que presenta las cotas registradas debe etiquetarse adecuadamente, indicando todos los espacios. Es crucial que los levantamientos de elevaciones de pisos contengan suficiente información para ser reproducibles y útiles en evaluaciones posteriores.

E. **Datos Adicionales.** Dependiendo de su disponibilidad y necesidad, los elementos adicionales que pueden ser utilizados al evaluar el desempeño de la cimentación incluyen, pero no se limitan a:

- Muestreo y ensayos geotécnicos para identificar el tipo de suelo y el contenido de humedad.
- Toma de muestras de concreto.
- Análisis petrográfico.
- Pruebas geofísicas.
- Monitoreo de las aguas subterráneas.
- Fotografías aéreas y mapas topográficos.
- Excavación de cimientos (comúnmente denominados pozos de prueba).
- Datos pluviométricos.

#### **10.4.2. Evaluación de los Datos**

A. **Plano de la Edificación.** Debe hacerse un plano de la planta de la edificación. A veces resulta útil incluir la distribución de los espacios, indicando sus nombres, e ilustrar los equipos y otros accesorios permanentes. Si procede, el plano puede ser sólo del edificio o puede incluir elementos adicionales como dependencias, patios, calzadas, aceras, árboles, arbustos grandes, pendientes de drenaje, zanjas de drenaje, desagües del sistema de drenaje del tejado y bermas.

B. **Plano o inventario de desperfectos.** Se emplea para documentar los daños observados en el interior y exterior del edificio durante la investigación. Se recomienda complementar la documentación con fotografías para futuras referencias y comparaciones. Los desperfectos pueden clasificarse en Deterioro Estético, Deterioro Funcional y Deterioro Estructural. A diferencia de las mediciones de elevación del suelo, que suelen limitarse a la primera planta, los daños se registran en todos los niveles de la estructura interior y exterior, incluyendo áticos si es pertinente. El plano debe registrar la ubicación, dirección y tipo de material de los desperfectos, indicando si se encuentran en techo, suelo o pared; encima o debajo de ventanas o puertas; dirección de inclinación de jambas de puertas fuera de escuadra; y señales de reparaciones anteriores. Se deben anotar las anchuras y longitudes aproximadas de grietas y separaciones. Daños en niveles superiores pueden tener menos relación con el movimiento de cimientos, ya que problemas en estos niveles pueden ser causados por defectos en el armazón.

C. **Planos de alzado o elevación del suelo.** Un estudio de altimetría o de elevación del suelo es un método común para evaluar el comportamiento de las losas de cimentación. Estos datos pueden ser utilizados para estimar el movimiento de la cimentación como se indica en este documento. Es importante tener en cuenta que no todas las diferencias de elevación medidas se deben al movimiento de los cimientos. Otros factores que pueden causar diferencias de elevación son las tolerancias de construcción y la curvatura del borde de la losa debido a esfuerzos de contracción del concreto.

- D. **Plano de elevación ajustado.** Un plano de elevación ajustado representa los datos de elevación ajustados a una superficie de referencia. Los ajustes son necesarios para tener en cuenta las diferencias en los espesores de revestimientos de los pisos, escalones y superficies con pendientes construidas (como garajes, terrazas y patios). Además, es necesario ajustar las elevaciones tomadas sobre revestimientos de ladrillo o techos. Este plano representa una aproximación de la forma real de la superficie de los cimientos en el momento de la medición. Este plano por sí solo no puede utilizarse para estimar el movimiento de los cimientos. Sin embargo, éste plano en combinación con otros documentos como los planos as-built pueden ser utilizados para estimar el movimiento de la cimentación.
- E. **Plano de elevación con cambio de tiempo.** Ilustra las variaciones entre dos levantamientos en fechas diferentes para estimar el movimiento de la cimentación. La suposición de que los cimientos se colocaron planos y nivelados se utiliza para crear un plano de cambio de tiempo, aunque rara vez es precisa. Dado que pocos cimientos se colocan perfectamente, puede haber un diferencial de elevación inicial. Un estudio demostró diferencias de hasta 5 a 56 mm. La tolerancia de construcción varía, y al usar elevaciones del suelo supuestas, se puede optar por un rango de valores para el movimiento estimado de la cimentación. Se requiere un punto de referencia estático para calcular el plano, comúnmente elegido cerca del centro en suelos expansivos. La ubicación del punto debe registrarse y la precisión depende de un punto de referencia estático; si no lo es, la precisión se ve comprometida.
- F. **Plano de curvas de nivel con cambio de tiempo.** A menudo resulta ventajoso añadir curvas de nivel a los datos de elevación ajustados. Las curvas de nivel proporcionan una representación visual de la forma de la superficie de la cimentación en el momento del levantamiento. Se pueden utilizar métodos establecidos para interpolar puntos de datos para crear

contornos de nivel. Las curvas de nivel en un plano de elevación de cambio de tiempo, proporcionan una representación visual de la dirección y el grado en que una fundación se ha movido.

