



“Estudio y comparación de un nivel de transición con losas macizas postensadas mediante el método de los elementos finitos”

Delia del Rocío Godoy Escobar

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZU
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIAS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Coronel Oviedo - Paraguay

Año 2018

***“Estudio y comparación de un nivel de transición con losas macizas postensadas
mediante el método de los elementos finitos”***

Elaborado por

Delia del Rocío Godoy Escobar

Tutor

Ing. Ariel Martínez Marín

Trabajo presentado a la Facultad de Ciencias y Tecnología de la
Universidad Nacional de Caaguazú, como requisito para la obtención del
título de Ingeniera Civil

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZU
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIAS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
Coronel Oviedo - Paraguay
Año 2018**

PÁGINA DE APROBACIÓN

Trabajo de fin de grado para la obtención del Título de Ingeniero Civil aprobado en representación de la Facultad Ciencias y Tecnología de la Universidad Nacional de Caaguazú, por el Tribunal Examinador constituido por los siguientes profesores.

Prof. Ing.

Prof. Ing.

Prof. Ing.

DEDICADO A:

Dios, por darme la oportunidad de culminar esta hermosa carrera universitaria, y por todas las bendiciones recibidas día a día.

Crispín Fernando, mi hermano, quien me vio empezar esta carrera, y aunque no pudo verme culminar sé que está presente y acompañándome en mi caminar.

Mis padres, ejemplos de lucha y perseverancia, que me enseñaron el valor del estudio y la responsabilidad para ser una gran profesional.

AGRADECIMIENTOS:

Estos agradecimientos van dirigidos a todas aquellas personas que de alguna u otra forma me ayudaron en la realización de este trabajo, además de acompañarme a lo largo de toda la carrera. Mis agradecimientos a Dios por la oportunidad de poder estudiar esta hermosa carrera, y por todas las bendiciones que he recibido en toda mi vida. Agradezco a mis padres, por brindarme su apoyo incondicional durante toda la carrera, a mi hermano Ernesto y Crispín porque son mi inspiración para seguir adelante.

A mi tutor de tesis, Ing. Ariel Martínez, por guiarme en el proceso de elaboración de este trabajo, por las recomendaciones, acompañamiento, por brindarme las herramientas necesarias para la elaboración de este proyecto y por aclarar todas las dudas existentes. También agradezco a todos mis profesores, quienes se encargaron de transmitirme sus conocimientos en cada una de sus materias, ya que gracias a esto podre ser capaz de resolver problemas que se puedan presentar en el ejercicio de la profesión.

Por último, no puedo dejar de mencionar mis sinceros agradecimientos a todos mis compañeros de la carrera, por hacer más agradable y llevadera mi estancia en la facultad.

Delia del Rocío Godoy Escobar

“Estudio y comparación de un nivel de transición con losas macizas postensadas mediante el método de los elementos finitos”

Delia del Rocío Godoy Escobar

RESUMEN

El siguiente Proyecto Final de Grado tiene como objeto estudiar y comparar los estados de tensiones y deformaciones a los que es sometida un nivel de transición con hormigón postensado al hacer variar la cantidad, la disposición de los cabos de acero, así como la altura de la losa, utilizando un software que calcule mediante el método de los elementos finitos. Además, analizar el comportamiento estructural de las losas postensadas en niveles de transición, examinando las tensiones y deformaciones, comparar los distintos resultados obtenidos para cada caso, considerando las soluciones más factibles y económicas para cada una de ellas.

Y por último realizar conclusiones, en base a los resultados, acotando en ellas el por qué utilizar hormigón postensado, en vez del hormigón convencional. Para la realización del trabajo, se utilizó el Software de Calculo Adapt Floor Pro.

Al termino del proyecto, se han obtenido los siguientes resultados más importantes; el nivel de transición con tendones distribuidos a lo largo del eje vertical cumplió con todos los requerimientos técnicos y también económicos, se consideró que el modelo que cumpla con esta característica es la más viable, además, se debe utilizar siempre el mínimo espesor de losa que verifique a la pre compresión máxima admisible y a la deflexión máxima admisible.

“Study and comparison of a transition level with the solid post-tensioned slabs using the finite element method “

Delia del Rocío Godoy Escobar

ABSTRACT

The purpose of the following Final Degree Project is to study and compare the states of stresses and deformations to which a transition level with post-tensioned concrete is subjected by varying the amount, the arrangement of steel ropes, as well as the height of the slab, using a software that calculates using the finite element method. Besides, analyze the structural behavior of the post-tensioned slabs in transition levels, examining the tensions and deformations, compare the different results obtained for each case, considering the most feasible and economic solutions for each of them.

Finally making conclusions, based on the results, delimiting in them why to use post-tensioned concrete, instead of conventional concrete. To carry out the work, the Adapt Floor Pro Calculation Software was used.

At the end of the project, the following most important results have been obtained; the level of transition with tendons distributed along the vertical axis met all the technical and also economic requirements, it was considered that the model that meets this characteristic is the most viable, in addition, the minimum slab thickness should always be used. check the maximum permissible pre-compression and the maximum permissible deflection.

ÍNDICE DE CONTENIDO

PÁGINA DE APROBACIÓN	i
DEDICADO A:.....	ii
AGRADECIMIENTOS:.....	iii
ABSTRACT.....	v
CAPÍTULO 1	1
1. Introducción	1
1.1. Breve descripción del edificio a analizar:.....	3
1.2 Objetivos	5
1.2.1 Objetivo General	5
1.2.2 Objetivos Específicos.....	5
1.3 Alcance	5
1.4 Variables a realizar en el calculo	6
CAPÍTULO 2	7
2. Nivel de Transición	7
2.1. Definiciones básicas	7
2.1.2 Tipos de losas que funcionan como losas de transición.....	8
CAPÍTULO 3	10
3. Hormigón postensado y su aplicación en grandes obras	10
3.1. Centro Comercial Avenida las provincias – Fuenlabrada, España	10
3.2. Edificio “GAD Munsten” – Suiza, Planta de estacionamientos del edificio	12
3.3. Hotel Crown Plaza – Funchal, Portugal	14

3.4.	Estructuras con hormigón postensado en Paraguay	15
CAPÍTULO 4		17
4.	El Hormigón Pretensado	17
4.1.	Antecedentes del hormigón pretensado	17
4.2.	Concepto del hormigón pretensado	19
4.3.	Ventajas del hormigón pretensado	22
4.4.	Desventajas del hormigón pretensado	22
4.5.	Hormigón pretensado contra hormigón armado convencional	23
4.5.1.	Utilidad	23
4.5.2.	Seguridad	23
4.5.3.	Economía	24
4.6.	Tipos de armaduras de los elementos tesados	25
4.7.	Términos básicos conceptuales del postensado	26
4.8.	Clasificación del pretensado	26
4.8.1.	Clasificación según la posición de la armadura activa respecto al elemento: 27	
4.8.2.	Clasificación según el tipo de trazado de la armadura activa	27
4.8.3.	Clasificación según Por las condiciones de adherencia del tendón	28
4.8.4.	Clasificación según la generación de reacciones adicionales en los apoyos debidos exclusivamente al pretensado.	29
4.9.	Características de la armadura postesa	30
4.9.1.	Ventajas:	30

4.9.2.	Inconvenientes	30
4.10.	Tipos de anclajes	31
4.10.1.	Activos o vivos	31
4.10.2.	Anclajes pasivos o muertos	31
4.11.	Grados de pretensado	32
4.11.1.	Pretensado total	32
4.11.2.	Pretensado limitado	33
4.11.3.	Pretensado parcial	33
4.12.	Conceptos básicos de pretensado	33
4.12.1.	Método del Concepto Básico	37
4.12.2.	Método de la línea – C	40
4.12.3.	Método de la carga balanceada	43
4.12.4.	Balance de cargas distribuidas y tendón de perfil tipo parabólico	44
4.13.	Materiales en hormigón pretensado	47
4.13.1.	Hormigón	47
4.13.2.	Propiedades del hormigón endurecido	48
4.13.2.1.	Resistencia a la compresión del hormigón	48
4.13.2.2.	Resistencia a tracción del hormigón	50
4.13.2.3.	Resistencia al corte del hormigón	50
4.13.2.4.	Módulo de elasticidad y cambio en la resistencia a la compresión con el tiempo	

4.13.3. Armaduras Pasivas.....	51
4.13.4. Armaduras Pretensas	52
4.14.1. Postensado	55
4.14.2. Sistema de gatos	56
4.14.3. Inyección de los tendones postensados	56
4.14.4. Vainas para armaduras postensas	57
4.14.5. Cabos de alambres trefilados	58
4.14.6. Cables.....	58
4.14.7. Armaduras de pretensado en barras	58
4.14.8. Anclaje de la armadura de pretensado. Anclaje por adherencia	59
4.14.9. Anclaje por adherencia de un haz de alambres.....	59
4.14.10. Anclaje por abanico	60
4.14.11. Anclaje en lazos.....	61
4.14.12. Anclaje con roscas y tuercas	62
4.14.13. Anclaje con cuñas	62
4.14.14. Anclaje a través de botones.....	63
4.15. Equipos de tesado	64
4.15.1. Gatos para cabos con cuña central de anclaje	64
4.15.2. Gatos para cabos anclados por medio de rosca y tuercas	65
CAPITULO 5.....	66
5.1. Diseño en estado límite último	66

5.2.	Núcleo de la sección.....	66
5.3.	Momento de fisuración.....	67
5.4.	Factores de carga y resistencia	69
5.5.	Resistencia a la flexión	71
5.5.1.	Tensión en el acero de pretensado para la falla a flexión	72
5.5.2.	Resistencia nominal a la flexión y resistencia de diseño	74
5.5.3.	Límites del refuerzo	76
5.5.4.	Refuerzo adherido mínimo.....	77
5.6.	Diseño preliminar en estado limite ultimo	78
CAPITULO 6.....		82
6.1.	Diseño a flexión de elementos pretensados de hormigón	82
6.2.	Análisis elástico de la flexión	83
6.3.	Diseño a flexión de elementos pretensados de hormigón	84
6.4.	Selección de las propiedades geométricas de las secciones componentes	86
6.5.	Mínimo de módulo de la sección.....	88
6.6.	Viga con excentricidad variable en el tendón.....	90
6.5.	Diseño preliminar por tanteo	93
CAPITULO 7		94
7.1.	Losas sobre apoyos aislados. Consideraciones generales	94
7.1.1.	Definiciones	94
7.1.2.	Dimensiones de los elementos	97
7.1.3.	Métodos de calculo	99

7.2. Análisis y dimensionamiento.....	100
7.2.1 Generalidades.....	100
7.2.2. Calculo de esfuerzos. Método de los Pórticos Virtuales	102
7.2.3. Reparto de los momentos de referencia entre las bandas	107
7.2.4. Criterios de transmisión de momentos entre placas y soportes	108
7.2.5. Disposición de armaduras en placas sobre apoyos aislados	109
7.2.6. Huecos.....	112
CAPITULO 8.....	113
CORDONES DE ACERO PARA POSTENSADO DISPONIBLES EN EL MERCADO	113
8.1. Cordón de dos y tres alambres relevado de tensiones.....	113
8.1.1. Propiedades mecánicas.....	113
8.1.2. Proceso de relavado de tensiones.....	113
8.1.3 Forma de suministro	114
8.2. Cordón de siete alambres baja relajación.....	114
8.2.1. Características	114
8.2.2. Propiedades mecánicas.....	115
8.2.3. Proceso termo mecánico de baja relajación	115
8.2.4. Ventajas	116
8.2.5. Porcentaje de relajación	116
8.2.6. Forma de suministro	116
8.3. Cordón engrasado envainado.....	117

8.3.1. Características	117
8.3.2. Propiedades mecánicas.....	117
8.3.3. Componentes.....	117
8.3.4. Normas	118
8.3.5. Ventajas del sistema de pretensado sin adherencia.....	118
8.3.6. Funcionamiento Estructural	119
8.3.7. Forma de suministro	119
CAPITULO 9.....	120
CODIGO ACI 318-11 CONSIDERACIONES DEL HORMIGON PRETENSADO	120
9.1. Alcance	120
9.2. Generalidades.....	120
9.3. Suposiciones de diseño	122
9.4. Requisitos de funcionamiento. Elementos sometidos a flexión	124
Esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la aplicación del preesforzado (antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo).	124
9.5. Esfuerzos admisibles en el acero de preesforzado	126
9.6. Pérdidas de preesfuerzo	127
9.7. Perdidas por fricción en los tendones de postensado	128
9.8. Resistencia a flexión	128
9.9. Límites de refuerzo en elementos sometidos a flexión	130
9.10. Refuerzo mínimo adherido.....	130

9.11. Estructuras estáticamente indeterminadas	132
9.12. Redistribución de momentos en elementos continuos preesforzados a flexión	133
9.13. Sistemas de losas	133
9.14. Zona de anclajes de tendones postensados.....	136
9.14.1. Zona local	137
9.14.2. Zona General	137
9.15. Resistencia nominal de los materiales.....	138
9.16. Métodos de diseño.....	138
9.17. Requisitos del detallado	140
9.18. Diseño de las zonas de anclaje para tendones de varios torones	140
9.18.1. Diseño de la zona local	140
9.19. Uso de dispositivos especiales de anclaje.....	140
9.20. Protección contra la corrosión de tendones de preesforzado no adheridos	140
9.21. Ductos para postensado	141
9.22. Anclajes y conectores para postensado	141
9.23. Postensado externo	142
CAPITULO 10	143
METODO DE ELEMENTOS FINITOS	143
10.1. Conceptos básicos del método de los elementos finitos	143
10.2. Antecedentes Históricos	145
10.3. Etapas básicas en la utilización del método de los elementos finitos.....	148

10.3.1. Definición del problema y su dominio	148
10.3.2 Discretización del dominio	149
10.3.3. Identificación de la(s) variable(s) de estado.....	150
10.3.4. Formulación del problema	150
10.3.5. Establecimiento de los sistemas de referencia	151
10.3.6. Construcción de las funciones de aproximación de los elementos.....	152
10.3.7. Determinación de las ecuaciones a nivel de cada elemento	153
10.3.8. Transformación de coordenadas	153
10.3.9. Ensamblaje de las ecuaciones de los elementos	154
10.3.10. Introducción de las condiciones de contorno	154
10.3.11. Solución del sistema de ecuaciones resultante	155
10.3.12. Interpretación de los resultados	155
10.3.13. Implementación computacional del método de los elementos finitos	156
10.3.14. Método y formulaciones de las ecuaciones de los elementos	157
10.4. Modelos de elementos finitos en la mecánica de los sólidos.....	160
CAPITULO 11	162
DISEÑO DE LOSA POSTENSADAS Y RESULTADOS OBTENIDOS	162
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	162
11.1. Características de Materiales a ser utilizados.....	162
11.2. Cargas consideradas	162
11.3. Variaciones a ser realizados para el cálculo.....	162

11.4. Características geométricas de los modelos	163
11.5. Modelo N° 1 – Disposición de cabos, concentradas en la dirección X y distribuidas en la dirección Y, losa de 22 cm de espesor con vigas perimetrales e internas.....	164
11.6. Modelo N° 2 – Disposición de cabos, distribuidas en y. Vigas perimetrales e internas, espesor de losa 22 cm.	174
11.7. Modelo N° 3 – Disposición de cabos, agrupadas en la dirección x, distribuidas en la dirección y. Con vigas perimetrales e internas. Espesor de losa 24cm.....	182
11.8. Modelo N° 4– Disposición de cabos, agrupadas en la dirección x, distribuidas en la dirección y. Vigas perimetrales e internas, se aumenta el espesor de losa a 24cm...	190
11.9. Modelo N° 5 – Disposición de cabos, distribuidas en X con vigas perimetrales e internas, espesor de losa 24 cm.	199
11.10. Modelo N° 6 – Disposición de cabos, distribuidas en Y, espesor de losa 24 cm.	205
	205
11.11. Modelo N° 7– Disposición de cabos, agrupadas o concentrados en la dirección X, distribuidas en la dirección Y. Vigas perimetrales e internas, espesor de losa 26cm.	211
11.12. Modelo N° 8 – Disposición de cabos, distribuidas en X con vigas perimetrales e internas, Espesor de losa 26 cm.....	218
11.13. Modelo N° 9 – Disposición de cabos, distribuidas en Y. Espesor de losa aumentado a 26 cm. Con vigas perimetrales e internas. Cantidad de alambres colocados 3, de ½ pulgada cada una, separadas 90 cm.	223
CAPITULO 12.....	228

12.1. RESUMEN DE RESULTADOS PARA LOS DISTINTOS MODELOS DE LOSA CON POSTENSADO	228
12.2. CONSUMO DE HORMIGON	228
12.3. CONSUMO DE ARMADURAS	229
12.4. Deformaciones máximas.....	232
12.5. Tensiones Máximas	233
12.6. Precompresión en los modelos estudiados	236
12.7. COMPARACION DE RESULTADOS.....	237
12.7.1. INFLUENCIA DE LA DISPOSICION DE TENDONES.....	237
12.7.2. INFLUENCIA DE AUMENTO DE ESPESOR DE LOSA.....	246
12.7.3. INFLUENCIA DE LA CANTIDAD DE CORDONES	254
12.7.4. INFLUENCIA EN LAS CARGAS TRANSMITIDAS A LOS PILARES	263
12.7.4.1. SOLICITACIONES EN LOS PILARES DEBIDO AL PESO PROPIO	264
12.7.4.2. SOLICITACIONES EN LOS PILARES EN EL ESTADO DE SERVICIO	265
12.8. COMPARACION DE LA LOSA POSTENSADA CON LA LOSA CONVENCIONAL	
267	
12.9. ANALISIS Y COMPARACION DE COSTOS	271
12.10. Influencia de los materiales en el costo total	276
CAPITULO 13.....	278
CONCLUSIONES	278
13.1. Conclusiones con respecto a la estructura analizada	278

13.2. Conclusiones con respecto a los criterios de diseño generales	278
CAPITULO 14	280
RECOMENDACIONES	280
14.1. Recomendaciones generales para el diseño de niveles de transición con losas macizas postensadas:	280
CAPITULO 15	281
ANEXOS	281
AA – PLANOS DE ARQUITECTURA	281
A1 – MODELO 1, Armaduras pasivas positivas	281
A2 – MODELO 1, Armaduras pasivas negativas	281
A3 – MODELO 1, Armaduras activas	281
B1 - MODELO 2, Armaduras pasivas positivas	281
B2– MODELO 2, Armaduras pasivas negativas	281
B3 – MODELO 2, Armaduras activas	281
C1 - MODELO 3, Armaduras pasivas positivas	281
C2– MODELO 3, Armaduras pasivas negativas	281
C3 – MODELO 3, Armaduras activas	281
D1 - MODELO 4, Armaduras pasivas positivas	281
D2– MODELO 4, Armaduras pasivas negativas	281
D3 – MODELO 4, Armaduras activas	281
E1 - MODELO 5, Armaduras pasivas positivas	281

E2– MODELO 5, Armaduras pasivas negativas	281
E3 – MODELO 5, Armaduras activas	281
F1 - MODELO 6, Armaduras pasivas positivas	281
F2– MODELO 6, Armaduras pasivas negativas	281
F3 – MODELO 6, Armaduras activas.....	281
G1 - MODELO 7, Armaduras pasivas positivas.....	282
G2– MODELO 7, Armaduras pasivas negativas.....	282
G3 – MODELO 7, Armaduras activas	282
H1 - MODELO 8, Armaduras pasivas positivas	282
H2– MODELO 8, Armaduras pasivas negativas.....	282
H3 – MODELO 8, Armaduras activas	282
I1 - MODELO 9, Armaduras pasivas positivas.....	282
I2– MODELO 9, Armaduras pasivas negativas	282
I3 – MODELO 9, Armaduras activas.....	282
CAPITULO 16.....	283
BIBLIOGRAFIAS.....	283

CAPÍTULO 1

1. Introducción

El desarrollo de este trabajo fue motivado por la siguiente razón; las edificaciones que cuentan con una planta de estacionamiento, poseen en dicha planta un planteamiento estructural distinto al de las demás plantas tipos del edificio, es por eso, que el techo del estacionamiento se considera un nivel de transición, que a menudo tiene complicaciones en cuanto a las dimensiones estructurales del hormigón armado convencional que soporten toda la carga de arriba. En muchos casos la solución a estas complicaciones es utilizar concreto presforzado.

Con el presente trabajo se desea, además, conocer las pautas generales para conseguir el máximo aprovechamiento de las estructuras de losas planas postensadas, de manera a describir un patrón de comportamiento de dichas estructuras y que sea posible, para el calculista, utilizar siempre la combinación de variables más conveniente, desde el punto de vista económico como constructivo.

Luego, las placas macizas con uso en estacionamientos y en sótanos presentan ventajas como: aumento de luces entre apoyos, ahorro en el costo, mayor espacio para parqueaderos, posibilidad de utilizar torones y anclajes, ahorro en material, y mayor función de la obra en los aspectos del diseño arquitectónico y funcionamiento en la planta de parqueadero.

Además, con la utilización de losas planas de hormigón postensado es posible reducir considerablemente las alturas máximas de una estructura de grandes luces. No solo se ahorran grandes cantidades de hormigón y de acero, sino que, al reducir las alturas máximas de las estructuras, también es posible reducir la altura final de las construcciones, lo cual conlleva a importantes ahorros en costos de cerramientos,

ductos y demás instalaciones.

Los capítulos a ser desarrollados en este Proyecto son las siguientes; el Capítulo 1 contiene los objetivos, el alcance del proyecto, y las variables que se tienen. En el Capítulo 2 se define el concepto y las características de un nivel de transición, luego el Capítulo 3 describe algunas obras a nivel nacional e internacional en las que se utilizó el hormigón preesforzado, Capítulo 4; se detallan el concepto del Hormigón preesforzado, sus formas y características principales, el Capítulo 5; Diseño en estado limite último, en el Capítulo 6; Diseño a flexión de elementos pretensados, Capítulo 7; Losas sobre apoyos aislados y sus consideraciones generales, en el Capítulo 8 se detallan los cordones de acero para postensado, luego el Capítulo 9 nos habla de las consideraciones generales del Código ACI-318-11 del hormigón pretensado, el en Capítulo 10 se describe sobre el Método de los Elementos Finitos, el Capítulo 11 muestra el diseño de las losas postensadas y los resultados obtenidos, luego en el Capítulo 12 se ven los resultados obtenidos para los diferentes modelos estudiados, el Capítulo 13; las conclusiones, el Capítulo 14; las recomendaciones, luego el Capítulo 15 los anexos y por último el Capítulo 16 muestra la bibliografía.

1.1. Breve descripción del edificio a analizar:

El edificio a analizar es el edificio Life, ubicado en el Barrio Herrera de la ciudad de Asunción, un edificio de 5 niveles; que cuenta con planta baja, y 4 plantas tipo. La misma cuenta además con 20 departamentos, con 2 y 3 habitaciones. La obra se inició en el mes de mayo de año 2017, y se estima que culmine en septiembre del año 2018.

La losa que sirve de techo a la planta baja, es la que se estaría analizando en este trabajo, ya que en este nivel se tienen luces máximas de 8m entre los apoyos, y además las modulaciones de pilares en la planta tipo es distinta a la planta baja por ser utilizada para departamentos arriba y estacionamientos abajo. El edificio se ha construido con hormigón armado convencional en la actualidad.



Figura 1.1- Diseño de Fachada Principal. **Fuente:** Petra Urbana



Figura 1.2 - Edificio Life en la actualidad. Fuente: Petra Urbana



Figura 1.3 - Edificio Life en la actualidad. Techo estacionamiento en planta baja, con vigas de 0.7x1.1m. Fuente: Petra Urbana

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Estudiar y comparar los estados de tensiones y deformaciones a los que es sometida un nivel de transición con hormigón postensado al hacer variar la cantidad, la disposición de los cabos de acero, así como la altura de la losa, utilizando un software que calcule mediante el método de los elementos finitos.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analizar el comportamiento estructural de las losas postensadas en niveles de transición, examinando las tensiones y deformaciones.
- Comparar los distintos resultados obtenidos para cada caso, considerando las soluciones más factibles y económicas para cada una de ellas.
- Realizar conclusiones, en base a los resultados, demostrando en ellas el por qué utilizar losas postensadas, en vez del hormigón convencional.

1.3 Alcance

El presente trabajo consistirá en la comparación de los efectos producidos en losas postensadas por las variaciones en la disposición de las armaduras activas y canto en las mismas. Se analizarán los siguientes puntos:

- Variación de las tensiones y deformaciones en una losa maciza con vigas apoyada sobre pilares, al variar la disposición de cabos de postensado y altura del mismo.
- Identificar la alternativa de solución más óptima para cada caso.
- Establecer pautas generales para la elección de la disposición más favorable de cabos de postensado en losas.

1.4 Variables a realizar en el calculo

Se consideran las siguientes variables para el estudio de las losas postensadas, debiéndose encontrar la solución más óptima con estas combinaciones.

1. Disposición de tendones en la dirección Y
2. Disposición de tendones en la dirección X
3. Excentricidad de los tendones
4. Altura de la losa

CAPÍTULO 2

2. Nivel de Transición

2.1. Definiciones básicas

Se entiende por un edificio estructurado con “nivel de transición”, aquel que está formado por dos estructuras como se ilustra en la Figura 2.1, en donde la estructura inferior generalmente está formada por columnas de concreto y muros de hormigón, utilizados en la mayoría de los casos, para estacionamientos vehiculares, estas subestructuras pueden tener desde un nivel hasta 3 o más.

La estructura superior puede estar formada por muros de carga contruidos de mampostería o concreto, o una combinación de ambos; también se pueden tener sistemas similares a los de la subestructura inferior; formados por marcos de concreto, aunque estos últimos son menos comunes. Por lo general, en el caso de sistemas en base a muros estos son diseñados para resistir las fuerzas laterales en los edificios, comúnmente los únicos muros que continúan hasta el sótano son los muros colindantes o exteriores de la estructura. Se han encontrado edificios donde la estructura sobre la losa de transición llega a 8 niveles.

Entre las dos estructuras antes mencionadas se encuentra la losa de transición. La característica principal de esta losa es que la estructura superior se apoya en ella; es decir que la mayor parte de los elementos portantes de la estructura superior cargan directamente sobre la losa y no sobre trabes o columnas, como sucede en estructuras convencionales. Este detalle de estructuración crea un sistema estructural discontinuo, generando en algunos casos agrietamientos excesivos en los muros de los primeros niveles de la estructura superior, debido a que dichos muros no se encuentran apoyados sobre base rígida sino más bien, sobre una losa de entrepiso que es propensa a sufrir

deformaciones mayores a las comunes, dependiendo de la carga aplicada sobre ella y de las características propias de la losa.



Figura 2.1 - Configuración típica de sistemas de nivel de transición

Específicamente, en la última década se ha extendido el uso de estos sistemas estructurales, especialmente en las ciudades más grandes. Edificios con niveles de transición son construidos generalmente en zonas de mayor poder adquisitivo, en donde el alto costo de los terrenos no permite que se construyan en ellos estacionamientos para vehículos. Por lo tanto, es necesario que el edificio que se construye posea espacios para los vehículos propios lo cual se logra adaptando los sótanos para este fin.

2.1.2 Tipos de losas que funcionan como losas de transición

Se han encontrado diferentes variantes en el tipo de losas que funcionan como losas de transición. Por ejemplo, en la Figura 2.2 se muestra un edificio que posee una losa de transición plana de concreto. Como se puede ver en las Figuras 2.2 y 2.3 la estructuración del edificio en la parte superior de la losa es muy diferente a la que se observa en los sótanos. También se pueden encontrar edificios con sistemas de

transferencia formados por una losa maciza y vigas secundarias de concreto, tal como lo muestra la Figura 2.3.



Figura 2.2



Figura 2.3

En muchos casos, en la parte superior se tiene una estructura a base de muros de mampostería confinada apoyados en una losa de transición; bajo de ella el sistema estructural cambia y pasa a estar formado por marcos de concreto reforzado. De esta forma se presenta una discontinuidad estructural. Al diseñar resulta crucial determinar qué tipo de consideraciones y suposiciones se deben de hacer, por ejemplo, si se debe considerar como dos estructuras separadas, modelando la estructura superior y luego simplemente transfiriendo las cargas a la estructura de sótanos, modelando ésta como una estructura independiente. O, por el contrario, si se debe modelar considerando el total de la estructura como una unidad. Es por ello que resulta de suma importancia conocer el comportamiento y la influencia de la losa de transición en el resto del edificio, con el fin de establecer recomendaciones y limitaciones sobre el uso de estos sistemas estructurales y para generar modelos que se aproximen de mejor manera a la realidad.

CAPÍTULO 3

3. Hormigón postensado y su aplicación en grandes obras

Durante los últimos años, la losa postensada ha tenido gran acogida en el diseño y construcción de estructuras de edificios de departamentos y del mismo modo en estructuras de uso comercial. Las armaduras postesas son empleadas con mayor frecuencia para pretensar piezas moldeadas in situ, como en el caso de losas de edificios con grandes luces o entrepisos sin vigas.

En el exterior esta tecnología ya es utilizada hace muchos años, sino son décadas, en estructuras de uso industrial, hospitales, edificios de estacionamientos, educativos, gubernamentales, etc.; debido a las grandes ventajas que este tipo de estructuras ofrece.

3.1. Centro Comercial Avenida las provincias – Fuenlabrada, España

El centro comercial de la Avenida de las Provincias se encuentra en Fuenlabrada, cerca de Madrid. En planta, el edificio tiene la forma de un semi trapecio con unas dimensiones útiles de 107,00 x 78.00 m. El edificio cuenta con cinco niveles, dos de los cuales se encuentran parcialmente bajo tierra. El edificio se concibe como multifuncional. El primer nivel corresponde a las áreas de estacionamiento, así como las zonas de carga y descarga de mercancías. Los niveles segundo y tercero corresponden a las zonas comerciales y los dos niveles superiores se ofrecen como áreas deportivas y de ocio. La superficie total del edificio es de 35.000 m².

La estructura de los pisos es una losa de hormigón postensado. El pretensado es adherido y utiliza conductos planos, a fin de maximizar la excentricidad del pretensado. Las losas se encuentran en una malla de columnas con una distancia de 12 m entre

ellas. La altura de las losas es 0,32 m. En el perímetro de las columnas se construyeron ábacos con forma piramidal, aumentando de este modo la altura en un 0,23 m adicional. Los tendones de pretensado están formados por 4 hilos de 0.6 ", agrupados en un solo conducto plana. La anchura del conducto es de 80 mm y su profundidad, sólo 25 mm.



Figura 3.1 – Vista aérea de La avenida de las Provincias Shopping Center.
Fuente: Post-tensioning in buildings - Reporte técnico de la Fédération Internationale du Béton (FIB) 2005. Página 46.



Figura 3.2 – Vista de los ábacos.
Fuente: Post-tensioning in buildings - Reporte técnico de la Fédération Internationale du Béton (FIB) 2005. Página 47.



Figura 3.3 – Refuerzos y ductos de postensado en el primer nivel.

Fuente: Post-tensioning in buildings - Reporte técnico de la Fédération Internationale du Béton (FIB) 2005. Página 47

3.2. Edificio “GAD Munsten” – Suiza, Planta de estacionamientos del edificio

El estacionamiento de varios pisos del edificio sirve a los trabajadores de un gran centro de computación. Aproximadamente 800 plazas de aparcamiento fueron alojadas en las siete plantas con una superficie total de unos 18.000 m².

Las dimensiones generales de la edificación son de 120 m de longitud y 33,80 m de ancho. Una planta del estacionamiento consiste en un carril de tráfico de ancho de 6,0 m y en ambas plazas de aparcamiento a los lados de 5,0 m de longitud. El ancho resultante es de 16,0 m, sin columnas intermedias. Hay dos plantas para estacionamiento dispuestos uno junto al otro y escalonados en altura por una altura media. Las plantas escalonadas están conectadas por rampas separadas para subir y bajar, las cuales se encuentran en el medio de edificio y sirven para salvar la media altura de 1,40 m.

Transversalmente, se dispusieron de vigas anchas postensadas in situ cada 7,5 m, y entre ellas unas losas prefabricadas. Las alturas de las vigas anchas podían reducirse bastante gracias a los postensados ($l/h = 28$).

Como sistema estático fue elegido una estructura de pórtico. Las dimensiones de las vigas horizontales y las columnas ($b / h = 1,35 / 0,60$ m) son los mismos. Las vigas

anchas se encuentran empotradas a las columnas. Debido a la tensión previa de las vigas se ve limitada una redistribución de las fuerzas en sección de las vigas a las columnas.

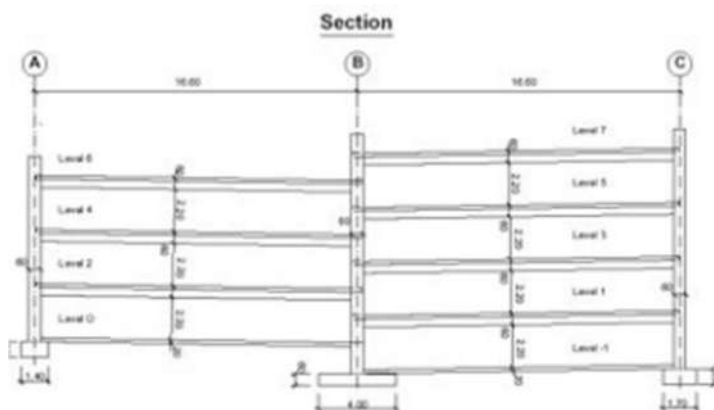


Figura 3.4 – Corte del edificio GAD Munsten en la dirección paralela a las luces mayores.

Fuente: Post-tensioning in buildings - Reporte técnico de la Fédération Internationale du Béton (FIB) 2005. Página 52.

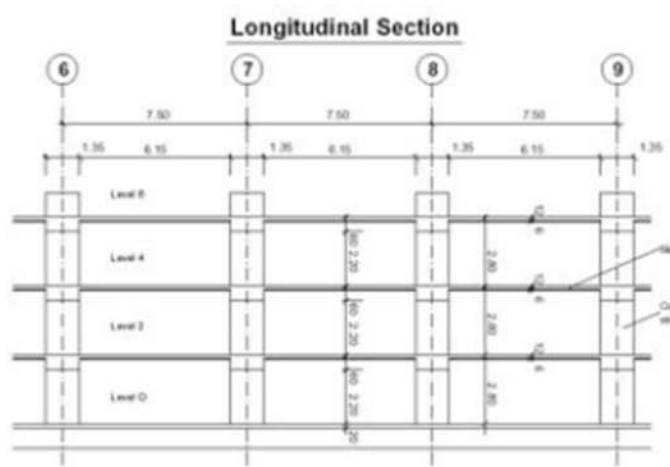


Figura 3.5 – Corte del edificio GAD Munsten en la dirección perpendicular a las luces mayores.

Fuente: Post-tensioning in buildings - Reporte técnico de la Fédération Internationale du Béton (FIB) 2005. Página 53.

3.3. Hotel Crown Plaza – Funchal, Portugal

El Hotel Crown, es un edificio de dos estructuras con seis pisos sobre el nivel de entrada principal y tres abajo. Las habitaciones, todas con vistas al mar sobre una base regular, son alrededor de 3,5 m de ancho, que permiten 7 metros de luz básicos de diseño estructural con una losa maciza de hormigón armado de 0,25 m. Esta solución general era muy conveniente, ya que permite una interacción sencilla con las instalaciones de los medios mecánicos del hotel.

Por razones funcionales y arquitectónicas, en determinadas zonas eran necesarias de 10 a 12 metros de luz. En estos casos se pensó que sería mejor mantener la solución estructural general de una losa de espesor 0,25 m. En estas circunstancias, y para obtener el mismo nivel de serviciabilidad, las losas se postensaron en estas regiones.



Figura 3.6 – Vista general del Hotel Crown Plaza.

Fuente: Post-tensioning in buildings - Reporte técnico de la Fédération Internationale du Béton (FIB) 2005. Página 57.

3.4. Estructuras con hormigón postensado en Paraguay

A continuación, se listan en la planilla de abajo, las diferentes obras que cuentan con este sistema de construcción en Paraguay, esta información fue obtenida del portal virtual de Plastizil Tecnología Constructiva.

Obra	Objetivo logrado
Edificios Corporativos	
Edificio La Rural SA de Seguros	Luces libres de 14,5 mts.
Telecel – Fdo. De la Mora	Luces de 14 mts.
Inverfin	Ambientes amplios
Edificio Botica San Martín	Ambientes amplios
Edificio Botica Peru	Ambientes amplios
Banco Continental	Estacionamiento – vigas de 14 mts de luz en azotea
Banco HSBC	Luces de 14 y 16 mts.
Estudio Módica	Luces de 12 mts.
Edificio La Roca – CDE	Losas sin vigas – mayor velocidad
Estacionamientos	
Centro Familiar de Adoración	Luces de 10 x 10 m, voladizos de 9 mts.
Restaurant Talleyrand Costanera	Losa de 10 mts libre
Universidad Autónoma de Asunción	Losas sin vigas, luces de 18 mts en el polideportivo, amplios auditorios.
Show Room	
Condor Show Room	Losas sin vigas
Diesa	Losas sin vigas
Bristol Multiplaza	12 mts entre pilares laterales
Perfecta Automotores	Luz de 20 mts entre pilares.
Salones Auditorios	
Hotel Bourbon CSF	Ambientes amplios – 25000 m2 de hormigón postensado
UPAP – Sede Ñemby	Amplio Hall de acceso
Colegio Las Almenas	Salones amplios

Salones Comerciales	
Pinedo Shopping	Luces de 10 mts entre pilares – 3300 m2 de hormigón postensado
Importadora Roma	Luces de 12 mts entre pilares
Shopping Corazón	Salones amplios – Primera obra civil con postensado en Paraguay
Shopping París – CDE	Luces de 10 mts entre pilares – 75000 m2 de hormigón postensado
Adidas MRA	Luces de 12 mts entre pilares
Estructura donde fueron necesarios ambientes amplios	
Supermercado Bonimar	Luces entre pilares de 12 mts. Voladizos hasta 5 mts.
Vivienda JRF20	Luces de 14 mts y voladizos de 3,5 mts
Vivienda Particular	Pórtico de acceso de 20 mts.
Banco Itaú – Sede UNA	Voladizo de 4 mts
Vivienda Kubischek	Luces de 10 mts y 5 mts de voladizo.
Vivienda Parana Country CDE	Vigas de 14 mts de luz, con 2 losas colgantes

Tabla 3.1 – Obras con estructuras de hormigón postensado en Paraguay.
Fuente: Presentación de estructuras de hormigón postensado - Plastizil, Tecnología Constructiva.

CAPÍTULO 4

4. El Hormigón Pretensado

4.1. Antecedentes del hormigón pretensado

El principio básico del pretensado se remonta en el año 1886, momento en el cual P. H. Jackson, un ingeniero de San Francisco, California, obtuvo la patente para atar las varillas de acero en piedras artificiales y en arcos de concreto que servían como losas de piso. Independientemente y hacia 1888, C. E. W. Doehring, de Alemania, aseguró una patente para concreto reforzado con metal que tenía aplicado en esfuerzo de tensión antes de que fuera cargada la losa. Estas aplicaciones estaban basadas en el concepto de que el concreto, aunque resistente a la compresión, era bastante débil a la tensión y pre esforzando el acero contra el concreto, se pondría al concreto bajo un esfuerzo de compresión. Estos primeros métodos patentados no tuvieron éxito porque bajo el pretensado, producido entonces en el acero, pronto se perdía como resultado de la contracción y escurrimiento plástico del concreto, reteniendo solo una pequeña parte del pretensado, y el método no podía competir económicamente contra el refuerzo convencional del concreto.

El desarrollo del concreto pretensado se le acredita al francés E. Freyssinet, quien en 1928 empezó usando alambres de acero de alta resistencia para el pretensado. Aunque Freyssinet también ensayó el proyecto de pretensar cuando el acero estaba adherido al concreto sin anclaje en los extremos. Él pensó que el pre esfuerzo podría ser útil al tener la disponibilidad de acero de alta resistencia con concreto de alta calidad. Estos materiales fueron progresando lentamente y fue hasta 1928 cuando logró conseguir una patente de estos y publicar el libro “Una revolución en el arte de la construcción”, pero

los ingenieros de esta época supieron que era una idea novelesca, que nunca alcanzaría éxito.

Sin embargo, hubo algunos como Mangel en Bélgica y Hoyer en Alemania que reconocieron su futuro haciendo surgir ideas básicas de los sistemas de pretensado, ya que en su época hacían falta. La primera aplicación práctica fue hecha por E. Hoyer. El sistema que propuso Hoyer consistía en estirar los alambres entre dos pilares situados a varios metros, poniendo obturaciones entre las unidades, colocando el concreto y cortando los alambres después de que haya fraguado el concreto.

No fue posible la amplia aplicación del concreto pretensado sino hasta que fueron ideados métodos para tensar y anclajes de los extremos que fueran confiables y a la vez económicos. En 1939, Freyssinet produjo cuñas cónicas para los anclajes en los extremos y diseñó gatos hidráulicos de doble acción, los cuales tensaban los alambres y después presionaban los conos machos dentro de los conos hembras para anclarlos. En 1940 el profesor G. Mangel, de Bélgica, desarrolló su sistema, el cual consistía en estirar dos alambres a la vez y se anclaban con una cuña metálica simple en cada extremo.

Mediante el desarrollo de herramientas y materiales, fueron los ingenieros europeos quienes encabezaron el nuevo método de construcción que acaparó la atención del resto del mundo. Algunos ejemplos se dan en Estados Unidos debido a que se había anticipado el uso de este material a tuberías, pilotes, depósitos de agua, etc. Pero no fue hasta 1951 que realmente se utilizó el verdadero hormigón pretensado al hacer el primer puente vehicular de este material.

Los entresijos a base de losas postensadas, fueron desarrollados en el mundo entero, especialmente en EEUU, a partir de 1944, gracias a sus incomparables ventajas de velocidad y simplicidad de ejecución. Años más tarde, la primera realización práctica

ocurría en los EEUU. Hacia finales de 1978, más de 10 millones de m^2 de losas postensadas habían sido realizadas en este país, consumiendo últimamente más de la mitad de su producción anual de acero postensado.

Canadá y Australia son otros dos países donde esta técnica se ha expandido considerablemente. En Australia, por ejemplo, también una mitad de acero postensado producido anualmente es entregado para losas de hormigón postensado. En Brasil, esta técnica ha absorbido en los últimos años ya un 30% del acero de postensado producido en ese país, en vista a las ventajas, el desarrollo de esta técnica constructiva ha avanzado rápidamente.

4.2. Concepto del hormigón pretensado

Se define el pretensado como el artificio de introducir en una estructura un estado previo de tensiones, de modo que mejore su resistencia o su comportamiento, bajo acción de diversas sollicitaciones. La importancia particular del artificio del tesado se debe a las siguientes razones;

- 1- El hormigón es uno de los materiales de construcción más importantes. Debido a que los ingredientes necesarios para la elaboración del hormigón (cemento, piedra, arena, agua) están disponibles a bajo costo en todas las regiones habitadas de la tierra.
- 2- El hormigón tiene buena resistencia a la compresión: Resistencias del orden de 200 kg/cm^2 (20 Mpa) a 500 kg/cm^2 (50 Mpa).
- 3- El hormigón tiene poca resistencia a la tracción, del orden de 8 a 14% de la resistencia a compresión. Además de pequeña, la resistencia a tracción del hormigón es poco confiable. De hecho, cuando el hormigón no está bien ejecutado, la retracción del mismo puede provocar fisuras, que eliminan la

resistencia a tracción del hormigón, antes siquiera de actuar cualquier sollicitación. Debido a esa naturaleza aleatoria de la resistencia a tracción del hormigón, esta es generalmente despreciada en los cálculos.

Entonces, siendo el hormigón un material de propiedades tan diferentes a compresión y a tracción, su comportamiento puede ser mejorado por la aplicación de una compresión previa (es decir, pretensado) en las regiones donde las sollicitaciones pueden producir tensiones de tracción.

En una estructura de hormigón armado convencional, sujeta a un momento flector sollicitante M , los esfuerzos internos de compresión son absorbidos por el hormigón (tensiones σ_c), a las armaduras le cabe resistir los esfuerzos de tracción (tensiones σ_s).

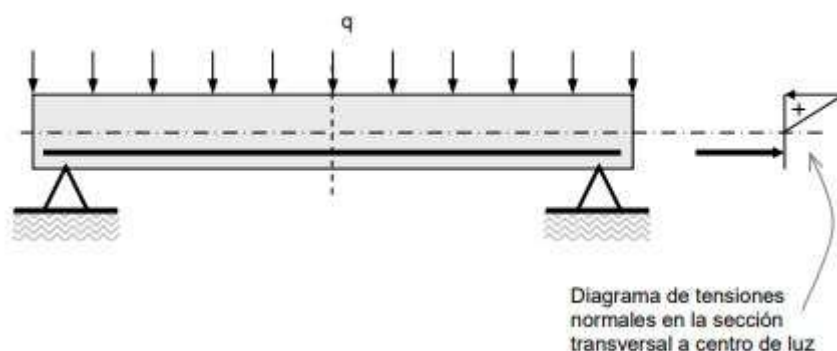


Figura 4.1 – Viga de hormigón armado convencional sometida a cargas distribuidas.

Fuente: Hormigón Armado y Pretensado - Enrique Hernández Montes y Luisa María Gil Martín. Página 18.

La utilización de aceros de elevada resistencia, como armaduras de hormigón armado, queda limitada por la fisuración del hormigón. De hecho, como los diferentes tipos de acero tienen aproximadamente el mismo módulo de elasticidad, el empleo de acero con tensiones de tracción elevadas implica grandes alargamientos de los mismos, lo que, a su vez, ocasionan fisuras muy abiertas.

En esas condiciones, los valores de σ utilizables en la práctica, quedan limitados por los valores de las aberturas de fisuras consideradas aceptables (apertura máxima de fisuras del orden de 0.2 a 0.4 mm).

El pretensado como artificio aplicado al hormigón, consiste en introducir en las vigas esfuerzos previos que reduzcan o anulen las tensiones de tracción en el hormigón bajo la acción de solicitaciones en servicio. En estas condiciones, se minimiza la importancia de la fisuración como condición determinante del dimensionamiento de la viga. El tesado del hormigón es realizado, en la práctica, por medio de cabos de acero de alta resistencia, estirados y anclados en el propio hormigón. El artificio del tesado desplaza la zona de trabajo del hormigón hacia el ámbito de las compresiones, donde el material es más eficiente.

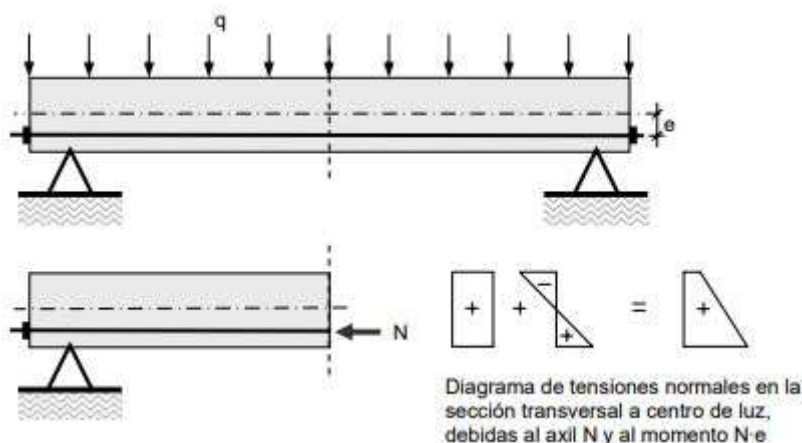


Figura 4.2 – Aplicación de un estado previo de tensiones a una viga de hormigón mediante cabos de acero estirados y anclados en los extremos.

Fuente: Hormigón Armado y Pretensado - Enrique Hernández Montes y Luisa María Gil Martín. Página 19.

Es por ello que, como los cabos de acero son tesados y anclados, se puede emplear en esos cabos, aceros de alta resistencia, trabajando a tensiones elevadas. Entonces en

estas condiciones, queda compatibilizado el empleo de dos materiales con elevada resistencia, y son:

- Hormigón con elevada resistencia a la compresión;
- Aceros con elevada resistencia a la tracción.

Los cabos de aceros utilizados como armaduras tesadas tienen resistencia a tracción variando entre los 15.000 kg /cm² (1500 Mpa) a 19.000 kg /cm² (1900 Mpa). El estado previo de tensiones, introducido por el tesado en la viga de hormigón, mejora el comportamiento de la misma, no solo para la sollicitación de flexión, como también en la sollicitación de corte.

4.3. Ventajas del hormigón pretensado

- Optimiza la forma de trabajo del hormigón y el aprovechamiento del material.
- Aumenta la durabilidad de la estructura, al no haber fisuración o ser muy baja.
- Permite salvar grandes luces, al incrementar la relación resistencia/ peso propio.
- Se obtiene menores deformaciones y flechas máximas en la estructura.
- Se mejora la resistencia de la estructura a cargas cíclicas.

4.4. Desventajas del hormigón pretensado

- Evolución de sus propiedades con el tiempo, por fenómenos de fluencia y relajación de los materiales estructurales.
- Mayor probabilidad de sufrir corrosión bajo tensión.
- Requiere maquinaria y mano de obra especializada.
- Baja resistencia a tracción, con rotura frágil.
- Peor comportamiento frente al fuego que en estructuras de hormigón armado.

4.5. Hormigón pretensado contra hormigón armado convencional

Para discutir acerca de las ventajas y desventajas del hormigón pretensado comparando con el hormigón armado, se harán respecto a la utilidad, seguridad y por último y no menos importante la economía.

4.5.1. Utilidad

El diseño en hormigón pretensado es más adecuado para estructuras de grandes luces y para aquellas que soporten cargas pesadas, debidas principalmente a las resistencias más elevadas de los materiales empleados. Las estructuras de hormigón pretensado son más esbeltas y, por consiguiente, más susceptibles a un diseño artístico. Producen luces mayores cuando es necesario y no se fisuran bajo las cargas de servicio y, cuando pudieran aparecer grietas bajo las sobrecargas, se cerrarán tan pronto como se elimine la carga, a menos que la carga sea excesiva. Bajo la carga muerta, la deflexión es reducida, debido al efecto de pandeo del pre esfuerzo. Esto se convierte en una consideración importante para estructura tales como los voladizos grandes. Bajo la carga viva, la deflexión es también menor debido a la efectividad de toda la sección sin agrietar, la cual tiene un momento de inercia de 2 a 3 veces el de la sección agrietada. Los elementos prefabricados son más adaptables debido a su peso más ligero.

4.5.2. Seguridad

Es difícil decir que un tipo de estructura es más seguro que otro. La seguridad de una estructura depende más de su diseño y construcción que de su tipo. Sin embargo, ciertas características inherentes de seguridad pueden mencionarse en el hormigón pretensado. Hay una prueba parcial, tanto para el acero como para el hormigón durante las operaciones de pretensado. Para muchas estructuras y durante el pretensado, tanto el acero como el hormigón están sujetos a esfuerzos más elevados que lo que existirán en ellos durante su vida de servicio. Por consiguiente, si los materiales pueden soportar el pretensado, seguramente poseen la resistencia suficiente para las cargas de servicio.

Cuando están diseñadas apropiadamente por los métodos convencionales actuales, las estructuras de hormigón pretensado tienen capacidad de sobrecargas similares y quizás ligeramente superiores a las del hormigón armado. Para los diseños usuales, se deforman apreciablemente antes de la ruptura, proporcionando así una amplia advertencia antes de que suceda el colapso. La resistencia a la corrosión es mejor que la del hormigón armado para la misma cantidad de recubrimiento, debido a la ausencia de grietas. Si aparecen grietas, la corrosión puede ser más seria en el hormigón pretensado.

Los miembros de hormigón pretensado requieren más cuidado en el diseño, construcción y erección que aquellos de hormigón ordinario, debido a la mayor resistencia, a la sección menor y, algunas veces, a los aspectos delicados de diseño involucrado.

4.5.3. **Economía**

Los miembros pretensados son de menores dimensiones que sus pares de hormigón armado para la misma luz y condiciones de carga. En general, la altura de un miembro de hormigón pretensado es normalmente entre un 65 a 80 % de la altura de un miembro equivalente en hormigón armado. Por lo tanto, el miembro pretensado requiere menos hormigón, y cerca de 20 a 35 % menos de cantidad de armadura. Desafortunadamente, este ahorro en peso de material es balanceado por un mayor costo de materiales de mayor calidad en el hormigón pretensado. También, independiente del sistema utilizado, operaciones de pretensado en si misma resultan en costos adicionales: el encofrado es más complicado debido a que la geometría de la sección pretensada es normalmente compuesta de secciones con alas y nervios más delgados.

a) A pesar de esos costos adicionales, si son fabricadas una gran cantidad de unidades prefabricadas, la diferencia entre al menos el costo inicial de sistemas pretensados y de hormigón armado normalmente no es muy grande. Y los ahorros indirectos a largo plazo son bastante sustanciales, debido al menor mantenimiento necesario, es posible una mayor duración debido a un mejor control de la calidad del hormigón, y se consiguen fundaciones más ligeras debido al menor peso acumulativo de la estructura.

b) Cuando la luz de una viga de hormigón armado excede los 21 a 27 m, el peso muerto de la viga se torna excesiva, resultando en miembros más pesados y consecuentemente, en mayores fisuraciones y deflexiones a largo plazo. Luego, para vanos largos, el hormigón pretensado se vuelve obligatorio, debido a que los arcos son caros de construir y no se comportan bien debido a la retracción y la fluencia que sufren. Vanos muy largos como los puentes construidos en voladizos sucesivos o puentes atirantados pueden ser solo construidos a través del uso del pretensado.

4.6. Tipos de armaduras de los elementos tesados

Estas armaduras pueden ser de dos tipos, y son las siguientes:

- Armaduras tesadas o activas; constituidas por cabos de acero estirados y anclados en sus extremidades.
- Armaduras no tesadas o pasivas; están constituidas por varillas normales del hormigón armado, que se utilizan en las siguientes posiciones.
 - a- Armaduras longitudinales: estas generalmente denominadas suplementarias, destinadas a mejorar el comportamiento de la viga y controlar la fisuración de la misma, para cargas elevadas.
 - b- Armadura del alma, generalmente constituidas por los estribos, y denominadas armaduras transversales; se destinan a resistir a los esfuerzos de corte.

- c- Armaduras locales, en los puntos de anclaje de los cabos de tesados, denominadas armadura de zunchado, se destinan a evitar la rotura local del hormigón, en los puntos sujetos a tensiones muy elevadas.
- d- Armaduras regionales, denominada armaduras de introducción de tensiones, se destinan a garantizar la distribución de las tensiones, aplicadas localmente, para la sección total de la viga.

4.7. Términos básicos conceptuales del postensado

- **Tendón:** conjunto de armaduras activas que tienen un único trazado y se pone en carga en una sola operación.
- **Tesado:** Operación de puesta en carga inicial de la armadura activa.
- **Anclado:** Es la acción de fijar la armadura activa al hormigón una vez que ha sido tesado.

4.8. Clasificación del pretensado

Para clasificar el pretensado se debe tener los siguientes criterios:

- Por el momento de aplicación de la fuerza de pretensado respecto al hormigonado de la pieza: con armaduras pretensas y con armaduras postensas.
- Por la posición de las armaduras activas o tendones respecto a la sección transversal del elemento.
- Por el tipo de trazado de la armadura activa.

- Por las condiciones de adherencia del tendón.

- Por la generación de reacciones adicionales en los apoyos debido exclusivamente al pretensado.

4.8.1. Clasificación según la posición de la armadura activa respecto al elemento:

- Interior: El tendón queda embebido en el hormigón. Procedimiento usual en estructuras de armadura postesas.
- Exterior: El tendón se coloca fuera de la sección ocupada por el hormigón y dentro del canto de la misma. Permite la inspección de las armaduras durante su vida útil y eventual retesado. Se utiliza generalmente en refuerzos de estructuras.

4.8.2. Clasificación según el tipo de trazado de la armadura activa

- Uniforme: La armadura activa se halla a la misma distancia del centro de gravedad de la pieza.
- Variable: La armadura activa varía su posición con respecto al centro de gravedad a lo largo de la pieza. Utilizado en vigas con armaduras postesas.

Tipos de trazado empleados habitualmente:

• Trazado **rectilíneo**:



• Trazado **poligonal**:



• Trazado **parabólico**:



Figura 4.3 – Tipos de trazado empleados habitualmente.
Fuente: Tecnología del pretensado - Luis Bañón Blázquez. Página 26.

4.8.3. Clasificación según Por las condiciones de adherencia del tendón

- Adherente: el tendón queda totalmente adherido al hormigón, transfiriendo la fuerza de pretensado por rozamiento. Se da en el hormigón con armaduras pretensas, y con postesas, si se emplean inyecciones adherentes.
- No adherentes: El tendón no se vincula al hormigón, transfiriendo la fuerza de pretensado a través de los anclajes. Se da en el hormigón con armaduras postesas, si se emplean inyecciones no adherentes.



Figura 4.4 – Armaduras Postesas: Variantes del sistema.
Fuente: Postensado en edificación - Oscar Liébana. Página 48.

4.8.4. Clasificación según la generación de reacciones adicionales en los apoyos debidos exclusivamente al pretensado.

Isostático: No aparecen reacciones adicionales en los apoyos.

Hiperestático: Aparecen reacciones adicionales en los apoyos.

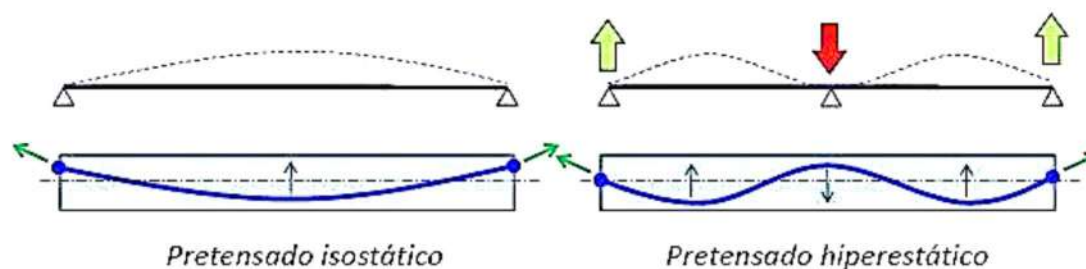


Figura 4.5 – Clasificación por la generación de reacciones adicionales en los apoyos debidas al pretensado. **Fuente:** Tecnología del pretensado - Luis Bañón Blázquez. Página 17

4.9. Características de la armadura postesa

- Es más adecuado para la fabricación in situ
- La fuerza del acero se ancla a través de anclajes
- Concentración de fuerza en los anclajes

4.9.1. Ventajas:

- Permite trazado curvo de los tendones
- Reducción de pérdidas en el hormigón al realizarse el tesado a mayores edades del hormigón
- La inclinación de los tendones tiene un efecto reductor del cortante

4.9.2. Inconvenientes

- La colocación de los tendones se realiza a través de un proceso menor industrializado
- Los trazados curvos introducen incertidumbre en las pérdidas de rozamiento
- El empleo de vainas reduce el brazo mecánico de la armadura (en obras civiles más importantes)

4.10. Tipos de anclajes

4.10.1. Activos o vivos

- Son las que permiten el estiramiento de los cables
- Muchas veces, el tesado es efectuado apenas en una extremidad del cable, lo que permite el empleo de un solo gato.

4.10.2. Anclajes pasivos o muertos

- Es el anclaje del lado no tesado
- Puede ser constituido por anclajes vivos con cuñas preclavadas, por lazos o por rozamiento



Figura 4.6 – Tipo de anclajes. Arriba: Anclajes activos con vaina oval y anclaje monocordón. Medio: Anclajes activos: cabeza de anclaje, armadura de zunchado y

tubo para inyección. Abajo: Anclajes pasivos: Soluciones mediante elementos metálicos. **Fuente:** Postensado en edificación - Oscar Liébana. Páginas 36, 38 y 39.

4.11. Grados de pretensado

En los primeros años del desarrollo del pretensado, su diseño se consideraba unido rígidamente a la falta total de tensiones normales de tracción en todas las fibras de la sección de hormigón.

En este caso corresponde al llamado pretensado total. La exigencia de un pretensado total fue mantenida por la escuela francesa (Freysinet), mientras en Alemania se abría paso a la idea de admitir tracciones moderadas debido al dominio que se adquirió sobre el comportamiento de los materiales.

Finsterwalder, Cerstelli Guidi u otros promotores mundiales, señalaron el camino hacia la aceptación de ese criterio y en la actualidad no se discute y se produce un uso creciente de estructuras pretensadas que para determinados estados de cargas, presenta tracciones y aun fisuras controladas.

“Las fisuras son inevitables en las estructuras de hormigón sometidas a tracción debido a la flexión, corte, torsión y ellos no presentan inconveniente si las aberturas responden a límites controlados”

La expresión anterior corresponde al Código CEB-FIP 78 y representa la puesta al día que sobre fisuración existe en el mundo entero.

4.11.1. Pretensado total

Existe pretensado total si, para la carga de utilización total, fuesen evitadas tensiones de tracción en la flexión, en el hormigón, en la dirección resistente principal. Se toleran, sin embargo, tensiones de tracción provenientes de la introducción de la fuerza de

pretensado en la región de anclaje de los cabos, de tensiones principales de tracción inclinadas, debidas al corte o la torsión, así como tensiones de tracción transversales.

4.11.2. Pretensado limitado

Existe pretensado limitado si, para la carga de utilización total, las tensiones de tracción en el hormigón, en la dirección resistente principal, no sobrepasan un valor considerado admisible.

4.11.3. Pretensado parcial

Existe pretensado parcial, si las tensiones de tracción, en la dirección resistente principal, que surge debido a la carga de utilización total, no fuesen restringidas. La limitación de la fisuración es garantizada por medio de la armadura pasiva.

4.12. Conceptos básicos de pretensado

La fuerza de pre compresión P que satisface la condición particular de geometría y cargas de un elemento dado (Ver Figura) es determinada por principios de mecánica y de relaciones de tensión-deformación. Algunas veces las simplificaciones son necesarias, como cuando una viga pretensada se asume que será homogénea y elástica.

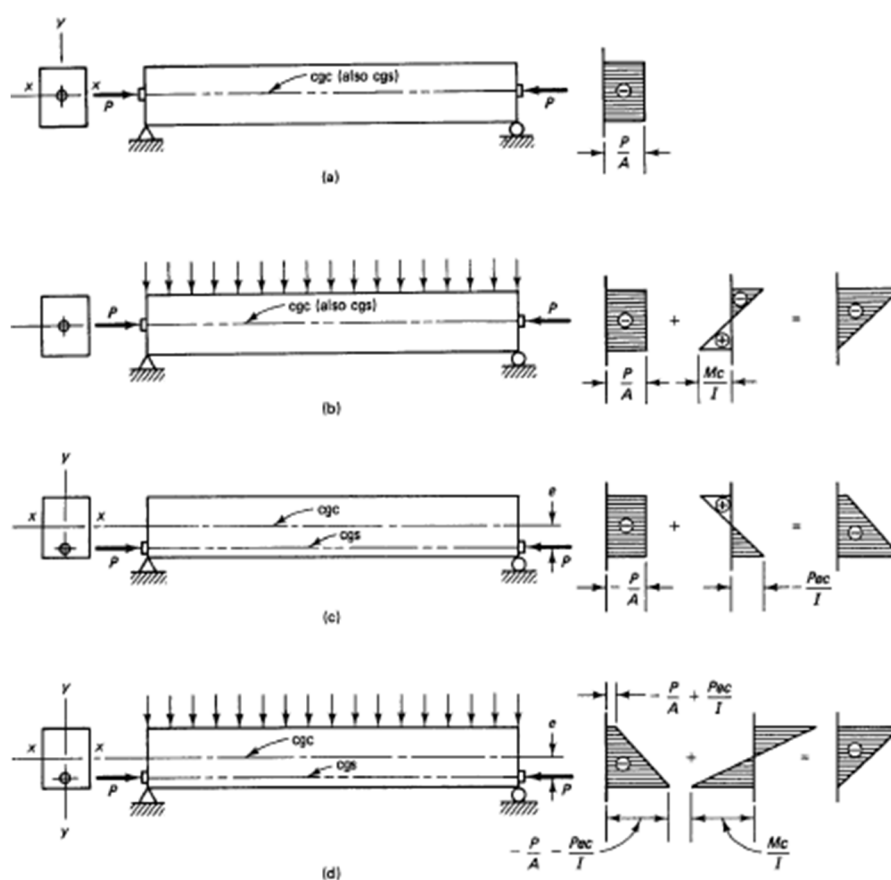


Figura 4.7 - Distribución de tensión de fibra de hormigón en una viga rectangular con tendón recto. (a) Tendón concéntrico, pretensión solamente. (b) Tendón concéntrico, peso propio añadido. (c) Tendón excéntrico, solo pretensado. (d) Tendón excéntrico, peso propio añadido. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 9.

Considerando, entonces, una viga rectangular simplemente apoyada sometida a una fuerza concéntrica de pretensado P como se muestra en la Figura 4.7a. La tensión de compresión en la sección transversal de la viga es uniforme y tiene una intensidad:

$$f = -\frac{P}{Ac} \quad (4.1)$$

Donde $A_c=b.h$ es el área de la sección transversal de una viga de una sección de la viga de ancho b y altura total h . El signo negativo es usado para compresión y el signo positivo para tracción.

Si cargas transversales externas son aplicadas a la viga, causando máximo momento M en el medio del vano, la tensión resultante se convierte en:

$$f^t = -\frac{P}{A_c} - \frac{Mc}{I_g} \quad (4.2a)$$

Y

$$f^b = -\frac{P}{A_c} + \frac{Mc}{I_g} \quad (4.2b)$$

Donde:

f^t = tensión en las fibras superiores

f_b = tensión en las fibras inferiores

$c = 1/2h$ para sección rectangular

I_g = momento de inercia de la sección

La Ecuación 4.2 indica la presencia de la tensión de pre compresión $-\frac{P}{A_c}$ que reduce la tensión debida a la flexión $\frac{Mc}{I_g}$ hasta la magnitud prevista en el diseño, o eliminando la totalidad del esfuerzo, o permitiendo un nivel de esfuerzo de tensión dentro de lo

aceptable según los límites de la norma. La sección se considera no fisurada y se comporta elásticamente: la incapacidad del hormigón para resistir esfuerzos de tracción compensados de manera efectiva por la fuerza de compresión del tendón de pretensado.

Las tensiones de compresión en la Ecuación en las fibras superiores de la viga debido al pretensado se combinan con la aplicación de la tensión de carga $-\frac{Mc}{I_g}$, como se ve en la Figura 4.7b. Por lo tanto, la fuerza de tensión de compresión del haz para tomar una carga externa sustancial se reduce mediante la fuerza concéntrica de pretensado. Para evitar esta limitación, el tendón de pretensado se coloca excéntricamente por debajo del eje neutro en la mitad del tramo, para inducir tensiones de tracción en las fibras superiores debido al pretensado. (Ver Figura 4.7c y d). Si el tendón se coloca en la excentricidad e desde el centro de gravedad del hormigón, denominado línea cgc , crea un momento Pe y las tensiones resultantes en centro del vano se vuelven

$$f^t = -\frac{P}{Ac} + \frac{Pec}{I_g} - \frac{Mc}{I_g} \quad (4.3a)$$

Y

$$f_b = -\frac{P}{Ac} - \frac{Pec}{I_g} + \frac{Mc}{I_g} \quad (4.3b)$$

Dado que la sección de soporte de una viga simplemente soportada no transporta ningún momento de la carga transversal externa, las altas tensiones de la fibra de tracción en las fibras superiores son causadas por la fuerza de pretensado excéntrico.

Para limitar tales tensiones, la excentricidad del perfil del tendón de pretensado, la línea de *cgs*, se realiza menos en la sección de soporte que en la sección de medio cuerpo, o se elimina por completo, o bien se utiliza una excentricidad negativa por encima de la línea de *cgs*.

4.12.1. Método del Concepto Básico

En el método de concepto básico de diseño de elementos de hormigón pretensado, las tensiones de fibra de hormigón se calculan directamente a partir de las fuerzas externas aplicadas al hormigón mediante pretensado longitudinal y la carga transversal externa. Las ecuaciones a y b pueden estar en niveles de carga de servicio. Si P_i es la fuerza de pretensada inicial antes de las pérdidas de tensión, y P_e es la fuerza de pretensado efectiva después de las pérdidas, entonces

$$\gamma = \frac{P_e}{P_i} \quad (4.3c)$$

Puede ser definido como el factor residual de pretensado. Sustituyendo r^2 por I_g/A_g en la ecuación de abajo, donde r es el radio de giro de la sección bruta, las expresiones para las tensiones pueden ser reescritas como sigue:

a) Fuerza de pretensado

$$f_t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) \quad (4.4a)$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) \quad (4.4b)$$

Donde c_t y c_b son las distancias desde el centro de gravedad de la sección (la línea *cgs*) a las fibras extremas superior e inferior, respectivamente.

b) Pretensado más peso propio

Si el peso propio produce un momento Md en la sección de estudio, las ecuaciones 4.4a y b se convierten en:

$$f^t = -\frac{Pi}{Ac} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{Md}{s^t} \quad (4.5a)$$

$$f^b = -\frac{Pi}{Ac} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{Md}{s_b} \quad (4.5b)$$

Donde s^t y s_b son los módulos de la sección para las fibras superior e inferior respectivamente.

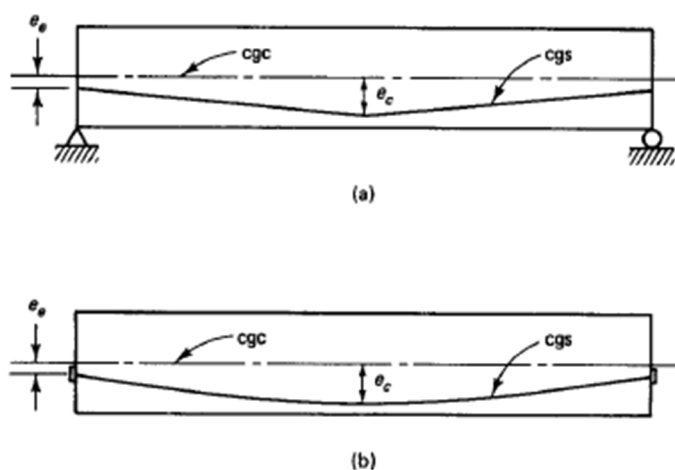


Figura 4.8- Perfiles de pretensado. (a) Harping. (b) Draping.
Fuente: Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 12.

El cambio de la excentricidad desde el medio del vano hasta la sección de apoyo es obtenido levantando el tendón de pretensado ya sea abruptamente desde el centro del vano hasta el soporte, un proceso llamado "harping", o gradualmente en forma parabólica, un proceso llamado "draping". La Figura 4.8a muestra un perfil poligonal normalmente usado para vigas pretensadas y para carga transversal concentrada. La Figura 4.8b muestra un tendón parabólico normalmente utilizado en vigas postensadas.

Subsecuentemente a la erección e instalación del techo o piso, actúan cargas vivas sobre la estructura, causando un momento sobreimpuesto M_s . La intensidad total de cada carga normalmente ocurre luego que el edificio está concluido y algunas de las pérdidas de pretensado dependiente del tiempo ya han tenido lugar. Así, la fuerza de pretensado usada en las ecuaciones de tensiones podrían ser tomada como siendo la fuerza efectiva de pretensado P_e .

Si el momento total debido a las cargas de gravedad es M_t , entonces:

$$M_t = M_D + M_{SD} + M_L$$

Donde: M_D = momento debido al peso propio
 M_{SD} = momento debido a las cargas muertas sobreimpuestas, como el piso
 M_L = momento debido a la carga viva, incluyendo impacto y sismo si hubiera

Entonces, las ecuaciones se convierten en:

$$f^t = - \frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_t}{s^t} \quad (4.7a)$$

$$f^b = - \frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_t}{s_b} \quad (4.7b)$$

Algunas distribuciones típicas de tensiones elásticas de hormigón en la sección crítica de una sección pretensada se muestran en la Figura de abajo. El esfuerzo de tracción en el hormigón en la parte C permitida en las fibras extremas de la sección no puede exceder el máximo permitido en el código.

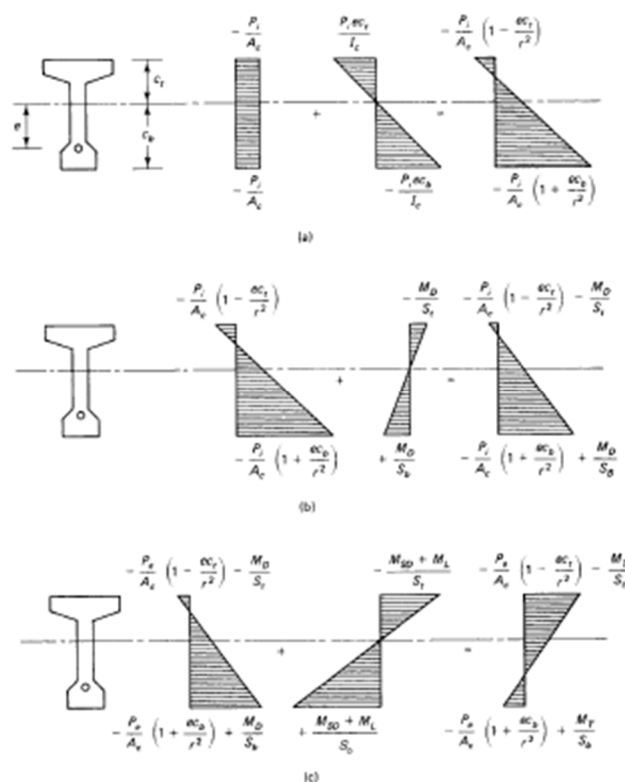


Figura 4.9- Esfuerzos de fibra elástica debido a las diversas cargas en una viga pretensada. (a) Pretensada inicial antes de las pérdidas. (b) Adición de peso propio. (c) Carga de servicio en pretensado efectivo. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 13.

4.12.2. Método de la línea – C

En este concepto de la línea de presión o empuje, la viga es analizada como si fuese una viga plana elástica de hormigón, usando los principios básicos de la estática. La fuerza de pretensado es considerada como una fuerza extrema de compresión, con una fuerza de tracción constante T en el tendón a lo largo del vano. De esta manera, los efectos de cargas externas de gravedad no son considerados. Las ecuaciones de equilibrio $\Sigma H=0$ y $\Sigma M=0$ son aplicadas para mantener el equilibrio en la sección.

La Figura 4.9 muestra la línea de acción relativa de la fuerza de compresión C y la fuerza de tracción T de una viga de hormigón armado comparado con otra viga de hormigón pretensado. Está claro que, en una viga de hormigón armado, T puede tener un valor finito solamente cuando actúan una carga transversal o cargas externas. El brazo de palanca a permanecer básicamente constante a través del historial elástico de carga de la vida de hormigón armado porque este cambia de un valor $a=0$ para la carga de pretensado hasta un máximo para el valor total de la carga sobrepuesta.

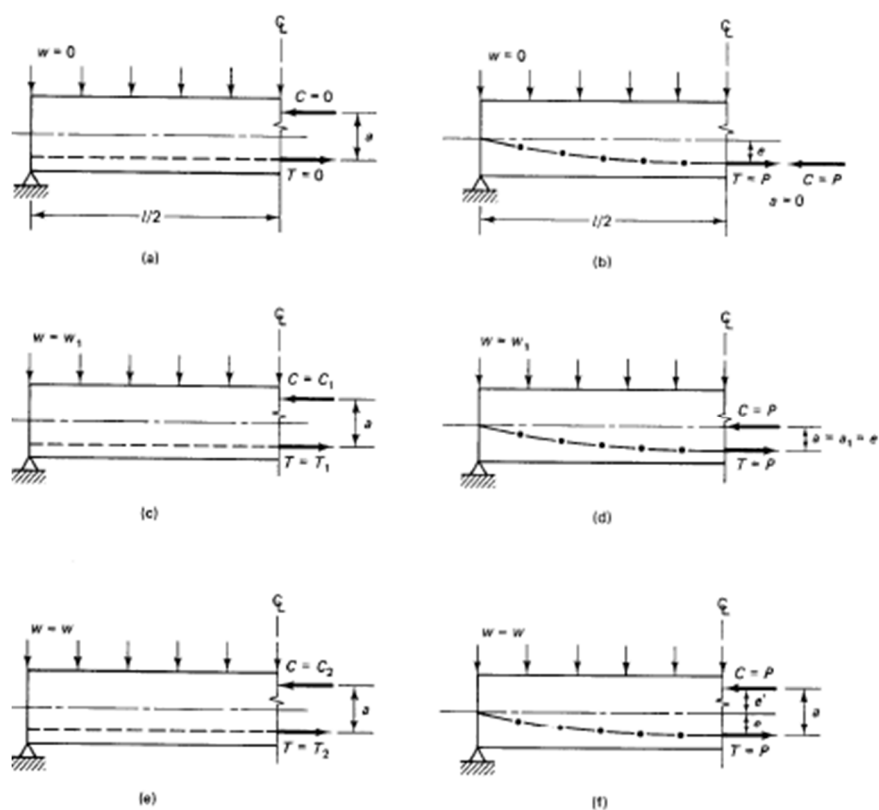


Figura 4.10 - Diagramas comparativos de cuerpo libre de una viga de hormigón armado y una viga de hormigón pretensado. (a) Hormigón armado sin carga (b) Hormigón pretensado sin carga (c) Hormigón armado con carga w_1 . (d) Hormigón pretensado con carga típica w_1 . (f) P.C. haz con carga típica w . **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 14.

Tomando un diagrama de cuerpo libre de un segmento de la viga como se muestra en la Figura 4.10, es evidente que la línea C, o la línea del centro de presiones, es una distancia variable a desde la línea de T. El momento es dado por:

$$M = C \times a = T \times a \quad (4.8)$$

Y la excentricidad e es conocida o predeterminada, así en la Figura 4.10:

$$e' = a - e \quad (4.9a)$$

Siendo $C = T$, $a = \frac{M}{T}$, dando:

$$e' = \frac{M}{T} - e \quad (4.9b)$$

De la figura:

$$f_t = -\frac{C}{A_c} - \frac{Cxe'x_{ct}}{I_c} \quad (4.10a)$$

$$f_b = -\frac{C}{A_c} + \frac{Cxe'x_{cb}}{I_c} \quad (4.10b)$$

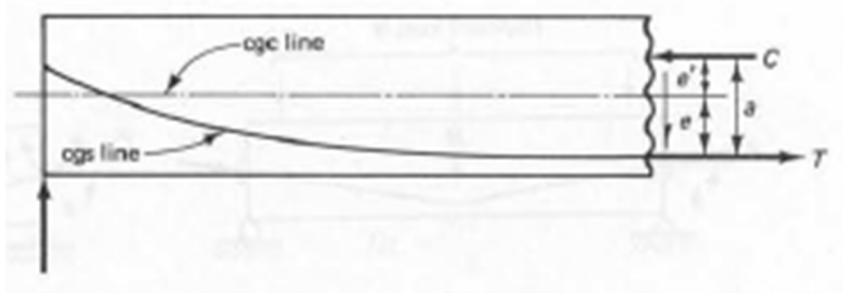


Figura 4.11 – Diagrama del cuerpo libre para la línea C (centro de presiones).
Fuente: Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 15.

Pero la fuerza en el tendón T es igual a la fuerza de pretensado Pe, así:

$$f^t = -\frac{Pe}{Ac} - \frac{Pex e' x ct}{Ic} \quad (4.11a)$$

$$f_b = -\frac{Pe}{Ac} - \frac{Pex e' x cb}{Ic} \quad (4.11b)$$

Siendo $Ic = Ac \times r^2$, las ecuaciones de arriba pueden expresarse como:

$$f^t = -\frac{Pe}{Ac} \left(1 + \frac{e' ct}{r^2}\right) \quad (4.12a)$$

$$f_b = -\frac{Pe}{Ac} \left(1 - \frac{e' cb}{r^2}\right) \quad (4.12b)$$

4.12.3. Método de la carga balanceada

Un tercer enfoque útil en el diseño (análisis) de vigas pretensadas continuas es el método de equilibrio de carga desarrollado por T. Y. Lin. Esta técnica se basa en la utilización de la fuerza vertical del tendón de pretensado poligonales (“harped”) o parabólico (“draped”) para contrarrestar o equilibrar la carga de gravedad impuesta a la que está sometida la viga. Por lo tanto, es aplicable a los tendones de pretensado no rectos.

La Figura 4.12 demuestra las fuerzas de equilibrio para vigas pretensadas con tendones “harped” y “draped”. La reacción de equilibrio de carga R es igual a la componente

vertical de la fuerza de pretensado P. La componente horizontal de P, como una aproximación en vigas de tramos largos, se toma como igual a la fuerza total P el cálculo de las tensiones de fibra de hormigón en el medio del vano de la viga simplemente apoyada, en otras secciones se usa la componente horizontal real de P.

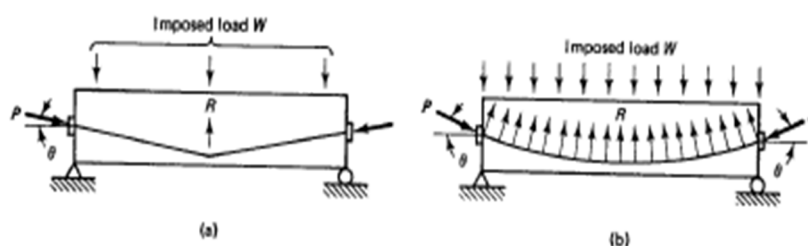


Figura 4.12.- Cargas balanceadas. (a) Tendón tipo harped. (b) Tendón tipo draped.
Fuente: Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 16.

4.12.4. Balance de cargas distribuidas y tendón de perfil tipo parabólico

Considerando un tendón parabólico como es mostrado en la Figura 4.8b. Sea la función parabólica:

$$Ax^2+Bx+C=y \quad (4.13)$$

Representa el tendón curvo; la fuerza T denota el tesado al cual el tendón es sometido. Luego para $x=0$, tenemos:

$$y = 0 \quad C = 0$$

$$\frac{dy}{dx} = 0 \quad B = 0$$

$$\text{Y para } x = \frac{l}{2},$$

$$y = a \quad A = \frac{4a}{l^2}$$

Pero a partir de relaciones de cálculo, la intensidad de carga es:

$$q = T \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (4.14)$$

Encontrando $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$ en la ecuación 5.13 y sustituyendo en la ecuación 4.14 se tiene:

$$q = T \frac{4a}{l^2} \times 2 = \frac{8Ta}{l^2} \quad (4.15a)$$

$$T = \frac{ql^2}{8a} \quad (4.15b)$$

$$Ta = \frac{ql^2}{8} \quad (4.15c)$$

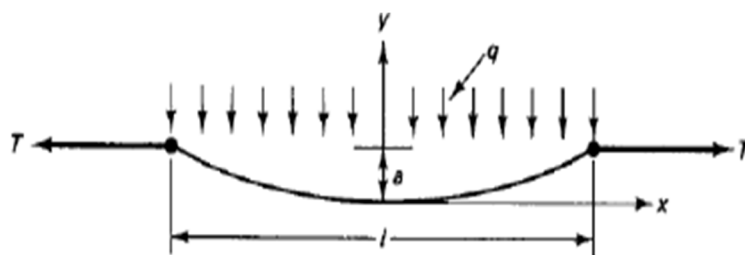


Figura 4.13 – Tendón sometido a carga transversal de intensidad q. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 18.

Por lo tanto, si el tendón tiene un perfil parabólico en la viga pretensada y la fuerza de pretensado se denota por P, la intensidad de carga equilibrada de Ecuación 4.15a es

$$W_b = \frac{8Pa}{l^2} \quad (4.16)$$

La Figura 4.13 muestra el diagrama del cuerpo libre de las fuerzas actuantes en una viga pretensada con perfil de tendón parabólico. Claramente, los dos grupos de cargas transversales iguales y opuestas w_b se cancelan entre sí, y no se produce ningún esfuerzo de flexión. Esto es razonable esperar en el método de las cargas balanceadas, desde que siempre será el caso que $T = C$, y C cancela a T para satisfacer las condiciones de equilibrio que $\Sigma H = 0$. Como no hay flexión, la viga permanece recta, sin tener forma convexa, o curvatura en la fase superior.

La tensión en la fibra del hormigón a través de la altura de la sección en el medio del vano se convierte en:

$$f^{tb} = -\frac{P'}{A} = -\frac{C}{A}$$

Esta tensión la cual es constante, es debido a la fuerza $P'=P \times \cos \theta$. La Figura 4.15 muestra la superposición de tensiones para producir la tensión neta. Nótese que la fuerza de pretensado en el método de la carga balanceada no actúa en el centro de gravedad de la sección de apoyo en viga simplemente apoyada y si en el *cgc* de un extremo libre en el caso de una viga en voladizo. Esta condición es necesaria de modo a prevenir cualquier momento desequilibrado excéntrico.

Cuando la carga impuesta excede a la carga balanceada w_b , es como si una carga adicional no balanceada w_{ub} es aplicada, resultando un momento $M_{ub} = w_{ub} \times \frac{l^2}{8}$ en el medio del vano. Las tensiones correspondientes en las fibras resultan:

$$f^{tb} = \frac{P'}{Ac} \pm \frac{M_{ub} \times c}{Ic} \quad (4.17)$$

La ecuación 4.17 puede reescribirse como las siguientes dos ecuaciones:

$$f^t = -\frac{P'}{Ac} - \frac{M_{ub}}{S^t} \quad (4.18a)$$

$$f_b = -\frac{P'}{Ac} + \frac{M_{ub}}{S_b} \quad (4.18b)$$

Las ecuaciones 4.18 pueden arrojar el mismo valor de las tensiones en las fibras como las ecuaciones 4.7 y 4.10. Se debe tener en cuenta que P' es tomado igual a P en la sección del medio del vano porque la fuerza de pretensado es horizontal en ese punto, $\theta=0$.

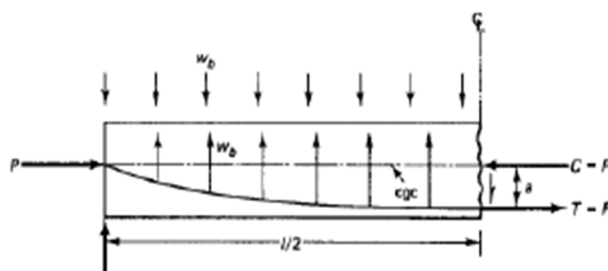


Figura 4.14 – Diagrama de cuerpo libre de la carga balanceada. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 17.

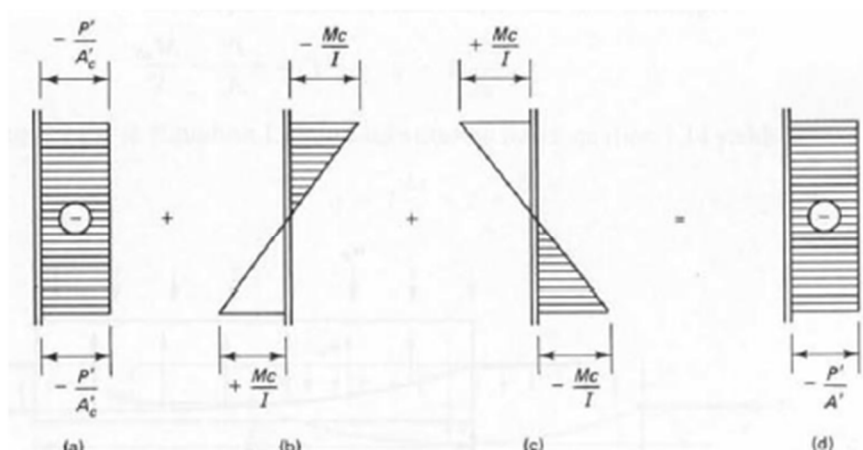


Figura 4.15 – Diagrama de tensiones de la carga balanceada. (a) Tensiones de pretensado. (b) Tensiones de carga impuesta. (c) Tensiones de carga balanceada. (d) Tensión total resultante. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta. Edición – Edward G. Nawy. Página 18.

En la Figura 4.15 se puede ver que las tensiones debidas a las cargas compuestas y a las cargas balanceadas se anulan recíprocamente, quedando únicamente la tensión neta debido al pretensado.

4.13. Materiales en hormigón pretensado

Los principales materiales en hormigón pretensado son:

- Hormigón
- Armaduras activas
- Armaduras pasivas

4.13.1. Hormigón

Para el hormigón pretensado deberían utilizarse, en general, hormigones de alta resistencia, para que los acortamientos por contracción y fluencia lenta, que originan pérdidas del esfuerzo de pretensado, queden limitados a valores reducidos. En las estructuras de hormigón pretensado, además, puede aprovecharse la alta resistencia a compresión de estas calidades de hormigón, mejor que en las

estructuras de hormigón armado. Las altas calidades de hormigón proporcionan también una mayor resistencia a la corrosión. El agua de amasado, en lo posible, no debe contener cloruros (contenido $Cl < 600$ mg/litro). Los aditivos requieren un permiso especial para el hormigón pretensado.

La contracción y la fluencia lenta del hormigón juegan, en el hormigón pretensado, un papel importante debido a las pérdidas en los esfuerzos de pretensado; en lo que respecta a las bases de cálculo.

El hormigón, es el mayor constituyente de todo elemento de hormigón pretensado. Por lo tanto, su resistencia y su duración a largo plazo tienen que ser alcanzados a través de control de calidad y el aseguramiento de la calidad en la etapa de producción.