## **10.5. Criterios Para El Movimiento De Los Cimientos**

Los criterios para el Movimiento de los Cimientos establecen pautas para evaluar el desempeño frente al movimiento de los cimientos. Los criterios se cuantifican para el movimiento estimado, no para las diferencias de elevación del suelo de un único estudio. Las tolerancias consideran la precisión de las lecturas de elevación, y para el dispositivo de nivelación, podrían ser de hasta  $\pm 10$  mm. Las suposiciones, como la forma de la superficie de la cimentación o el punto de referencia estático, deben determinarse por el profesional a cargo del proyecto.

### **10.5.1. Curvatura**

La mayor parte del daño inducido en una edificación por el movimiento de la cimentación es causada por la curvatura, más que por la inclinación de la cimentación. Por lo tanto, el límite recomendado para la curvatura es mucho más bajo que el límite recomendado para la inclinación.

**La curvatura debida al movimiento de los cimientos, medida en una longitud mínima de 7,50 m, se limitará a 1/360 o 0,28%.**

Cuando la curvatura alcanza 1/360 o 0,28%, puede haber problemas estéticos, funcionales y estructurales. Se debe verificar que cualquier deterioro observado esté asociado con la curvatura del movimiento de la cimentación. La evaluación y el cálculo de la curvatura se presentarán en las secciones siguientes.

### **10.5.2. Inclinación**

La inclinación de la cimentación debida al movimiento de la misma, normalmente no produce un daño excesivo en el edificio. Por lo tanto, es razonable establecer un límite recomendado más alto para la inclinación que para la curvatura.

**La inclinación debida al movimiento de la cimentación, medida de borde a borde del cimiento, se limitará a 1/100 o 1,0%.**

Las irregularidades funcionales derivadas de la inclinación incluyen, entre otros, los siguientes:

- Desnivelación de las superficies, como pisos, zonas de almacenamiento, patios, básculas, etc.
- Pendiente reducida o invertida de bajantes de tejado, desagües de fontanería o zonas inclinadas tal y como se construyeron, como suelos de garajes y patios.
- Puertas que se abren o cierran solas (es decir, puertas fantasmas).

La inclinación también puede causar daños estructurales. Ejemplos de daños estructurales causados por la inclinación incluyen, pero no se limitan a:

- Mampostería que gira fuera de la plomada de tal manera que el centro de gravedad del muro se encuentra fuera del tercio central en la base.
- Elementos estructurales verticales (columnas) que se inclinan o se doblan de tal forma que la integridad estructural se ven comprometida.

### **10.5.3. Ecuaciones**

Esta sección incluye las ecuaciones que deben ser usadas en conjunto con los criterios de movimiento de fundación, así como varios ejemplos para calcular la curvatura y la inclinación.

#### **A. Ecuaciones**

El método presentado para calcular la curvatura y la inclinación es el siguiente:

## **Curvatura**

Puntos 1 y 3 = Puntos de datos separados por al menos 7,50 m.

Punto 2 = El punto a lo largo del perfil de la sección de la cimentación, que genera la mayor distancia de la línea recta trazada entre los puntos 1 y 3.

$\Delta_c$  = Distancia vertical entre el punto 2 y la línea recta trazada entre los puntos 1 y 3. (mm)

$L_c$  = Distancia horizontal entre los puntos 1 y 3. (mm)

$$\text{Curvatura} = 1/(L_c/\Delta_c) \quad (\text{D.1})$$

$$\text{Curvatura (\%)} = (\Delta_c/L_c) \times 100 \quad (\text{D.2})$$

## **Pendiente o Inclinación**

Puntos A y B = Puntos de datos en el borde de la cimentación separados al menos por el ancho del cimientó.

$\Delta_T$  = Diferencia vertical entre los puntos A y B. (mm)

$L_T$  = Longitud horizontal entre los puntos A y B. (mm)

$$\text{Inclinación} = 1/(L_T/\Delta_T) \quad (\text{D.3})$$

$$\text{Inclinación (\%)} = (L_T/\Delta_T) \times 100 \quad (\text{D.4})$$

Se debe tener en cuenta lo siguiente:

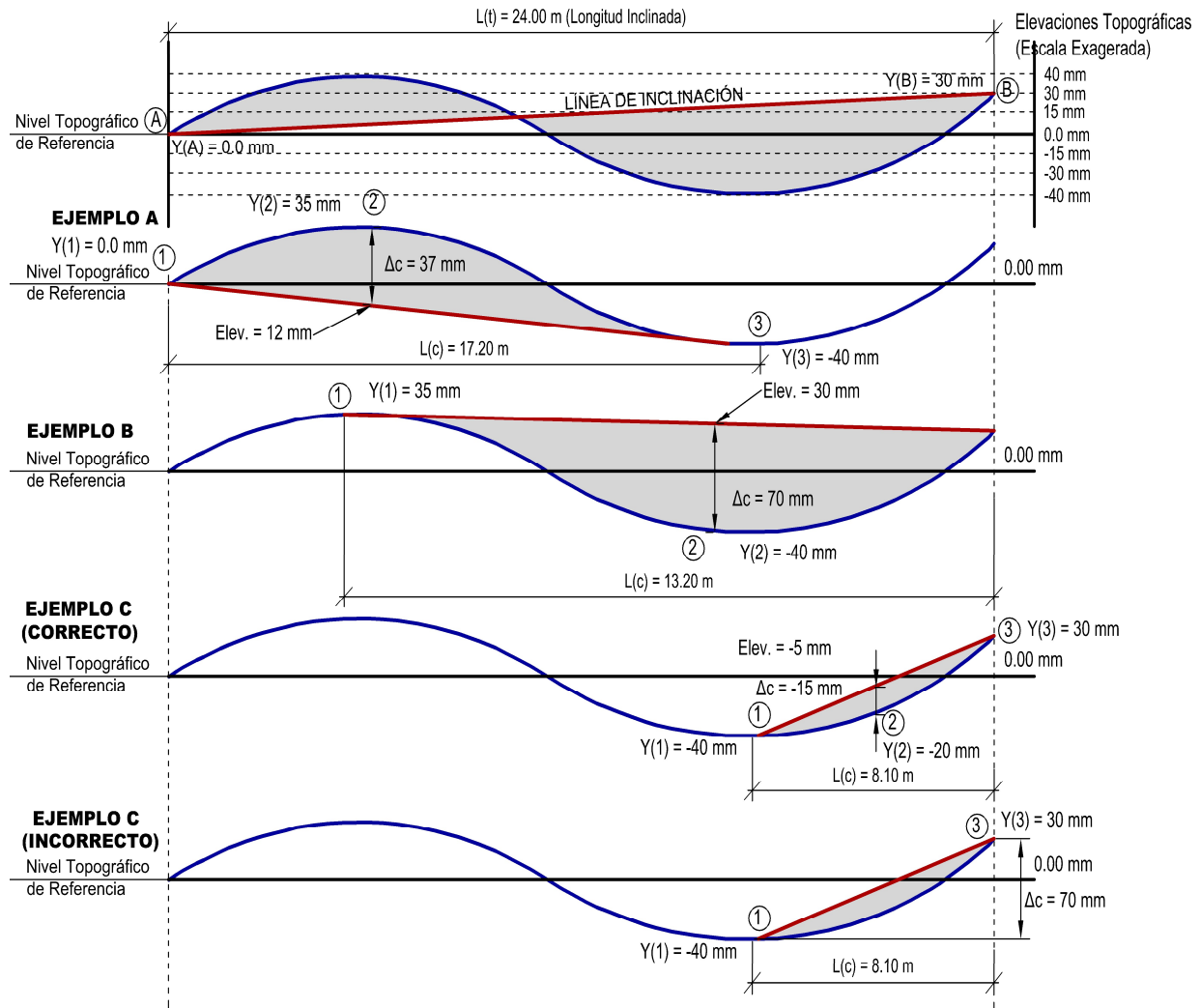
- Las longitudes ( $L_C$ ,  $L_T$ ) y las diferencias de elevación del levantamiento ( $\Delta_C$ ,  $\Delta_T$ ) se miden en dirección horizontal y vertical, respectivamente. La gran mayoría de los movimientos de cimentación no son lo suficientemente grandes como para justificar el uso de las longitudes de las pendientes y las diferencias de elevación perpendiculares a la superficie inclinada.
- La longitud de curvatura ( $L_C$ ) puede estar en cualquier punto a lo largo de la cimentación, ya sea en direcciones ortogonales o sesgadas.
- La longitud de inclinación ( $L_T$ ) se considera sobre un tramo que se extiende de borde a borde de la cimentación en cualquier dirección, ya sea en direcciones ortogonales o sesgadas. La inclinación sólo debe calcularse en toda el ancho, longitud o diagonal de la cimentación. Al calcular la inclinación de una superficie, se debe recordar que la inclinación es una medida plana de la rotación de un cuerpo rígido y, como tal, requiere que se desplace más de una esquina.

Las elevaciones pueden tomarse directamente de mediciones topográficas o pueden extraerse de un plano de curvas de nivel para calcular la curvatura o la inclinación.

## 10.6. Ejemplos de cálculo

A continuación, se presentan varios ejemplos para calcular la curvatura y la inclinación utilizando las ecuaciones del apartado anterior.