La resistencia y la duración son las dos mayores cualidades que son particularmente importantes en estructuras de hormigón pretensado. Los efectos negativos a largo plazo pueden reducir rápidamente las fuerzas de pretensado y pueden ocasionar una falla inesperada. Por lo tanto, deben ser adoptadas medidas para garantizar un estricto control de calidad y garantía de calidad en las distintas etapas de producción y construcción, así como de mantenimiento.

4.13.2. Propiedades del hormigón endurecido

Las propiedades mecánicas del hormigón endurecido se pueden clasificar en dos categorías: las propiedades a corto plazo e instantáneas y las propiedades a largo plazo. Las propiedades a corto plazo son la resistencia a la compresión, tracción y corte, y la rigidez, medida por el módulo de elasticidad. Las propiedades a largo plazo se pueden clasificar en cuanto a la fluencia y la retracción.

4.13.2.1. Resistencia a la compresión del hormigón

Dependiendo del tipo de clasificación, las propiedades del agregado y el tiempo y calidad del curado, la resistencia del hormigón puede ser obtenida hasta los 140

MPa o más. La producción comercial de hormigón con agregados ordinarios está normalmente en el rango de 28 a 85 MPa, con la resistencia más común en el orden de 45 MPa.

Este material es definido por su resistencia a compresión y tracción a 28 días en probetas curadas normalizadas. La calidad es fijada por los distintos reglamentos y para su uso en hormigón pretensado, debe cumplir, además, con ciertos requisitos adicionales:

Debe ser trabajable y resistente al endurecer, lo primero se obtienen aumentando el agua de amasado, pero ello es perjudicial para la mayor resistencia por lo cual se advierte la importancia del estudio de la dosificación más adecuada.

No debe olvidarse que en general deben alcanzarse alta resistencia en corto tiempo para una producción racional, lo que exige en la dosificación y curado la aplicación de procedimientos tecnológicos avanzados que a su vez sean seguros a largo plazo.

La principal propiedad mecánica del hormigón se halla relacionada a su resistencia a compresión simple ($f'c$). Para el hormigón pretensado, el valor mínimo debe superar los 28 MPa. en probetas cilíndricas de 15x30 cm.

Para un ensayo de resistencia, el código ACI especifica utilizando el promedio de dos cilindros de la misma muestra probados a la misma edad, que suele ser de 28 días. En cuanto a la frecuencia de las pruebas, el código especifica que la resistencia de una clase individual de hormigón puede ser considerada satisfactorio si (1) el promedio de todos los conjuntos de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior al requerido $f'c$ y (2) en ningún ensayo la resistencia (promedio de dos cilindros) cae por debajo del $f'c$ requerido por más de 35 kg/cm². La resistencia media del hormigón para el que debe ser una mezcla de concreto diseñada debe exceder a $f'c$ por una cantidad que depende de la uniformidad de la planta de producción. Tenga en cuenta que el $f'c$

de diseño no debe ser la fuerza promedio del cilindro, sino más bien la resistencia mínima concebible del cilindro.

4.13.2.2. **Resistencia a tracción del hormigón**

La resistencia a tracción del hormigón es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tracción f_{ct} es $f'c < f_{ct} < 0.20f'c$. Es más difícil medir la resistencia a la tracción que a la compresión, debido a los problemas de agarre con las máquinas de ensayo. Un número de métodos están disponibles para ensayos a la tracción, el método más comúnmente empleado es a la compresión diametral, o Ensayo Brasileño, pero puede estimarse sobre la base de las resistencias características a compresión del hormigón.

Para miembros sujetos a flexión, el valor del módulo de rotura f_r es usado en el diseño preferentemente a la resistencia a la tracción f'_t diametral. El módulo de rotura es medido por ensayo a falla de viga simple de hormigón armado de 6 pulgadas cuadrada de sección transversal, teniendo una luz de 18 pulgadas, y cargados en los tercios (ASTM C-78). El módulo de rotura tiene un valor más alto que la resistencia a tracción diametral. La ACI especifica un valor de $2\sqrt{f'c}$ para el módulo de rotura de un hormigón normal.

4.13.2.3. **Resistencia al corte del hormigón**

La resistencia al corte es más difícil de determinar experimentalmente que los ensayos discutidos anteriormente debido a la dificultad de aislar el corte de las otras tensiones. Este es uno de los motivos para la gran variación de los valores de resistencia al corte reportados en la literatura, variando desde el 20% de la resistencia a compresión en cargas normales hasta un porcentaje relativamente más alto hasta el 85% de la resistencia a compresión en caso donde el corte directo aparece en combinación con compresión. Control de una estructura diseñada por resistencia al corte es significativo

solo en raros casos, debido a que las tensiones de corte deben ordinariamente ser limitada a valores continuamente bajos de modo a proteger el hormigón de falla a tracción diagonal.

4.13.2.4. **Módulo de elasticidad y cambio en la resistencia a la compresión con el tiempo**

Debido a que la curva de tensión deformación es curvilínea en los primeros estadios de carga, el módulo de elasticidad de Young puede ser aplicado solo a la tangente de la curva de origen. La pendiente inicial de la tangente a la curva es definida como el módulo tangente, y también es posible construir un módulo tangente a cualquier punto de la curva. La pendiente de la línea recta que conecta el origen a una tensión dada (aproximadamente $0.4f'_c$) determina el módulo de elasticidad, satisface la suposición práctica que las deformaciones ocurridas durante el estado de carga pueden ser considerado básicamente elástico (completamente recuperable en la descarga), y que cualquier deformación subsecuente debido a la carga es considerada como fluencia.

El código ACI de construcción da la siguiente expresión para calcular el modulo secante de elasticidad del hormigón, E_c ;

$$E_c = 33wc^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad \text{para } 90 < wc < 155 \text{ lb/ft}^3$$

En donde wc es la densidad del hormigón en libra por pie cúbico ($1 \text{ lb/ft}^3 = 16.02 \text{ kg/m}^3$) y f'_c es la resistencia a compresión cilíndrica en psi. Para hormigón de peso normal,

$$E_c = 57.000 \sqrt{f'_c} \text{ psi} \quad (4.700 \sqrt{f'_c} \text{ MPa})$$

ó

$$E_c = 0.043 w^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ MPa}$$

4.13.3. **Armaduras Pasivas**

Las armaduras pasivas son generalmente formadas por varillas o mallas soldadas empleadas en hormigón armado, las cuales son manufacturadas de acuerdo con la

norma ASTM. En estructuras pretensadas, esas armaduras reciben las denominaciones de convencionales o suplementarias. Los valores más importantes de las varillas de refuerzo son:

1. Módulo de Young, Es
2. Tensión de fluencia, fy
3. Resistencia última, fu
4. Designación del Grado de Acero
5. Medida o diámetro de la varilla o alambre.

Para aumentar la adherencia entre el hormigón y el acero, saliencias denominadas corrugado son laminados en la superficie de la varilla, de acuerdo a la especificación de la ASTM. Excepto los alambres usados como refuerzo en espiral de columnas, solo varillas conformadas, alambres conformados pueden ser usados en hormigón armado como práctica aprobada.

Las varillas utilizadas en hormigón presentan son de grado 40, 60 y 75. Esos tienen una resistencia a la fluencia de 2800, 4200 y 5200 kg/cm² respectivamente. La resistencia última a la tracción para dichos aceros es de 4900, 6300 y 7030 kg/cm² respectivamente. El porcentaje de elongación en la fractura, el cual varía con el grado, diámetro de la varilla y fuente de manufacturado varía entre el 4.5 y 12 % sobre una longitud de 203 mm.

Para la mayoría de los aceros al carbono, el módulo de Young es tomado en 29×10^6 psi (204×10^6 MPa).

4.13.4. Armaduras Pretensas

Debido a las altas pérdida por retracción y fluencia en el hormigón, pretensados efectivos pueden ser obtenidos usando aceros de alta resistencia en el rango de 270,000 psi o más (1862 MPa o mayores).

Tales aceros de alta resistencia son capaces de contrabalancear esas pérdidas en el hormigón circundante y tener un adecuado nivel de tensiones residual para mantener la fuerza de pretensado requerido. La magnitud de las pérdidas normales puede ser supuesta en el rango de los 2460 a 4220 kg/cm². El valor del pretensado inicial debe tener valores muy elevados, en el orden de 12650 a 15470 kg/cm². Los aceros utilizados como armadura de pretensado se obtienen por tratamiento de acero de alta resistencia por estiramiento en frío.

Refuerzos para Pretensado pueden estar en forma de alambres individuales, cabos compuestos de varios alambres retorcidos para formar un solo elemento, y las barras de alta resistencia. Tres tipos de uso común en los Estados Unidos son los siguientes:

- Alambres no recubiertos de baja relajación
- Cables no recubiertos y de baja relajación
- Barras no recubiertas de alta resistencia

Las armaduras pretensadas, ancladas con tensiones elevadas, presentan con el paso del tiempo, una pérdida de tensión debido a la relajación del acero. Esos hilos son llamados de relajación normal (RN) y no son usados en los Estados Unidos. Los hilos y cables pueden tener un tratamiento térmico - mecánico que reduce la pérdida de relajación, siendo llamados de Baja Relajación (RB).

Sus características pueden ser definidas en las siguientes formas:

Barras: elementos de sección llena que pueden proveerse en elementos recto dado su mayor rigidez. Son suministrados en piezas rectilíneas de longitud limitada.

Cables: constituido por un grupo de alambres arrollados en helicoide en uno o más estratos alrededor de un alambre recto que es el eje longitudinal. Son suministrados en bobinas, con gran longitud.

Alambres trefilados de acero carbono, con diámetro variando entre 3 mm a 8 mm, suministrado en rollos o bobinas con gran longitud.

Trenzas, son grupos de 2 a 3 alambres arrollados en helicoide en torno a un eje común longitudinal.

Los aceros de pretensado son denominados por la letra CP, seguidos por la resistencia característica de rotura a tracción (fpu).

Las tensiones en las armaduras pretensadas son limitadas a ciertos valores máximos, a fin de reducir el riesgo de rotura de los cabos y evitar pérdidas exageradas por relajación del acero.

4.14. **Sistemas de pretensado y anclaje pretensado**

El acero de pretensado es pre tesado contra anclajes independientes antes del vertido del hormigón alrededor de él. Esos anclajes son soportados por grandes y estables mamparas para soportar las excesivamente altas fuerzas concentradas aplicadas sobre los tendones individuales. El término “pretensado” significa el pre tesado del acero de pretensado, no de la viga a la que sirve. Consecuentemente, una viga pretensada es una viga pre tesada en la cual el tendón de pretensado es tesado antes del vaciado de la sección, luego una viga postensada es una en la cual el tendón es tesado luego que la viga ha sido hormigonada y ha alcanzado la mayor parte de la resistencia del hormigón. El pretensado es realizado generalmente en planta de prefabricados, donde un banco de pretensado de una larga losa de hormigón armado es hormigonado en el suelo con mampara de anclajes verticales o paredes en sus extremos. Los cabos de acero son estirados y anclados a las paredes verticales, las cuales son diseñadas para resistir a las grandes fuerzas excéntricas de pretensado. El pretensado puede ser obtenido pretensadas cabos individuales, o todos los cabos en una sola operación del gato.

Para tendones poligonales, el banco de pretensado es provisto con aparatos anclajes fijos. Como el banco puede tener varios cientos de pie de largo, varios elementos prefabricados pretensados pueden ser producidos en una sola operación, y el cabo de pretensado expuesto entre ellos puede ser cortado luego que el hormigón ha endurecido.

En el pretensado, los cabos y alambres son anclados por varios sistemas patentados, algunos de los cuales se emplean también en el hormigón postensado.

En algunos elementos de hormigón pretensado con armaduras pre-tesadas, el anclaje se realiza por adherencia con el hormigón. Las armaduras son tesadas por medio de gatos, el hormigón es compactado envolviendo a las armaduras pretensadas; después del endurecimiento del hormigón, se sueltan las amarras que sujetan las armaduras, traspasándose los esfuerzos al hormigón, por adherencia.

4.14.1. Postensado

En el estadio actual de la industrialización de los procedimientos de pretensado, las armaduras más usadas están formadas por cables o barras.

En el postensado, los cables, alambres o varillas son tensionadas luego del endurecimiento del hormigón. Los cabos son colocados en los ductos o vainas longitudinales dentro del elemento de hormigón prefabricado. La fuerza de pretensado es transferida a través de anclajes en los extremos. Los tendones de cabos *no deben* ser recubiertos o inyectados de lechada antes del pretensado total. La lechada de cemento desempeña dos funciones esenciales:

- a) Establecer un grado de adherencia más o menos eficaz, entre las armaduras pretensadas y el hormigón.
- b) Ofrecer protección mecánica y química a las armaduras, impidiendo la corrosión de las mismas.

4.14.2. Sistema de gatos

Uno de los componentes fundamentales de la operación de pretensado es el sistema de gatos aplicado, esto es, la manera en la cual la fuerza de pretensado es transferida a los tendones de acero. Esa fuerza es aplicada a través de gatos hidráulicos de 5 a 10 t y un recorrido de 6 a 48 plgs, dependiendo si es usado un pre tesado o un pos tesado o si un tendón individual es tesado o todos los tendones son estirados simultáneamente. En este último caso, son necesarios gatos de gran capacidad, con un recorrido de al menos 30 plgs (762 mm). De hecho, el costo será más elevado que el tensionado secuencial.

4.14.3. Inyección de los tendones postensados

Los cabos tesados en el interior de vainas son inyectados con una nata o mortero de cemento, que protege a las armaduras y permite establecer un grado de adherencia entre los cabos y el hormigón.

La nata de inyección debe ser homogénea, con consistencia de pintura espesa. En general, se obtiene una nata adecuada mezclándose cemento y agua, en proporción 1:04 en peso, añadiéndose un aditivo plastificante y expansivo.

Tanto la mezcla de la nata como el bombeado de la misma hacia el interior de los cabos debe ser hecha con equipamiento eléctrico de gran eficiencia. El uso de equipamiento manual provoca la obturación de las vainas, dejando las partes intermedias sin inyección.

En los casos comunes, la inyección de la nata es hecha por la extremidad del cabo, continuándose la inyección hasta que la nata salga por la otra extremidad y tenga consistencia igual al producto inyectado. En tendones de gran longitud, o con muchas curvas, es necesario colocar aliviaderos intermedios para salida de aire y, si es necesario, para inyección de nata.

4.14.4. Vainas para armaduras postensas

Los conductos formados por la vaina colocada in situ deben ser de un tipo que no permita la entrada de la pasta de cemento. Deben transferir las tensiones de adherencia como se requiere y debe mantener su forma bajo el peso del hormigón.

Las vainas son generalmente fabricadas con chapas metálicas, pudiendo ser lisas o corrugadas, pudiendo ser galvanizadas. Las vainas onduladas son de uso más corriente, permitiendo realizar con facilidad las curvas indicadas en el proyecto. Las vainas deben atender a las siguientes condiciones:

a) Tener resistencia y estanqueidad suficiente para impedir la entrada de la nata de cemento en su interior, durante el vaciado del hormigón. Esas cualidades se consiguen especificándose los espesores mínimos de las vainas, e inspeccionando a las mismas después de su instalación.

b) Permitir el alargamiento de los cabos, durante el pretensado, con rozamiento reducido. El coeficiente de rozamiento (μ) entre los cabos y las vainas metálicas, es del orden de 0.20 a 0.30, pudiendo, sin embargo, sufrir grandes aumentos cuando existen óxidos en los cabos o en las vainas. Para evitar la formación de óxidos en el interior de las vainas, se recomienda el empleo de vainas galvanizadas.

c) Tener sus áreas suficientes para permitir buena acomodación de los cabos y el paso de la nata de inyección. Los diámetros internos de las vainas son escogidos de modo a atender las siguientes recomendaciones:

- En alambres o cables; el área interna de la vaina no debe ser inferior a 2.5 veces el área de la sección transversal del cabo de pretensado;
- En barras, el diámetro interno de la vaina debe ser igual al diámetro de la barra aumentado, de por lo menos, en 10 mm.

4.14.5. Cabos de alambres trefilados

Los primeros cabos utilizados para el pretensado fueron hechos con alambres trefilados. El ingeniero francés Eugene Freyssinet inventó los famosos anclajes con cuña central, que constituyeron el producto básico de la industria de pretensado durante muchos años.

4.14.6. Cables

Los cables de uso más corriente son los de 7 hilos, con diámetro nominal de $\frac{1}{2}$ ". Los tendones están constituidos por cables, colocado lado a lado, en el interior de vainas. En los anclajes, cada cabo es sujetado individualmente por medio de cuñas encajadas en agujeros cónicos. Los anclajes de este tipo fueron desarrollados por el ingeniero suizo Losinger (sistema VSL) en la década 1960-70, después adoptados mundialmente, tomándose un patrón en la industria de pretensado.

El tesado es hecho por medio de gatos perforados, que se apoyan en la placa de anclaje o en la placa de apoyo.

Los anclajes que permiten el estiramiento de los cabos se denominan anclajes vivos o activos. Cuando los cabos son tesados en dos extremos, se utilizan en ambos anclajes activos. Muchas veces, el tesado es efectuado apenas en una extremidad del cabo, lo que permite el empleo de apenas un gato. El anclaje del lado no tesado se denomina anclaje muerto o pasivo, que puede estar constituido por anclaje activo con cuñas pre-clavadas, por lazos o por adherencia y rozamiento entre los cabos y el hormigón.

4.14.7. Armaduras de pretensado en barras

Las barras de pretensado son utilizadas individualmente; cada tendón está formado por una barra dentro de una vaina.

Las operaciones de pretensado e inyección de los tendones de barras son análogas a las de los tendones de cables. Las barras son fabricadas en longitudes limitadas a cerca de

12 m, por motivo de transporte, de manera que, en tendones largos, es necesario añadir la barra, con auxilio de manguitos roscados.

4.14.8. Anclaje de la armadura de pretensado. Anclaje por adherencia

El anclaje por adherencia (bond anchorage) es empleado en general para pretensado con adherencia inicial. La fuerza de pretensado a anclar es, en este caso 3 a 4 veces mayor que en el anclaje de barras nervadas de hormigón armado de la misma sección transversal. El anclaje por adherencia mecánica, para tales fuerzas tan elevadas, solo puede ser garantizado si se consigue desarrollar una adherencia mecánica, o sea, cuando la armadura de pretensado fuese nervurada y así presentar un perfilado adecuado, para que se produzca un encastramiento entre la armadura de pretensado y el hormigón. En el caso de los cables de 7 hilos, el deslizamiento está impedido por el denominado efecto de sacacorchos.

Los inventores del método de pretensado con adherencia inicial (Wettstein y Hoyer) utilizaron inicialmente hilos extremadamente finos de apenas 1 o 2 mm de diámetro y obtuvieron así, un éxito limitado. Hoyer, sin embargo, aclaró con eso el efecto de anclaje, por el cual la extremidad del hilo, queda sin tensión, se deforma transversalmente, así, la extremidad, al aumentar de diámetro se acuña en el hormigón (efecto Hoyer).

La longitud de anclaje (lbp) es determinada experimentalmente variando con el hormigón, las condiciones de adherencia del alambre, tensión aplicada en el mismo etc. Las longitudes obtenidas varían de 100Ø a 140 Ø para alambres y de 45Ø a 90 Ø para cables de siete hilos.

4.14.9. Anclaje por adherencia de un haz de alambres

Los haces de alambres para pretensado con adherencia posterior, son dispuestos en abanico en la extremidad del cabo de pretensado por fuera de la vaina, de tal modo que entre los hilos exista un espaciamiento de 30 a 40 mm.

En torno de los alambres, dispuestos circunferencialmente, se adopta una armadura en espiral, que sirva para zunchar el hormigón de la región de anclaje. La espira debe también envolver la región de alargamiento de los alambres, la cual se extiende hasta la vaina, y absorber la fuerza de difusión que allí se produce.

El zunchado produce una compresión transversal en el interior de la espira, la cual mejora la acción de la adherencia. La longitud de transmisión " L_0 ", queda con esto disminuida.

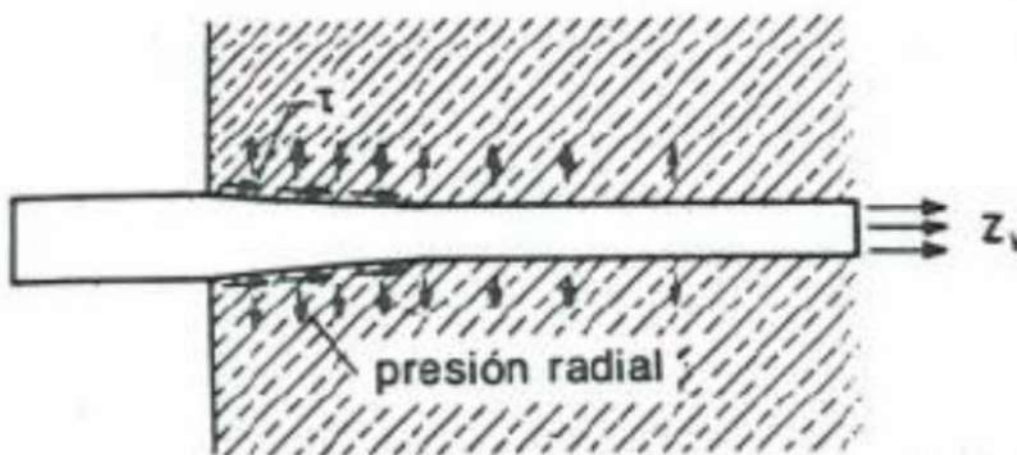


Figura 4.16 "Efecto Hoyer" en el extremo de un alambre, con anclaje por adherencia.
Fuente: Hormigón Pretensado Tomo V - Leonhardt Pagina 80.

4.14.10. Anclaje por abanico

Para el caso de los grandes cabos de pretensado, constituido de alambres con muescas o salientes o por cables, fueron desarrollados los denominados anclajes en abanico.

En este caso, a partir de un determinado punto (punto de alargamiento) la vaina se agranda en forma de trompeta y los hilos del haz son dispuestos ordenadamente siguiendo la dirección del alargamiento, hasta un punto tal que el espaciamiento entre ellos sea de 20 a 30 mm, para permitir que haya un espacio suficiente para que el

hormigón los envuelva y así, poder desarrollar la adherencia necesaria. En este punto la trompeta es cerrada por una chapa perforada, por donde los alambres son introducidos y fijados en su posición definitiva. La armadura transversal que constituye el tirante de estos arcos de compresión, debe ser bien anclada en los bordes, siendo la mejor manera a través de barras soldadas, las cuales, al mismo tiempo, aseguran el posicionamiento de la armadura transversal.

4.14.11. Anclaje en lazos

Los alambres o cables de la armadura de pretensado también pueden ser anclados en forma de lazos (Loop). El lazo puede ser montado en el encofrado antes del vaciado del hormigón o puede ser colocado envuelta de bloque de hormigón prefabricado. El radio de curvatura del lazo, en el inicio del anclaje, depende de la presión admisible debido a la mudanza de dirección de los alambres contra el hormigón. Este tipo de anclaje fue empleado en gran escala en el método Baur Leonhardt para cabos concentrados con fuerza de pretensado de hasta 50 MN.

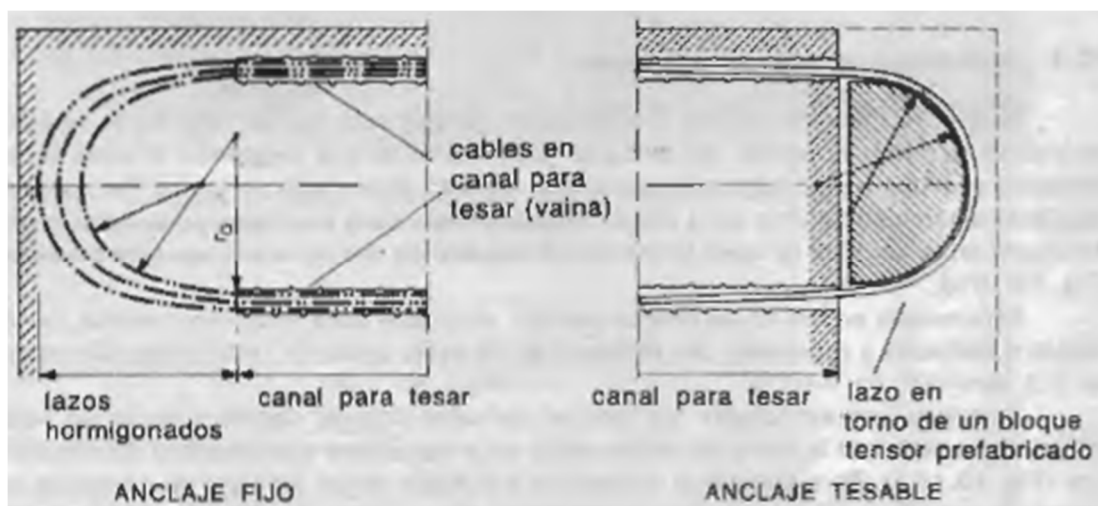


Figura 4.17 - Anclaje en lazo entre dos canales de tesado, colocado alrededor de un bloque tensor prefabricado. **Fuente:** Hormigón Pretensado Tomo V – Leonhardt. Página 85

El anclaje con lazos puede también ser empleado con radio de curvatura pequeños, toda vez que, por ejemplo, el hormigón sea blindado con una chapa.

4.14.12. Anclaje con roscas y tuercas

El anclaje por medio de roscas y tuercas (anchorage with thread and nuts) se aplica en el caso de barras redondas. En el caso de acero de alta resistencia, sin embargo, la rosca normal conduce a una pérdida elevada en la carga de rotura. Esto se evita a través de una laminación en frío de la rosca, la cual resulta en un aumento de la resistencia en el trecho roscado y en una menor pérdida de sección transversal del núcleo.

Las tuercas normales también no son adecuadas, porque debido a su forma usual, las primeras hileras de las roscas, situados detrás de la placa de anclaje, son súper solicitados. Para mejorar la resistencia a la fatiga fue desarrollado, inicialmente, una tuerca provista de collarcito y pescuezo, dispuesto debajo de la posición de apoyo de la tuerca, que alivian la sollicitación en las primeras hileras de la rosca.

Para anclaje pasivo, es suficiente con una tuerca reforzada en forma de disco, dentro de una espira, que permite que el diámetro del disco sea dimensionado para una presión $p = 2.f_{ck}$ debido a P_0 .

4.14.13. Anclaje con cuñas

El anclaje por medio de cuñas (wedge anchorage) es muy antiguo, sin embargo, debido a que los aceros de pretensado de alta resistencia, algunos de los cuales presentan superficies muy lisas y duras, no fue fácil producir anclajes de este tipo seguros y confiables.

Fueron necesarios muchos ensayos para conseguir una licencia para este tipo de anclaje que presentase la resistencia a la fatiga exigida para el caso de sollicitaciones alternadas.

Quedó demostrado que es necesario que exista un dentado entre la armadura de pretensado y la cuña, la cual, debido a la dureza del acero de pretensado, solo puede ser conseguido a través de un proceso cuidadoso y controlado del grado de dureza del acero.

Se distinguen dos tipos de cuñas:

1. **Cuñas deslizantes:** En el caso de una cuña deslizante, la armadura de pretensado al ser tensada, se mueve entre las cuñas que aún están sueltas, las cuales son levemente introducidas a mano o con martillo, con una fuerza P , antes del aflojamiento, para permitir el surgimiento de una compresión transversal.
2. **Cuñas clavadas:** En este caso, las cuñas son clavadas hidráulicamente después de ser alcanzado el alargamiento previsto para el cabo. Al aflojar el gato, surge además un pequeño acortamiento el cual depende de la relación de la fuerza de clavado y la fuerza de pretensado. Las fuerzas que actúan en la cuña dependen principalmente de la inclinación de la cuña y del coeficiente de rozamiento superficial de apoyo de la cuña.

4.14.14. Anclaje a través de botones

En el método suizo BBRV, en la extremidad de los hilos de pretensados son usinados en frío en forma de botones (button heads) por medio de máquinas hidráulicas, hasta diámetros de 8 mm, 7mm o 6mm en el caso de cables.

Los botones son colocados en huecos y apoyados en una pieza de anclaje de acero blando. En el caso de anclaje pasivo, la pieza de anclaje puede ser hormigonada directamente. En el caso de anclajes activos, la pieza es en general en forma de anillo, con una rosca interna para la barra de pretensado y una rosca externa para el collar de retención.

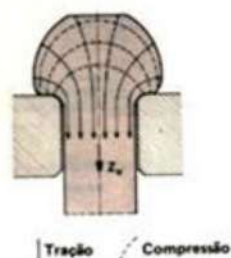


Figura 4.18– Trayectoria de las tensiones principales en un botón de anclaje.
Fuente: Hormigón Pretensado Tomo V – Leonhardt. Página 94.

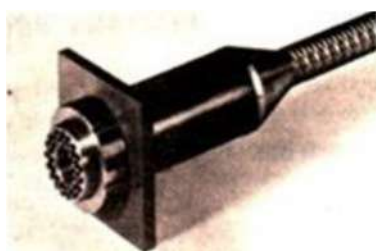


Figura 4.19 – Trayectoria de las tensiones principales en un botón de anclaje.
Fuente: Hormigón Pretensado Tomo V – Leonhardt. Página 94.



Figura 4.20 – Trayectoria de las tensiones principales en un botón de anclaje. Fuente:
Hormigón Pretensado Tomo V – Leonhardt. Página 94.

4.15. Equipos de tesado

El tesado de la armadura postesada es realizado en una gran mayoría de los casos, por medio de gatos hidráulicos. Los modernos equipos hidráulicos capaces de soportar presiones en servicio superiores a 600 kg/cm², permiten una concentración de potencia difícilmente igualable por otros medios mecánicos.

4.15.1. Gatos para cabos con cuña central de anclaje

En los sistemas de pretensado con cuña central, los gatos presentan pistones, una para estirar los alambres, otro para soportar la cuña.

4.15.2. Gatos para cabos anclados por medio de rosca y tuercas

En los sistemas de anclaje por medio de rosca y tuerca, se utiliza con ventaja los gatos perforados, que permiten al elemento tensor atravesar el gato.

CAPITULO 5

5.1. Diseño en estado límite último

5.2. Núcleo de la sección

Resulta útil establecer la ubicación de los puntos límites superior e inferior de una sección transversal. Éstos se definen como los puntos límites de la zona dentro de la cual puede aplicarse la fuerza de pretensado, sin producir tracción en ninguna parte de la sección transversal. Su localización se obtiene planteando la expresión para la tensión en la fibra traccionada, causado por una fuerza de pretensado excéntrico que actúa sola e igualando a cero esta expresión para encontrar la excentricidad requerida. Para localizar la distancia del punto límite superior k_t al eje neutro, suponga que la fuerza de pretensado P actúa en ese punto. Entonces la tensión en la fibra superior es:

$$f^t = -\frac{P}{Ac} \left(1 + \frac{e x cb}{r^2}\right) = 0$$

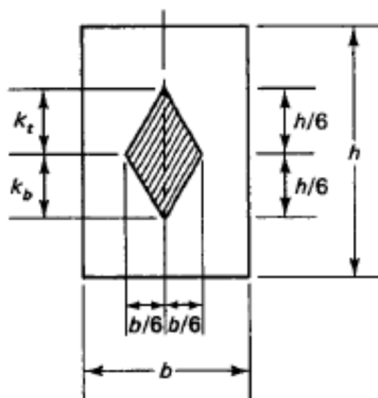


Figura 5.1 – Núcleo central para una sección rectangular. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta Edición - Edward G. Nawy. Página 131.

Así, con

$$1 + \frac{e x cb}{r^2} = 0$$

Se obtiene la excentricidad correspondiente

$$e = k^t = - \frac{r^2}{cb}$$

Así mismo, la distancia k_b hasta el punto límite inferior es:

$$e = k_b = - \frac{r^2}{ct}$$

La región entre estos dos puntos límites, se conoce como el núcleo de la sección.

5.3. Momento de fisuración

Una de las diferencias fundamentales entre el hormigón pretensado y el hormigón armado es la continua variación en la viga pretensada del centro de presión frente a la línea de tracción cgs con el incremento de carga. En otras palabras, el brazo de momento del par de fuerzas se incrementa continuamente con la carga sin un cambio apreciable en la tensión fpe en el acero de pretensado. Si el momento flector continúa incrementándose con la carga sobrepuesta total y la carga viva actúa, es alcanzado un estadio de carga donde la tensión de compresión a nivel de la fibra inferior de una viga simplemente apoyada se torna cero. Este estadio de tensión es llamado el estado límite de descompresión. Cualquier carga externa adicional o sobrecarga resulta en una fisuración en la fase inferior, donde el módulo de rotura del hormigón fr es alcanzado debido al momento de fisuración Mcr causado por la primera carga de fisuración. En este estadio, un repentino aumento en la tensión del acero toma lugar y la tracción es dinámicamente transferida del hormigón al acero. Es importante evaluar la carga de la primera fisuración, debido a que la rigidez de la sección es reducida y por lo tanto, debe ser considerada un aumento en la deformación. Así, el ancho de la fisura tiene que ser controlada de modo a prevenir la corrosión de la armadura o la oxidación en contenedores para líquidos.

La tensión en el hormigón en la fase traccionada es:

$$fb = -\frac{Pe}{Ac} \left(1 + \frac{e \times cb}{r^2}\right) + \frac{M_{cr}}{S_b} = fr$$

Donde el módulo de rotura $fr = 7.5\sqrt{f'c}$ y el momento de fisuración M_{cr} es el momento debido a todas las cargas en el nivel de cargas ($M_D + M_{SD} + M_L$).

$$M_{cr} = fr \times S_b + Pe \left(e + \frac{r^2}{cb}\right)$$

Notar que el término r^2/cb es el valor superior del núcleo kt , así que $Pe \cdot r^2/cb$ denota el momento elástico requerido para elevar la línea del centro de compresión de la línea del acero de pretensado hasta el nivel superior del núcleo dando tracción cero en la fibra inferior. Consecuentemente, el término $fr \cdot S_b$ es el momento adicional para causar el desarrollo de la primera fisura en la fibra extrema traccionada debido a la sobrecarga, como en la fibra inferior en el medio del vano de una viga simplemente apoyada.

Pretensado parcial

"*Pretensado Parcial*" es un término ambiguo, desde que éste no intenta significar que una viga es pretensada parcialmente, como parece ser en este caso. Más bien, pretensado parcial describe vigas pretensadas donde son permitidas una fisuración limitada con el uso de una armadura floja adicional no pretensada para controlar la distribución y ancho de las fisuras y para asumir una parte del momento resistente último a la flexión. Las dos mayores ventajas del pretensado parcial son el uso eficiente de todos los materiales constituyente y el control de la excesiva curvatura debido a la fluencia a largo plazo del hormigón a compresión.

Las vigas de hormigón armado siempre tienen que ser diseñadas como *sub armadas* para asegurar una falla dúctil por fluencia de la armadura. Las vigas pretensadas pueden ser sub armadas usando un porcentaje relativamente bajo de armadura floja, conduciendo a rotura del acero traccionado hasta la falla, o esencialmente *súper*

armada, usando un porcentaje alto de acero, resultando en un aplastamiento del hormigón a compresión de la fibra superior en un tipo de falla menos dúctil.

Otro tipo de, por decir, falla prematura, ocurre a nivel de carga de la primera fisuración, donde M_{cr} se aproxima al momento resistente nominal M_n de la sección. Este tipo de falla puede ocurrir en miembros que son pretensados y armados con un porcentaje muy pequeño de acero, o en miembros que son pretensados concéntricamente con pequeño porcentaje de acero, o en miembros huecos.

Es generalmente conveniente evaluar la magnitud del momento de fisuración M_{cr} de modo a determinar la reserva de resistencia y el límite de sobrecargas que tiene la sección diseñada.

5.4. Factores de carga y resistencia

Las disposiciones de seguridad del Código ACI se adaptan a las formas de las ecuaciones conocidas como factores de cargas y resistencia (LRFD), las cuales utilizan factores de reducción de la resistencia y factores de mayoración de las cargas.

Asumiendo que ϕ_i representa el factor de resistencia de un elemento de hormigón y que γ_i representa el factor de carga para varios tipos de cargas. Si R_n es la resistencia nominal del elemento de hormigón y W_i representa el efecto de carga para varios tipos de cargas sobreimpuestas,

$$\phi_i R_n \geq \gamma_i W_i$$

Donde i representa la carga en cuestión, ya sea carga muerta, viva, viento, sísmica o cargas dependientes del tiempo.

Si la carga externa factorizada es expresada como U_i , entonces $\sum \gamma_i W = U_i$, para las diferentes combinaciones de cargas. La resistencia de diseño ϕR_n de una estructura o elemento debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida U calculada a partir de las cargas mayoradas, es decir,

$$\emptyset R_n \geq U$$

La resistencia nominal R_n se calcula (usualmente en forma conservadora) mediante métodos aceptados. La resistencia requerida U se calcula aplicando los factores de cargas apropiados a las cargas de servicios respectivas, carga muerta D , carga viva L , carga de viento W , carga sísmica E , presión de tierra H , de lluvia R , presión de fluido F , impacto I y efectos ambientales T , que pueden incluir asentamiento, fluencia plástica, retracción y cambios de temperatura. De esta manera, y en términos específicos, para un elemento sometido por ejemplo a momento, cortante y axial:

a) $M_n \geq M_u$

b) $V_n \geq V_u$

c) $P_n \geq P_u$

Donde los subíndices n indican las resistencias nominales a flexión, cortante y axial respectivamente, y los subíndices u indican los efectos mayorados de momentos, cortante y axial. Para el cálculo de los efectos de las cargas mayoradas a la derecha de las ecuaciones, los factores de carga pueden aplicarse ya sea a las cargas de servicio directamente o a los efectos internos de las cargas calculadas a partir de las cargas de servicio.

Las siguientes ecuaciones presentan combinaciones de cargas para situaciones en el cual, viento, cargas sísmicas, o presión lateral debido a empuje de tierra o líquidos deban ser considerados:

$$U = 1.4 (D + F)$$

$$U = 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (L_r, \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r, \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0 L \text{ ó } 0.8 W)$$

$$U = 1.2 D + 1.6 W + 0.5 L + 1.0 (L_r, \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$$

$$U = 0.9 D + 1.0 E + 1.6 H$$

En todos los casos, la ecuación que controla es aquella que genera los mayores efectos de las cargas mayoradas U.

Los factores de resistencia ϕ del Código ACI tienen asignados valores dependiendo del grado de conocimiento, es decir, de la precisión con la cual pueden calcularse las diferentes resistencias. De esta manera, el valor para flexión es mayor que aquel para cortante. Los valores de ϕ reflejan también la importancia probable de un elemento en particular en la supervivencia de la estructura y del control de calidad alcanzado. Por estas dos razones se utiliza un valor menor para columnas que para viga. La tabla siguiente presenta los valores de ϕ especificado por el Código ACI.

Elemento estructural	Factor ϕ
Viga o losa, flexión	0.9
Columnas con estribos	0.65
Columnas con espirales	0.7
Columnas con cargas axiales pequeñas	0.65 – 0.9
Vigas: cortante y torsión	0.75

5.5. Resistencia a la flexión

En una viga corriente de hormigón armado, la tensión en el acero a tracción y la fuerza de compresión en el hormigón aumentan en proporción al momento aplicado hasta y un poco más allá de la carga de servicio, y la distancia entre las dos resultantes de esfuerzos internos permanece constante. En contraste con este comportamiento, en una viga pretensada el incremento en el momento es resistido por un aumento proporcional en la distancia entre las dos resultantes de las fuerzas de compresión y de

tracción, con la resultante de compresión desplazándose hacia arriba a medida que se incrementa la carga. La magnitud de las fuerzas internas permanece casi constante hasta y, por lo general, un poco más allá de las cargas de servicio. Esta situación cambia de manera drástica una vez que ocurre el agrietamiento a tracción por flexión de la viga pretensada. Cuando el hormigón se fisura, se presenta un aumento súbito de la tensión en el acero, puesto que la tracción que inicialmente resistía el hormigón se transfiere al acero. Después del agrietamiento, la viga pretensada se comporta como una viga corriente de hormigón armado. La resultante de compresión no puede continuar moviéndose hacia arriba en forma indefinida y el aumento en el momento debe estar acompañado por un incremento casi proporcional de las tensiones en el acero y en la fuerza de compresión. Por consiguiente, es posible estimar la resistencia de una viga pretensada mediante los mismos métodos desarrollados para las vigas corrientes de hormigón armado, con algunas modificaciones para tener en cuenta: a) la forma diferente de la curva tensión- deformación unitaria para el acero de pretensado, en comparación con la de las barras corrientes de refuerzo, y b) la deformación de tracción ya presente en el acero de pretensado antes de cargar la viga.

En base a un análisis de compatibilidad de deformaciones que tenga en cuenta estos factores de modo racional y explícito, puede adelantarse un estimativo bastante preciso de la resistencia a la flexión de vigas pretensadas. Para efectos de diseño corriente se han desarrollado relaciones aproximadas. El Código ACI 18.7 incluye ecuaciones aproximadas para estimar la resistencia a la flexión, las cuales se resumen en los siguientes párrafos:

5.5.1. Tensión en el acero de pretensado para la falla a flexión

Cuando una viga de hormigón pretensado falla a flexión, el acero de pretensado está sometido a un esfuerzo f_{ps} que es mayor que el pretensado efectivo f_{pe} , pero menor

que la resistencia última a tracción f_{pu} . Si el pretensado efectivo $f_{pe} = P_e / A_{ps}$ no es menor que $0.5 f_{pu}$, el Código ACI 18.7.2 permite la utilización de ciertas ecuaciones aproximadas para estimar f_{ps} . Estas ecuaciones parecen bastante complejas, principalmente porque están formuladas de modo general para tener en cuenta las diferencias en los tipos de acero de pretensado y aplicarlas a vigas donde pueden incluirse barras de refuerzos no pretensadas en la zona a tracción por flexión, o en la región a compresión, o en ambas. Se dan ecuaciones independientes para elementos con tendones adheridos y con tendones no adheridos porque, en este último caso, el aumento de la tensión en el acero, en la sección de máximo momento, a medida que la viga se sobrecarga, es mucho menor que si el acero se adhiere en toda su longitud. Para el caso básico, en el cual el acero de pretensado proporciona todo el refuerzo a flexión, las ecuaciones del Código ACI pueden plantearse de la siguiente manera simplificada:

1.- Para elementos con tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \frac{\rho_p \times f_{pu}}{f'_c} \right) \quad (5.1)$$

En la cual $\rho_p = A_{ps} / b \cdot d_p$, d_p = altura efectiva hasta el centro de gravedad del acero de pretensado, b = ancho de la cara a compresión, β_1 = relaciones familiares entre la altura del bloque de tensiones y la distancia al eje neutro, y γ_p es un factor que depende el tipo de acero de pretensado utilizado, de la siguiente manera:

$\gamma_p = 0.55$ para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.80 (barras de alta resistencia típicas).

$\gamma_p = 0.40$ para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.85 (torón corriente típico).

$\gamma_p = 0.28$ para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.90 (torón de baja relación típico).

2.- Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz – altura de 35 o menos (que incluye la mayor parte de las vigas)

$$f_{ps} = f_{pe} + 703 + \frac{f'c}{100\rho p} \quad (5.2)$$

pero no mayor que f_{py} y no mayor que $f_{pe} + 4218 \text{ kg/cm}^2$.

3. **Para elementos con tendones no adheridos** y con una relación luz- altura mayor que 35 (aplicable a muchas losas)

$$f_{ps} = f_{pe} + 703 + \frac{f'c}{300\rho p} \quad (5.3)$$

Pero no mayor que f_{py} , y no mayor que $f_{pe} + 2109 \text{ kg/cm}^2$.

5.5.2. Resistencia nominal a la flexión y resistencia de diseño

Una vez determinado la tensión en el acero de pretensado a tracción cuando el elemento falla a flexión utilizando las ecuaciones 5.1, 5.2 o 5.3, puede calcularse la resistencia nominal a la flexión con métodos y ecuaciones que corresponde en forma directa a los utilizados para vigas corriente de hormigón armado. Para secciones transversales rectangulares o para secciones con aletas, como las de vigas I o T, donde la altura del bloque de tensiones es igual o menor que el espesor promedio del ala, la resistencia nominal a la flexión es:

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (5.4)$$

Donde:

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 f'c \times b} \quad (5.5)$$

Las ecuaciones 5.4 y 5.5 pueden combinarse de la siguiente manera:

$$M_n = \rho p \times f_{ps} \times b \times d_p^2 \left(1 - \frac{0.588 \times \rho p \times f_{ps}}{f'c} \right)$$

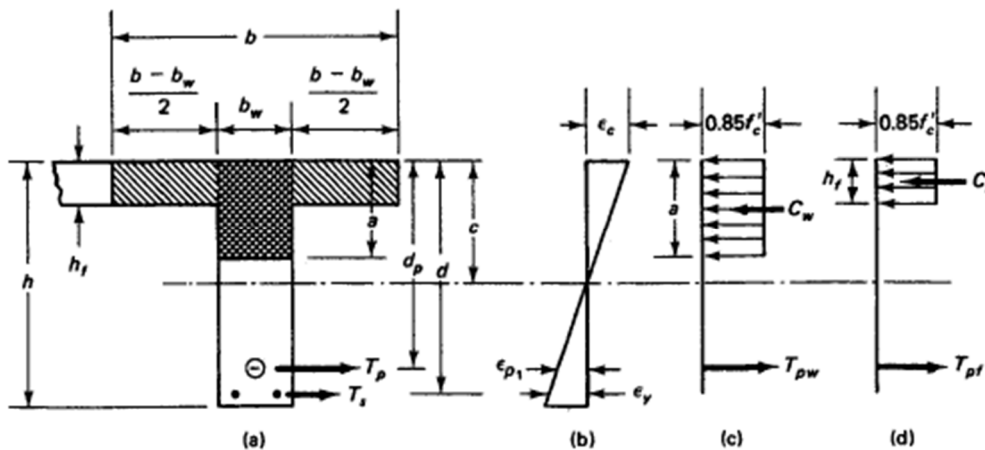


Figura 5.2 – Deformaciones, tensiones y fuerzas en secciones con aletas. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta Edición - Edward G. Nawy. Página 197.

En todos los casos, la resistencia de diseño a la flexión se toma igual a ϕM_n , donde $\phi = 0.9$, como es usual para la flexión.

Si la altura del bloque de esfuerzos excede el espesor promedio del ala, el método para calcular la resistencia a la flexión es exactamente análogo al utilizado para vigas corrientes I o T de hormigón armado. Para efectos del cálculo, toda el área de acero a tracción pretensada se divide en dos partes. La primera parte A_{pf} , que actúa a una tensión f_{ps} , suministra una fuerza de tracción que equilibra la compresión en las partes sobresalientes del ala. Así,

$$A_{ps} = 0.85 \frac{f'_c}{f_{ps}} (b - b_w) h_f$$

El área restante de acero de pretensado

$$A_{pw} = A_{ps} - A_{pf}$$

Proporciona la tracción que equilibra la compresión en el alma. El momento resistente total es la suma de las contribuciones de los dos pares de fuerzas:

$$M_n = A_{pw} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_{pf} \times f_{ps} \times \left(d_p - \frac{h_f}{2} \right)$$

o

$$Mn = Apw \times fps \left(dp - \frac{a}{2} \right) + 0.85 \times f'c (b - bw) \left(dp - \frac{hf}{2} \right)$$

En la cual

$$a = \frac{Apw \times fps}{0.85 f'c \times bw}$$

Como antes, la Resistencia de diseño se toma como ϕMn , donde $\phi = 0.9$.

Si después de diseñar una viga pretensada mediante los métodos elásticos para las cargas de servicio, ésta no tiene la resistencia adecuada que suministre el margen de seguridad requerido para el estado de sobrecargas mayoradas, pueden adicionarse barras no pretensadas en el lado de tracción que trabajarán en combinación con el acero pretensado para proporcionar la resistencia necesaria. Es factible suponer que este acero no pretensado, con área A_s , actúa a su tensión de fluencia f_y , para contribuir al momento último con una fuerza de tracción igual a $A_s \cdot f_y$.

5.5.3. Límites del refuerzo

Para vigas corrientes de hormigón armado, se establece un límite superior en la cuantía de acero a tracción igual a 0.75 veces la cuantía balanceada de acero, con el fin de garantizar que, en caso de que ocurra la falla a flexión, ésta sea una falla dúctil con amplio agrietamiento y grandes deflexiones antes de que se llegue al colapso. En el Código ACI 18.8.1 se presenta la correspondiente disposición para vigas pretensadas. Plantea de manera muy sencilla, ésta es;

$$\frac{0.85a}{dp} \leq 0,36\beta_1 \quad (5.6)$$

Si la viga pretensada no cumple el requisito de la ecuación 5.6, se considera súper pretensada y deben desarrollarse ecuaciones alternas para calcular la resistencia a la flexión.

Para vigas corrientes de hormigón armado se impone una cuantía mínima de acero a tracción, con el fin de que la viga sea segura contra la falla súbita después de la formación de las grietas de flexión. Para vigas pretensadas, ante la misma inquietud, el Código ACI 18.8.3 exige que el refuerzo total a tracción debe estar en capacidad para soportar una carga mayorada de al menos 1,2 veces la carga de agrietamiento de la viga, calculada con base a un módulo de rotura de $7.5\sqrt{f'c}$.

5.5.4. Refuerzo adherido mínimo

Para controlar el agrietamiento en vigas y en losas pretensada en una dirección con tendones no adheridos, se debe adicionar un poco de refuerzo adherido en forma de barras no pretensadas uniformemente distribuidas en la zona de tracción y tan cerca como sea posible de la cara de tracción. De acuerdo con el código ACI 18.9.2, la cantidad mínima de este refuerzo es:

$$A_s = 0.004 A$$

Donde A es el área de la parte de la sección transversal entre la cara a tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta de hormigón.

En losas planas en dos direcciones, donde la tensión de tracción en el hormigón para carga de servicio excede $0.53\sqrt{f'c}$, se requiere de una armadura adherente de modo que:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y}$$

En donde $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

N_c = fuerza de tracción en el hormigón debido a la carga muerta no factoreada más la carga viva ($D + L$).

En el área de momento negativo de losas soportadas por columnas, el área mínima de armadura pasiva es cada dirección debe ser igual a:

$$A_s = 0,00075 \times h \times L$$

Donde h = espesor total de la losa

L = longitud del vano en la dirección paralela a la cual el refuerzo es determinado.

5.6. Diseño preliminar en estado limite ultimo

Si el diseño preliminar empieza a nivel del estado límite último, el momento de diseño $M_d = \phi M_n$ tiene que ser al menos igual al momento mayorado M_u . La primera altura tentativa debe estar basada en una razonable relación vano/ altura, con el ala superior determinada según la viga sea para piso de residencia o para garajes de estacionamiento, en donde una sección en doble T o sección en cajón es preferible, o si la viga es destinada a soportar un tablero de puente con espaciamiento elegidos por cargas y el número de carriles, donde la sección en I puede ser preferible.

Como regla práctica, la altura promedio de una viga pretensada es aproximadamente 75 por ciento de la profundidad de una viga igualmente cargada de hormigón armado. Otra guía para una tentativa es usar 0.6 pulgada de altura por pie de vano. Una vez que la altura tentativa es elegida, es hecha una determinación de las otras propiedades geométricas de la sección.

Asumiendo que el centro de gravedad del acero pretensado es aproximadamente $0,85 \cdot h$ desde la altura media del ala. Entonces el brazo de palanca para el momento sería $j \approx 0,8h$.

Asumiendo también que la resistencia nominal del acero de pretensado es $f_{ps} \approx 0,9 f_{pu}$.

Entonces el área A_{ps} del tendón pretensado es:

$$A_{ps} = \frac{M_u}{\phi \times 0.9 \times f_{pu} \times (0.8h)}$$

ó

$$A_{ps} = \frac{M_u}{0.72 \times f_{pu} \times h}$$

Si la profundidad del bloque de compresión a es igual a la profundidad del ala h_f , el volumen del bloque comprimido en término del área $b \cdot a = A'c$ es:

$$C = 0.85f'c \times A'c$$

$$T = 0.9 \times f_{pu} \times A_{ps} = \frac{M_n}{0.8h}$$

Del equilibrio de fuerzas, $C = T$. Entonces, el área del ala comprimida es:

$$A'c = \frac{M_n}{0.85f'c \times (0.8h)} = \frac{M_n}{0.68f'c \times h}$$

Una vez que el ancho del ala es elegido para la primera tentativa y la altura de la viga es conocida, el espesor del alma puede ser elegido basado en los requerimientos al corte. Después de eso, por prueba y ajustes, uno puede elegir la sección ideal para las condiciones requeridas particulares de diseño y proceder a analizar las tensiones por las condiciones de cargas de servicio.

Expresiones del Momento nominal de secciones con aletas

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y - 0.85f'c(b - b_w)h_f}{0.85f'c \times b_w}$$

$$M_u = \phi M_n$$

Tensión nominal de falla f_{ps} del acero de pretensado

Para tendones adheridos

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{y_p}{\beta_1} \times \left[\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

En donde $\omega' = \rho' (f_y / f'_c)$ es la cuantía mecánica de la armadura de compresión. El

término $\left[\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$ no debe ser menor que 0.17 y d' no puede ser mayor que

0.15 d_p .

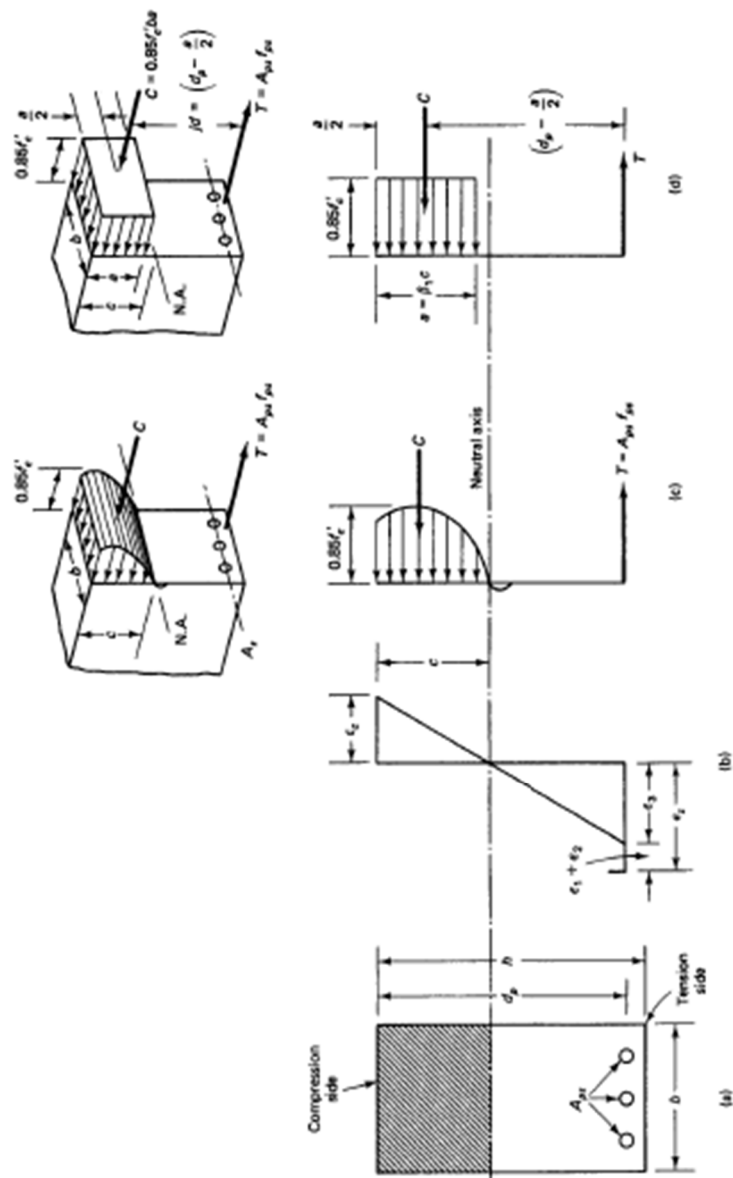


Figura 5.3– Distribución de esfuerzos y elongaciones en la altura de la sección de la viga. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta Edición - Edward G. Nawy. Página 190.

CAPITULO 6

6.1. Diseño a flexión de elementos pretensados de hormigón

Al igual que sucede en el hormigón armado, los problemas de hormigón pretensado pueden ser de análisis o revisión y de diseño. En el primer caso, se conocen las cargas aplicadas, la sección transversal del hormigón, el área de acero, la magnitud y el punto de aplicación de las fuerzas de tesado. Ya hemos visto las ecuaciones que permiten estimar las tensiones que aparecen en el hormigón.

Si el problema consiste en determinar las dimensiones de la sección de hormigón, el área de acero, la localización del centro de gravedad y la magnitud del tesado, para unas cargas dadas, unos esfuerzos límites y la resistencia requerida, estamos en un problema de diseño o cálculo.

El diseño de una viga pretensada es bastante complicado, por las muchas variables interrelacionadas que entran en juego. Es necesario conocer íntimamente las variables que rigen su diseño.

En la práctica existen por los menos, tres métodos prácticos para realizar el diseño a la flexión de un elemento pretensado.

1.- Algunos ingenieros prefieren suponer (pre dimensionar) una sección de hormigón, calcular la fuerza de tesado que se requiere y las excentricidades para el estado de carga que probablemente controla, luego verificar las tensiones en todos los estados utilizando las ecuaciones ya conocidas y finalmente verificar la resistencia a la flexión. La sección tentativa se modifica entonces, si es necesario.

Para el caso de vigas, se debe seleccionar entre una cantidad limitada de formas estándares, como sucede para luces cortas y cargas corrientes, este es probablemente el mejor procedimiento.

Este procedimiento es utilizado en el diseño de puentes convencionales. (Método de tanteos)

2.- Para luces más largas se puede lograr un diseño más efectivo al dimensionar la sección transversal de manera que los límites especificados para las tensiones en el hormigón, se cumplan con mucha precisión.

Esta sección, cercana a la “ideal” desde el punto de vista de las tensiones límites, puede luego modificarse para cumplir requisitos de funcionamiento o para cumplir requisitos de resistencia si es necesario.

3.- Un tercer método de diseño consiste en balancear las cargas, utilizando el concepto de cargas equivalentes. Se selecciona una sección tentativa, después se escoge la fuerza de tesado y el perfil del tendón para proporcionar fuerzas hacia arriba que balanceen justa una carga especificada. Si es necesario, se pueden hacer las modificaciones del caso para satisfacer los límites de las tensiones o los requisitos de resistencia. Se usa generalmente en edificación.

6.2. Análisis elástico de la flexión

Independientemente del método de diseño elegido para el diseño, un elemento estructural debe comportarse de manera satisfactoria en todos los estados de su historial de cargas. De acuerdo a esto, los elementos pretensados dimensionados en base a los esfuerzos admisibles se deben revisar si disponen de resistencia suficiente en el caso que ocurran sobrecargas, y deben investigar en lo que a deflexiones y agrietamiento ante las cargas de servicio se refiere.

La práctica corriente empleada en el diseño de vigas de hormigón pretensado en los Estados Unidos es el diseño con consideración de las tensiones límites, después de lo cual se verifican la resistencia y otras propiedades.

6.3. Diseño a flexión de elementos pretensados de hormigón

Las tensiones de flexión son el resultado de momentos flectores externos o impuestos. En la mayoría de los casos, ellos controlan la selección de las dimensiones geométricas de las secciones pretensadas de hormigón independiente si esta es pretensada o postensada. El procedimiento de diseño empieza con la elección de la geometría preliminar, y por medio de pruebas y ajustes converger a la sección final con los detalles geométricos de la sección transversal y la medida y alineación de los cables de pretensado. La sección deber satisfacer los requerimientos de flexión de las tensiones en el hormigón y las limitaciones de tensión de los cables. Después de eso, otros factores como la capacidad al corte y torsión, deformación y fisuración deben ser analizados y satisfechos.

Si bien los datos de entrada para el análisis de la sección difieren de los datos necesarios para el diseño, cada diseño es esencialmente un análisis. Uno asume las propiedades geométricas de la sección a ser pretensada y entonces procede a determinar si la sección puede satisfactoriamente soportar las fuerzas de pretensado y las cargas externas aplicadas. Así, un buen entendimiento de los principios fundamentales del análisis y las alternativas presentadas en relación a eso, simplifica significativamente la tarea de diseño de la sección.

A diferencia de los miembros de hormigón armado, las cargas muertas externas y cargas vivas parciales son aplicadas a los miembros de hormigón pretensado variando los esfuerzos en el hormigón en los varios estados de cargas. Estos estados de cargas pueden ser resumidos como sigue:

- La fuerza inicial de pretensado P es aplicada, entonces, al transferir, la fuerza es transmitida de los cables de pretensado al hormigón.
- El peso propio total WD actúa sobre el miembro junto con la fuerza inicial de pretensado suponiendo que el miembro es simplemente apoyado, y no hay apoyos intermedios.
- La carga sobrepuesta total WSD incluyendo el relleno para solidarizar los elementos, es aplicado a los miembros.
- La mayor parte de las pérdidas a corto plazo ocurre, conduciendo a una reducción de las fuerzas de pretensado P_{e0} .
- El miembro es sujeto a la carga total de servicio, llevándose a cabo las pérdidas a largo plazo debido a la retracción, fluencia y relajación de los cables, que conducen a una fuerza de pretensado neta P_e .
- Ocurren sobrecargas en el miembro debido a ciertas condiciones hacia el estado límite de rotura.

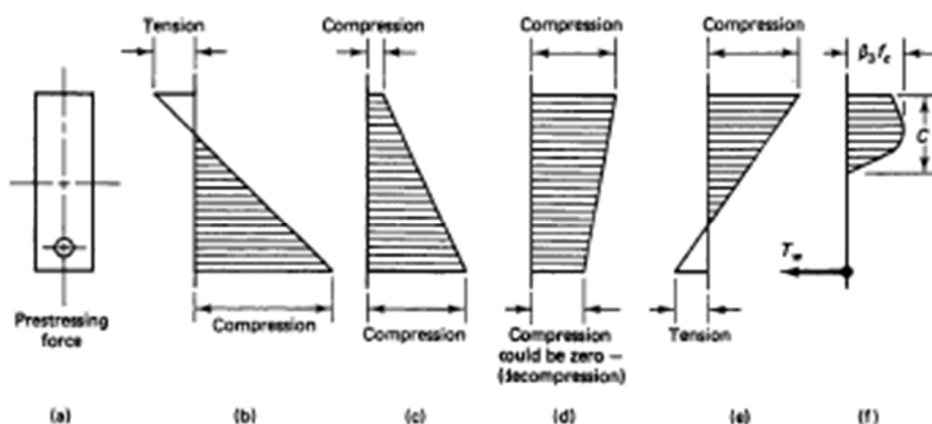


Figura 6.1 – Distribución de tensiones a lo largo del historial de carga. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta Edición – Edward G. Nawy. Página 108.

En la figura 6.1 es mostrada un historial típico de carga y su correspondiente distribución de tensiones a través de toda la altura de la sección crítica, también un dibujo

esquemático de cargas versus deformación curvatura o deformación) es mostrado en la figura 6.2 para los varios estadios de carga desde los efectos peso propio hasta la rotura.

6.4. Selección de las propiedades geométricas de las secciones componentes

Bajo condiciones de carga de servicio, la viga es asumida ser homogénea y elástica. Es también asumido (porque suponemos) que las fuerzas de compresión del pretensado transmitidas al hormigón cierran las fisuras que se pueden desarrollar en la fibra traccionada de la viga, las secciones de las vigas son consideradas sin fisuración. El análisis de tensiones bajo estas condiciones no es diferente del análisis de tensiones de una viga metálica, o más exactamente de una viga-columna. La fuerza axial del pretensado está siempre presente independientemente de que exista o no momentos flectores u otras cargas propias o externas.

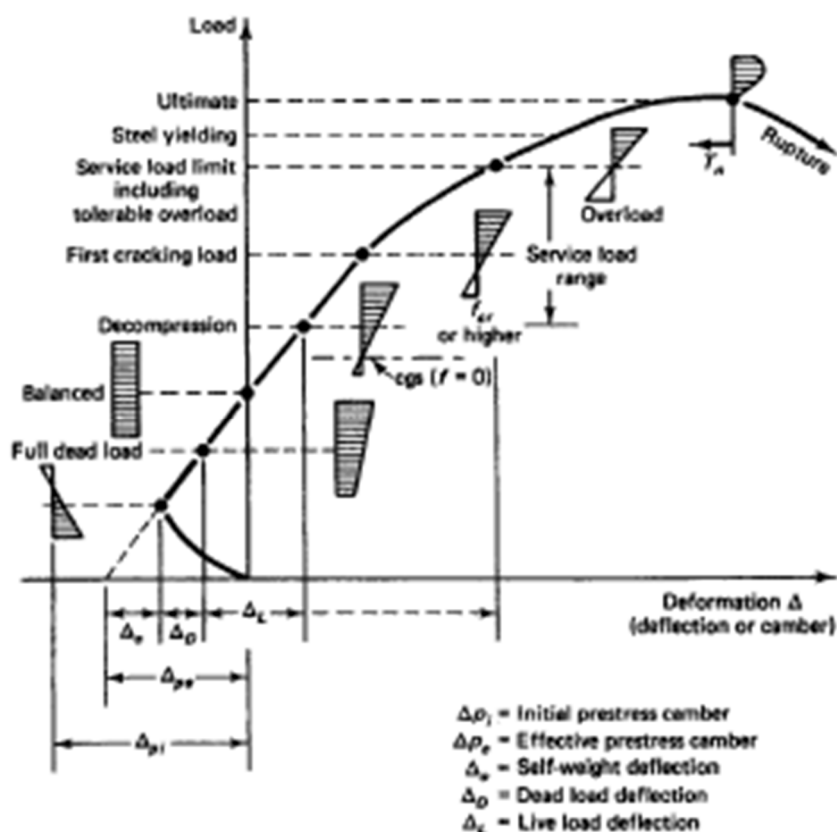


Figura 6.2 – Curva de tensión-deformación de una viga típica pretensada. **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta Edición – Edward G. Nawy. Página 109.

Como ya vimos, es ventajoso tener la alineación del tendón pretensado excéntrico en la sección crítica, como en el medio del vano de una sección simplemente apoyada o en el apoyo de una viga continua. Comparado con una sección rectangular sólida, una sección asimétrica con alas tiene la ventaja de usar eficientemente el hormigón y de concentrar el hormigón en la zona comprimida de la sección donde es más necesaria.

Las ecuaciones 6.1, 6.2 y 6.3 a ser subsecuentemente presentadas son ecuaciones de tensiones que son convenientes en el análisis de tensiones en la sección donde la sección es elegida. Para diseñar, es necesario trasponer las tres ecuaciones en

ecuaciones geométricas en que el estudiante o el diseñador puedan elegir realmente la sección de hormigón.

6.5. Mínimo de módulo de la sección

Para diseñar o elegir la sección, deben hacerse primero la determinación de los módulos de las secciones requeridas mínimas, S_b y S_t . Si:

f_{ci} = es la máxima tensión admisible de compresión en el hormigón luego de transferir y antes de las pérdidas = $0.6 f'_{ci}$.

f_{ti} = tensión de tracción máxima admisible en el hormigón inmediatamente después de transferir y antes de las pérdidas. = $3\sqrt{f'_{ci}}$ (el valor puede ser incrementado a $6\sqrt{f'_{ci}}$, en el apoyo de miembros simplemente apoyados)

f_c = máxima tensión de compresión en el hormigón luego de las pérdidas a nivel de carga de servicio = $0.45 f'_c$ ó $0.60 f'_c$ cuando es permitido por el código.

f_t = máxima tensión de tracción en el hormigón luego de las pérdidas a nivel de cargas de servicio. = $6\sqrt{f'_c}$ (el valor puede ser incrementado en sistemas en una dirección a $12\sqrt{f'_c}$ si la deflexión a largo plazo es agregada).

Luego las tensiones extremas reales en el hormigón no pueden exceder los valores listados.

Usando una sección no fisurada asimétrica, un resumen de las ecuaciones de tensión para los varios estadios de carga es como sigue:

Tensiones a transferir

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{excb}{r^2}\right) - \frac{MD}{S_t} \leq f_{ti} \quad (6.1a)$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{excb}{r^2}\right) + \frac{MD}{S_t} \leq f_{ci} \quad (6.1b)$$

Donde P_i es la fuerza inicial de pretensado. Mientras un valor más exacto para usar puede ser la componente horizontal de P_i , esto es razonable para todo propósito práctico, para desatender cualquier refinamiento.

Tensiones efectivas después de las pérdidas

$$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{excb}{r^2}\right) - \frac{MD}{S_t} \leq f_t \quad (6.2a)$$

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{excb}{r^2}\right) - \frac{MD}{S_b} \leq f_c \quad (6.2b)$$

Tensiones finales para cargas de servicio

$$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{excb}{r^2}\right) - \frac{MT}{S_t} \leq f_c \quad (6.3a)$$

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{excb}{r^2}\right) + \frac{MT}{S_b} \leq f_t \quad (6.3b)$$

Donde $MT=MD+MSD+ML$

P_i = pretensado inicial

P_e = pretensado efectivo después de las pérdidas

t denota fibra superior y b denota la fibra inferior

e = excentricidad del tendón desde el centro de gravedad de la sección, cgc

r^2 = cuadrado del radio de giro

S_t/S_b = módulos de la sección arriba y abajo

El estado de descompresión denota el incremento en la deformación del acero debido al incremento de la carga desde el estadio donde la fuerza efectiva de pretensado actúa sola al estadio cuando las cargas adicionales causan que las tensiones de compresión en el hormigón a nivel del cgc se reducen a cero. En este estadio, el cambio en la tensión en el hormigón debido a la descompresión es:

$$f_{descomp} = \frac{Pe}{Ac} \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right)$$

Esta relación está basada en la asunción que la deformación entre el hormigón y el acero de pretensado rodeado por el hormigón es el mismo y que el aumento de las tensiones en el acero es igual a la disminución de tensiones en el hormigón.

6.6. Viga con excentricidad variable en el tendón

La máxima excentricidad es usada en el medio del vano de la sección para el caso de una viga simplemente apoyada. Asumiendo que la fuerza efectiva de pretensado es:

$$Pe = Y \times Pi$$

Donde Y es la relación de pretensado residual, la pérdida de pretensado es

$$Pi - Pe = (1 - Y) \times Pi \quad (a)$$

Si la tensión real en la fibra extrema es equivalente a la máxima tensión admisible, el cambio en esta tensión después de las pérdidas, de las ecuaciones 6.2 a y b, es dado por

$$\Delta ft = (1 - Y) \left(+fti + \frac{MD}{St} \right) \quad (b)$$

$$\Delta fb = (1 - Y) \left(-fci + \frac{MD}{Sb} \right) \quad (c)$$

De la figura 6.3a, cuando actúan el momento debido a la carga muerta sobreimpuesta M_{SD} y el momento debido a la carga viva M_L , la tensión neta en la fibra superior es:

$$f_{tn} = f_{ti} - \Delta f_t - f_c$$

o

$$f_{tn} = \gamma f_{ti} - (1-\gamma) \frac{MD}{S_t} - f_c \quad (d)$$

La tensión neta en la fibra inferior es

$$f_{bn} = f_t - f_{ci} - \Delta f_b$$

o

$$f_{bn} = f_t - \gamma f_{ci} - (1-\gamma) \frac{MD}{S_b} \quad (e)$$

De las ecuaciones (d) y (e), la sección elegida podría tener unos valores del módulo de sección:

$$S_t \geq \frac{(1-\gamma)MD + MSD + ML}{\gamma f_{ti} - f_c} \quad (6.4a)$$

$$S_t \geq \frac{(1-\gamma)MD + MSD + ML}{f_t - \gamma f_{ci}} \quad (6.4b)$$

La excentricidad requerida del tendón pretensado en la sección crítica, como la sección en el medio del vano, es

$$e_c = (f_{ti} - f_{(-)ci}) \frac{S_t}{P_i} + \frac{MD}{P_i}$$

Donde f_{-ci} es la tensión en el hormigón al transferir a nivel del centro de gravedad c_{gc} de la sección de hormigón y

$$P_i = f_{(-)ci} A_c$$

Así,

$$f(-)ci = fti - \frac{ct}{h}(fti - fci)$$

donde la tensión de tracción es (+) y la tensión de compresión es (-)

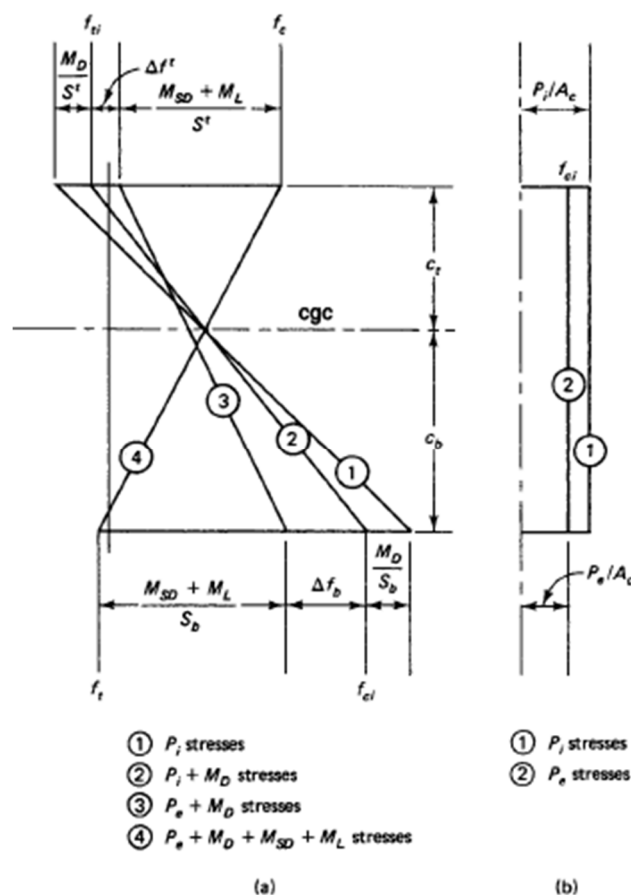


Figura 6.3 – Máximas tensiones en las fibras de una viga pretensada con tendones excéntricos y sometida a carga(a) y con tendones centrados (b). **Fuente:** Prestressed Concrete 5ta Edición – Edward G. Nawy. Página 112.

Vigas rectangulares de edificios

En general, los valores obtenidos con las expresiones anteriores son muy pequeños y la práctica de ejecución habitual exige emplear mayores secciones, para ello se hace uso de las expresiones usuales de predimensionado que se indican, para encajar la sección:

$$h = \frac{L}{25} + 10\text{cm}, (18\text{m} < L < 36\text{m})$$

$$\frac{L}{40} < b < \frac{L}{30}$$

$$\frac{h}{2} < b < \frac{3h}{5}$$

Al fijar las dimensiones de la sección, varía también el peso propio y con él los valores del momento total y las acciones tenidas en cuenta en las expresiones utilizadas.

6.5. Diseño preliminar por tanteo

El pretensado total $A_{ps} f_s$, es también la fuerza C en la sección. Esta fuerza producirá una tensión promedio en el hormigón de:

$$\frac{C}{A_c} = \frac{T}{A_c} = \frac{A_{ps} f_s}{A_c}$$

Para un diseño preliminar, esta tensión promedio puede suponerse de 50% de la tensión admisible f_c , bajo carga de servicio. Entonces:

$$\frac{A_{ps} f_s}{A_c} = 0.5 f_c$$

$$A_c = \frac{A_{ps} f_s}{0.5 f_c}$$

Nótese que las únicas aproximaciones hechas son los coeficientes de 0.65 y 0.5. Estos coeficientes varían ampliamente dependiendo de la forma de la sección. Sin embargo, con alguna experiencia y conocimiento pueden aproximarse bastante para cada sección particular, y el diseño preliminar puede hacerse más preciso.

CAPITULO 7

7.1. Losas sobre apoyos aislados. Consideraciones

generales

7.1.1. Definiciones

Se presenta en este capítulo las placas continuas en dos direcciones ortogonales, macizas o aligeradas, que descansan directamente sobre soportes, generalmente sin vigas de unión entre estos. Dichos soportes suelen estar dispuestos en planta según los nudos de una malla ortogonal y pueden tener o no capiteles. Si la malla no es ortogonal puede perfectamente proyectarse y construirse la placa, pero no podrá utilizarse el método simplificado de cálculo de los pórticos virtuales.

La solución más frecuente en edificación corresponde a placas sin vigas ni capiteles. De esta forma se consigue un techo plano, con evidentes ventajas arquitectónicas y funcionales. Sólo en zonas con sobrecargas elevadas o grandes luces se justifica la presencia de vigas o capiteles para disminuir las fuertes cuantías de armadura que de otra forma resultarían.

Por otra parte, las placas pueden ser macizas o aligeradas. En algunas regiones la práctica habitual consiste en el aligeramiento mediante casetones o moldes que pueden ser perdidos o recuperables. Esta solución conduce a un importante ahorro en materiales (hormigón y también acero).

En este capítulo se incluyen a las losas reticulares o bidireccionales, también llamados en algunas ocasiones forjados sin vigas o losas nervadas.

Cada vez más, se está extendiendo el uso de losas macizas o forjados reticulares frente a la solución tradicional de forjados unidireccionales de vigas, viguetas y bovedillas. En contra de esa solución ha jugado siempre la cantidad de los materiales que, en una losa

bidireccional, suele ser mayor que en un forjado unidireccional. Pero si la comparación se efectúa teniendo en cuenta todos los factores, es muy probable que, aun teniendo más material, la facilidad de puesta en obra y, por tanto, la rapidez de ejecución haga de la bidireccional la solución más económica.

Antes de seguir adelante conviene establecer varias definiciones y efectuar una serie de consideraciones sobre los distintos elementos que dominan la estructura.

En un forjado reticular se llama *ábaco* a la zona que se maciza alrededor del soporte (Ver Figura 7.1a). Si esa zona se regruesa o se descuelga, se llama *ábaco descolgado* o *capitel* (Ver Figura 7.1b). Una losa maciza no tiene ábacos a no ser que se regruese una zona alrededor del soporte, en cuyo caso esa zona regruesan como queda dicho, se denomina *capitel* (Ver Figura 7.1c). Aunque ya no muy utilizado, tradicionalmente se ha llamado *capitel* al ensanchamiento de la cabeza de soporte o pilar que sirve de unión entre éste y la placa (Ver Figura 7.1d).

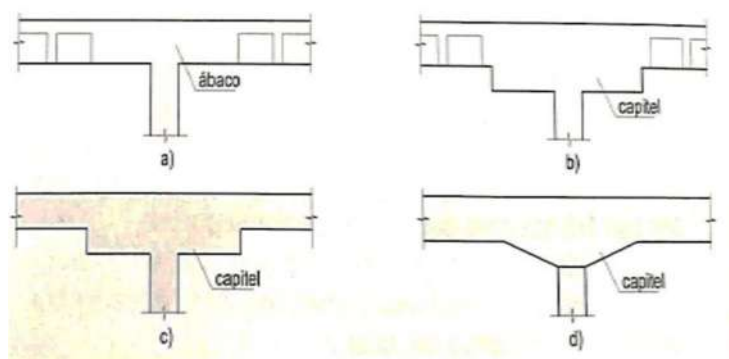


Figura 7.1- Definición de ábaco y capitel. **Fuente:** Hormigón Armado 15ta. Edición – Jiménez Montoya. Página 416.

Se llama *recuadro* a una zona rectangular de placa limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Para una dirección dada, los recuadros pueden ser interiores o exteriores; así, se denomina *recuadro interior* aquel que, en la dirección considerada, queda situado entre dos recuadros, y *recuadro exterior* aquel que, en la

dirección considerada, no tiene recuadro contiguo a uno de los lados (Fig. 7.2). El recuadro punteado de la figura es interior en la dirección xx y exterior en la dirección yy . Se llama *banda* a cada una de las franjas ideales, paralelas a la dirección del vano que se considera, en que se supone dividido un recuadro o fila de recuadros (Fig. 7.2). Se denomina *banda lateral* a la situada lateralmente a un recuadro o fila de recuadros y cuya anchura, en cada tramo, es igual a $1/4$ de la menor dimensión del recuadro o fila de recuadros y limitada por las dos bandas laterales correspondientes.

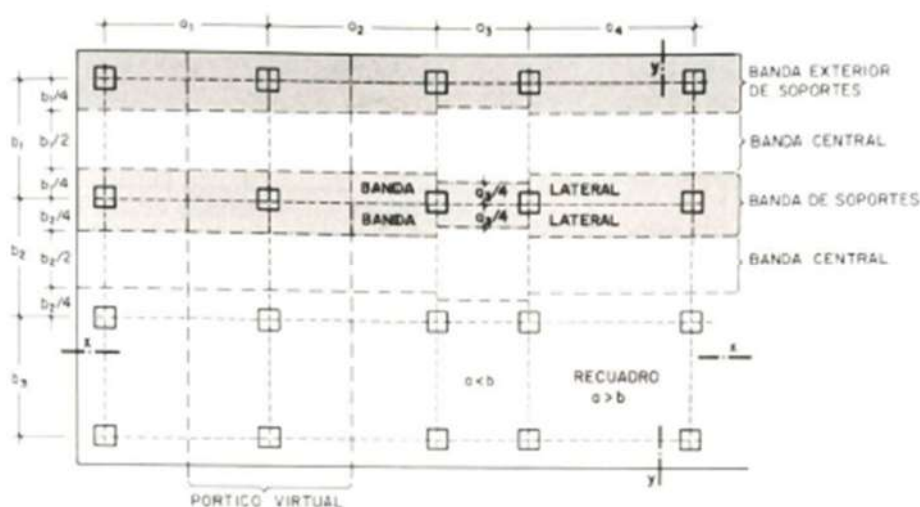


Figura 7.2 – Definición de recuadro, bandas y pórtico virtual. **Fuente:** Hormigón Armado 15ta. Edición – Jiménez Montoya. Página 417.

Se denomina *banda de soportes*, la formada por dos bandas laterales contiguas, situadas a ambos lados de la línea que une los centros de una fila de soportes.

Se denomina *banda exterior de soportes* la banda lateral de un recuadro exterior, o fila de recuadros, situada sobre una fila de soportes exteriores, que puede incluir la parte de la placa que vuela sobre los mismos.

Por último, se llama *pórtico virtual* a un elemento ideal que se adopta para el cálculo de la placa, según una dirección dada; está constituido por una fila de soportes y dinteles cuya inercia sea igual a la de la zona de la placa limitada por los ejes de los recuadros

adyacentes a dichos soportes (Fig. 7.2), o bien a la suma de las inercias de la placa y de la viga, si es que existe.

7.1.2. Dimensiones de los elementos

A continuación, se dan algunas indicaciones prácticas sobre las dimensiones de los elementos de las estructuras estudiadas. Estas indicaciones no son en general obligatorias, pero deben ser respetadas si se emplean los métodos simplificados de cálculo.

- a) Los soportes no se desviarán de los vértices teóricos de una malla ortogonal en más del 10% de la luz correspondiente a la dirección en la que se produce la desviación.
- b) Las dimensiones de la sección de los soportes rectangulares a_0 y b_0 cumplirán las siguientes limitaciones

$$a_0 \geq 25cm$$

$$a_0 \geq h_0 + h_1$$

$$a_0 \geq \frac{a}{20}$$

$$b_0 > 25cm$$

$$b_0 \geq h_0 + h_1$$

$$b_0 \geq \frac{a}{20}$$

Con los siguientes significados:

h_0 = Espesor de la placa

h_1 = Resalto del ábaco existente

a = La mayor de las luces de los vanos adyacentes en la dirección de a_0 .

b = La mayor de las luces de los vanos adyacentes en la dirección de b_0 .

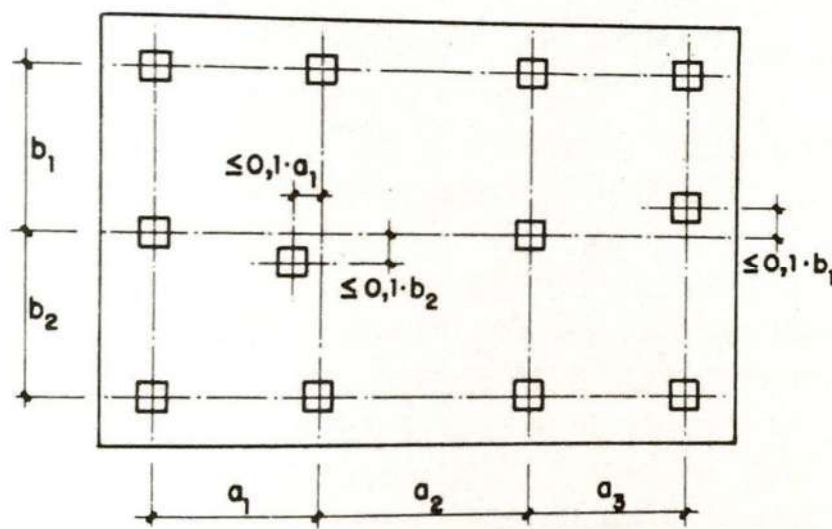


Figura 7.3 –Malla sensiblemente ortogonal. **Fuente:** Hormigón Armado 15ta. Edición – Jiménez Montoya. Página 417

En el caso de soportes circulares, la sección del soporte cuadrado de igual perímetro debe satisfacer las condiciones anteriores.

c) Los paramentos del capitel formarán, con el eje del soporte, un ángulo no superior a 45°. De no cumplirse esta condición, no se considerarán, desde el punto de vista resistente, las zonas periféricas indicadas en la Figura 7.4a.

d) En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos de los apoyos, se considerará como espesor del ábaco el menor de los dos valores siguientes:

$$h_a, h_0 + \frac{1}{4}v$$

en donde h_a es el espesor real del ábaco y v el vuelo del mismo.

e) El espesor mínimo de la placa si ésta es maciza no será inferior a 12 cm ni a 1/32 de la luz del vano mayor. No obstante, dicho espesor podrá bajarse a 10cm, o a 1/35 de dicha luz (el mayor de ellos), si la placa va provisto de ábacos cuyo resalto sea $h_1 \geq h_0/4$,

y cuya longitud total c , en la dirección de cada vano, sea igual o superior al tercio del vano correspondiente (Fig. 7.4b).

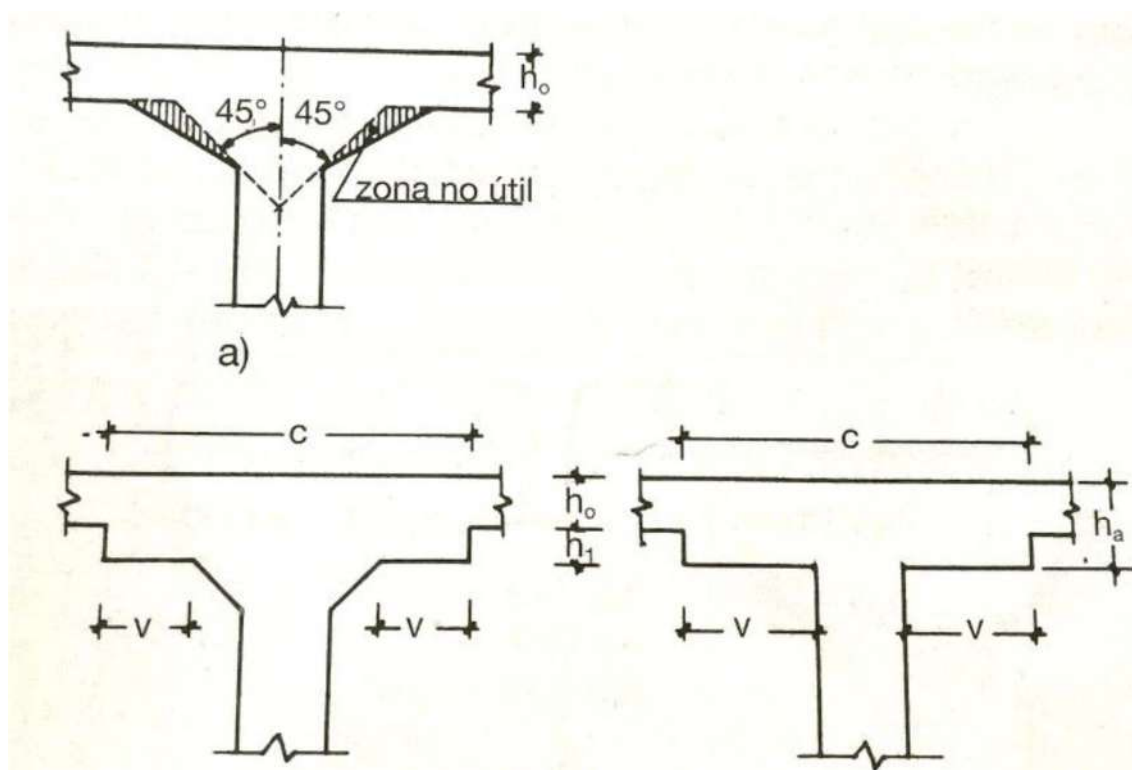


Figura 7.4 –Dimensiones de los diversos elementos. **Fuente:** Hormigón Armado 15ta. Edición – Jiménez Montoya. Página 417.

7.1.3. Métodos de calculo

El cálculo de las placas continuas sobre los apoyos aislados constituye un problema complejo y difícil de abordar de una forma rigurosa. Fundamentalmente existen tres formas de análisis de la estructura: por métodos clásicos elásticos mediante un programa adecuado de ordenador, generalmente asimilando la estructura a un emparrillado sustentado en apoyos elásticos; mediante el método de las líneas de rotura; y, por último, mediante métodos simplificados de cálculo avalados por la gran experiencia existente, que son los que se tratan a continuación.