Figura 10.1. Figura de ejemplos de cálculo.



Nota. Adaptada de PTI DC10.8-18 (2018).



### Cálculo de la pendiente.

De acuerdo al perfil de la figura anterior, tenemos:

$$\Delta_T = 30 \text{ mm} - 0.0 \text{ mm} = 30 \text{ mm} \text{ (diferencia vertical entre los puntos A y B).}$$

$$LT = 24.00 \text{ m} \text{ (distancia horizontal entre los puntos A y B).}$$

$$\text{Inclinación} = \frac{1}{(24000/30)} = 1/800$$

$$\text{O Inclinación (\%)} = (24000 / 30) \times 100 = 0,13\%$$

### Cálculo de la curvatura.

Tabla 10.1. Ejemplo cálculo de la curvatura.

Ejemplo	Lc (mm)	Y1 (mm)	Y2 (mm)	Y3 (mm)	$\Delta C$ (mm)	Curvatura
A	17200	0	35	-40	37	1/465 0.22%
B	13200	35	-40	30	70	1/189 0.53%
C (correcto)	8100	-40	-20	30	15	1/540 0.19%

Nota. Elaboración propia.

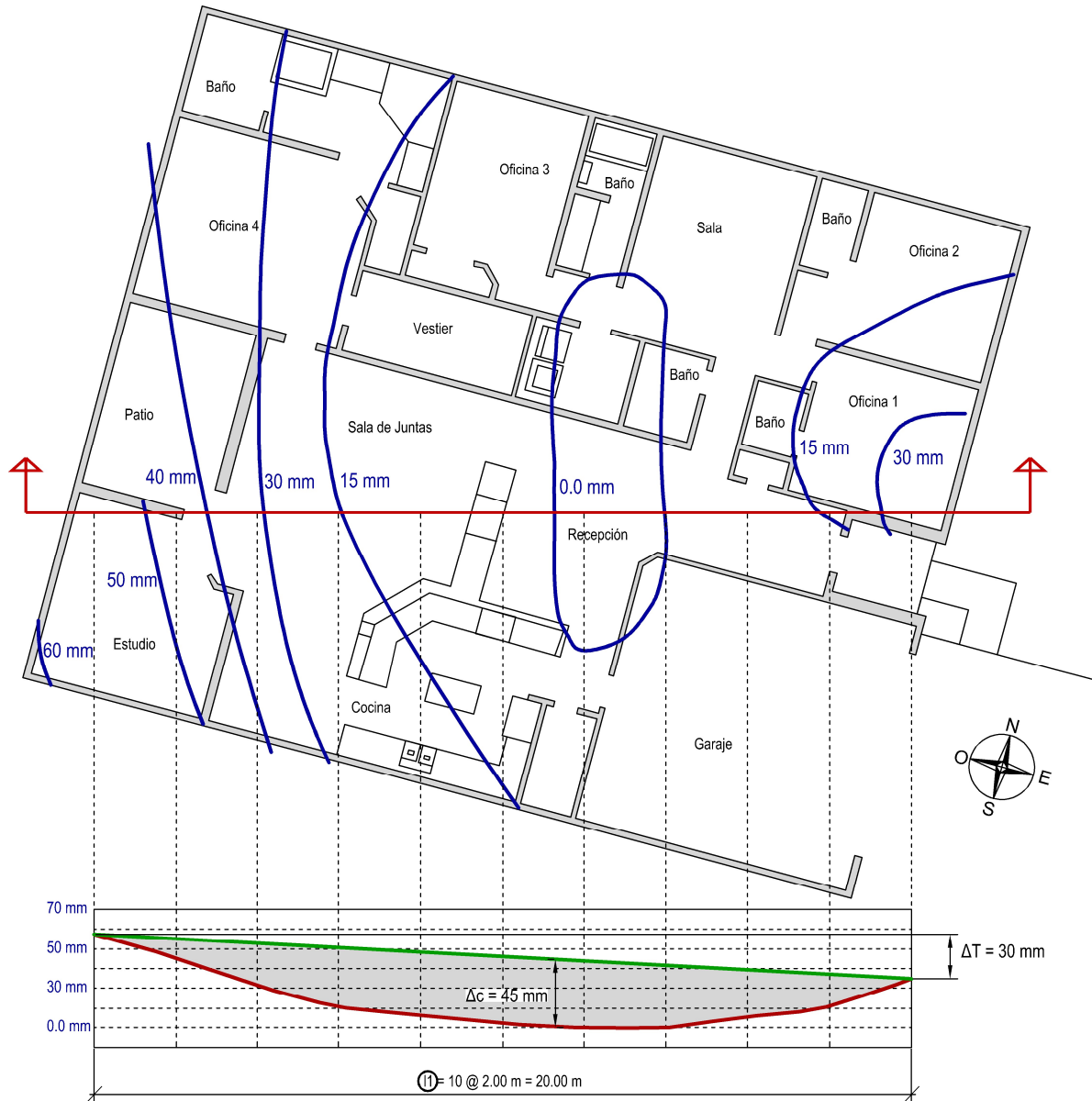
Para este ejemplo, C es inferior a 1/360 o 0,28% que es el límite del criterio de curvatura, mientras que B es muy superior a 1/360 o 0,28% y A está dentro de la tolerancia indicada en este capítulo.