Los métodos simplificados de cálculo desarrollados en Estados Unidos (adoptado por el Código ACI-318 y por ediciones anteriores de la Instrucción española) son el de los

pórticos virtuales y el método directo, si bien este último es una simplificación solamente aplicable al caso de cargas verticales.

El cálculo de esfuerzos y el armado de las placas sobre los apoyos aislados se presentan a continuación. El primero de ellos se dedica al caso más frecuente en edificación, que es el de placas planas que descansan directamente sobre los soportes sin ábacos resaltados, capiteles ni vigas de unión entre los soportes; y el segundo se dedica al caso, más general pero más complejo, de placas con vigas de unión entre soportes.

7.2. Análisis y dimensionamiento

7.2.1 Generalidades

El comportamiento resistente de las placas sobre apoyos aislados es completamente distinto al de las placas sustentadas en todo su contorno. En efecto, en este último caso, la estructura es hiperestática en cuanto a sus condiciones de apoyo, y la carga puede transmitirse en una sola dirección para alcanzar los apoyos, por lo que los momentos mayores aparecen en la dirección más corta (podría decirse que, al sobrar apoyos, la carga elige el que quiere emplear y utiliza el apoyo lineal que está más cerca de ella). Por el contrario, en una placa rectangular apoyada puntualmente en sus cuatro esquinas, que es isostática en cuanto a sus condiciones de apoyo, la carga debe viajar primero en una dirección y luego en la otra hasta llegar a los apoyos puntuales (ahora la carga no puede elegir, tendrá que llegar a todos los apoyos de recuadro y lo hará en proporción inversa a su distancia a ellos). Dicho de otro modo, toda la carga se transmite aquí en ambas direcciones y, por tanto, los momentos flectores mayores se producen en la dirección de la luz mayor. Por esta razón, la práctica de considerar la totalidad de la carga para los pórticos virtuales en ambas direcciones, que se describe a continuación, no constituye una reserva de seguridad.

El método de los pórticos virtuales para el análisis de las placas sobre los apoyos aislados consiste en suponer dividida la estructura, en cada una de las dos direcciones ortogonales, en una serie de pórticos virtuales (múltiples de varios pisos). Cada pórtico virtual está constituido por una fila de soportes, y dinteles cuyo canto es el de la placa y cuyo ancho es el ancho total del pórtico, de forma que las inercias de la placa en ese ancho y del dintel del pórtico modelizado sean iguales.

La denominación de pórtico virtual contrasta con la de pórtico real, que sería el caso, por ejemplo, de una estructura unidireccional cuyos soportes y vigas se disponen en el cálculo con su verdadera magnitud en la dirección en la que están realmente dispuestos. En la otra dirección, al existir una clara anisotropía, se calculará el sistema tipológico de forjado que corresponda (vigüeta, losa alveolar, forjado metálico o cualquier otro sistema unidireccional que se apoye en las vigas). En cambio, en una estructura en la que el elemento horizontal sea una placa y exista una clara isotropía (o si se quiere ser estricto, ortotropía) no existirán pórticos entendidos como tales, el pórtico utilizado para el cálculo será virtual y los habrá en las dos direcciones.

Los pórticos virtuales correspondientes a cada dirección se calcularán, independientemente, para la totalidad de la carga y bajo la hipótesis que resulte en cada caso más desfavorable. Analizando cada pórtico se obtienen los esfuerzos de los distintos elementos: momentos negativos y positivos en los dinteles (que llamaremos momentos de referencia), cortantes en dinteles y momentos axiales en soportes.

El método de los pórticos virtuales, en esencia, consiste en determinar los esfuerzos en las dos bandas en las que se divide el pórtico, banda de soportes y banda central. Para ello se calculan los esfuerzos totales del pórtico en su ancho completo (mediante el

método directo o el método de los pórticos virtuales), y después se reparten en las dos bandas del momento total. La realidad elástica de un cálculo por ordenador no es la que resulta del método de los pórticos virtuales. Las leyes de momentos flectores en una dirección según un cálculo elástico. La distribución es elástica y, por tanto, en cada zona de la placa existe un momento relacionado linealmente con su curvatura, que será diferente en cada punto. Las leyes de flectores que se obtienen utilizando el método de los pórticos virtuales. En ella se observa que los momentos flectores se reparten de forma plástica en el ancho de cada banda.

7.2.2. Cálculo de esfuerzos. Método de los Pórticos Virtuales

a) Campo de aplicación: Para cargas verticales y horizontales, las placas sobre apoyos puntuales pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales correspondientes actuando de forma independiente unos de otros.

Para que éste método sea válido, es preciso que la interacción entre los pórticos no sea significativa, lo que puede producirse en los siguientes casos:

- Asimetrías notables, en planta o en alzado, de geometría, o de rigideces en las piezas.
- Existencia de brochales
- Estructuras sensiblemente traslacionales.
- Existencia de elementos de rigidización transversal (núcleos, pantallas, etc.)
- Acciones horizontales en estructuras no uniformes
- Fuerte descompensación de cargas o luces.

b) Cargas verticales que deben aplicarse

El código ACI admite que se considere, como única hipótesis de carga, la carga total en todos los vanos, siempre que la sobrecarga no supere el 75% de la carga permanente.

En caso de que no se cumpla esta condición, debe estudiarse, además de la hipótesis de carga total, las dos siguientes:

- Carga permanente en todos los vanos y el 75% de la sobrecarga en vanos alternos, para la determinación de los momentos positivos de referencia.
- Carga permanente en vanos adyacentes, para la determinación de los momentos negativos de referencia.

c) Características elásticas de los elementos. Caso de cargas verticales

Las características elásticas de los distintos elementos que constituyen un pórtico virtual pueden determinarse mediante los conocidos métodos basados en la teoría de la elasticidad. Algunas normas recomiendan calcular, tanto las características elásticas como los momentos de empotramiento perfecto, teniendo en cuenta la presencia de ábacos macizados, así como la influencia de las dimensiones de los soportes con relación a las luces de los vanos. Pero dada la naturaleza aproximada y práctica del método, a nuestro juicio es suficiente corregir dichos valores de una forma simplista, como más adelante se indica.

La transmisión de momentos de la placa a los soportes se efectúa, en parte mediante trabajo a flexión, y el resto por torsión. Por esta causa, con objeto de facilitar los cálculos y poder emplear los métodos tradicionales de distribución de momentos en pórticos múltiples, las distintas normas corrigen las rigideces a flexión de los soportes, $4E^*I_h$, sustituyéndolas por unas rigideces equivalentes, k_e , para tener en cuenta los mencionados efectos.

Rigidez de los dinteles virtuales

En placas macizas, la rigidez a flexión de un vano de luz a y ancho $(b_1+b_2)/2$ es:

$$k_p = \frac{4E * I_p}{a}$$

$$I_p = \frac{b_1 + b_2}{2} * \frac{h_0^3}{12}$$

En donde h_0 es el espesor de la placa. En el caso de soportes muy rígidos ($a_0/a \geq 0.15$) esta rigidez debe aumentarse en un 10%.

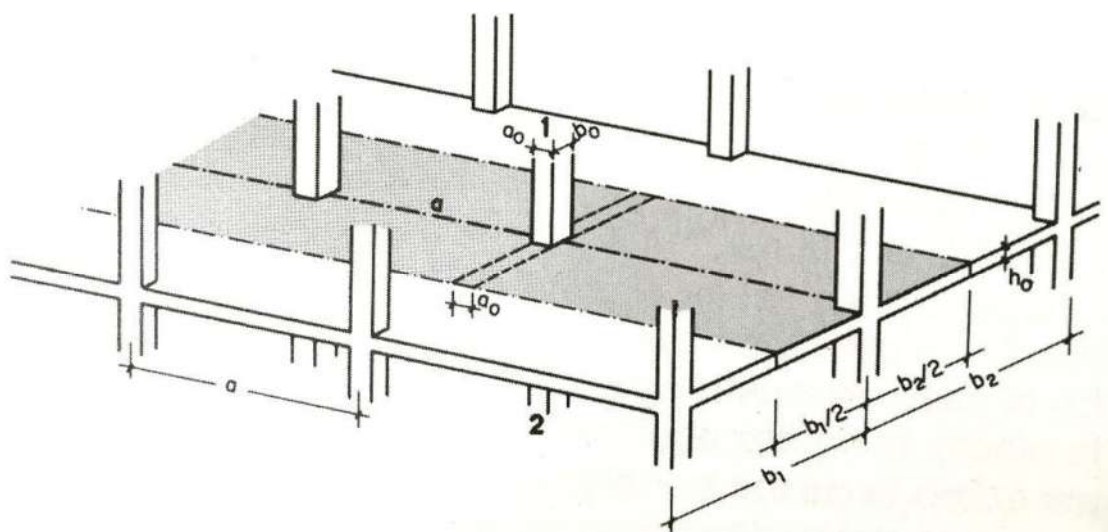


Figura 7.6 – Dintel virtual. **Fuente:** Hormigón Armado 15ta. Edición – Jiménez Montoya. Página 421.

Para los coeficientes de transmisión pueden tomarse los siguientes valores:

- Placas macizas con soportes normales $\beta=0.5$
- Placas macizas con soportes muy rígidos $\beta=0.58$
- Placas aligeradas con ábacos macizados $\beta=0.56$

Rigidez de los soportes

De acuerdo con lo indicado anteriormente, para tener en cuenta de una forma sencilla la transmisión de esfuerzos de la placa a los soportes, por flexión y torsión, se sustituye la rigidez a la flexión de cada soporte interior, k_s , por la rigidez equivalente, k_e , definida por la condición de flexibilidad:

$$\frac{1}{k_{e1} + k_{e2}} = \frac{1}{k_{s1} + k_{s2}} + \frac{1}{k_{t1} + k_{t2}}$$

en donde k_{e1} y k_{e2} son las rigideces equivalentes de los soportes 1 y 2, k_{s1} y k_{s2} sus rigideces a flexión y, por último, k_{t1} y k_{t2} las rigideces a torsión de las zonas de placa, a uno y otro lado del nudo, de canto igual al canto de la placa, de ancho igual al canto del soporte y longitudes $b_1/2$ y $b_2/2$, respectivamente.

En un pórtico virtual interior, la rigidez equivalente de uno cualquiera de sus soportes (incluso los extremos) puede ponerse en forma simplificada:

$$k_e > \frac{4E \times b_0 \times a_0^3}{12 \times (h - \beta) \times b \times a_0^2 \times b_0 / h_0^3}$$

Con los siguientes significados (Fig. 7.6):

b_0 = Ancho del soporte

a_0 = Canto del soporte

h_0 = Espesor de la placa

h = Altura del soporte

b = Ancho del pórtico virtual, $b=(b_1+b_2)/2$

$\lambda=0.356/ \alpha$

$$\alpha = \left(1 - 0.63 \times \frac{h_0}{a_0}\right)$$

En un pórtico virtual de fachada, y en el supuesto que estamos considerando de que no existe viga de borde, las mismas fórmulas son válidas sin más que sustituir el ancho $(b_1+b_2)/2$, por $b_1/2+b_v$, siendo b_v el ancho del voladizo, si existe. Aunque también puede

suponerse simplifícadamente que no es necesario corregir la rigidez de los soportes, es decir, puede tomarse:

$$k_e = k_s = \frac{4E \times b_0 \times a_0^3}{12h}$$

d) Características elásticas de los elementos. Caso de cargas horizontales

Para la definición de la inercia de las vigas que representan la placa, debe considerarse la inercia bruta correspondiente a un ancho igual al 35% del ancho del pórtico equivalente, teniendo en cuenta la variación de rigidez existente a lo largo de la barra.

Para la definición de la inercia de los soportes se seguirán los mismos criterios expuestos para las cargas verticales.

e) Cálculo de esfuerzos en pórticos virtuales

En el análisis de los pórticos virtuales pueden adoptarse las simplificaciones normalmente admitidas para los pórticos múltiples. Así, en el caso de que las luces de los distintos vanos no difieran mucho entre sí, y para cargas exclusivamente verticales, puede estudiarse cada pórtico, piso a piso, suponiendo que los soportes están empotrados en los dos pisos contiguos. De esta forma, y para edificios regulares, basta normalmente calcular uno o dos pórticos en cada dirección.

Con la geometría del pórtico de luces no muy diferentes y con las rigideces de dintel y soportes calculadas en los apartados anteriores se procede al cálculo de esfuerzos mediante cualquier programa de cálculo matricial o de elementos finitos, o mediante algún procedimiento manual iterativo, como el método de Cross u otro simplificado.

Los esfuerzos cortantes, que se obtienen del análisis de los pórticos virtuales, deben ser resistidos por la placa (o por los nervios, si es aligerada).

Los nervios de borde embebidos en la placa deben dimensionarse para que resistan las cargas que actúan directamente sobre ellos e irán provistos, siempre, de estribos. Estos

nervios están sometidos, además de a flexión y cortante, a un momento torsor T , para el que puede tomarse $T=0.5 M$, siendo M el mayor de los momentos flectores de los soportes unidos por el nervio. En el caso de borde con voladizo, es decir, de nervio situado por fuera de los soportes de borde, deberá tomarse $T=0.25 M$.

Por último, conviene indicar la necesidad de efectuar la comprobación a punzonamiento de la unión de la placa con el soporte, ya que, generalmente, la capacidad resistente de la placa no viene limitada por su resistencia a flexión, sino por su resistencia a los esfuerzos tangenciales en las proximidades del apoyo.

7.2.3. Reparto de los momentos de referencia entre las bandas

Una vez obtenidos los momentos negativos y positivos de referencia en las secciones de centro de vano y de apoyo de la placa – bien sea por el método directo o por el método de los pórticos virtuales- es preciso repartirlos entre las bandas de soporte y las bandas centrales correspondientes a cada pórtico virtual para proceder, a continuación, a la determinación de las armaduras de la placa.

Recuérdese que los pórticos virtuales interiores en cada dirección principal constan de la banda de soportes y de dos semibandas centrales. Cuando en el reparto de los momentos se haga referencia a la banda central, se entenderá como el conjunto de las dos semibandas mencionadas. Por su parte, los pórticos virtuales exteriores constan de la banda de soportes exteriores y semibanda central.

a) Caso de cargas verticales

En la Tabla 7.1 se indican los porcentajes que corresponden a las distintas bandas, en el reparto de los momentos de referencia, Los porcentajes dados en esta tabla son válidos tanto para los pórticos interiores como para los exteriores.

b) Caso de cargas horizontales

Los momentos de referencia debidos a cargas horizontales deben ser absorbidos, en un 100%, por las bandas de soportes correspondientes.

Para cargas verticales y pórticos virtuales interiores o exteriores

Tipo de banda	Momentos negativos		Momentos positivos
	Sobre soportes interiores	Sobre soportes exteriores	En cualquier vano
Banda de soportes	75	100	60
Banda central	25	20	40

TABLA 7.1- Porcentajes de reparto de los momentos de referencia entre las distintas bandas. **Fuente:** Hormigón Armado 15ta. Edición – Jiménez Montoya. Página 423.

7.2.4. Criterios de transmisión de momentos entre placas y soportes

De acuerdo con la Instrucción española, cuando en la unión entre placa y soporte actúa un momento M_d , debe suponerse que se transmite al soporte por flexión una fracción del mismo igual a $k \times M_d$, originando en la unión tensiones normales, y la fracción restante $(1-k) M_d$ se transmite por torsión, originando tensiones tangenciales de punzonamiento. Los valores de los coeficientes k pueden tomarse de la tabla 7.2 en función de la relación a_o/b'_o siendo:

a_o = Dimensión del soporte paralela a la excentricidad de la carga o a la dirección del pórtico virtual.

b_o = Dimensión del soporte normal a la excentricidad de la carga o a la dirección del pórtico virtual, en soportes interiores o de esquina, y dos veces tal dimensión en soportes de fachada.

ao/b'0	0.5	1	2	3
k	0.55	0.4	0.3	0.2

TABLA 7.2 – Valores de la fracción k del momento que se transmite por flexión.
Fuente: Hormigón Armado 15ta. Edición – Jiménez Montoya. Página 423

Como dimensiones a_o y b'_o deben tomarse las correspondientes a la intersección del soporte con la cara inferior de la placa. Para soportes de sección circular o poligonal, las dimensiones a_o y b'_o serán las correspondientes al soporte cuadrado de igual área. Para resistir la parte del momento $k \times M_d$ transmitida por flexión, debe disponerse en la placa la armadura necesaria, concentrada en un ancho igual al ancho del soporte más 1,5 veces el canto de la placa a cada lado.

La fracción $(1-k) M_d$ debe ser absorbida por torsión en el zuncho o viga de borde o atado torsional. Asimismo, esta fracción de momento debe ser tenida en cuenta en el cálculo de las tensiones tangenciales en el perímetro de punzonamiento.

7.2.5. Disposición de armaduras en placas sobre apoyos aislados

a) Para losas macizas

La separación entre barras de armadura principal no será superior al doble del canto total h de la placa ni a 25cm. Si se quiere evitar una fisuración excesiva, conviene que la separación entre barras de la armadura principal no sea superior a 15 cm. El diámetro de las armaduras principales no debe ser superior a 1/10 del espesor de la placa.

Las armaduras positivas y negativas en la dirección menos solicitada, en cada recuadro, tendrán secciones no inferiores a la cuarta parte de las armaduras correspondientes en la dirección más solicitada, y cuantías no inferiores a la mínima de flexión en vigas.

En los bordes de las placas deben disponerse armaduras suplementarias capaces de resistir las cargas concentradas que puedan actuar sobre los mismos.

Las armaduras de las bandas centrales, así como las correspondientes a las bandas de soportes, en las zonas de momentos positivos, se distribuirán uniformemente a lo ancho de la banda.

b) Para losas aligeradas

En placas aligeradas, la distribución de armaduras en los nervios y en los ábacos se realizará de acuerdo con lo indicado para placas macizas, siendo también operantes las limitaciones establecidas para diámetros, separaciones y cuantías de dichas armaduras.

En la capa superior, mal llamada de compresión, sobre los aligeramientos, se dispondrá una armadura para retracción y temperatura, con una cuantía geométrica mínima del 2‰ del área de dicha capa superior, en cada dirección.

En los nervios perimetrales de borde se dispondrán cercos cerrados bien anclados y barras longitudinales, capaces de resistir las torsiones y los esfuerzos cortantes que puedan actuar en los mismos. La separación de los cercos no será superior a la mitad del canto útil de la placa, debiendo cumplirse las condiciones mínimas indicadas anteriormente.

Las longitudes mínimas de las armaduras y sus disposiciones constructivas son las mismas que en el caso de plazas macizas fig. 7.6, con las mismas observaciones hechas para estas placas.

En forjados reticulares es usual no disponer armadura inferior de reparto en el paramento inferior del ábaco. Esa zona está permanentemente comprimida y, por tanto, desde el punto de vista resistente, no suele ser necesario colocar armadura en ella. Consideración aparte merece el caso de que la estructura deba soportar cargas horizontales, en el cual pueden aparecer, para ciertas combinaciones de carga, momentos positivos en el soporte. De ahí la necesidad fig 7.7 de que exista armadura

inferior en apoyos, por lo que es necesario prolongar la armadura hasta la zona de apoyo.

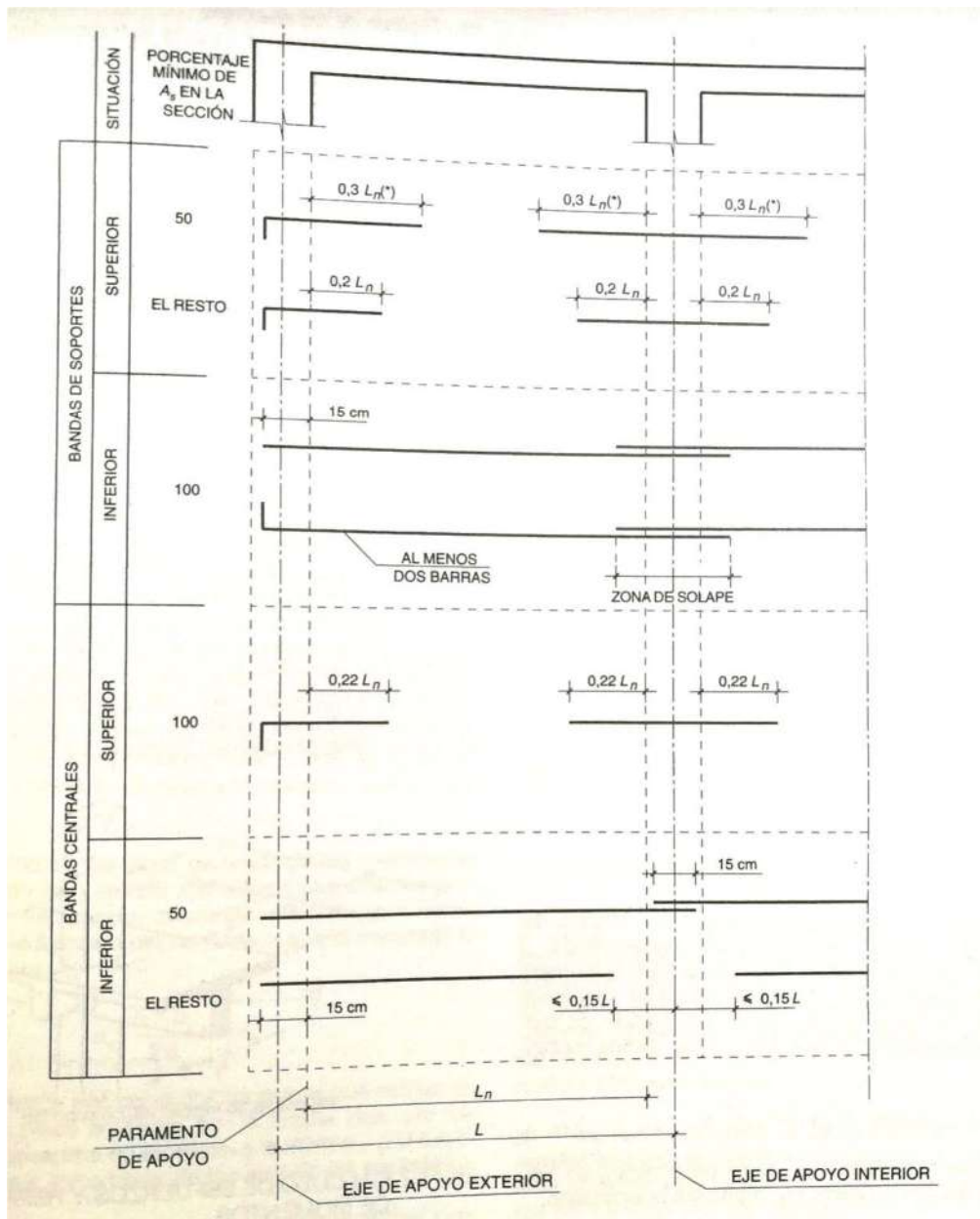


Figura 7.7 – Longitudes mínimas y doblado de las barras. **Fuente:** Hormigón Armado 15ta. Edición – Jiménez Montoya. Página 425.

7.2.6. Huecos

Según el Código ACI, pueden disponerse huecos de cualquier tamaño y en cualquier zona de la placa, pero deben ser debidamente justificados mediante un cálculo adecuado. No se deberá salir de los métodos habituales de cálculo si las dimensiones de los huecos no superan los siguientes máximos:

- En la zona común a dos bandas centrales, sin límite;
- En la zona común a una banda de soportes y otra central, la cuarta parte del ancho de la banda correspondiente, en cada dirección;
- En la zona común a dos bandas de soportes, la octava parte del ancho de la banda correspondiente, en cada dirección.

En el caso de que los huecos cumplan con estas limitaciones, será suficiente concentrar, en los bordes de las mismas, armaduras de igual capacidad que las armaduras interrumpidas.

CAPITULO 8

CORDONES DE ACERO PARA POSTENSADO DISPONIBLES EN EL MERCADO

8.1. Cordón de dos y tres alambres relevado de tensiones

Son trenzas de alambre trefilado, constituidas por 2 o 3 alambres del mismo diámetro arrollados helicoidalmente y con paso uniforme, alrededor de su eje longitudinal. Se utiliza mayormente para fabricación de viguetas y losas huecas.

8.1.1. Propiedades mecánicas

Norma IRAM - IAS U500-07

Designación del cordón*	Construcción del cordón	Díametro nominal de los alambres	Área nominal de la sección transversal del cordón**	Peso por unidad de longitud***	Carga al 1% del alargamiento total (mínima)	Carga de rotura (mínima)	Alargamiento de rotura bajo carga sobre 200 mm (mín.)	
		mm	(sección metálica) mm ²	kg/m		Tolerancia		St (kN)
C 1950	2 x 2,25	2,25	7,95	0,0624	8% ↓	13,2	18,6	2,5
C 1950	3 x 2,25	2,25	11,93	0,0936	8% ↓	19,8	23,5	2,5
C 1750	3 x 3,00	3,00	21,21	0,1665	8% ↓	31,5	37,1	2,5

(*) Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del cordón expresada en MPa.

(**) Son valores teóricos dados a título indicativo.

(***) Los valores del peso por unidad de longitud están calculados considerando que la densidad del acero es de 7,85 kg/dm³

Nota: la carga de 1% del alargamiento total, se considera equivalente al 0,2% de deformación permanente.

8.1.2. Proceso de relavado de tensiones

Es un proceso térmico en el cual los cordones de acero, luego de la conformación de la trenza, son calentados a una temperatura de 300 – 400 °C para eliminar las tensiones

residuales del material que se obtuvieron en el trefilado y cableado. Con este proceso se obtienen además las siguientes propiedades:

- Devanado uniforme de rollos
- Posibilidad de tendido simultáneo de mayor cantidad de cordones
- Mayor ductilidad y mejor operabilidad
- Sensible reducción del tiempo que insume el tensado de cordones
- El proceso de fabricación asegura que al cortarse el cordón no se abran los alambres que lo forman

8.1.3 Forma de suministro

Peso de los rollos

- Bobina coreless de 150 a 260 kg

Dimensiones de los rollos

- Diámetro interior: 26,5 cm
- Diámetro exterior: 61,5 a 63 cm
- Ancho del rollo: 25 cm

8.2. Cordón de siete alambres baja relajación

8.2.1. Características

Formado por alambres de alto carbono cableado y posteriormente tratado termo mecánicamente con un proceso de baja relajación. El cordón se compone de seis alambres arrollados helicoidalmente alrededor del séptimo alambre denominado “alma de cordón” y de diámetro mayor que constituye el eje longitudinal del mismo. Se utilizan en estructuras de hormigón pre y postensado.

8.2.2. Propiedades mecánicas

Norma IRAM-IAS U500-03

Designación del cordón ^(*)	Designación comercial	Diámetro nominal del cordón	Área nominal de la sección transversal del cordón ^(**)	Peso por unidad de longitud ^(***)	Carga al 1% del alargamiento total (mínima) ^(****)	Carga de rotura (mínima)	Alargamiento de rotura bajo carga sobre 600 mm (mín.)
		mm	mm ²	kg/m	Q1 kN	QT kN	At %
C1900	Grado 270	9,5	54,84	0,434	92	102	3,5
C1900	Grado 270	12,7	98,70	0,778	166	184	3,5
C1900	Grado 270	15,2	140,00	1,134	235	261	3,5

(*) Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del cordón expresada en MPa.

(**) Son valores teóricos dados a título indicativo.

(***) Los valores del peso por unidad de longitud están calculados considerando que la densidad del acero es 7,85 kg/dm³.

(****) La carga al 1% del alargamiento total se considera equivalente a la carga al 0,2% de deformación permanente.

El proceso de fabricación garantiza también el cumplimiento de la norma ASTM A 416.

8.2.3. Proceso termo mecánico de baja relajación

El proceso de baja relajación de cordones para pretensado se realiza para disminuir la pérdida por relajación, que es la disminución de la tensión en función del tiempo, bajo una deformación impuesta de magnitud constante.

La pérdida por relajación se considera en el cálculo de las estructuras, por lo que, si se reduce, disminuye también la sección de acero requerida para un esfuerzo dado.

Las características de baja relajación son conferidas al producto durante un proceso termomecánico en el cual los cordones de acero son calentados a una temperatura de entre 350°C y 380°C y simultáneamente sometidos a un esfuerzo de tracción tal que origine en el material una deformación plástica del orden del 1%.

8.2.4. Ventajas

- Mayor límite de proporcionalidad y mayor uniformidad en la relación carga – deformación
- Cumplimiento de las exigencias de los distintos sistemas de anclaje
- Mayor reducción de costos debido a la economía en sección de acero
- Comportamiento homogéneo, dado el buen contacto entre alambres
- Mejor adherencia con el hormigón, en el caso de estructuras pretensadas
- Comportamiento estable, sin desarmarse, cuando se cortan los cordones
- Mayor esfuerzo de pretensado

8.2.5. Porcentaje de relajación

Carga inicial	Relajación máxima a 1.000 h y 20¼ C
%	%
60	1,0
70	12,5
80	13,5

8.2.6. Forma de suministro

Peso de los rollos

- Bobina coreless de 3000 kg (como máximo)

Dimensiones de los rollos autodesenrollantes (medidas orientativas)

- Diámetro interior = 80 cm
- Diámetro exterior = 127 cm
- Ancho = 75 cm

Acondicionado de rollos

- Ataduras: 8 zunchos radiales y uno perimetral
- Envolturas: con tubos de polietileno

- Entarimado sobre tacos de madera

8.3. Cordón engrasado envainado

8.3.1. Características

Es un cordón de siete alambres de acero para hormigón pretensado que se desliza libremente en el interior de una vaina plástica, donde el espacio entre el cordón y la vaina se halla íntegramente relleno de una grasa anticorrosiva. Con ello se logra reducir las pérdidas de pretensado por fricción y asegurar al mismo tiempo una protección eficaz contra la corrosión.

Entre otras aplicaciones, se usan para losas pretensadas, estructuras de edificios, estacionamientos, elementos de enlace y anclaje de cimentaciones, cubiertas en altura, postesados exteriores, refuerzos estructurales, silos, etc.

8.3.2. Propiedades mecánicas

Las características de los cordones empleados coinciden con las de los cordones de siete alambres sin envainar, excepto el diámetro y el peso, que debido a la vaina de plástico y de la grasa aumentan aproximadamente 3mm y 10% respectivamente.

Norma IRAM-IAS U500-03

Designación del cordón ^(*)	Designación comercial	Diámetro nominal del cordón	Área nominal de la sección transversal del cordón ^(**)	Peso por unidad de longitud ^(**)	Carga al 1% del alargamiento total (mínima) ^(**)	Carga de rotura (mínima)	Alargamiento de rotura bajo carga sobre 600 mm (mín.)
		mm	mm ²	kg/m	Q1 kN	Qt kN	At %
C1900	Grado 270	9,5	54,84	0,434	92	102	3,5
C1900	Grado 270	12,7	98,70	0,778	166	184	3,5
C1900	Grado 270	15,2	140,00	1,134	235	261	3,5

(*) Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del cordón expresada en MPa.

(**) Los valores del peso por unidad de longitud están calculados considerando que la densidad del acero es 7,85 kg/dm³.

8.3.3. Componentes

Vaina Plástica de Polietileno de alta densidad: Tiene resistencia suficiente para soportar los daños que pudieran provocarse durante la fabricación, transporte, instalación,

hormigonado y tensado. Tiene estabilidad química, sin fragilizarse durante la exposición a todos los rangos de temperatura y durante la vida útil de la estructura. No reacciona con el hormigón, el acero y la grasa que recubre los cordones. Cumple las recomendaciones de la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) y el PCI (Precast Concrete Institute).

Grasa: Brinda protección contra la corrosión al acero de pretensado. Provee lubricación entre el cordón y la vaina, además de un film continuo no frágil para exposición a bajas temperaturas. Es químicamente estable y no reacciona con el acero del cordón, la vaina, o el hormigón. Cumple las recomendaciones de la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) y el PCI (Precast Concrete Institute)

8.3.4. Normas

El cordón engrasado envainado cumple con la norma IRAM 5170. El cordón de acero de siete alambres interno es fabricado según norma IRAM – IAS U500-03, cumpliendo también con los requerimientos de la norma ASTM A416.

8.3.5. Ventajas del sistema de pretensado sin adherencia

- La reducción de la pérdida de tensión por fricción entre vaina y cordón tiene las siguientes ventajas:

- Cordones de mayores longitudes
- Una mejor distribución de las tensiones a lo largo de los cordones
- Realizar tendido de cordones con mayor cantidad de curvas

- El sistema facilita la adaptación de la tensión al valor deseado, tras un primer período de fluidez del hormigón y de relajación del acero

- Posibilidad de disminuir los espesores de las secciones de hormigón que, a menudo deben ser sobredimensionadas para poder alojar las vainas

- Tareas más sencillas y de fácil control
- Posibilidad de corrección de la fuerza de pretensado, realizando un retesado
- Rapidez de ejecución

8.3.6. Funcionamiento Estructural

La diferencia fundamental en el funcionamiento de una sección postensado con adherencia y la misma sección postesada sin adherencia reside en la verificación de la seguridad a la rotura.

Mientras que el cálculo de rotura de las secciones postesadas con adherencia se basa en la compatibilidad de las deformaciones a nivel seccional ($\epsilon_s = \epsilon_b = \epsilon_v$), dicha compatibilidad no existe en el caso de armaduras no adherentes en el que hay desplazamientos relativos entre el hormigón y el acero.

Para calcular el aumento de tensión de las armaduras no adherentes en el momento de la rotura, es necesario establecer ecuaciones de equilibrio y compatibilidad a nivel ya no seccional, sino de la estructura en conjunto.

8.3.7. Forma de suministro

Peso:

- Bobina coreless de 3000 kg (como máximo)

Dimensiones de los rollos autodesenrollantes (medidas orientativas):

- Diámetro interior = 80cm
- Diámetro exterior = 140 cm
- Ancho del rollo = 75 cm

CAPITULO 9

CODIGO ACI 318-11 CONSIDERACIONES DEL HORMIGON PRETENSADO

9.1. Alcance

Las disposiciones de este Capítulo se deben aplicar a elementos preesforzados con alambre, torones o barras de acero preesforzado.

Deben tomarse consideración que los cambios volumétricos debidos a la fuerza de preesforzado pueden crear sobre la estructura cargas adicionales.

9.2. Generalidades

El diseño de estos elementos debe basarse en la resistencia y el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que serán críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que el preesforzado se aplique por primera vez.

El diseño debe incluir todos los estados que puedan ser de importancia. Los tres estados principales son: (1) Estado de gateo o de trasferencia del preesforzado - es cuando la fuerza de tracción del acero de preesforzado se transfiere al concreto y los niveles de esfuerzo pueden ser altos con respecto a la resistencia del concreto. (2) Estados de cargas de servicio - después de que hayan ocurrido los cambios volumétricos a largo plazo. (3) Estado de carga mayorada - cuando se verifica la resistencia del elemento. Por ejemplo, si la carga de fisuración es importante, este estado de carga puede requerir estudio o bien el manejo y transporte puede volverse crítico.

Desde el punto de vista satisfactorio, los dos estados de carga más importantes son los correspondientes a cargas de servicio y a cargas mayoradas.

El estado de cargas de servicios se refiere a las cargas como carga muerta y carga viva, mientras que el estado de carga mayorada se refiere a las cargas multiplicadas por los factores de carga apropiados.

En el diseño deben considerarse las concentraciones de esfuerzos debidas al preesforzado. Deben tomarse medidas con respecto a los efectos sobre estructuras adyacentes producidos por deformaciones plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones provocados por el preesforzado. También debe incluirse los efectos debido a cambios de temperatura y a retracción.

Debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre los puntos en que el concreto y el acero de preesforzado estén en contacto intermitente en un ducto de mayor tamaño del necesario, al igual que la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas.

Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia del acero de preesforzado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a ductos abiertos. Al considerar el área de los ductos abiertos, las secciones críticas deben incluir aquellas que tengan conectores que pueden ser de mayor tamaño que el ducto que contiene el acero de preesforzado. Asimismo, en algunos casos la trompa o pieza de transición del ducto al anclaje puede ser de un tamaño tal que produzca una sección crítica. En el caso que en el diseño se considere despreciable el efecto del área de ducto abierto, las propiedades de la sección se pueden basar en el área total.

En elementos postensados después de la inyección del mortero de inyección, y en elementos pretensados las propiedades de la sección se pueden basar en las secciones efectivas, utilizando para ello las áreas transformadas de los aceros de preesforzado adheridos y la sección bruta del refuerzo no preesforzado, o secciones netas.

9.3. Suposiciones de diseño

El diseño por resistencia de elementos preesforzados para cargas axiales y de flexión debe basarse en que las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto para vigas de gran altura donde se tienen una consideración de distribución no lineal de las deformaciones unitarias.

Para el estudio de los esfuerzos en transferencia del preesforzado, bajo cargas de servicio y en el estado correspondiente a cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica con las suposiciones siguientes:

- 1) Las deformaciones unitarias varían linealmente con la altura en todas las etapas de carga.
- 2) En las secciones fisuradas el concreto no resiste tracción.

Los elementos preesforzados a flexión deben clasificarse como Clase U, Clase T o Clase C en función de f_t , correspondiente al esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona pre-comprimida en tracción, calculada para cargas de servicio, de la siguiente forma:

(a) Clase U: $f_t \leq 0,62 \sqrt{f'_c}$

(b) Clase T: $0,62 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 1,0 \sqrt{f'_c}$

(c) Clase C: $f_t > \sqrt{f'_c}$

Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U con $f_t \leq 0,50 \sqrt{f'_c}$.

Los elementos de la Clase U se suponen que poseen un comportamiento como elementos no fisurados. Los elementos de la Clase C se supone que poseen un

comportamiento como elementos fisurados. El comportamiento de los elementos de Clase T se supone como en transición entre los fisurados y los no fisurados.

Estas clases se aplican tanto a los elementos preesforzados sometidos a flexión, adheridos como no adheridos, sin embargo, los sistemas de losas en dos direcciones deben ser diseñados como Clase U.

La zona pre-comprimida de tracción es esa porción de un elemento preesforzado donde ocurre tracción por flexión bajo cargas muertas y vivas no mayoradas, calculada utilizando las propiedades de la sección bruta, como si la fuerza de preesforzado introduzca compresión en dicha zona, reduciendo efectivamente la magnitud del esfuerzo por tracción.

Para los elementos sometidos a flexión Clase U y Clase T se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección no fisurada. Para los elementos sometidos a flexión de la Clase C, los esfuerzos para cargas de servicio se deben calcular usando la sección transformada fisurada.

TABLA R18.3.3 — REQUISITOS DE DISEÑO PARA FUNCIONAMIENTO

	Preesforzado			No preesforzado
	Clase U	Clase T	Clase C	
Comportamiento supuesto	No fisurado	Transición entre no fisurado y fisurado	Fisurado	Fisurado
Propiedades de la sección para calcular esfuerzos bajo cargas de servicio	Sección bruta 18.3.4	Sección bruta 18.3.4	Sección fisurada 18.3.4	Sin requisitos
Esfuerzo admisible en transferencia	18.4.1	18.4.1	18.4.1	Sin requisitos
Esfuerzo de compresión admisible basado en sección no fisurada	18.4.2	18.4.2	Sin requisitos	Sin requisitos
Esfuerzo a tracción, bajo cargas de servicio 18.3.3	$\leq 0.62\sqrt{f'_c}$	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	Sin requisitos	Sin requisitos
Base para el cálculo de las deflexiones	9.5.4.1 Sección bruta	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.2, 9.5.3 Momento efectivo de inercia
Control de agrietamiento	Sin requisitos	Sin requisitos	10.6.4 modificado por 18.4.4.1	10.6.4
Cálculo de Δf_{ps} ó f_s para el control de fisuración	---	---	Análisis de sección fisurada	$M/(A_s \times \text{brazo de palanca})$ ó $0.6 f_y$
Refuerzo de superficie	Sin requisitos	Sin requisitos	10.6.7	10.6.7

Fuente: Requisito de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11) - Comité ACI 318

9.4. Requisitos de funcionamiento. Elementos sometidos a flexión

Los esfuerzos admisibles en el concreto se proporcionan para controlar el funcionamiento. No garantizan la resistencia estructural adecuada, la cual debe verificarse de acuerdo con otros requisitos.

Esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la aplicación del preesforzado (antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo).

(a) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, excepto lo permitido en (b), no debe exceder $0,6f'_{ci}$

(b) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión en los extremos de elementos simplemente apoyados no debe exceder $0,70f'_{ci}$

(c) Donde los esfuerzos de tracción calculados, f_t , excedan de $0,5\sqrt{f'_c}$ en los extremos de elementos simplemente apoyados ó $0,25\sqrt{f'_c}$ en otras ubicaciones, debe colocarse refuerzo adicional adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada.

Los esfuerzos en el concreto en esta etapa son causados por la transferencia de la fuerza del acero de preesforzado, reducidos por las pérdidas debidas al acortamiento elástico del concreto, al relajamiento del acero de preesforzado, al asentamiento del anclaje y a los esfuerzos debidos al peso del elemento. Generalmente, la retracción y el flujo plástico (creep) no se incluyen en esta etapa.

Estos esfuerzos se aplican tanto al concreto pretensado como al postensado, con las modificaciones adecuadas para las pérdidas durante la transferencia.

Los esfuerzos por transferencia a la compresión en los extremos de los elementos apoyados de manera simple se elevaron de $0.60 f'_{ci}$ a $0.70 f'_{ci}$ en el reglamento 2008

para reflejar la investigación y las prácticas industriales del concreto prefabricado y preesforzado.

Para elementos preesforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) no deben exceder los siguientes valores:

- (a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a las cargas permanentes en el tiempo $0,45f'_c$
- (b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al preesforzado y a todas las cargas $0,60f'_c$.

El límite del esfuerzo de compresión se estableció de manera conservadora en $0,45f'_c$ para disminuir la probabilidad de falla de elementos de concreto preesforzado debido a cargas repetidas. Este límite parece razonable para evitar deformaciones excesivas por flujo plástico. A valores de esfuerzo mayores, las deformaciones unitarias por flujo plástico tienden a incrementarse más rápidamente de lo que se incrementa el esfuerzo aplicado.

El cambio en el esfuerzo admisible en la edición del Código ACI de 1995 reconoció que los ensayos de fatiga de concreto preesforzado han demostrado que la falla del concreto no es el criterio que controla. Los diseños con cargas vivas transitorias grandes, comparadas con las cargas muertas y vivas permanentes en el tiempo, habían sido penalizados por el límite de esfuerzos $0,60f'_c$ permite un incremento de un tercio en el esfuerzo admisible de compresión para elementos sometidos a cargas transitorias.

La carga viva mantenida en el tiempo es cualquier porción de carga viva de servicio que se mantendrá por un período suficiente para provocar deflexiones dependientes del tiempo que sean significativas. Así, cuando las cargas muertas y vivas permanentes en el tiempo son un porcentaje alto de la carga de servicio total, el límite de $0,45f'_c$ de (a)

puede controlar. Por otra parte, cuando la porción apreciable de la carga de servicio total consiste en una carga viva de servicio transitoria o temporal, el límite incrementado de (b) puede controlar.

Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase C no sometidos a fatiga o a una exposición agresiva, el espaciamiento del refuerzo adherido más cercano al borde más alejado en tracción, s , no debe exceder el valor:

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 c_c \quad (9.1)$$

Pero no mayor que $300(280/f_s)$, donde c_c es la menor distancia desde la superficie de refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en (9.1) es el ancho de la cara en tracción extrema.

Para estructuras sometidas a fatiga o expuestas a medios corrosivos, se necesitan investigaciones y precauciones especiales.

Los requisitos de espaciamiento deben ser cumplidos para el refuerzo no preesforzado y para los tendones adheridos. El espaciamiento de los tendones adheridos no debe exceder los 2/3 del espaciamiento máximo permitido para refuerzos no preesforzados.

9.5. Esfuerzos admisibles en el acero de preesforzado

Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:

(a) Debido a la fuerza del gato de preesforzado $0,94 f_{py}$ pero no mayor que el mínimo entre $0,80 f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.

(b) Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de transferencia $0,70 f_{pu}$.

9.6. Pérdidas de preesfuerzo

Para determinar el esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado, f_{se} , deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de preesforzado.

- (a) Asentamiento del acero de preesforzado durante la transferencia;
- (b) Acortamiento elástico del concreto;
- (c) Flujo plástico del concreto;
- (d) Retracción del concreto;
- (e) Relajación de esfuerzo en el acero de preesforzado;
- (f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

Los valores globales de suma de pérdidas de preesfuerzo para elementos, tanto pretensados como postensados, que se indicaban en ediciones anteriores a 1983 se consideran obsoletos. Se pueden calcular fácilmente estimativos razonablemente precisos de las pérdidas de preesfuerzo, de acuerdo con las recomendaciones que incluye consideración del nivel inicial de esfuerzo ($0,7f_{pu}$ o mayor), tipo de acero (liberado de esfuerzo o de baja relajación; alambre, tendón o barra), condiciones de exposición y tipo de construcción (pretensada, postensada adherida o postensada no adherida).

Las pérdidas reales, mayores o menores que los valores calculados, tienen poco efecto sobre la resistencia de diseño del elemento, pero afectan el comportamiento bajo cargas de servicio (deflexiones, contraflecha, cargas de fisuración) y las conexiones. En el estado de cargas de servicio, la sobreestimación de las pérdidas de preesforzado puede ser tan dañina como la subestimación, puesto que lo primero puede dar como resultado una contraflecha excesiva y movimientos horizontales.

9.7. Pérdidas por fricción en los tendones de postensado

P_{px} , la fuerza en los tendones de postensado a una resistencia l_{px} del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse por medio de:

$$P_{px} = Ppj e^{-Kl_{px} + u_{px} \alpha_{px}}$$

Cuando $(Kl_{px} + u_{px} \alpha_{px})$ no es mayor que 0,3, P_{px} puede calcularse por medio de:

$$P_{px} = Ppj(1 + Kl_{px} + u_{px} \alpha_{px})^{-1}$$

Las pérdidas por fricción deben basarse en coeficientes de fricción por desviación accidental K y por curvatura μ_p determinados experimentalmente, y deben verificarse durante las operaciones de tensionamiento del tendón

En los planos de diseño se deben colocar los valores de K y μ_p empleados en el diseño.

Cuando exista pérdida de preesforzado en un elemento debido a la unión del mismo con una estructura adyacente, dicha pérdida de preesforzado debe tenerse en cuenta en el diseño.

9.8. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia del reglamento. Para el acero de preesforzado, f_{ps} debe sustituir a f_y en los cálculos de resistencia.

Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} basada en la compatibilidad de deformaciones, se puede utilizar los siguientes valores aproximados de f_{ps} , siempre que f_{se} no sea menor que $0,50f_{pu}$.

(a) Para elementos con tendones adheridos.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{rc}} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right] \right)$$

Donde:

$$\omega = \rho f_y / f'_c$$

$$\omega' = \rho' f_y / f'_c$$

$Y_p = 0.55$ para f_{py} / f_{pu} no menor de 0.80

$Y_p = 0.40$ para f_{py} / f_{pu} no menor de 0.85

$Y_p = 0.28$ para f_{py} / f_{pu} no menor que 0.90

Cuando se tiene en cuenta cualquier refuerzo de compresión al calcular f_{ps} el término:

$$\left[\rho p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$$

Debe tomarse no menor de 0.17 y d' no debe ser mayor de $0.15d_p$.

(b) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz-altura de 35 o menos:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho p}$$

Pero f_{ps} no debe tomarse mayor que el menor de f_{py} y $(f_{se} + 420)$.

(c) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz-altura mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho p}$$

Pero f_{ps} no debe tomarse mayor que el menor de f_{py} y $(f_{se} + 210)$.

Puede considerarse que el refuerzo no preesforzado, en caso de utilizarse simultáneamente con acero de preesforzado, contribuye a la fuerza de tracción y se permite incluirlo en los cálculos de resistencia a la flexión con un esfuerzo igual a f_y . Se permite incluir otros esfuerzos no preesforzados en los cálculos de resistencia

únicamente si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

9.9. Límites de refuerzo en elementos sometidos a flexión

Las secciones de concreto preesforzado deben clasificarse como secciones controladas por la tracción, de transición o controladas por compresión. Las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, ε_t , es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesto de 0.003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria neta de tracción del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada. Para refuerzo Grado 420, y para todos los refuerzos preesforzados, se permite fijar el límite de deformación unitaria controlada por compresión en 0.002. Se deben usar los factores adecuados de reducción de resistencia, ϕ .

La cantidad total de refuerzo preesforzado y no preesforzado en elementos con refuerzo adherido, debe ser la necesaria para desarrollar una carga mayorada de por lo menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada con base en el módulo de rotura f_r .

Parte o todo el refuerzo adherido consistente en barras o tendones debe colocarse lo más cerca posible de la cara en tracción en los elementos preesforzados sometidos a flexión. En elementos preesforzados con tendones no adheridos, el refuerzo mínimo adherido consistente en barras o tendones debe cumplir los requisitos de la norma.

9.10. Refuerzo mínimo adherido

En todos los elementos sometidos a flexión con tendones no adheridos, debe proporcionarse un área mínima de refuerzo adherido.

El área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante

$$A_s = 0,004 A_c t$$

Donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal entre la cara de tracción en flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.

El refuerzo adherido requerido por la ecuación anterior debe estar distribuido de manera uniforme sobre la zona de tracción pre comprimida y tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

El refuerzo adherido se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzo bajo carga de servicio.

En sistemas de losas planas de dos direcciones, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deben cumplir con lo requerido a continuación.

No se debe requerir refuerzo adherido en las zonas donde el momento positivo donde f_t , el esfuerzo de tracción en la fibra extrema en tracción de la zona de tracción precomprimida al nivel de cargas de servicio, (después de considerar todas las pérdidas de preesforzado) no excede $0,17\sqrt{f'_c}$.

En zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0,17\sqrt{f'_c}$, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante:

$$A_s = \frac{N_c}{0,5f_y}$$

Donde el valor de f_y usado en la ecuación anterior no debe exceder de 420 MPa. El refuerzo adherido debe distribuirse de manera uniforme sobre la zona de tracción pre comprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

En zonas de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima de refuerzo adherido, A_s , en la parte superior de la losa en cada dirección debe calcularse mediante:

$$A_s = 0,004A_c f$$

Donde A_{cf} es la mayor área de la sección transversal bruta de las franjas viga-losa en los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en la columna en una losa en dos direcciones.

El refuerzo adherido requerido en la ecuación anterior debe distribuirse entre líneas que están $1,5h$ fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Deben colocarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no debe exceder 300mm.

La longitud mínima del refuerzo adherido debe ser la indicada a continuación.

En zonas de momento positivo, la longitud mínima del refuerzo adherido debe ser $1/3$ de la luz libre, l_n , y estar centrada en la zona de momento positivo.

En zonas de momento negativo, el refuerzo adherido debe prolongarse $1/6$ de la luz libre, l_n , a cada lado del apoyo.

9.11. Estructuras estáticamente indeterminadas

Los pórticos y elementos continuos de concreto preesforzado deben diseñarse para un comportamiento satisfactorio en condiciones de cargas de servicio y para ofrecer una resistencia adecuada.

El comportamiento en condiciones de carga debe determinarse mediante un análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortantes y fuerzas axiales producidas por el preesforzado, flujo plástico, retracción, variaciones de temperatura, deformación axial, restricción de los elementos estructurales adyacentes y asentamientos de la cimentación.

Los momentos que se utilizan para calcular la resistencia requerida debe ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el preesfuerzo (con un factor de mayoración de 1.0) y los momentos debidos a las cargas de diseño mayoradas. Se permite ajustar la suma de estos momentos.

9.12. Redistribución de momentos en elementos continuos preesforzados a flexión

Cuando se provee refuerzo adherido en los apoyos se permite disminuir los momentos negativos o positivos calculados por medio de la teoría elástica para cualquier tipo de carga.

El momento reducido debe utilizarse para calcular los momentos redistribuidos en todas las demás secciones de los vanos. Se debe mantener el equilibrio estático después de la redistribución de momentos para cada disposición de carga.

9.13. Sistemas de losas

Los ensayos indican que la resistencia a momento y a cortante de losas preesforzadas es controlada por la resistencia total de los tendones y por la cantidad y ubicación de refuerzo no preesforzado, más que por la distribución de los tendones.

En losas planas preesforzadas continuas con más de dos vanos en cada dirección, la relación luz-espesor generalmente no debe exceder de 42 para pisos y 48 para cubiertas; estos límites pueden incrementarse a 48 y 52 respectivamente, cuando los cálculos indican que la deflexión tanto a corto como a largo plazo, la contra flecha, así como la frecuencia natural de vibración y su amplitud, no son objetables.

La deflexión a corto y a largo plazo y la contra flecha deben calcularse y confrontarse con los requisitos de funcionamiento de la estructura.

La longitud máxima de una losa entre juntas de construcción se limita generalmente a 30 ó 46m, a fin de minimizar el efecto de acortamiento de la losa y evitar pérdidas excesivas de preesforzado debidas a la fricción.

Para cargas uniformemente distribuidas, el espaciamiento de los tendones o grupos de tendones en al menos una dirección no debe exceder e menor de 8 veces el espesor de la losa ni 1,5m. El espaciamiento de los tendones debe proveer un preesforzado promedio mínimo efectivo de 0,9 MPa. Sobre la losa aferente al tendón o grupo de

tendones. Para losas con variación de la sección transversal a lo largo del vano de la losa, ya sea paralelo o perpendicular al tendón o grupo de tendones, se requiere un preesforzado promedio mínimo efectivo de 0,9 MPa. En cada sección transversal de losa aferente al tendón o grupo de tendones a lo largo del vano. Se deben considerar las cargas concentradas y las aberturas en las losas al determinar el espaciamiento de los tendones.

Esta sección proporciona guías específicas respecto a la distribución de tendones, la cual permite el empleo de una distribución en banda de los tendones en una dirección. Mediante investigaciones estructurales se ha demostrado que este método de distribución de tendones tiene comportamiento satisfactorio. El promedio mínimo efectivo de preesfuerzo de 0,9 MPa fue utilizado en ensayos sobre paneles en dos direcciones a comienzos de los años 70 para prevenir fallas por cortante por punzonamiento en losas ligeramente reforzadas. Por esta razón, el preesfuerzo mínimo efectivo debe ser provisto en cada sección transversal.

Si el espesor de la losa varía a lo largo del vano o perpendicular al vano de la losa, produciendo una sección transversal variable, entonces se requiere un preesfuerzo mínimo efectivo de 0,9 MPa y un espaciamiento máximo de tendones en cada sección transversal aferente al tendón o grupo de tendones a lo largo del vano, considerando las secciones más gruesas o más delgadas. Debe tenerse en cuenta que en secciones delgadas y cuando se usan tendones con separaciones menores que el máximo en secciones más gruesas a lo largo de un vano con sección variable esto puede llevar a un f_{pc} mayor que el mínimo, debido a aspectos prácticos en la localización de los tendones en obra.

Con excepciones, en losas con tendones no adheridos, se debe proporcionar torones postensados de siete alambres, con un mínimo de 2 torones de 12.7 mm de diámetro o

más, en cada dirección en las columnas, ya sea pasando a través de los anclados dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna. Por fuera de las caras exteriores de la columna y descolgado para cortante, estos dos tendones de integridad estructural, deben pasar bajo cualquier tendón ortogonal en los vanos adyacentes. Donde se anclen los dos tendones de integridad estructural, dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna, el anclaje debe colocarse fuera del centroide de la columna y lejos del vano anclado.

Los tendones de preesfuerzo no adheridos que pasan a través del nudo losa-columna en cualquier ubicación sobre el espesor de la losa permiten que la losa se cuelgue después de la falla de cortante por punzonamiento, siempre que los tendones sean continuos o se encuentren anclados dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y se haya evitado que corten por la superficie superior de la losa. Entre las caras de la columna o descolgados para cortante, los tendones de integridad estructural deben pasar bajo los tendones ortogonales de los vanos adyacentes de manera que los movimientos verticales de los tendones de integridad sean restringidos por los tendones ortogonales. Donde los tendones se encuentran distribuidos en una dirección y distribuidos en banda en la dirección ortogonal, se puede satisfacer este requisito colocando primero los tendones de integridad para la dirección distribuida del tendón y luego, colocando los tendones distribuidos en banda. Donde los tendones se distribuyen en ambas direcciones, es necesario entrelazar los tendones y es más fácil usar los criterios siguientes.

Se permiten losas pretensionadas que no cumplan con el requisito anterior siempre que contengan refuerzo inferior en cada dirección, que pase dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y estén anclados en los apoyos exteriores. El área de refuerzo inferior en cada dirección no debe ser menor de 1.5 veces requerida

por la ecuación (9.2) y no menor de $2.1 b_w d / f_y$, donde b_w es el ancho de la cara de la columna a través de la cual pasa el refuerzo. La extensión mínima de estas barras más allá de la cara de la columna o del descolgado para cortante debe ser igual o mayor a la longitud de desarrollo de la barra.

$$A_{smin} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (9.2)$$

En algunas losas preesforzadas, las restricciones al tendido de tendones hacen difícil proporcionar los tendones de integridad estructural. En esas situaciones, los tendones de integridad estructural pueden ser reemplazados por barras corrugadas en la parte inferior.

9.14. Zona de anclajes de tendones postensados

La zona de anclaje se debe considerar como compuesta de dos sectores:

- (a) La zona local es el prisma rectangular (o rectangular equivalente para anclajes circulares y ovalados) que circunda al dispositivo de anclaje y cualquier refuerzo de confinamiento.
- (b) La zona general que es la zona de anclaje tal como se define en 2.2e incluye la zona local.

Con base en el principio de Saint Venant, puede estimarse la extensión de la zona de anclaje como aproximadamente igual a la mayor dimensión de la sección transversal. La zona local y la zona general se muestran en la figura 9.1 (a) Cuando se tensionan dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, se presentan localmente grandes esfuerzos de tracción adelante y detrás del dispositivo. Estos esfuerzos de tracción son inducidos por la incompatibilidad de las deformaciones adelante y detrás del dispositivo de anclaje. Se debe tener en cuenta la región sombreada completa como se muestra en la figura 9.1 (b).

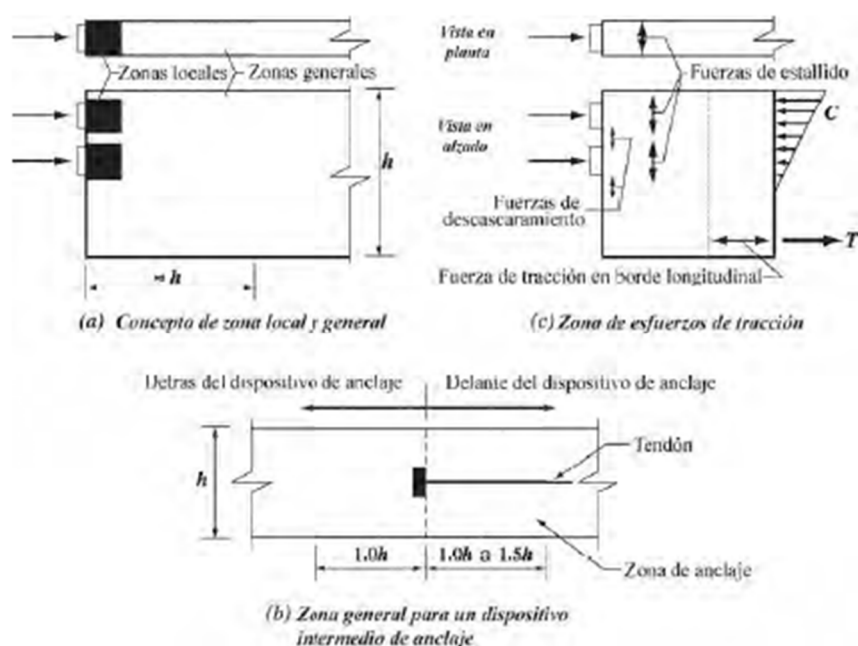


Figura N°9.1 – Zonas de Anclaje. **Fuente:** Requisito de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11) - Comité ACI 318.

9.14.1. Zona local

El diseño de las zonas locales debe basarse en la fuerza mayorada de preesforzado, P_{pu} .

Debe proporcionarse refuerzo a la zona local en donde se requiera para un funcionamiento adecuado del dispositivo de anclaje.

9.14.2. Zona General

El diseño de las zonas generales debe basarse en la fuerza mayorada de preesforzado, P_{pu} .

Se debe proporcionar refuerzo en la zona general donde se requiriera para resistir el estallido, descascaramiento y las fuerzas longitudinales de tracción en el borde inducidas por los dispositivos de anclaje. Deben considerarse los efectos de cambios abruptos en la sección.

9.15. Resistencia nominal de los materiales

El esfuerzo a tracción del refuerzo adherido en la longitud nominal está limitado a f_y para el refuerzo no preesforzado y a f_{py} para el refuerzo preesforzado. El esfuerzo nominal de tracción del refuerzo no adherido preesforzado para resistir las fuerzas de tracción en las zonas de anclaje debe estar limitado a $f_{ps}=f_{se}+70$.

Salvo el caso de concreto confinado dentro de espirales o estribos cerrados de confinamiento que proporcionen confinamiento, la resistencia nominal a compresión del concreto en la zona general debe limitarse a $0.7\lambda f'_{ci}$.

La resistencia a compresión del concreto en el momento de postensar, f'_{ci} , debe especificarse en los planos de diseño. A menos que se usen dispositivos de anclaje sobre dimensionados para compensar la menor resistencia a compresión o que el acero esté esforzado a no más del 50 por ciento de la fuerza final de preesforzado, el acero de preesforzado no debe tensarse hasta que la resistencia a la compresión del concreto medidas en ensayos consistentes con el curado del elemento, sea al menos 28 MPa para torones de varios alambres o de a lo menos 17 MPa para tendones de un torón o para barras.

9.16. Métodos de diseño

Para el diseño de zonas generales se permiten los siguientes métodos, siempre que los procedimientos específicos usados den como resultado predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayo de amplio alcance:

- (a) Modelos de plasticidad basados en equilibrio (modelos “puntal-tensor”);
- (b) Análisis lineal de esfuerzos) incluyendo análisis por elementos finitos o equivalente);
- o
- (c) Ecuaciones simplificadas, cuando sean aplicables.

No deben usarse las ecuaciones simplificadas en los casos que la sección transversal del elemento no sea rectangular, en donde las discontinuidades en o cerca de la zona general causen desviaciones en la trayectoria de las fuerzas, en donde la distancia mínima al borde sea menor que 1.5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección, o en donde se usen dispositivos múltiples de anclaje que no queden dispuestos como un solo grupo compacto.

La secuencia de tensionamiento debe especificarse en los planos y considerarse en el diseño.

Deben considerarse los efectos tridimensionales en el diseño y deben analizarse usando procedimientos tridimensionales o ser aproximados considerando la suma de los efectos de dos planos ortogonales.

Para los dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, debe proporcionarse refuerzo adherido para transferir, al menos, $0.35P_{pu}$ a la sección de concreto que queda detrás del anclaje. Tal refuerzo debe colocarse simétricamente alrededor de los dispositivos de anclaje y debe estar completamente desarrollada tanto por detrás como delante de los dispositivos de anclaje.

Cuando los tendones son curvados e la zona general, excepto para tendones de un alambre o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar refuerzo adherido con el objeto de resistir fuerzas radiales y de hendimiento.

Excepto para tendones de un torón o donde el análisis demuestra que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar un refuerzo mínimo en direcciones ortogonales paralelas a la superficie posterior de todas las zonas de anclaje con una resistencia nominal a tracción igual al 2 por ciento de cada fuerza de preesforzado mayorada con el objeto de evitar el descascaramiento.

Debe obviarse la resistencia a la tracción del concreto al calcular el refuerzo requerido.

9.17. Requisitos del detallado

La elección de los tamaños de refuerzo, espaciamientos, recubrimiento, y otros detalles para las zonas de anclaje debe contemplar las tolerancias en el doblado, fabricación e instalación del refuerzo, el tamaño del agregado y la correcta colocación y consolidación del concreto.

9.18. Diseño de las zonas de anclaje para tendones de varios torones

9.18.1. Diseño de la zona local

Los dispositivos básicos de anclaje para varios torones y el refuerzo de la zona local deben cumplir con los requisitos establecidos por AASHTO en “Standard Specification for Highway Bridges” División I, artículos 9.21.7.2.2 al 9.21.7.2.4.

Los dispositivos especiales de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos en AASHTO “Standard Specification for Highway Bridges” División I, artículo 9.21.7.3 y descrito en AASHTO “Standard Specification for Highway Bridges” División I, artículo 10.3.2.3.

9.19. Uso de dispositivos especiales de anclaje

Cuando se vayan a usar dispositivos especiales de anclaje se debe proporcionar refuerzo de superficie suplementario en las regiones correspondientes a las zonas de anclaje, además del refuerzo de confinamiento especificada para el dispositivo de anclaje. Este refuerzo suplementario debe ser igual en configuración y por lo menos equivalente en cuantía volumétrica a cualquier refuerzo de superficie suplementario usado en los ensayos para calificar la aceptación del dispositivo de anclaje.

9.20. Protección contra la corrosión de tendones de preesforzado no adheridos

Los aceros de preesforzados no adheridos deben estar encapsulados en un ducto de postensado. El acero de preesforzado deben quedar completamente recubierto y el

ducto de postensado alrededor del acero de preesforzado debe llenarse con un material adecuado que asegure la protección contra la corrosión.

El ducto postensado debe ser impermeable y continuo en toda la longitud no adherida.

Para aplicaciones en ambientes corrosivos, el ducto postensado debe estar conectado a todos los anclajes ya sean de tensionamiento, intermedios o fijos, de manera impermeable.

Los tendones no adheridos de un solo torón deben protegerse de la corrosión.

9.21. Ductos para postensado

Los ductos para tendones que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el concreto, acero de preesforzado, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión.

Los ductos para tendones inyectados de un solo alambre o torones de una barra deben tener un diámetro interior al menos 6mm mayor que el diámetro del acero de preesforzado.

Los ductos para alambres, torones o barras múltiples agrupadas que se vayan a inyectar con mortero de inyección deben tener un área transversal interior a lo menos igual a dos veces el área trasversal del acero de preesforzado.

Los ductos deben mantenerse libres de agua empozada si los elementos que van a inyectarse con mortero de inyección quedan expuestos a temperaturas bajo el punto de congelamiento antes de la inyección del mortero de inyección.

9.22. Anclajes y conectores para postensado

Los anclajes y conectores para tendones adheridos y no adheridos deben desarrollar al menos el 95 por ciento de f_{pu} cuando se ensayen bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan la deformación prevista. Para los tendones adheridos los anclajes y

conectores deben ser colocados de manera que f_{pu} se desarrolle al 100 por ciento en las secciones críticas, después que el acero de preesforzado esté adherido al elemento. Los conectores deben colocarse en las zonas aprobadas por el profesional facultado para diseñar y ser alojadas en cajas lo suficientemente largas como para permitir los movimientos necesarios.

En el caso de elementos no adheridos sometidos a cargas repetitivas, debe prestarse atención especial a la posibilidad de fatiga en los anclajes y conectores.

Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

9.23. Postensado externo

Se permite que los tendones de postensado sean externos a cualquier sección de un elemento. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los tendones externos en la estructura de concreto se deben usar los métodos de diseño por resistencia y condiciones indicadas en el Reglamento.

Al calcular la resistencia a flexión se considerarán los tendones externos como tendones no adheridos a menos que se tomen las precauciones para adherir efectivamente los tendones externos a la sección de concreto en toda su longitud.

Los tendones externos deben acoplarse al elemento de concreto de manera tal que se mantenga la excentricidad deseada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.

CAPITULO 10

METODO DE ELEMENTOS FINITOS

10.1. Conceptos básicos del método de los elementos finitos

Muchos problemas de importancia práctica que frecuentemente aparecen en ingeniería, resultan de una complejidad matemática tal que, aunque la deducción de las ecuaciones diferenciales que gobiernan tales problemas no resulta muy difícil, su solución por métodos exactos de análisis, aun después de introducir algunas hipótesis simplificadoras, no se logra si no para ciertos problemas de geometría, condiciones de contorno y/o sistemas de carga muy particulares. Por esto, aunque este tipo de solución es la que más información proporciona sobre el comportamiento de las variables involucradas en un problema dado, se debe recurrir a los métodos numéricos, los cuales permiten elaborar análisis y diseños con un alto grado de sofisticación y precisión.

Los métodos de los elementos finitos, de diferencias finitas, de volumen de control y de contorno, son apenas algunos, entre una gran gama de métodos numéricos que se han venido desarrollando y usando exitosamente, en la solución de muchos problemas en distintas áreas de la ciencia. Aun cuando todos estos métodos constituyen una muy poderosa herramienta matemática, no dejan de ser métodos aproximados, debiéndose tener por lo tanto un especial cuidado en su utilización, ya que la calidad de las soluciones que se obtengan depende de varios factores, entre los cuales se pueden destacar la distribución de la desratización espacial de la región en estudio, el tipo de desratización en el tiempo en los problemas no permanentes, la aplicación apropiada de las condiciones de contorno, la correcta inclusión en el modelo de las propiedades físicas de los materiales que intervienen en el problema, etc. El correcto posicionamiento

de estos aspectos requiere del sentido común y alguna experiencia del analista, independientemente del método seleccionado.

Visto globalmente, la solución numérica de un problema dado se puede esquematizar tal como se muestra en la Figura 10.1. El sistema real del problema a resolver, se transforma en un modelo matemático, mediante la inclusión de los principios físicos y de conservación que rigen el mismo, la ciencia de los materiales, hipótesis consideradas, etc., asociados al problema a resolver. Una vez logrado el modelo matemático, mediante la inclusión de los principios físicos y de conservación que rigen el mismo, la ciencia de los materiales, hipótesis consideradas, etc., asociados al problema a resolver. Una vez logrado el modelo matemático y antes de obtener la solución aproximada deseada, dicho modelo debe ser verificado, cotejando su respuesta en situaciones más restringidas, de las cuales se puede conocer la solución exacta, bien sea etapa de prueba, el modelo matemático propuesto podrá ser discretizado, a través de alguna técnica del modelo ya discreto.

Entre las técnicas numéricas ya mencionadas, una de las que más se ha destacado desde hace aproximadamente cuarenta años, por tanto su capacidad para modelar dominios irregulares, condiciones de contorno, no-linealidades (geométricas y/o mecánicas), y/o sistemas de cargas complejos (características que aparecen en la gran mayoría de los problemas de interés práctico), como por la facilidad en la selección del mecanismo de aproximación de las variables involucradas en un problema específico, es el Método de los Elementos Finitos (**MEF**).

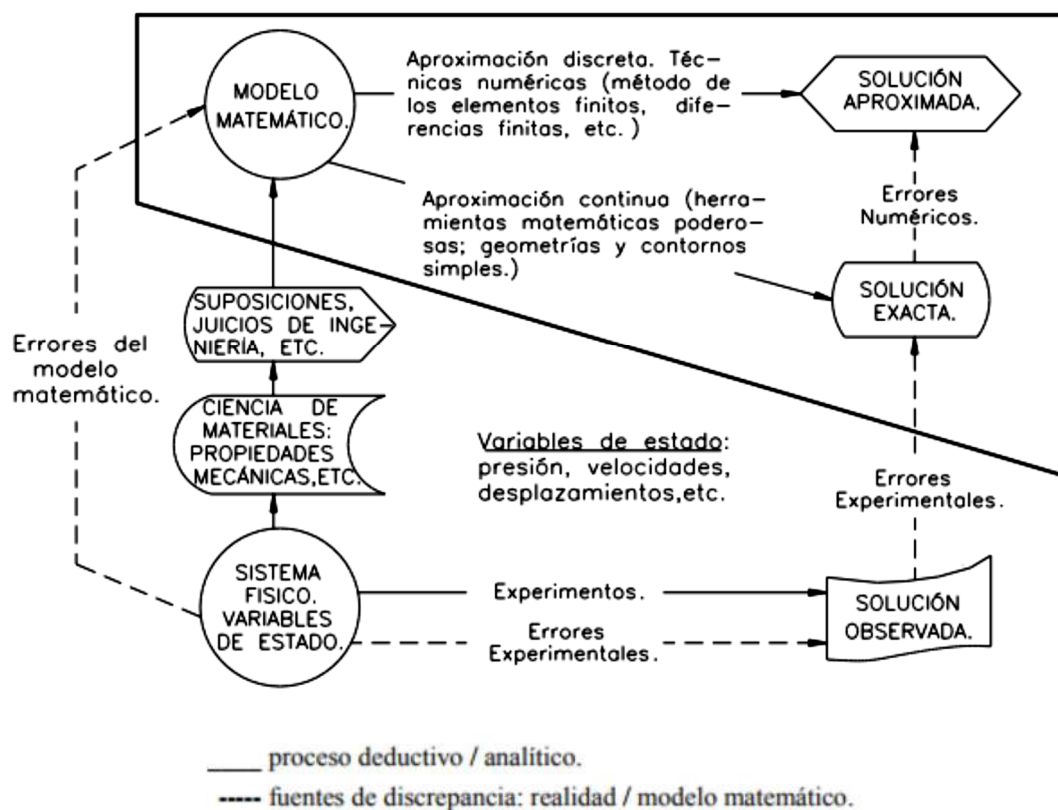


Figura 10.1- Diagrama esquemático del modelaje matemático de un problema.
Fuente: Introducción al Método del Elemento Finito (MEF) – Ing. Joel Ontiveros Aguilar

10.2. Antecedentes Históricos

La idea de representar un dominio mediante un conjunto de elementos discretos, no aparece con el MEF. En efecto, los antiguos matemáticos usaban “elementos finitos” para predecir el valor de π en forma bastante aproximada. Dicha aproximación la realizaban limitando un círculo con polígonos (inscritos o circunscritos), de tal modo que los segmentos de rectas (elementos finitos), aproximasen la circunferencia del círculo. De este modo, ellos estaban en capacidad de obtener estimaciones muy exactas del valor de π (casi cuarenta dígitos).

Arquímedes (287 a.C.) usó las mismas ideas para determinar áreas de figuras planas y volúmenes de sólidos, aunque, por supuesto, no tenía el conocimiento del procedimiento

de límite. Realmente, fue solo este desconocimiento lo que impidió que Arquímedes descubriera el cálculo de la integral alrededor de dos mil años antes que lo hicieran Newton y Leibniz. Es importante entonces destacar que, mientras la mayoría de los problemas de la matemática aplicada están descritos en términos de ecuaciones diferenciales, la solución de éstas mediante el MEF, utiliza ideas que son, en mucho, más viejas que las usadas para establecerlas.

Muchos han sido los investigadores, tanto en el área de la ingeniería, como en el área de la mecánica aplicada que han participado en el estudio del MEF. En 1909, Ritz desarrolló un método muy poderoso con el cual se puede obtener soluciones aproximadas, de problemas asociados al campo de la mecánica del continuo. En este método, se asume la “forma” de las incógnitas involucradas en el problema, en términos de unas funciones de aproximación conocidas y unos parámetros a determinar. La introducción de estas funciones en el funcional que describe el problema en estudio, y su posterior diferenciación con respecto a los referidos parámetros, produce una ecuación la cual es igualada a cero. Si existe n parámetros desconocidos, se formará un sistema de n ecuaciones simultáneas. La solución de dicho sistema permite determinar dichos parámetros y, por lo tanto, obtener la solución aproximada del problema. Este método es similar a la estimación de los parámetros de ajuste en los problemas de mínimos cuadrados. La limitación más severa del método de Ritz, está en el hecho que las funciones de aproximación, deben verificar las condiciones de contorno especificadas en el problema de estudio, lo cual restringe la aplicación del método a aquellos problemas con dominios de forma geométrica relativamente simples.

En 1943, Courant hizo una muy significativa extensión del método de Ritz introduciendo funciones seccionalmente continuas, definidas sobre áreas

triangulares, lo cual, conjuntamente con el principio de mínima energía potencial, le permitió estudiar los problemas de torsión. En estos problemas, las incógnitas se seleccionaron de tal modo que fueran iguales a los valores de las funciones, en los puntos de interconexión de las áreas triangulares. Por otro lado, la limitación del método de Ritz fue eliminada ya que las condiciones de contorno satisfacen, ahora, en un número finito de puntos sobre el contorno.

El método de Ritz, tal como fue usado por Courant, es idéntico al MEF el cual fue presentado unos años después por Clough, a partir de ideas diferentes. En efecto, en 1960, Clough introdujo, por primera vez, el término elemento finito, en su trabajo “The Finite Element Method in Plane Stress Analysis”. En este trabajo se presentó el MEF como una extensión de las técnicas de análisis estructural, en la solución de problemas de la mecánica del continuo.

La razón por la cual el MEF tuvo una acogida, casi inmediata en el 1960, está asociada al gran desarrollo, casi simultáneo, del computador digital, mediante el cual se logra efectuar la gran cantidad de operaciones que el MEF demanda, en forma rápida y precisa; en 1943 Courant no contaba con esta poderosa herramienta de cálculo.

A mediados de los años 60 los investigadores, tanto en el campo de la mecánica del continuo, como del análisis estructural, supieron reconocer que la extensión del método de Ritz propuesta por Courant y el MEF son, en esencia, idénticos. Este hecho trajo como consecuencia, en los siguientes años, un progreso impresionante de este método. Desde entonces el MEF se aplica, con éxito, en problemas tridimensionales, en problemas no lineales (geométricos y/o físicos), en problemas no permanentes, y en problemas de muchas otras áreas distintas al análisis estructural tal como, flujo de fluidos, transferencia de calor, análisis de campos eléctricos y magnéticos, robótica, ciencias médicas, etc.

10.3. Etapas básicas en la utilización del método de los elementos finitos

Independientemente de la naturaleza física del problema, el análisis del mismo mediante el MEF sigue los siguientes pasos:

1. Definición del problema y su dominio
2. Discretización del dominio
3. Identificación de la(s) variable(s) de estado.
4. Formulación del problema
5. Establecimiento de los sistemas de transferencia
6. Construcción de las funciones de aproximación de los elementos
7. Determinación de las ecuaciones a nivel de cada elemento
8. Transformación de coordenadas
9. Ensamblaje de las ecuaciones de los elementos
10. Introducción de las condiciones de contorno
11. Solución del conjunto de ecuaciones simultáneas resultante
12. Interpretación de los resultados

10.3.1. Definición del problema y su dominio

El análisis de un problema dado vía el MEF, tiene implícito tres tipos de aproximación. La primera se relaciona con la definición del dominio (física y geométrica) del problema, las otras dos están asociadas a la discretización de las ecuaciones gobernantes, y a los algoritmos empleados en la solución del sistema de ecuaciones algebraicas simultáneas resultante.

Las aproximaciones usadas en la definición de las características físicas de las diferentes regiones de dominio, depende fundamentalmente del tipo de problema a resolver. Sin embargo, la definición geométrica del dominio, requiere el establecimiento de ejes coordenados globales en referencia a los cuales se describen las coordenadas

de ciertos puntos (nodos), los cuales, a su vez, definen las ecuaciones de las líneas, superficies y/o volumen de los elementos. Este sistema coordinado no necesita ser rectangular y cartesiano, para algunos problemas específicos, resulta más adecuado utilizar algún tipo de sistema coordinado curvilíneo.

El dominio puede ser limitado o no (ciertos dominios se extienden hasta el infinito). Para regiones limitadas del dominio, la idealización se realiza mediante elementos finitos y para las partes de la región ilimitadas, se usan elementos infinitos o elementos de contorno. Muchas veces el dominio entero está constituido de subdominios, como el caso de problemas de interacción. Las condiciones de interfaz entre subdominios deben ser definidas, también, a priori de la discretización.

10.3.2 Discretización del dominio

Puesto que usualmente el problema está definido sobre un dominio continuo, las ecuaciones gobernantes de un problema, con excepción de las condiciones de contorno, son válidas tanto en todo el dominio como en cualquier parte de él. Esto permite idealizar el dominio a través de regiones de tamaño finito (elementos), interconectados de diferente forma y tamaño, tal como se muestra en la Figura 10.2. Esta forma de discretización introduce ciertas aproximaciones. Sin embargo, colocando un número suficiente de elementos (o elementos de orden superior), se podrá reproducir el dominio aproximadamente cuanto queramos.

Aun cuando es cierto que, en general, reduciendo el tamaño de los elementos se obtienen mejores resultados, también es cierto que un refinamiento excesivo conduce a grandes sistemas de ecuaciones, lo cual puede tornarse impráctico desde el punto de vista computacional. De tal modo que, inicialmente, se debe entonces responder la siguiente pregunta: “¿Cuál es el tipo de elemento más eficiente y cuál será el tamaño adecuado? Una respuesta parcial a esta pregunta viene dada en la literatura bajo la

palabra clave de modelaje. Algunas técnicas relevantes en la discretización del dominio son los procesos adaptivos o refinamientos de mallas y generación automática de mallas.

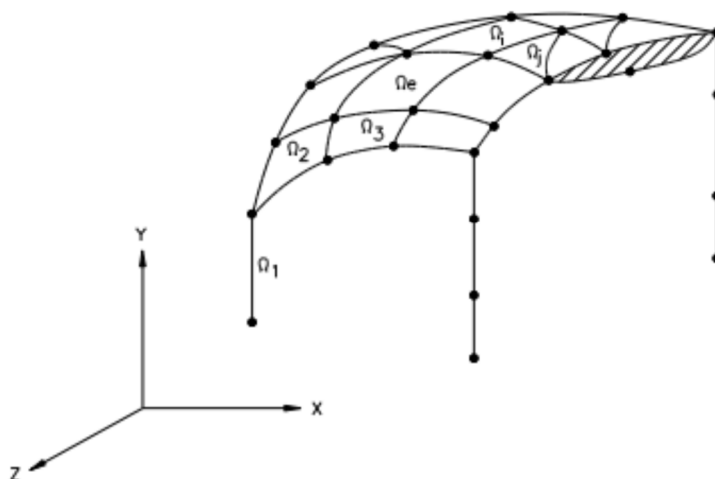


Figura 10.2 - Discretización del dominio con diferentes elementos finitos. **Fuente:** Introducción al Método del Elemento Finito (MEF) – Ing. Joel Ontiveros Aguilar.

10.3.3. Identificación de la(s) variable(s) de estado

Hasta el momento no se ha hecho referencia a la naturaleza física del problema ya que las etapas anteriores son comunes a cualquier tipo de problema, ya sea éste de transferencia de calor, de la mecánica de los fluidos, de la mecánica de los sólidos, etc. A continuación, y para cada problema en particular, la descripción matemática del fenómeno físico conducirá al correspondiente problema de valor de contorno, el cual contendrá las variables de estado asociadas al mismo. Estas variables se relacionarán entre sí a través de las ecuaciones constitutivas, las cuales representan una expresión matemática de una ley física en particular.

10.3.4. Formulación del problema

Frecuentemente, un problema físico está formulado a través de un conjunto de ecuaciones diferenciales con sus correspondientes condiciones de contorno, o mediante

una ecuación integral (un funcional) sujeto a un requerimiento estacionario (máximo o mínimo). En el primer caso se dice que el problema físico está referido a su forma diferencial y en el segundo, a su forma variacional. En ambos casos se llega al mismo resultado. En este texto se presentarán las dos formulaciones como forma de establecer las ecuaciones de los elementos.

10.3.5. Establecimiento de los sistemas de referencia

Además de los ejes globales de referencia del sistema completo, existen dos importantes razones para seleccionar, adicionalmente, un sistema de referencia local para los elementos: la facilidad con la que se construyen las llamadas funciones de forma de los elementos y la facilidad con la que se integra en el interior de los mismos, con respecto al sistema local de cada elemento en particular. Sin embargo, puesto que los elementos se ensamblan en el sistema global de referencia, este paso introduce una transformación de coordenadas.

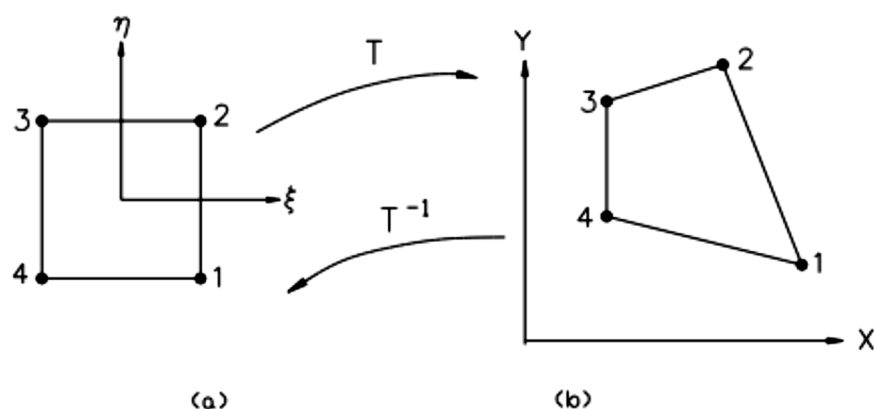


Figura 10.3 - Sistemas de referencia usados en el método de los elementos finitos. (a) Sistema local de referencia; (b) Sistema global de referencia. **Fuente:** Introducción al Método del Elemento Finito (MEF) – Ing. Joel Ontiveros Aguilar

10.3.6. Construcción de las funciones de aproximación de los elementos

Una vez que se han seleccionado el sistema coordenado local y la(s) variable(s) de estado, éstas pueden ser aproximadas de diferentes formas. En el MEF, la aproximación tanto del dominio del problema como de las variables involucradas en el mismo, se realiza mediante funciones algebraicas. Si el elemento es plano o de lados rectos, las coordenadas de los nodos primarios (los que están localizados en los extremos de los elementos), definirán la forma exacta del mismo. Debido a esto, la discretización del dominio muchas veces se realiza mediante elementos de lados rectos. Sin embargo, para algunos problemas estos elementos (p.e, elementos planos utilizados en la discretización de cáscaras), pueden producir errores inaceptables y la discretización debe ser realizada con elementos de orden superior, como los que se muestran en la figura.

Un argumento similar es válido para la aproximación de la(s) variable(s) de estado. Estas pueden aproximarse mediante una función lineal o a través de funciones de orden superior. El analista debe decidir si la aproximación física (variable(s) de estado) y la aproximación geométrica (forma del elemento), tendrán el mismo orden, o si por el contrario dará preferencia a una sobre la otra en todo el dominio, o en alguna parte del mismo. Esto conduce a tres diferentes categorías de elementos. Si m y n representan dos grados de aproximación distintos para la forma de los elementos y para la(s) variable(s) de estado, respectivamente, se dice que un elemento es: (a) subparamétrico si m es menor que n ; (b) isoparamétrico si $m=n$; (c) superparamétrico si m mayor a n . La Figura 10.4 muestra ejemplos de estas tres categorías de elementos.

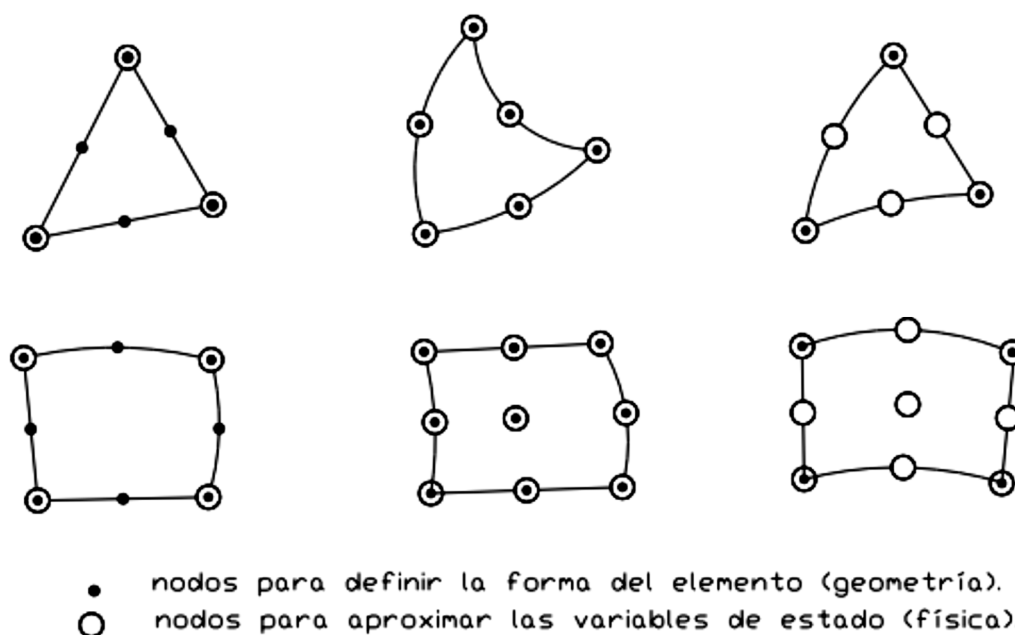


Figura 10.4 - Ejemplos de elementos finitos subparamétricos, isoparamétricos y superparamétricos. **Fuente:** Introducción al Método del Elemento Finito (MEF) – Ing. Joel Ontiveros Aguilar.

10.3.7. Determinación de las ecuaciones a nivel de cada elemento

A esta altura del modelaje del problema se ha completado. Usando algún modelo matemático (método de residuos pesados, trabajo virtual, métodos de energía, etc.), se debe establecer, a continuación, sobre cada elemento, las ecuaciones discretas del problema continuo. Este paso involucra la determinación de la llamada matriz de rigidez de cada elemento con respecto a su sistema local de referencia. Esta matriz relaciona, por ejemplo, en el caso de un problema de mecánica de sólidos, los desplazamientos nodales con las fuerzas nodales o, en el caso de un problema de conducción de calor, la temperatura con el flujo de calor. Este paso involucra la consideración de las ecuaciones constitutivas y, generalmente, el uso de la integración numérica.