El ejemplo C (incorrecto) muestra un error común en el cálculo de la curvatura. No es correcto tomar la distancia vertical entre los puntos de datos 1 y 3 en lugar de la distancia vertical entre el punto de datos 2 y una línea recta entre los puntos de datos 1 y 3, como se muestra en el Ejemplo C (correcto).

### 10.6.1. Ejemplos Utilizando Elevaciones y Contornos de nivel.

A continuación, se presentan ejemplos que muestran cómo a partir de lecturas ajustadas de elevación de cambio de tiempo y contornos de nivel, se crea un perfil de estudio y de este modo, verificar la curvatura e inclinación en cualquier dirección o sección vertical a través de una cimentación.

Figura 10.2. Ejemplo 1. Cálculo de inclinación y curvatura.



Nota. Adaptada de PTI DC10.8-18 (2018).

### Cálculo de la curvatura.

$$\text{Curvatura} = 1 / (20\,000 / 45) = 1 / 445 = 0.23 \% \checkmark \text{ Cumple}$$

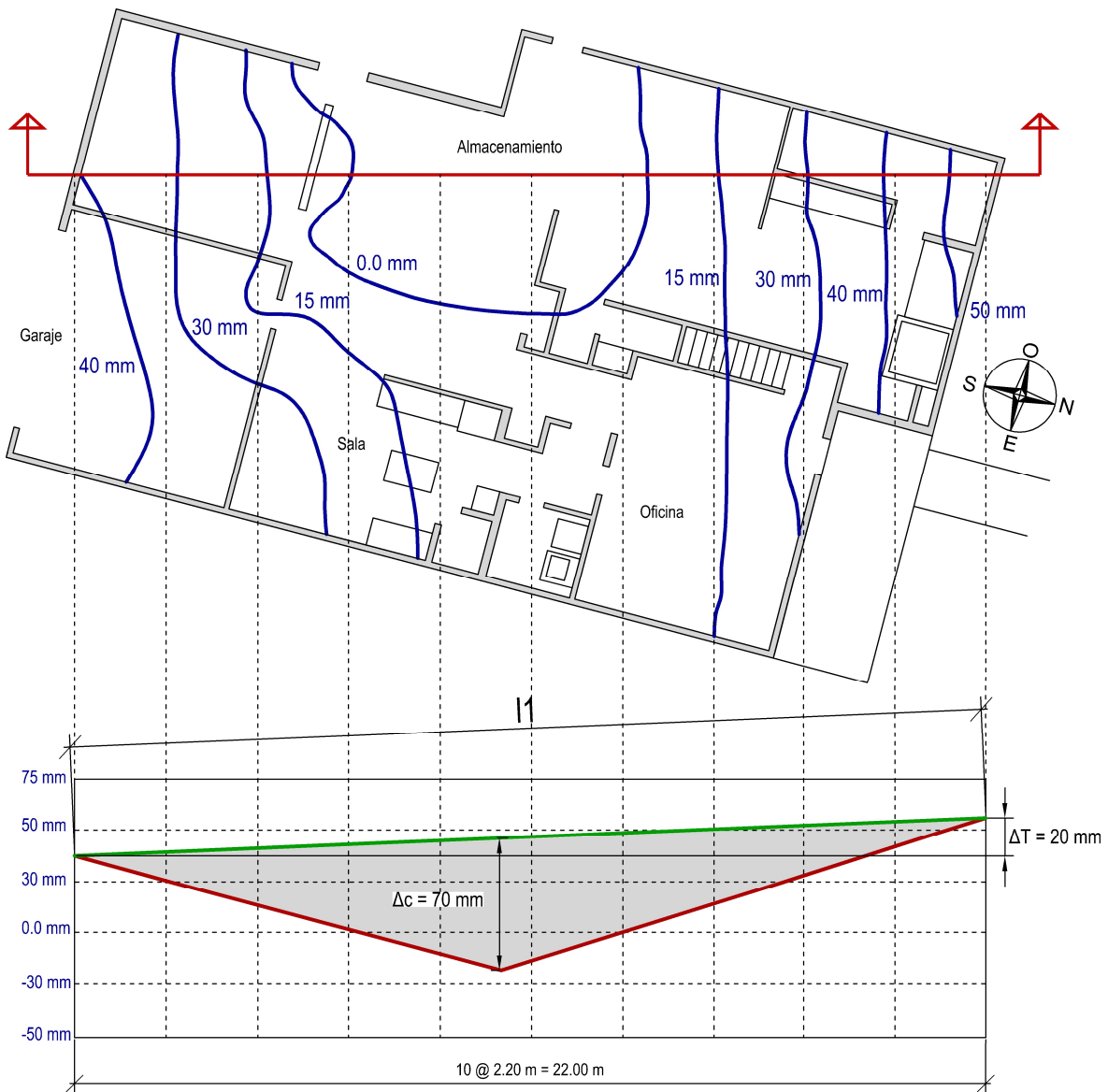
$$\text{Límite recomendado} = 20\,000 / 360 = 55 \text{ mm en } 20.00 \text{ m} = 1 / 360 = 0.28 \%$$

### Cálculo de la inclinación.

$$\text{Inclinación} = 1 / (20\,000 / 30) = 1 / 667 = 0.15 \% \checkmark \text{ Cumple}$$

$$\text{Límite recomendado} = 1 / 100 = 1.00 \%$$

Figura 10.3. Ejemplo 2. Cálculo de inclinación y curvatura.



Nota. Adaptada de PTI DC10.8-18 (2018).

### Cálculo de la curvatura.

$$\text{Curvatura} = 1 / (22\,000 / 70) = 1 / 314 = 0.31 \% \quad \times \text{ No Cumple}$$

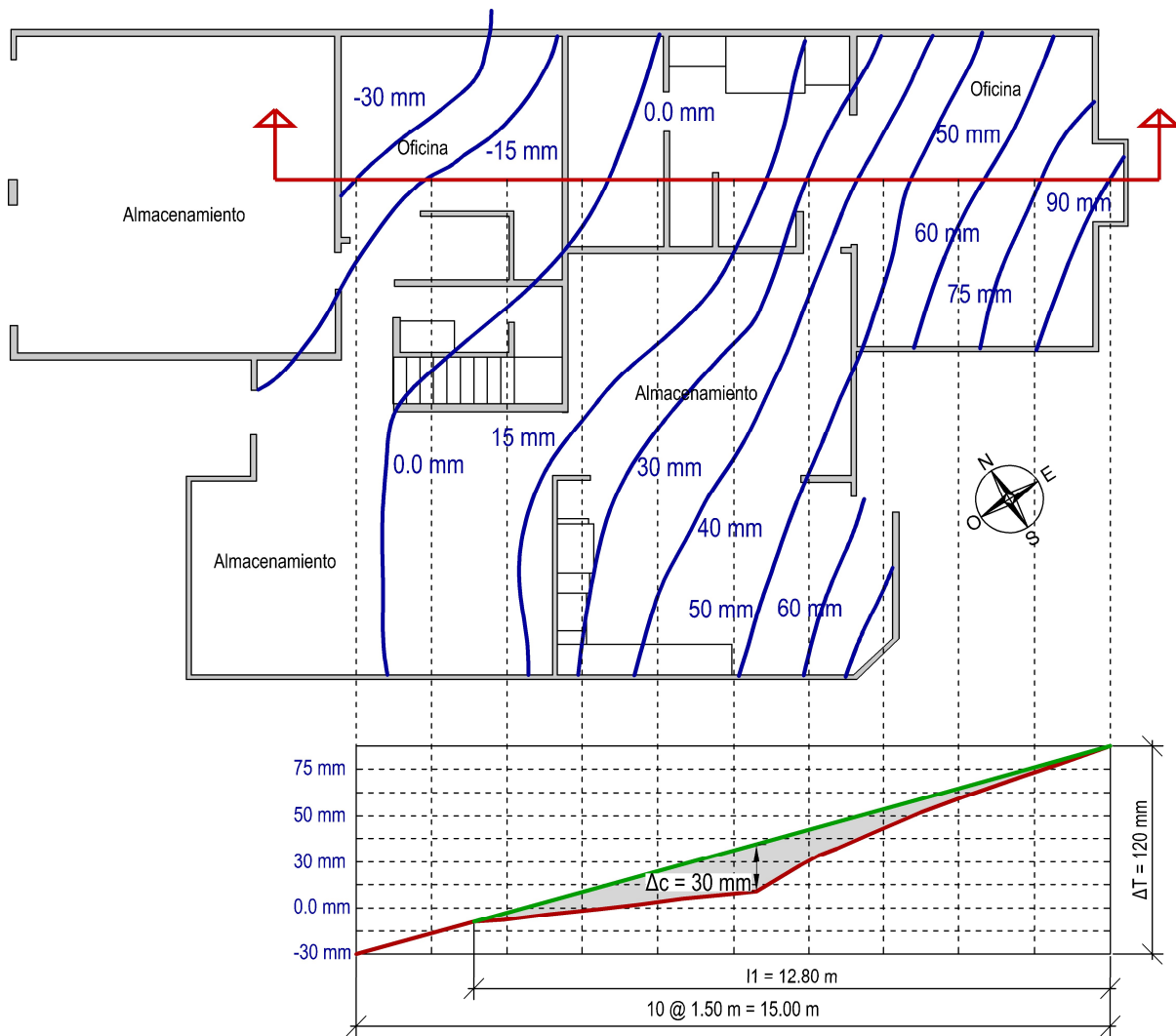
$$\text{Límite recomendado} = 22\,000 / 360 = 61 \text{ mm en } 22.00 \text{ m} = 1 / 360 = 0.28 \%$$