10.3.8. Transformación de coordenadas

Una vez determinadas las matrices de rigidez de todos los elementos que conforman la discretización del dominio del problema, y antes de proceder el ensamblaje de todas las

matrices, para así obtener el comportamiento de todo el sistema, es necesario realizar la transformación de coordenadas, que permita transformar las matrices de rigidez de los elementos, desde sus respectivos ejes coordenados locales, al sistema global de referencia.

10.3.9. Ensamblaje de las ecuaciones de los elementos

El ensamblaje de las matrices de las ecuaciones de los elementos, se realiza de acuerdo con la configuración topológica de los mismos, después que éstas han sido transformadas al sistema global de referencia. Dicha configuración se obtiene a través del establecimiento de una relación entre la numeración local de los nodos de los elementos, y la numeración global de los mismos. El ensamblaje se efectúa considerando únicamente los nodos de las interfaces, los cuales son comunes a los elementos adyacentes. La matriz resultante se denomina matriz global del sistema.

10.3.10. Introducción de las condiciones de contorno

En este paso se introducen las condiciones de contorno de la matriz global del sistema, con lo cual esta matriz se podrá reducir o condensar a su forma final, aun cuando en algunos casos se prefiere, para no añadir nuevos algoritmos a la solución del problema, deja el sistema global en su tamaño inicial. Existen algunos algoritmos más refinados que permiten introducir las condiciones de contorno en el paso anterior, con lo cual se reduce tanto el tiempo de ejecución como la memoria requerida, pero dichos algoritmos requieren una programación muy diestra.

Los valores prescritos (conocidos) de la función (o el de sus derivadas) en los contornos, son las llamadas condiciones de contorno esenciales. Usualmente, estos valores son cero o constantes (equivalente a especificar los desplazamientos, las velocidades, la temperatura, etc., en los nodos), o como una función de la carga (en el caso de soportes elásticos que aparecen en algunos problemas de la mecánica de los sólidos).

10.3.11. Solución del sistema de ecuaciones resultante

Independientemente de la naturaleza del problema, el paso final en la solución de un problema mediante el MEF, lo constituye la resolución del sistema de ecuaciones simultáneas resultante. Debido a la naturaleza determinística del MEF, los procedimientos de solución de dichos sistemas se pueden clasificar en dos grupos: (a) los métodos directos, tales como los métodos de Gauss y de factorización de Cholesky, los cuales son los más utilizados para sistemas de ecuaciones pequeños o moderados y (b) los métodos iterativos, tales como los métodos de Gauss-Seidel y el de Jacobi, los cuales, a su vez, son más apropiados para sistemas de grandes órdenes. En estos métodos, el tiempo de solución es considerablemente menor que en los métodos directos. Sin embargo, no son adecuados en problemas con múltiples sistemas de cargas, como los que frecuentemente se encuentran en la mecánica de los sólidos. Cuando el sistema de ecuaciones es no-lineal, los procedimientos de solución más utilizados son el método de Picard, el método de Newton-Raphson y variaciones del método de Newton (Broyden, quasi-Newton, etc.)

10.3.12. Interpretación de los resultados

Con la resolución del sistema de ecuaciones se obtienen los valores aproximados de la(s) variable(s) en los puntos discretos (nodos) del dominio. Generalmente, estos valores son interpretados y usados en el cálculo de otras cantidades físicas, tales como los esfuerzos, deformaciones, el flujo de calor, etc., en todo el dominio, o en ciertas partes del mismo. Estos cálculos posteriores se conocen con el nombre de pos-procesamiento. La comparación de los resultados obtenidos con la evidencia experimental u otros resultados numéricos es, tal vez, una de las tareas más importantes del MEF, ya que debe darse respuesta a las siguientes preguntas: ¿Cuan buenos son los resultados?, ¿Qué hacer con ellos? La respuesta a la primera requiere de la estimación del error y la

segunda involucra la naturaleza física del problema. Las respuestas a estas preguntas permitirán decidir si el análisis ha llegado a su fin, o si por el contrario, se requiere la repetición de algunos de los pasos descritos. En algunos casos, el nuevo análisis comienza en el mismo paso 1 (i.e., redefinición del problema con nuevos parámetros físicos, nueva discretización con diferentes tipos y formas de elementos, etc.). Sin embargo, en la práctica, para la mayoría de los problemas, se obtienen resultados confiables comparando diferentes análisis (basados en diferentes discretizaciones), del mismo problema. Los procesos adaptivos y la generación automática de mallas permiten, automáticamente, incrementar la exactitud de un problema dado, una vez estimado el error de análisis inicial.

Estos doce puntos completan los pasos necesarios para el análisis de un sistema mediante el MEF.

10.3.13. Implementación computacional del método de los elementos finitos

La implementación computacional de los pasos descritos en la sección anterior se realiza, en forma general, a través de tres unidades básicas: el pre-procesador, el procesador, y el pos-procesador. Las funciones principales de estas unidades son, respectivamente, (1) entrada y/o generación de los parámetros del problema, (2) ensamblaje y resolución del sistema de ecuaciones e (3) impresión y graficación de la solución. El éxito de cualquier programa computacional de elementos finitos, depende de la eficiencia de cada una de las tres unidades mencionadas. En la figura 11.5 se resume las operaciones que se realizan en dichas unidades.

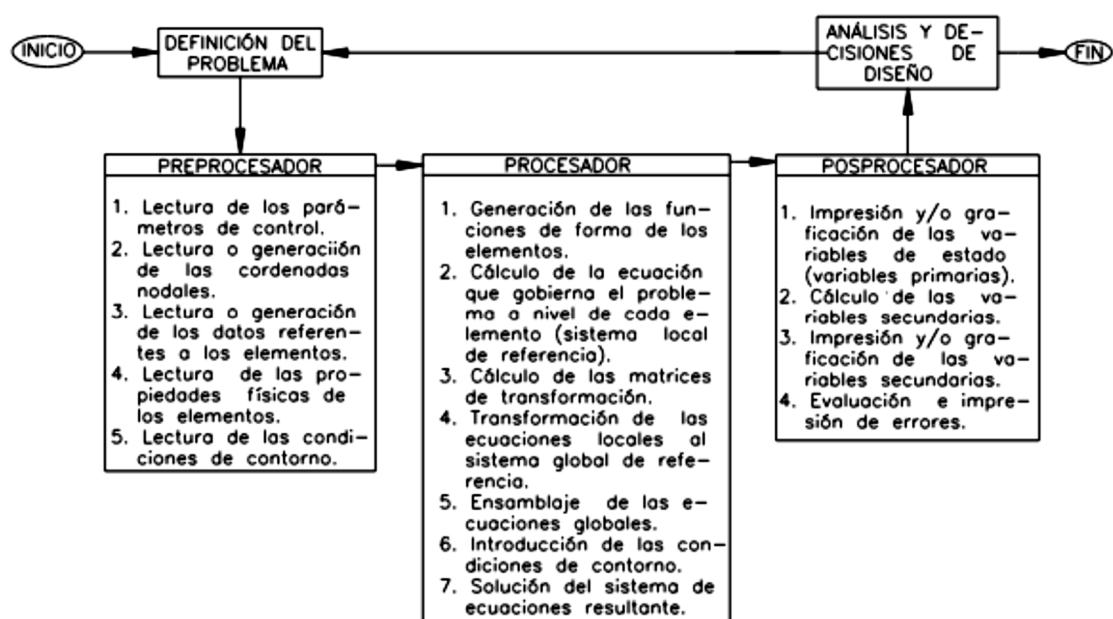


Figura 10.5 - Esquema general de la implementación computacional del método de los elementos finitos. **Fuente:** Introducción al Método del Elemento Finito (MEF) – Ing. Joel Ontiveros Aguilar.

10.3.14. Método y formulaciones de las ecuaciones de los elementos

Como ya se ha mencionado, el MEF consiste en el reemplazo de un conjunto de ecuaciones diferenciales, por un conjunto equivalente, pero aproximado, de ecuaciones algebraicas, donde cada una de las variables es evaluada en los puntos nodales. En la evaluación de estas ecuaciones algebraicas pueden usarse diferentes tipos de aproximaciones, y los métodos de elementos finitos se clasifican, usualmente, de acuerdo al método usado. Debe seleccionarse el método más conveniente para un problema dado.

A continuación, se analizarán tres métodos: el directo, el variacional y los residuales. Existen otros, menos comunes, pero escapan al objetivo primario de dicho texto.

El método directo

El MEF se desarrolló, al inicio de la década de los años cincuenta, a partir del método directo asociado al cálculo estructural, el cual fue ampliamente usado en la solución de

diversos problemas estructurales reticulares. Las relaciones entre los desplazamientos y las fuerzas que los originan, se expresaron mediante un conjunto de ecuaciones, dando origen a lo que se dio llamar “matriz de rigidez” de cada elemento estructural, y se desarrollaron técnicas para realizar el ensamblaje de estas matrices en una matriz global, que expresara el comportamiento de toda la estructura de estudio. Prácticamente, todos los parámetros empleados en esta aproximación pueden interpretarse mediante principios físicos. Desafortunadamente, este método es difícil de aplicar en problemas bidimensionales y tridimensionales, los cuales son, precisamente, los casos donde el MEF es más útil. Esta limitación es por lo tanto muy severa y reduce, drásticamente, su rango de aplicación.

El método variacional

El método variacional está relacionado con un ente matemático llamado funcional. El funcional asociado a un problema dado, puede obtenerse bien sea a partir de alguna expresión de energía (usualmente este es el caso en los problemas de la mecánica de los sólidos), o desde un problema de valor de contorno. Una vez obtenido el funcional asociado a un problema dado, el método variacional consiste en minimizar el valor del funcional con respecto a cada uno de los valores nodales de la(s) variable(s) del problema.

Entre las ventajas de este método se incluye la familiaridad de las técnicas de energía (en problemas de la mecánica de los sólidos), y su fácil extensión a problemas bidimensionales y tridimensionales. Entre las desventajas, se incluye la inexistencia del funcional para cierta clase de problemas (p.e., los relacionados con el flujo de fluidos viscoelásticos), y la dificultad de determinarlo, aun cuando exista, para otros problemas. La inexistencia del funcional para algunos problemas, obliga a que se deba recurrir a otros métodos.

El método de los residuos pesados

El método de los residuos pesados es el más general de las tres técnicas. Este método está asociado al problema de valor de contorno de un problema dado, y consiste en reescribir la ecuación diferencial que gobierna el problema, de tal modo que el lado derecho del signo de igualdad sea igual a cero. De este modo, cuando se substituye la solución exacta en esta ecuación, el resultado será, lógicamente, igual a cero. Pero debido a que en general la solución exacta no se conoce, se debe emplear alguna solución aproximada. La sustitución de esta solución aproximada en la ecuación diferencial, conduce a un error residual r , distinto de cero. Este error r es entonces multiplicado por una función de peso W y el producto es integrado sobre toda la región del dominio. El resultado es el error residual R , el cual debe hacerse igual a cero. Luego, para cada valor nodal, existe una función de peso W y un residuo R , ambos desconocidos, lo cual permite formular un conjunto de ecuaciones algebraicas globales. La selección de las funciones peso W da origen a diferentes criterios de residuos pesados (Galerkin, mínimos cuadrados, colocación, subdominio). El más ampliamente usado es el método de Galerkin.

A pesar que el método de los residuos pesado es una aproximación netamente matemática, y que muy pocas veces se le puede asociar algún significado físico a los parámetros involucrados en la solución de un problema dado, presenta la ventaja que puede aplicarse a cualquier problema del cual se conozca su respectivo problema de valor de contorno y que, una vez que se extiende la técnica, los detalles matemáticos son relativamente fáciles de realizar. En particular, en el área de la mecánica de los fluidos, este método es usado en casi la totalidad de los problemas, ya que las

ecuaciones de Navier-Stokes y algunas relaciones constitutivas, tales como las asociadas a los fluidos visco elásticos, no admiten funcionales.

10.4. Modelos de elementos finitos en la mecánica de los sólidos

En la solución de los problemas asociados a la mecánica de sólidos se pueden emplear diferentes modelos de elementos finitos, los cuales dependen del principio variacional utilizado y del tipo de comportamiento localizado de las variables sobre cada elemento. Los tres principios variacionales más frecuentemente utilizados son: el principio de mínima energía potencial, el principio de mínima energía complementaria y el principio de Reissner. La(s) variable(s) involucrada(s) en un problema dado dictaminan el principio variacional a usarse.

Cuando se utiliza el principio de mínima energía potencial, se debe asumir la forma de los desplazamientos en el interior de cada elemento. Por este motivo, este modelo recibe el nombre de modelo de elementos finitos de desplazamientos, o modelo compatible.

El principio de Reissner permite el desarrollo de los llamados modelo de elementos finitos híbridos y del modelo mixto. En estos modelos se adoptan simultáneamente, los campos de desplazamientos y de esfuerzos.

Para un problema en particular, un principio puede ser más apropiado que otro, pero, debido a su fácil interpretación, el modelo compatible es el más ampliamente usado, motivo por el cual constituye la base de la mayoría de los programas computacionales comerciales en el área de la ingeniería. En este texto, únicamente se abordarán los aspectos teóricos y computacionales de este modelo. Sin embargo, es importante resaltar que muchos de los conceptos que serán presentados, y en particular las técnicas computacionales utilizadas en la implementación del mismo son, en muchos

casos, directamente aplicables a los otros modelos descritos. En la tabla se resumen los modelos de elementos finitos descritos.

Modelo	Principio variacional	Variable supuesta en el interior de cada elemento	Variable supuesta en los contornos inter-elementos	Incógnitas en las ecuaciones finales
compatible	mínima energía potencial	desplazamientos continuos	compatibilidad de desplazamientos	desplazamientos nodales
equilibrio	mínima energía complementaria	esfuerzos continuos en equilibrio	equilibrio de las tracciones	esfuerzos nodales
híbrido I	energía complementaria modificada	esfuerzos continuos en equilibrio	compatibilidad de desplazamientos	desplazamientos nodales
híbrido II	energía complementaria modificada	desplazamientos continuos	equilibrio de las tracciones	desplazamientos y fuerzas nodales
híbrido III	energía potencial modificada	desplazamientos continuos	desplazamientos y fuerzas	desplazamientos nodales
mixto	principio de Reissner	desplazamientos y esfuerzos continuos	diferentes combinaciones de desplazamientos y fuerzas	diferentes combinaciones de desplazamientos y fuerzas

Tabla10.1- Modelos de elementos finitos usados en mecánica de sólidos. **Fuente:** Introducción al Método del Elemento Finito (MEF) – Ing. Joel Ontiveros Aguilar.

CAPITULO 11

DISEÑO DE LOSA POSTENSADAS Y RESULTADOS OBTENIDOS

ANALISIS DE LOS RESULTADOS

11.1. Características de Materiales a ser utilizados

- Hormigón: La resistencia especificada a la compresión del hormigón será de 300 Kg/cm²
- Acero de Refuerzo: para las armaduras de refuerzo (armaduras pasivas) serán varillas de acero de AP420, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Armaduras activas: acero de postesado de baja relajación $f_{pu} = 18.600 \text{ kg/cm}^2$

11.2. Cargas consideradas

- Carga viva: 300 Kg/m²
- Carga muerta: 100 Kg/m²
- Cerramientos: se consideran las cargas provocadas por cerramientos de mampostería de ladrillos huecos de 1200 kg/m³

Norma considerada: ACI-11

Software de Calculo

El software de cálculo a utilizar será el programa Adapt Floor Pro 2017 Builder, que utiliza el método de los elementos finitos para el cálculo.

11.3. Variaciones a ser realizados para el calculo

Se realizaron 9 modelos de losas con vigas, cada una con distintas variaciones de distribución de cabos de postensado, así como espesor de la losa, la máxima luz entre los apoyos es de 8 m, y los pilares se consideran de dimensión 40x40cm. A continuación, se presentan los modelos estudiados con los resultados obtenidos de tensiones y deformaciones en cada uno de ellos.

11.4. Características geométricas de los modelos

Modelo N°	Espesor de Losa (mm)	Tipo de Hormigón	Dimensión de cabos – Diámetro	Disposición de cabos
1	220	300 kg/cm ²	1/2"	Agrupadas en X. Distribuidas en Y.
2	220	300 kg/cm ²	1/2"	Distribuidas en Y.
3	240	300 kg/cm ²	1/2"	Agrupadas en X. Distribuidas en Y.
4	240	300 kg/cm ²	1/2"	Agrupadas en X. Distribuidas en Y. Se disminuye cantidad de cabos
5	240	300 kg/cm ²	1/2"	Distribuidas en X.
6	240	300 kg/cm ²	1/2"	Distribuidas en Y.
7	260	300 kg/cm ²	1/2"	Agrupadas en X. Distribuidas en Y.
8	260	300 kg/cm ²	1/2"	Distribuidas en X.
9	260	300 kg/cm ²	1/2"	Distribuidas en Y.

11.5. Modelo N° 1 – Disposición de cabos, concentradas en la dirección X y distribuidas en la dirección Y, losa de 22 cm de espesor con vigas perimetrales e internas.

Para el estudio del edificio de 5 niveles, correspondiente a la losa que sirve como techo del estacionamiento, se disponen los cordones de postensado agrupadas en la dirección X con alambres de ½ pulgada, luego en la dirección Y distribuidas en todo el vano con 3 alambres también de ½ pulgada cada una, separadas 90 cm.

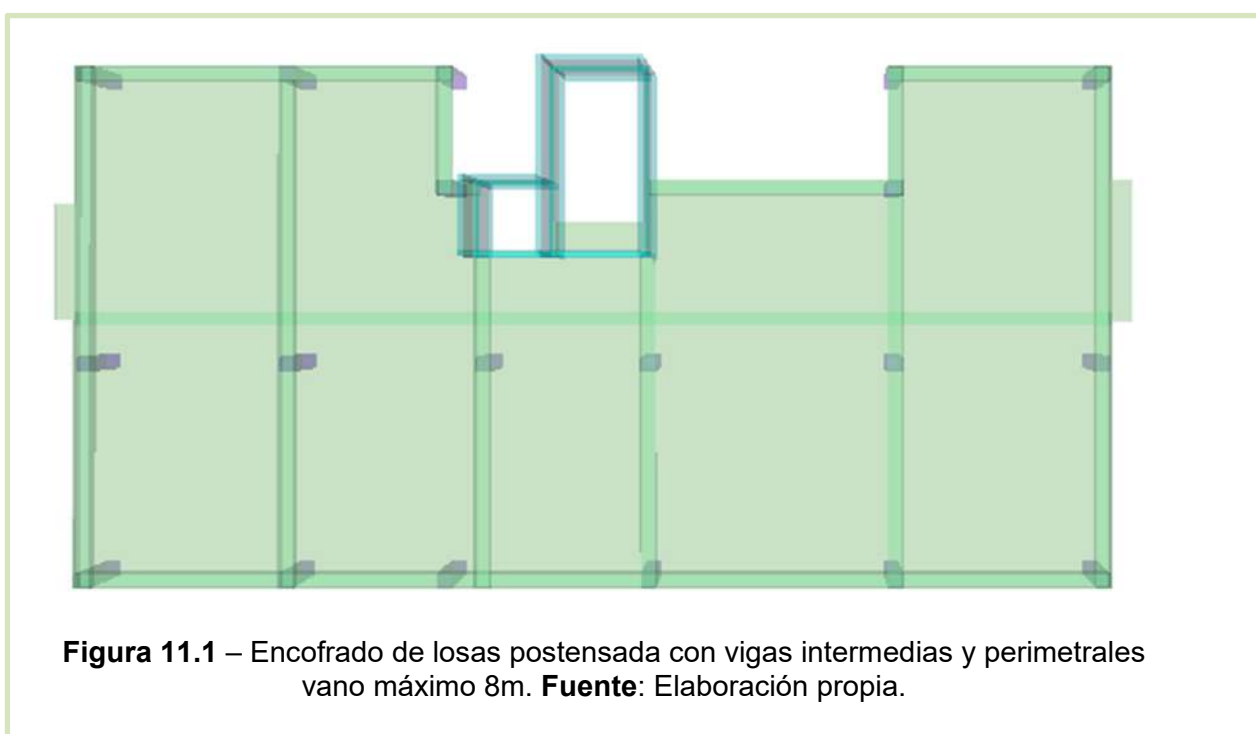


Figura 11.1 – Encofrado de losas postensada con vigas intermedias y perimetrales vano máximo 8m. **Fuente:** Elaboración propia.

Introducido el modelo de encofrado se realiza la división en elementos finitos de la losa, como se muestra en la figura 11.2.

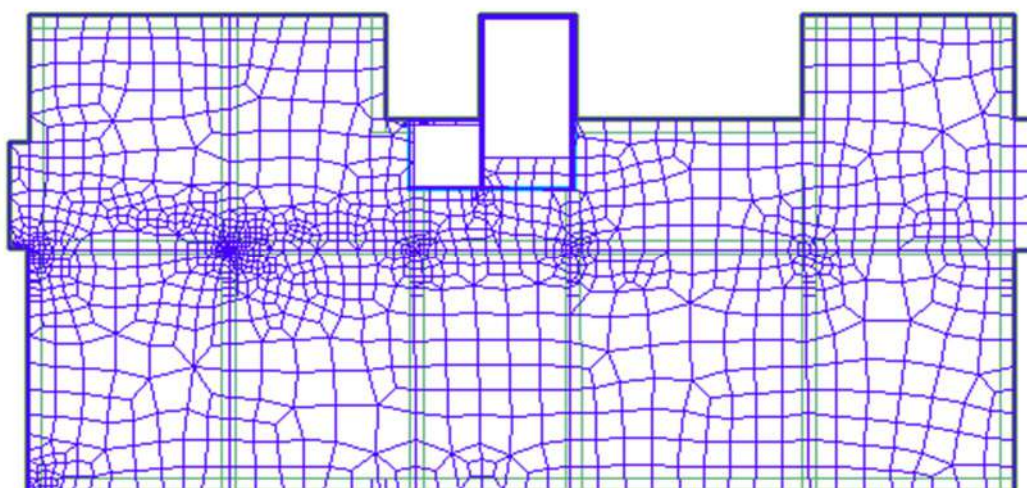


Figura 11.2 – Generación automática de elementos finitos creadas por el Software ADAPT correspondientes al Modelo N°1. **Fuente:** Elaboración propia.

También se muestra las líneas de soporte en la dirección X e Y, en dirección de vigas y pilares. Se tiene en total 5 líneas en la dirección X, mientras que en la dirección Y se tiene en total 6 líneas. Posterior al trazado de las líneas de soporte, el software determina geoméricamente las áreas de influencias correspondientes a cada línea, con las que después se obtienen los resultados de tensiones y deformaciones.

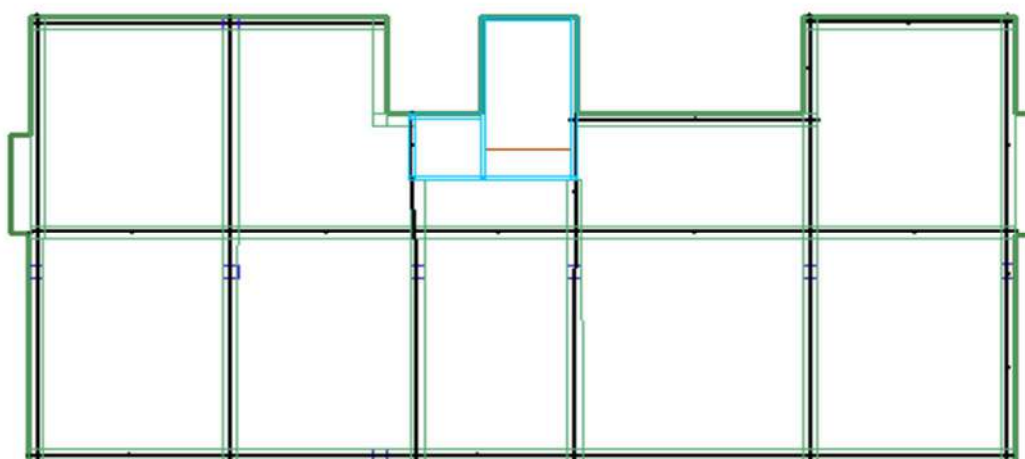


Figura 11.3 – Líneas de soporte en ambas direcciones introducidas en el software correspondiente al Modelo N°1. **Fuente:** Elaboración propia.

Abajo, se observan las áreas de influencia de las líneas, de la sección de diseño en la dirección horizontal y vertical, la cantidad de cordones necesarios se diseña de acuerdo al ancho más desfavorable de cada línea de soporte, se tienen áreas relativamente proporcionales y de forma rectangular lo que permite no tener secciones sobredimensionadas, optimizando la cantidad de cordones de postensado agrupados.

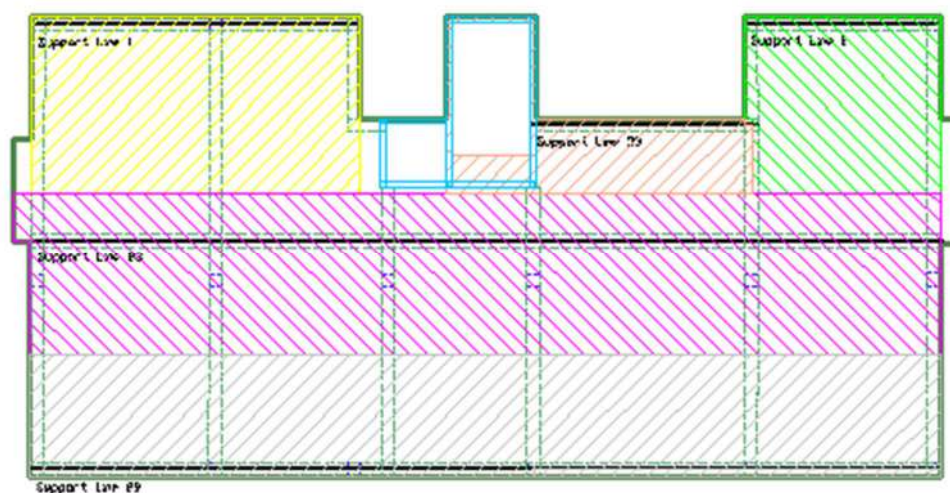


Figura 11.4 – Áreas de influencia sobre las líneas de soporte en dirección horizontal correspondientes al Modelo 1. **Fuente:** Elaboración propia.

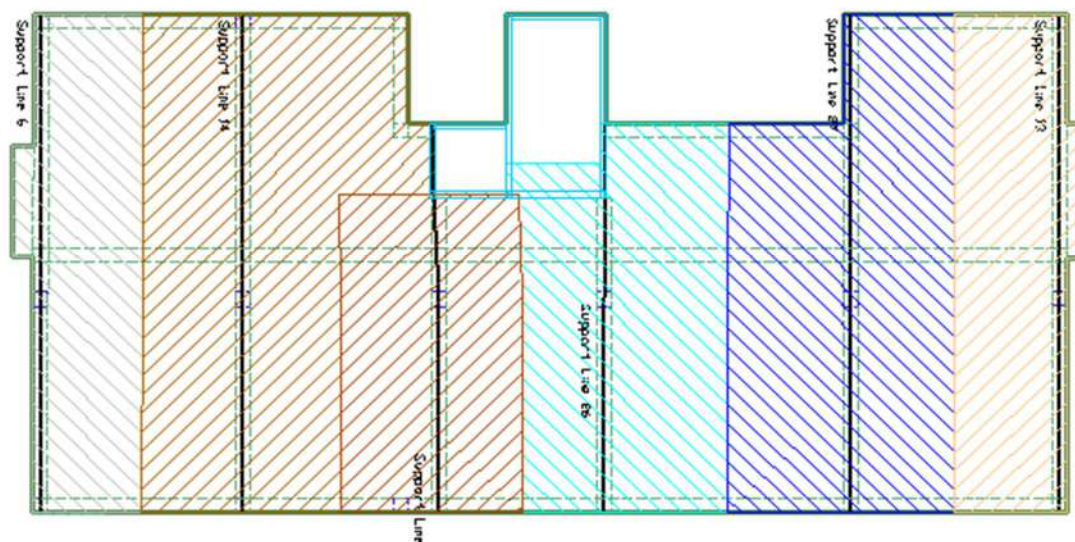


Figura 11.5 – Áreas de influencia sobre las líneas de soporte en dirección vertical correspondientes al Modelo 1. **Fuente:** Elaboración propia.

En la figura 11.6 se observa la disposición de tendones, en color amarillo en la dirección horizontal se tienen los cordones concentrados, mientras que en la vertical los tendones están distribuidos en todo el vano.

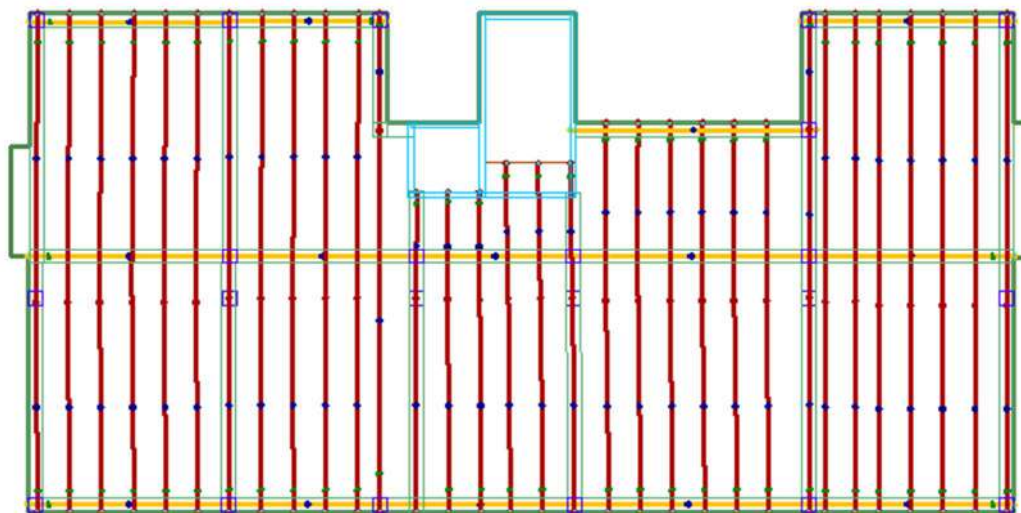


Figura 11.6 – Distribución de tendones de pos tensado en Modelo N°1. **Fuente:** Elaboración propia.

En la figura 11.7 se observan las deformaciones de la losa en el estado total de servicio del modelo 1. Las deformaciones máximas en el estado total de cargas, incluyendo carga muerta, viva y de postensado equivalen a 5.52 mm en la deflexión o flecha, mientras que se observa una contra flecha de 1.25 mm. En ambos casos cumplen con las deformaciones permitidas por la norma L/360. La relación de flecha es de L/1457 para la deflexión instantánea.

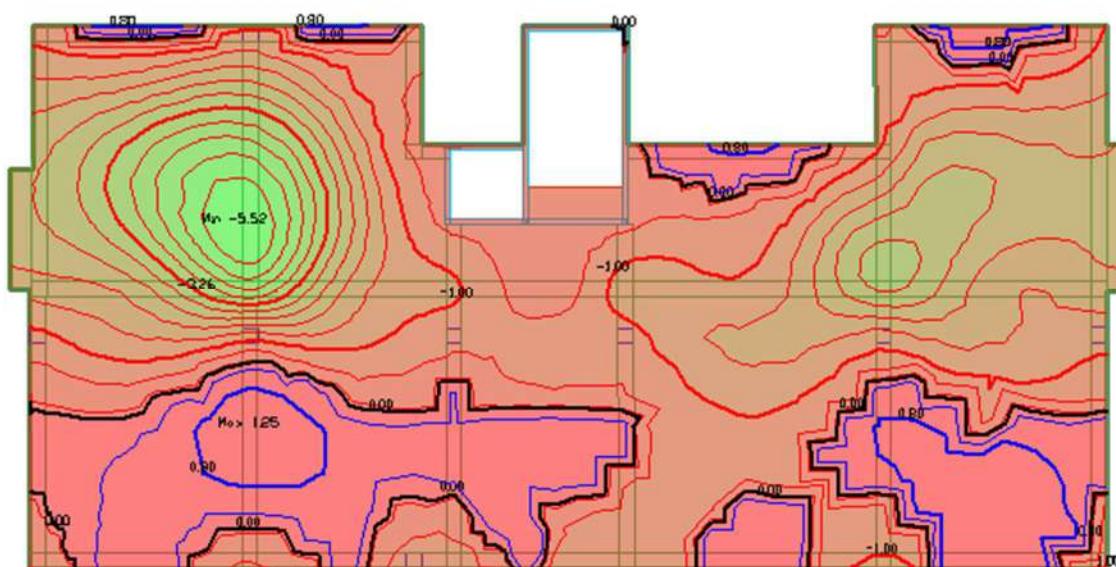


Figura 11.7 – Valores de deformaciones de la losa en el estado total de cargas en el Modelo N°1. **Fuente:** Elaboración propia.

Ahora bien, en el estado Inicial, se observa una deflexión de 2.22 mm en el tramo de mayor longitud, y una contra flecha de 1.94mm.

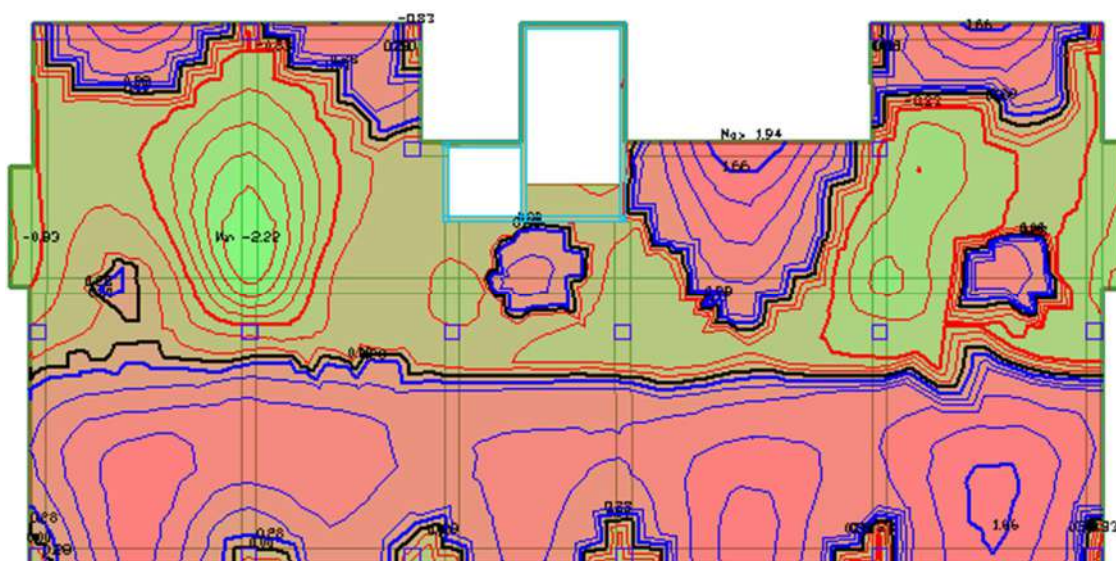
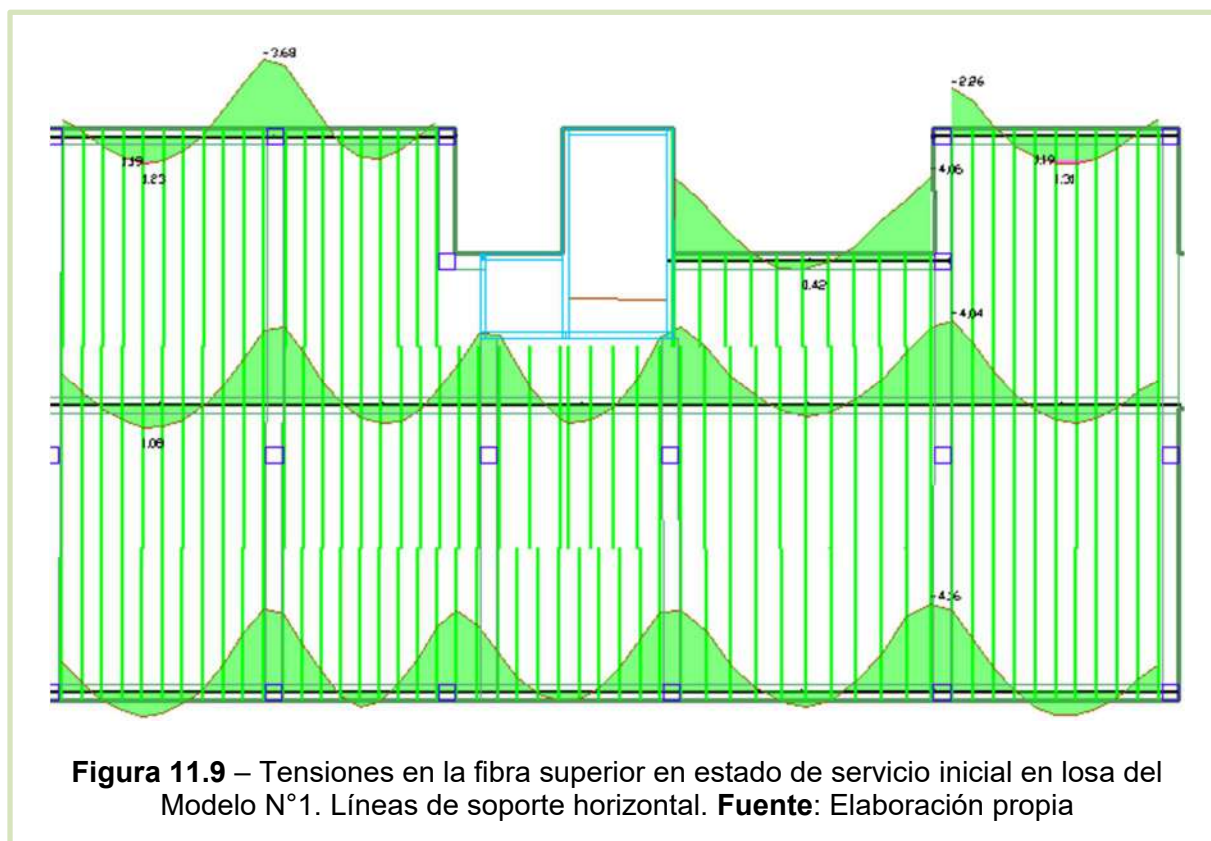


Figura 11.8 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°1. **Fuente:** Elaboración propia

Abajo se observa el grafico de tensiones, las zonas que satisfacen correctamente las tensiones admisibles en la fibra superior de la losa, en la dirección de las líneas de soporte horizontales, notándose una tensión máxima de compresión de 41.6 kg/cm². Correspondiente al estado inicial de la losa.



En la figura 11.10, se observa resultado de la comprobación de tensiones en la fibra inferior de la losa, también para el estado inicial, se puede ver en color azul las tensiones comprobando las tensiones admisibles a compresión y en color rosa las tensiones a la tracción que superan las admisibles. La tensión máxima a la compresión es de 85.4 kg/cm². Las fibras que trabajan a tracción con un valor máximo de 82.1 kg/cm².

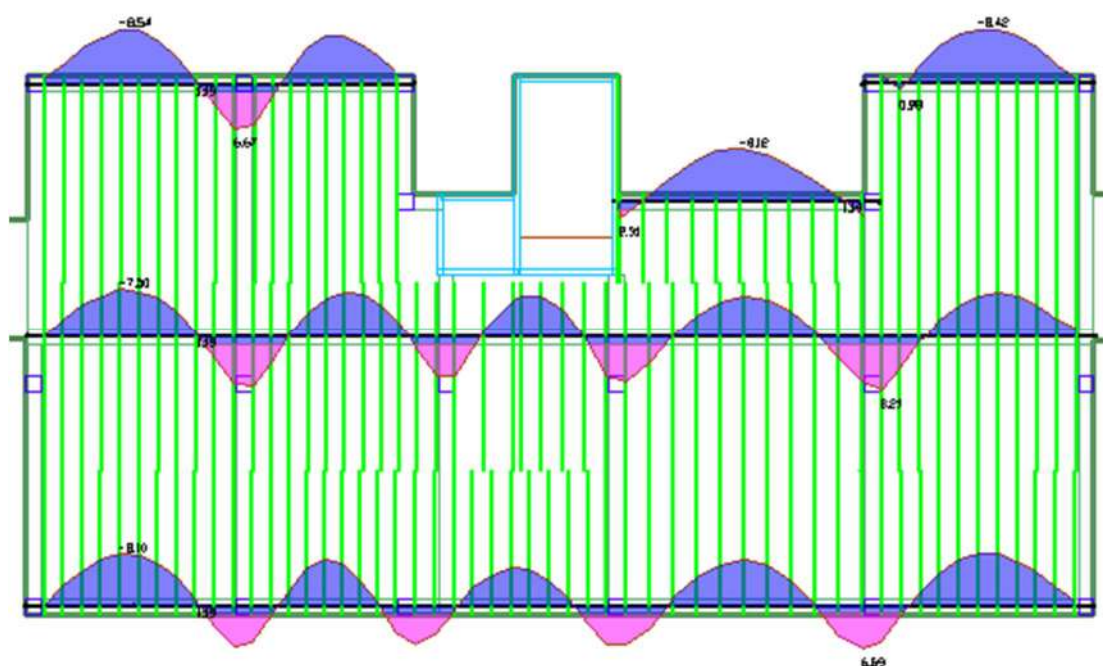


Figura 11.10 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°1. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

Para el estado de servicio total, se tienen los siguientes resultados en el modelo:

Tensión de compresión máxima: 57.6 kg/cm², y una pequeña tensión de tracción igual a 19.1 kg/cm².

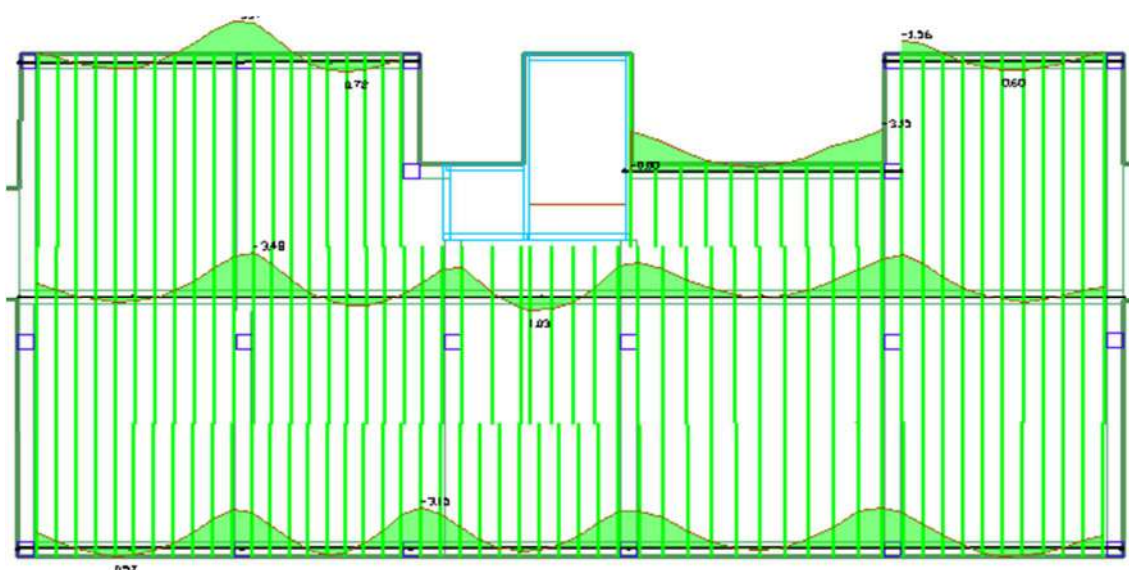


Figura 11.11 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio en losa del Modelo N°1. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

En la fibra inferior las tensiones superan las admisibles, en las tres líneas de mayores tramos, notándose que esto ocurre en los apoyos. El valor máximo a la compresión equivale a 129 kg/cm², mientras que a la tracción se tiene un valor máximo de 118 kg/cm².