### Cálculo de la inclinación.

$$\text{Inclinación} = 1 / (22\,000 / 20) = 1 / 1100 = 0.09 \% \quad \checkmark \text{ Cumple}$$

$$\text{Límite recomendado} = 1 / 100 = 1.00 \%$$

Figura 10.4. Ejemplo 3. Cálculo de inclinación y curvatura.



Nota. Adaptada de PTI DC10.8-18 (2018).

### **Cálculo de la curvatura.**

Curvatura =  $1 / (12\ 800 / 30) = 1 / 427 = 0.23\ \% \checkmark$  No Cumple

Límite recomendado =  $12\ 800 / 360 = 36\ \text{mm en } 12.80\ \text{m} = 1 / 360 = 0.28\ \%$ .

### **Cálculo de la inclinación.**

Inclinación =  $1 / (15\ 000 / 120) = 1 / 125 = 0.80\ \% \checkmark$  Cumple

Límite recomendado =  $1 / 100 = 1.00\ \%$ .

## **10.7. Criterios para la Evaluación del Desempeño de la Fundación.**

Los criterios para la Evaluación del Desempeño establecen que el comportamiento de una cimentación puede calificarse como "aceptable", "inaceptable" o "marginal". Esto depende de los niveles de deterioro estético, funcional, estructural y el movimiento estimado de la cimentación por curvatura e inclinación. Se debe considerar el historial de reparaciones anteriores al evaluar el deterioro. Un valor extremo en cualquiera de los criterios podría llevar a una evaluación de "inaceptable". En situaciones no concluyentes, se define el rendimiento como "marginal", recomendando pruebas adicionales y estudios de suelos. A continuación, se enumeran otros casos posibles.

**Caso 1.** Si la curvatura excede el límite de  $1/360$  o  $0,28\%$  y no ha provocado daños estructurales, daños funcionales limitados o daños estéticos moderados, el rendimiento de la cimentación puede considerarse "aceptable". Por el contrario, si la curvatura ligeramente inferior a  $1/360$  o  $0,28\%$  ha provocado algún tipo de deterioro estructural y un deterioro funcional excesivo o un deterioro estético grave, el rendimiento de la cimentación puede considerarse "inaceptable".

**Caso 2.** Si la inclinación ligeramente superior a  $1/100$  o  $1,0\%$  no ha provocado ningún daño estructural, un daño funcional limitado o sólo un daño estético moderado, el comportamiento del suelo que soporta la cimentación puede considerarse "aceptable". Por el contrario, si la inclinación ligeramente inferior a  $1/100$  o  $1,0\%$  ha dado lugar a cualquier deterioro estructural y a un deterioro funcional excesivo o a un deterioro estético grave, el comportamiento de la cimentación puede considerarse "inaceptable."

**Caso 3.** Si la curvatura supera significativamente  $1/360$  o  $0,28\%$  (por ejemplo,  $1/200$ ), el desempeño de la cimentación podría considerarse "inaceptable."

**Caso 4.** Si la inclinación supera significativamente  $1/100$  o  $1\%$  (por ejemplo,  $1/55$  o  $1,8\%$ ), el rendimiento de la cimentación podría considerarse "inaceptable."

Este documento no detalla las pautas para implementar medidas correctivas en caso de rendimiento "inaceptable" de la cimentación. Es crucial destacar una distinción esencial cuando la evaluación de una cimentación inaceptable se basa en la curvatura en comparación con la inclinación. La curvatura que supera el límite recomendado puede deberse a diversos factores, como el movimiento del suelo más allá de los parámetros de diseño, un diseño estructural inadecuado, construcción incorrecta de la cimentación o excesivas fisuras por contracción del concreto. En contraste, la inclinación que excede el límite recomendado es causada por el movimiento del suelo y no está vinculada al diseño estructural, la construcción de la cimentación o fisuración por contracción del concreto. El contenido de esta sección se resume a continuación.

- Existen muchos tipos de movimientos del suelo. Algunos de los tipos más comunes de movimiento incluyen asentamientos, contracción, hundimiento y expansión del suelo. La curvatura debida al movimiento de la cimentación, medida en una longitud mínima de  $7,5$  m, debe limitarse a  $1/360$  o  $0,28\%$ .

- La inclinación debida al movimiento de los cimientos, medida de borde a borde de los cimientos, debe limitarse a  $1/100$  o  $1\%$ . Pueden utilizarse tolerancias para los criterios de movimiento de los cimientos.

- La determinación de si el comportamiento de una cimentación es "aceptable", "inaceptable" o "marginal" depende de los niveles asociados de deterioro estético, deterioro funcional, deterioro estructural y el movimiento estimado de la cimentación descrito por la curvatura y la inclinación.

- En el caso de un comportamiento "marginal" de los cimientos, se deben realizar pruebas adicionales y estudios de suelos. Este documento no proporciona directrices para medidas correctivas en el caso de un comportamiento "inaceptable" de los cimientos.

## Bibliografía

- ACI 223R-10. (2010). *Guide for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete*.
- ACI 231R-10. (2010). *Report on Early-Age Cracking*.
- ACI 302.2R-06. (2016). *Guide for Concrete Slabs that Receive Moisture-Sensitive Flooring Materials*.
- ACI 318-19. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*.
- ACI 360R-10. (2010). *Guide to Design of Slabs-on-Ground*.
- ACI 423.7-14 (2014). *ACI-ASCE Committee 423. (2014). Specification for unbonded single-strand tendon materials (ACI SPEC-423.7-14)*. American Concrete Institute.
- ACI302.1R-15. (2015). *Guide to Concrete Floor and Slab Construction*.
- ASTM A 416. American Society for Testing and Materials. (1999). *A 416/A 416M-99 Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete*. ASTM.
- ASTM International. (2022). C150/C150M. *Estándar especificación de cemento Portland*.
- Bondy, K. B. (1995). *Cracking in Post-Tensioned Ground-Supported Slabs on Expansive Soils*. Post-Tensioning Institute.
- Building Research Advisory Board (1968). *Building Research Advisory Board. (1968). National Research Council Criteria for Selection and Design of Residential Slabs-on-Ground (Report #33 ed.)*. National Academy of Sciences Publication 1571.
- Cement Concrete & Aggregates Australia. (2009). *Guide to Industrial Floors and Pavements*.
- Cement & Concrete Association of New Zealand. (1999). *Concrete Ground Floors & Pavements for Commercial & Industrial Use*
- Instituto del Cemento Portland Argentino. (2014). *Manual de diseño y construcción de pavimentos de hormigón*.
- Post-Tensioning Institute. (1994). *Manual for Certification of Plants Producing Unbonded Single Strand Tendons*. Post-Tensioning Institute
- Post-Tensioning Institute. (1996). *Post-Tensioning Institute, 1996, Design and Construction of Post-Tensioned Slabs-on-Ground, 2nd Edition, Phoenix, AZ*.
- Post-Tensioning Institute. (2000). *Specification for Unbonded Single Strand Tendons, 2nd Edition*.

Post-Tensioning Institute. (2013). *TAB.3-13 Post-Tensioning Terminology (PTT)*. Post-Tensioning Institute.

Post-Tensioning Institute. PTI DC10.1-08. (2008). *Design of Post-Tensioned Slabs-on-Ground. Third Edition*.

PTI DC10.2-17. (2017). *Construction and Maintenance Manual for Post-Tensioned Slab-on-Ground Foundations. Fourth edition*.

PTI DC10.3-20. (2020). *Design, Construction, and Maintenance of Post-Tensioned Concrete Courts. Second edition*.

PTI DC10.5-19. (2019). *Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations on Expansive and Stable Soils. Second edition*.

PTI DC10.7-83. (1983). *Post-Tensioned Commercial and Industrial Floors. First Edition, Third Printing*.

PTI DC10.8-18. (2018). *Guide for Performance Evaluation of Slab-on-Ground Foundations*.

PTI M10.6-15. (2019). *Specification for Unbonded Single Strand Tendons Used for Slab-on-Ground Construction*.

Salsilli Murúa, R. (2013). *Manual de Diseño de Pisos Industriales*. Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile.

Simpson, D. (2016). *Curling of ground floor slabs (CA 44)*. Concrete Society.

The Concrete Society. (2013). *Concrete Industrial Ground Floors. The Concrete Society*.

TR 34. (2016) *Concrete Industrial Ground Floors*. Fourth Edition.

Wray, W. K. (1978). *Development of a design procedure for residential and light commercial slabs-on-ground constructed over expansive soils* (Doctoral dissertation, Texas A&M University).