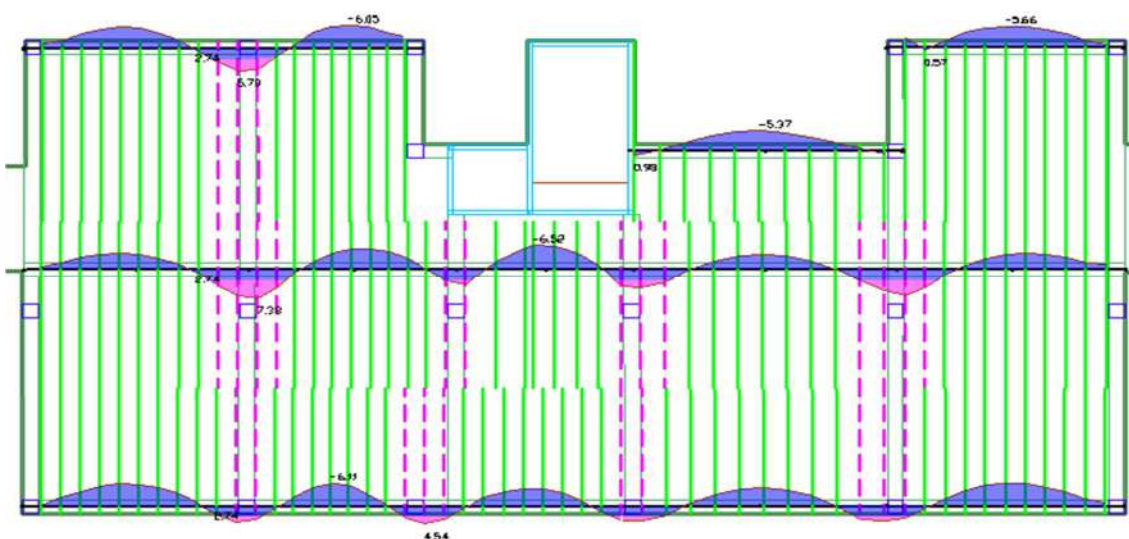


Figura 11.12 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio en losa del Modelo N°1. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

11.6. Modelo N° 2 – Disposición de cabos, distribuidas en y. Vigas perimetrales e internas, espesor de losa 22 cm.

Con espesor de losa de 22 cm, se disponen los cordones de postensado distribuidas en la dirección **y** en todo el vano con 3 alambres de ½ pulgada cada una, separadas 90 cm.

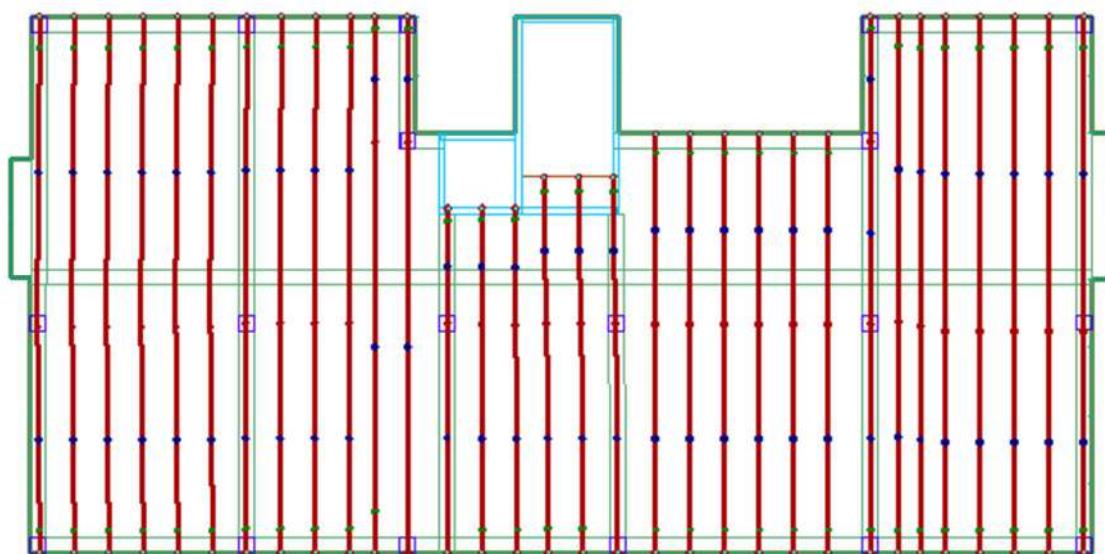
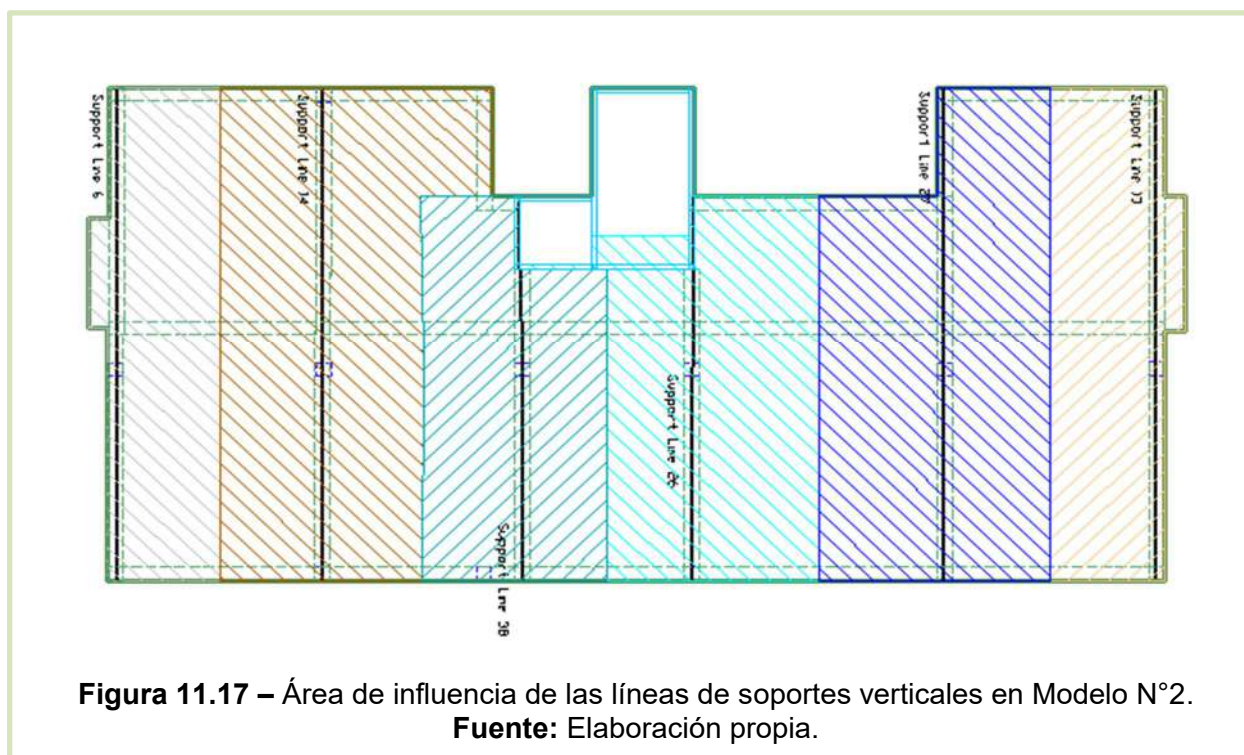
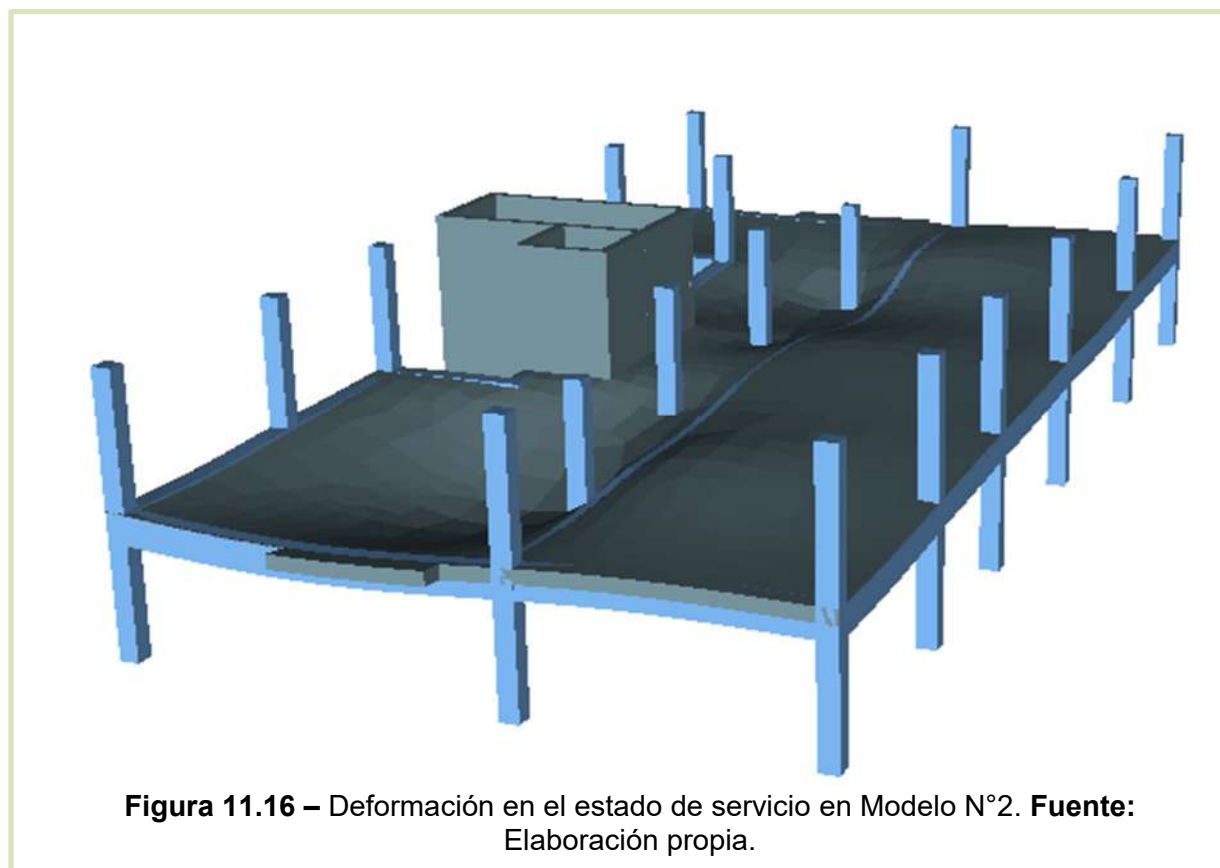


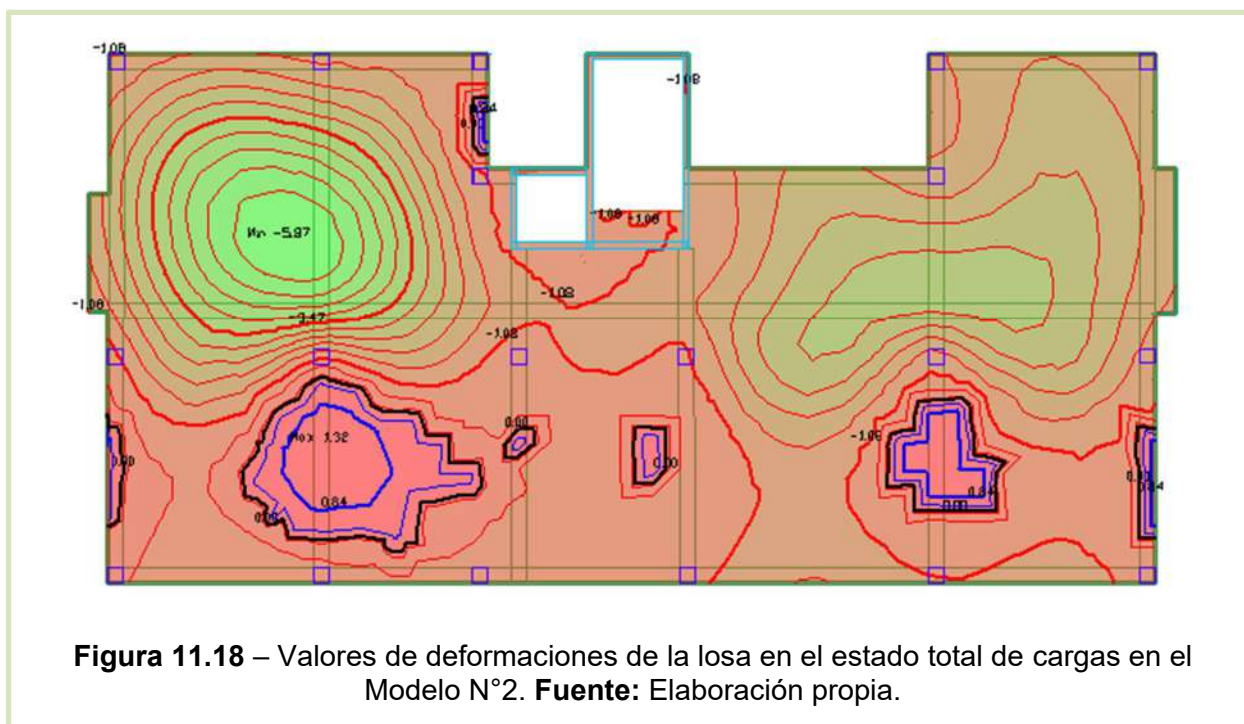
Figura 11.15 – Distribución de tendones de pos tensado en Modelo N°2. **Fuente:** Elaboración propia.



Las deformaciones máximas en el estado total de cargas, incluyendo carga muerta, viva y de postensado equivalen a 5.87 mm es la deflexión o flecha, mientras que se observa una contra flecha de 1.32mm. En ambos casos cumplen con las deformaciones permitidas por la norma L/360. Se observa un desplazamiento poco mayor al desplazamiento del modelo anterior, esto demuestra que la disposición de tendones en dos direcciones disminuye el desplazamiento.

Relacion de flecha:

- ✓ Deflexion Instantanea L/1428



En el estado Inicial, se observa una deflexión de 2.56 mm, y una contra flecha máxima de 1.08mm. Nótese en la imagen de abajo.

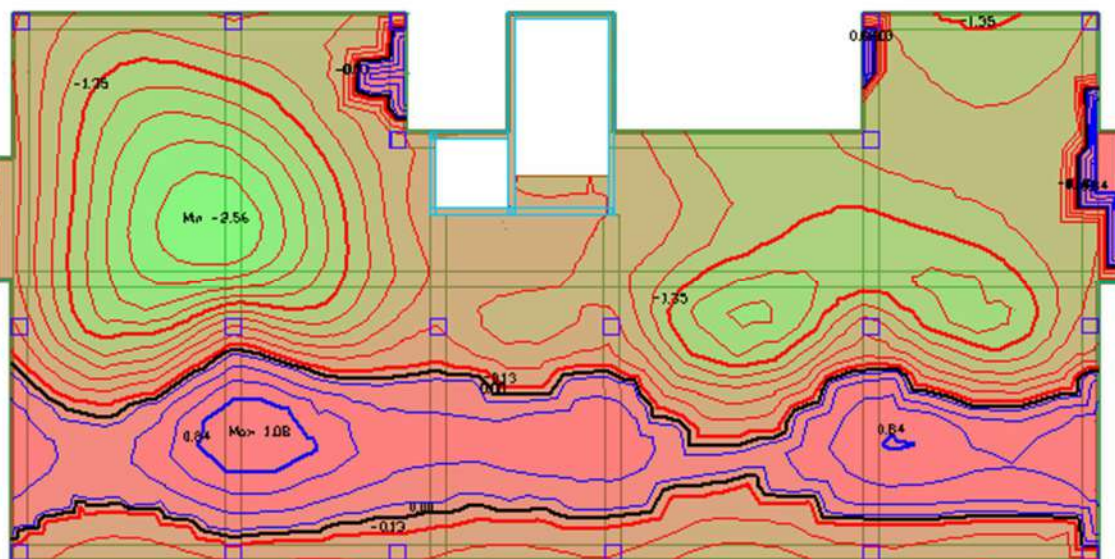


Figura 11.19 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°2. **Fuente:** Elaboración propia.

En la figura de abajo se observa el gráfico de tensiones, las zonas en color verde indica las zonas que satisfacen correctamente las tensiones admisibles en la fibra superior de la losa, en la dirección de las líneas de soporte vertical, notándose una tensión máxima de 44.9 kg/cm² correspondiente al estado inicial de la losa.

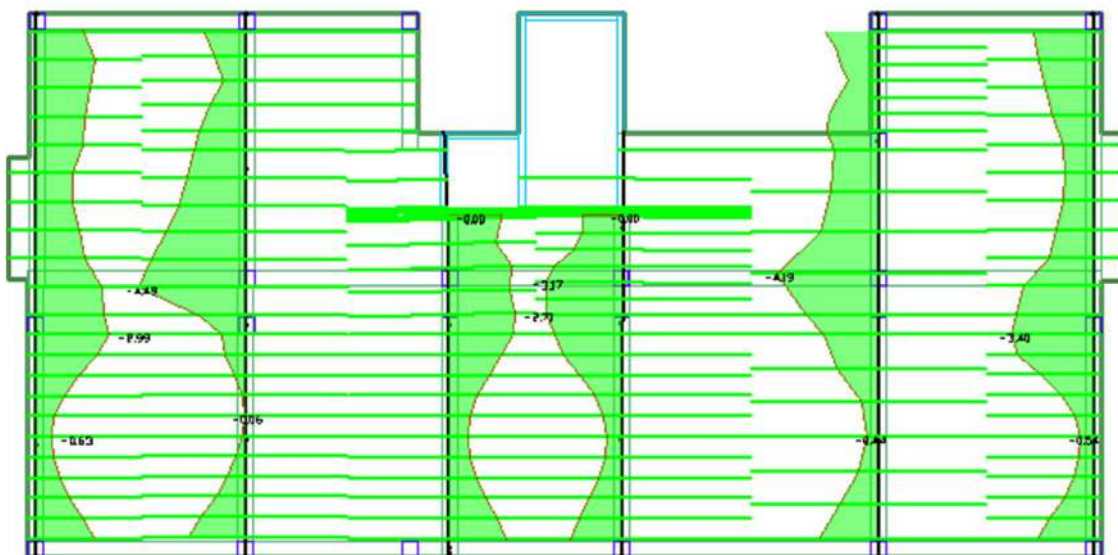
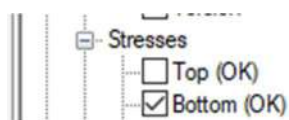


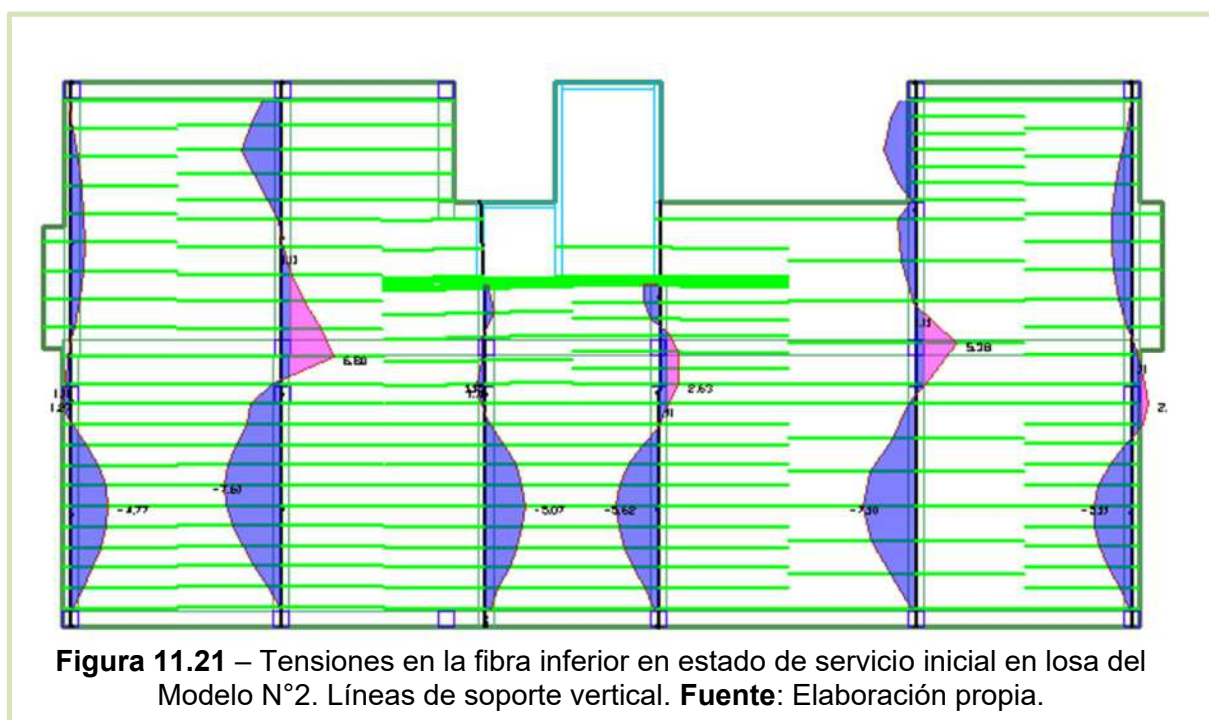
Figura 11.20 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°2. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

En la fibra inferior, que corresponde al estado Inicial, se observan fibras que trabajen a la tracción superando las admisibles, con valores máximos de 68 kg/cm^2 , mientras que el valor máximo a la compresión llega a 76.1 kg/cm^2 .

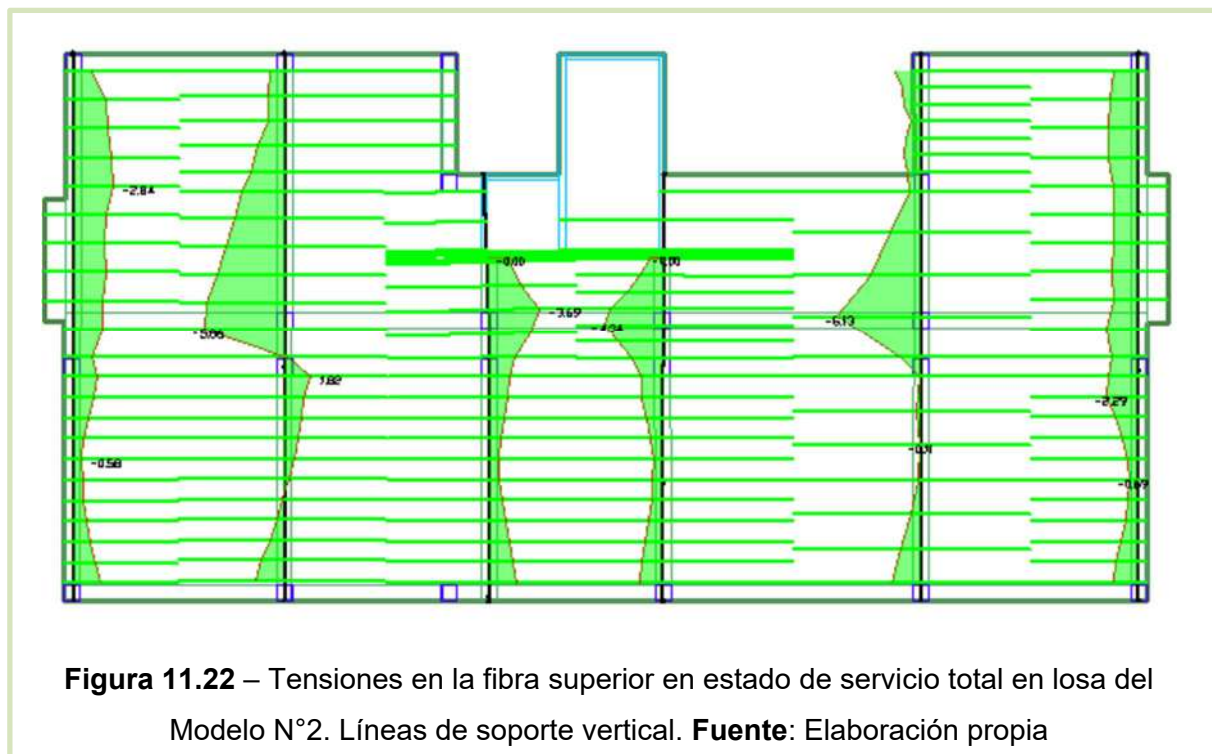
El software ADAPT, indica que las tensiones en las fibras superior e inferior para el estado inicial están dentro de las admisibles, con un mensaje de (OK), mientras que en el grafico se observa en color rosa que superan las admisibles para los esfuerzos a tracción, pero esto quiere decir que el programa está reforzando con armaduras pasivas en estas zonas.



Información del Software ADAPT Builder



En el estado de servicio total, la losa no cuenta con tensiones que superan las admisibles.



Resultado similar no se observa en las fibras inferiores, notándose que en el centro de mayor luz la tensión a tracción es superada ampliamente.

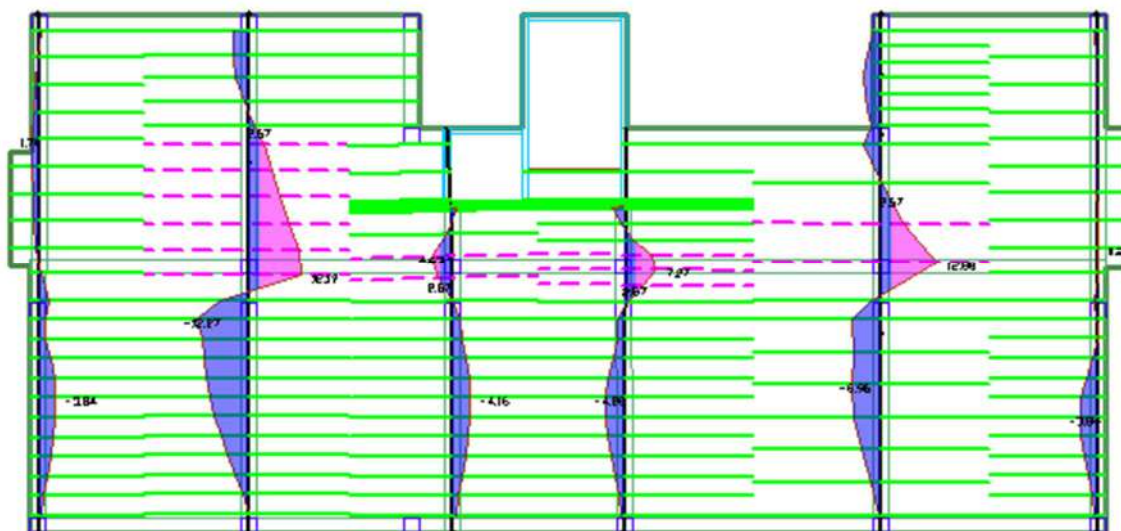


Figura 11.23 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio en losa del Modelo N°2. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

También, es importante demostrar el resultado de la precompresión en la dirección de distribución de tendones, en ninguna de las líneas superan la máxima precompresión admisible de 20.4 kg/cm².

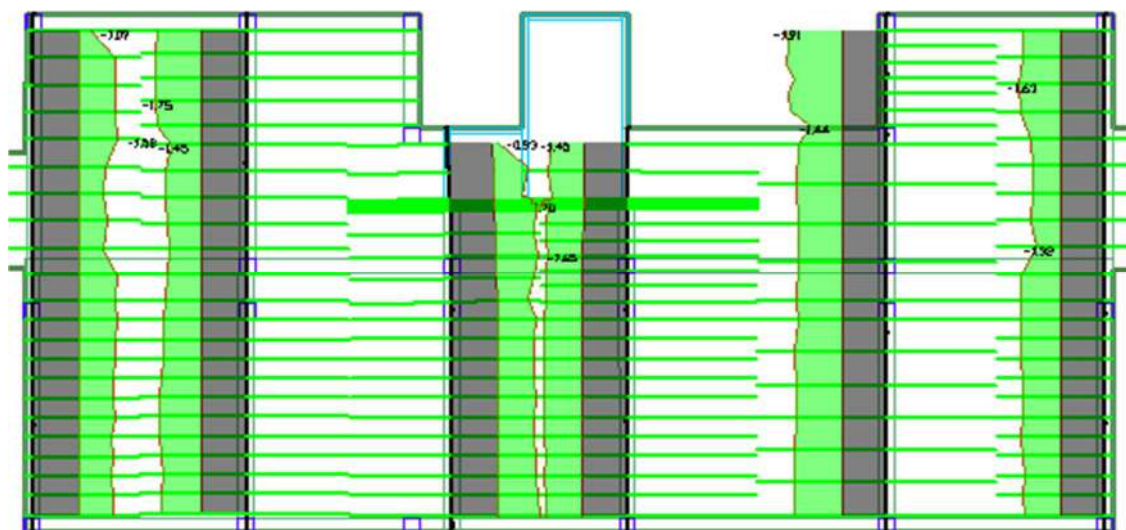


Figura 11.24 – Precompresión del Modelo N°2. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

11.7. Modelo N° 3 – Disposición de cabos, agrupadas en la dirección x, distribuidas en la dirección y. Con vigas perimetrales e internas. Espesor de losa 24cm.

A continuación, se detallan los resultados obtenidos con el análisis en la losa Nivel de transición con vigas, y cabos agrupadas en dirección **x**, distribuidos en dirección **y** con espesor de losa 24 cm.

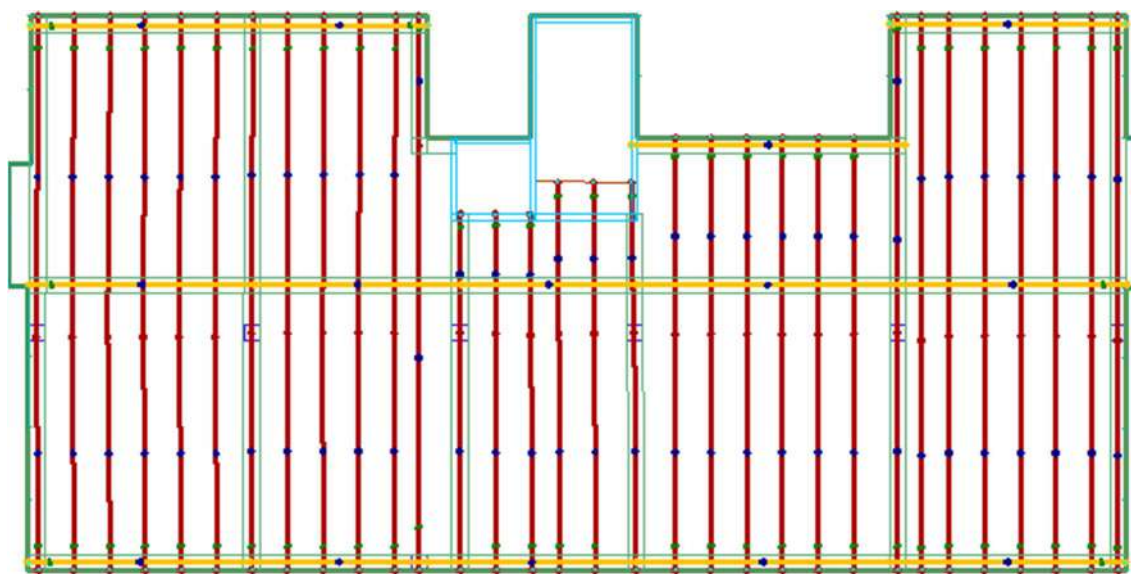
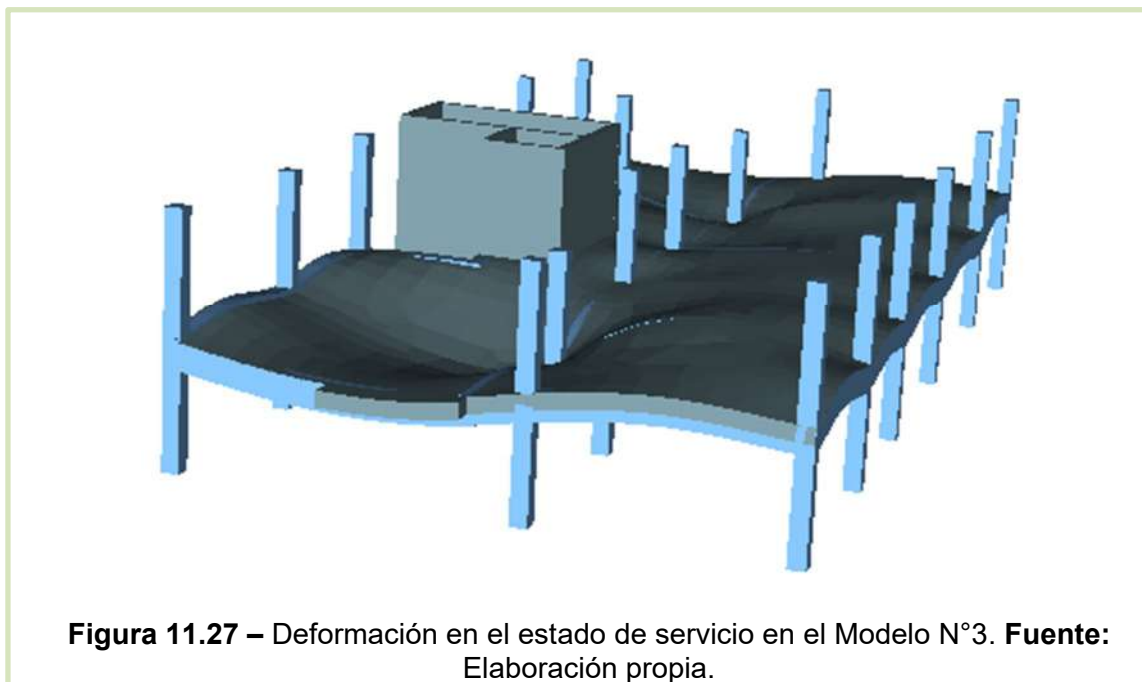


Figura 11.26 – Distribución de tendones de pos tensado en Modelo N°3. Fuente: Elaboración propia.



Para el estado de servicio total, se tiene una deflexión de 5.12 mm, y contra flecha máxima de 1.61mm. En las zonas de mayor espacio entre los apoyos de la losa. Es importante mencionar la relación de desplazamientos, equivalentes a $L/1576$ para la deflexión instantánea, mientras que la deflexión diferida es $L/788$.

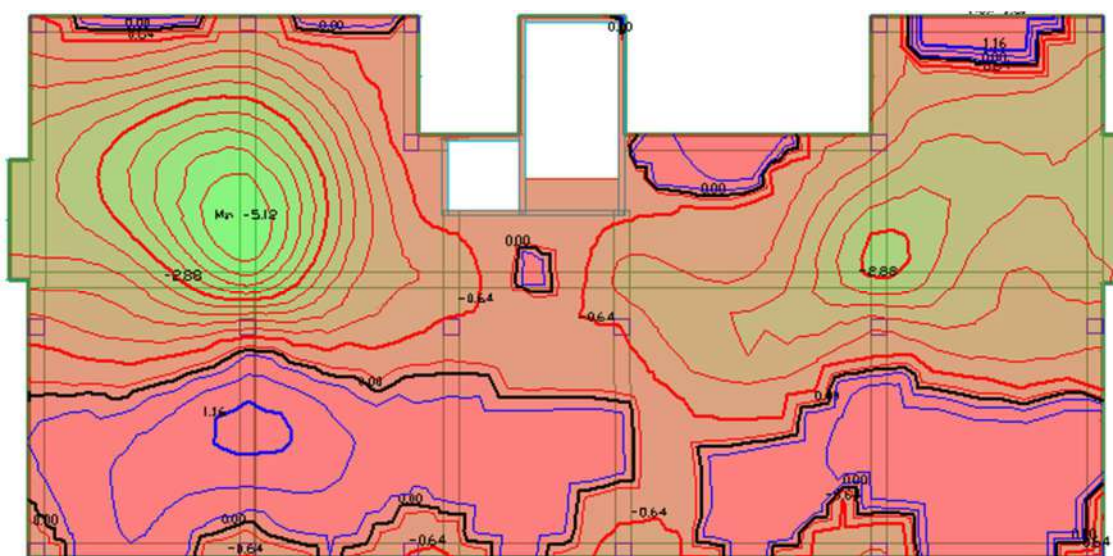


Figura 11.28 – Valores de deformaciones de la losa en el estado total de cargas en el Modelo N°3. **Fuente:** Elaboración propia.

En la siguiente figura se muestra las deformaciones en el estado inicial de cargas, donde se consideran el peso propio y el postensado. Se puede ver en la figura de abajo una deflexión máxima de 2.2 mm y una contra flecha de 2.07mm. Cumpliendo de la misma forma con lo permitido por la norma.

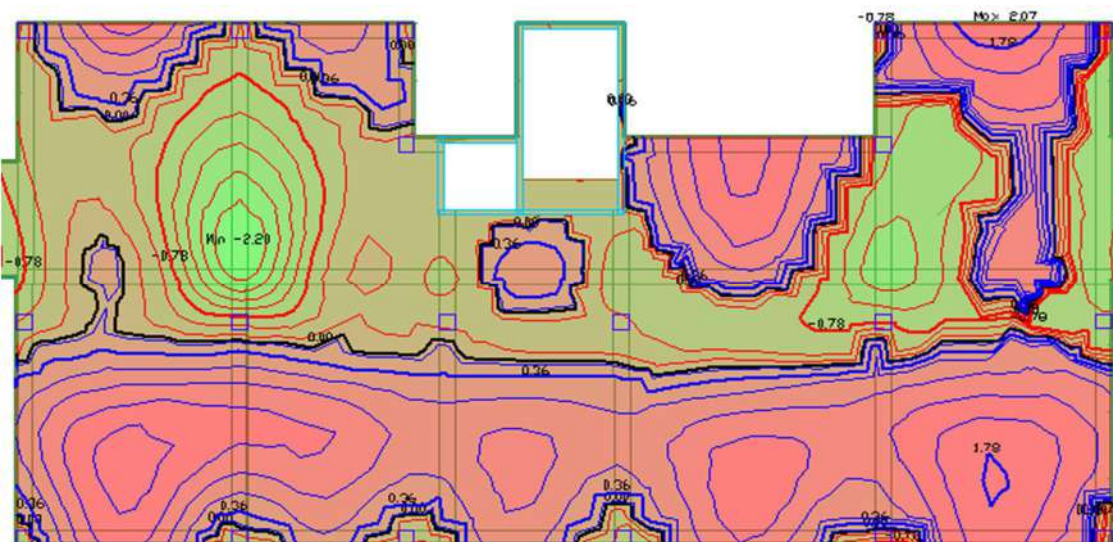


Figura 11.29 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°3. **Fuente:** Elaboración propia.

En el gráfico de tensiones, satisfacen correctamente las tensiones admisibles en la fibra superior de la losa, en la dirección de las líneas de soporte verticales, notándose una tensión máxima de 46.3 kg/cm² a la compresión. En las líneas horizontales todos los puntos están dentro de las admisibles.

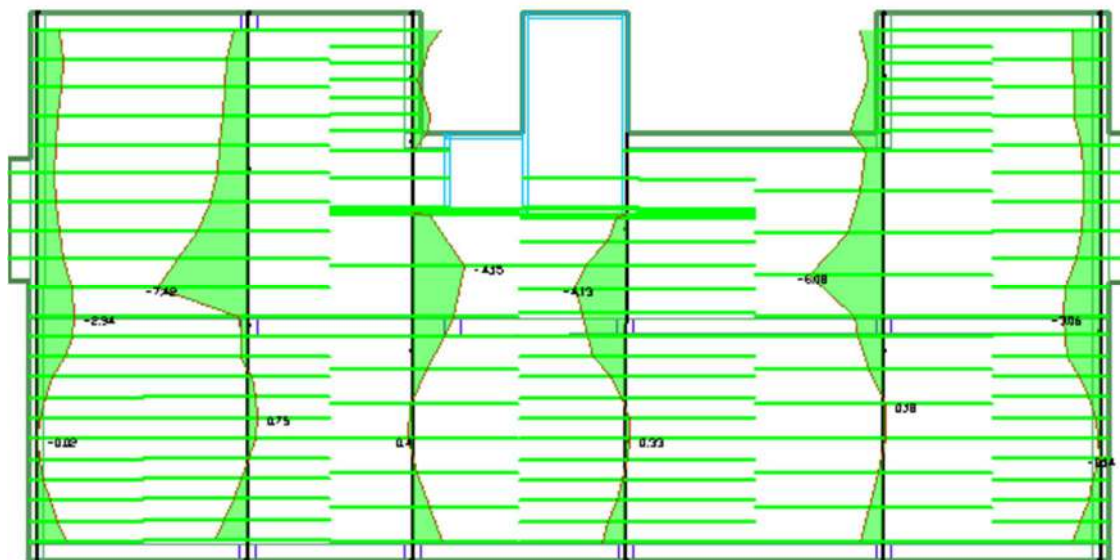


Figura 11.30 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°3. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

En la fibra inferior de la losa, también para el estado inicial la tensión máxima a la compresión es de 83.4 kg/cm². En las fibras que trabajan a la tracción se observan tensiones mayores a las admisibles cercanas a los apoyos de las líneas de soporte de mayor longitud, reforzándose en esas zonas con armaduras pasivas. Comportamiento similar se observa en la dirección de las líneas horizontales.

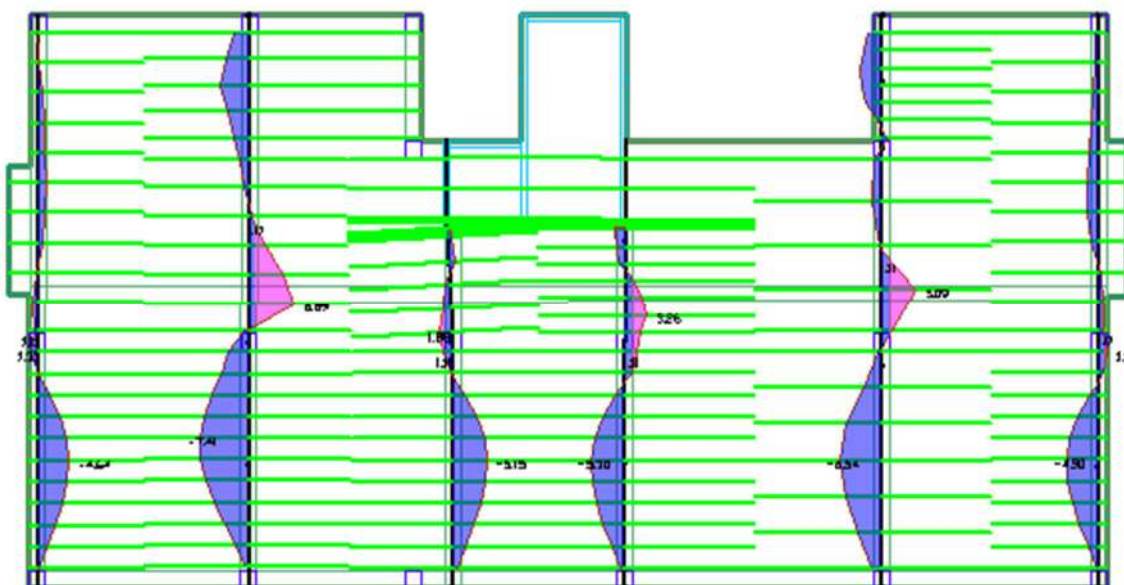


Figura 11.31 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°3. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia.

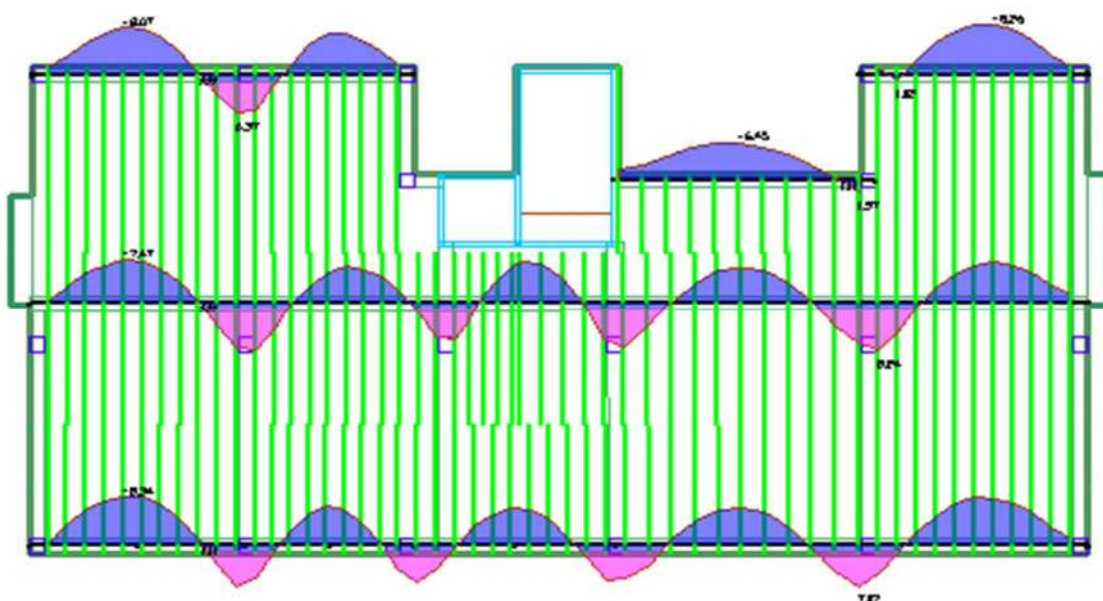


Figura 11.32 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°3. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

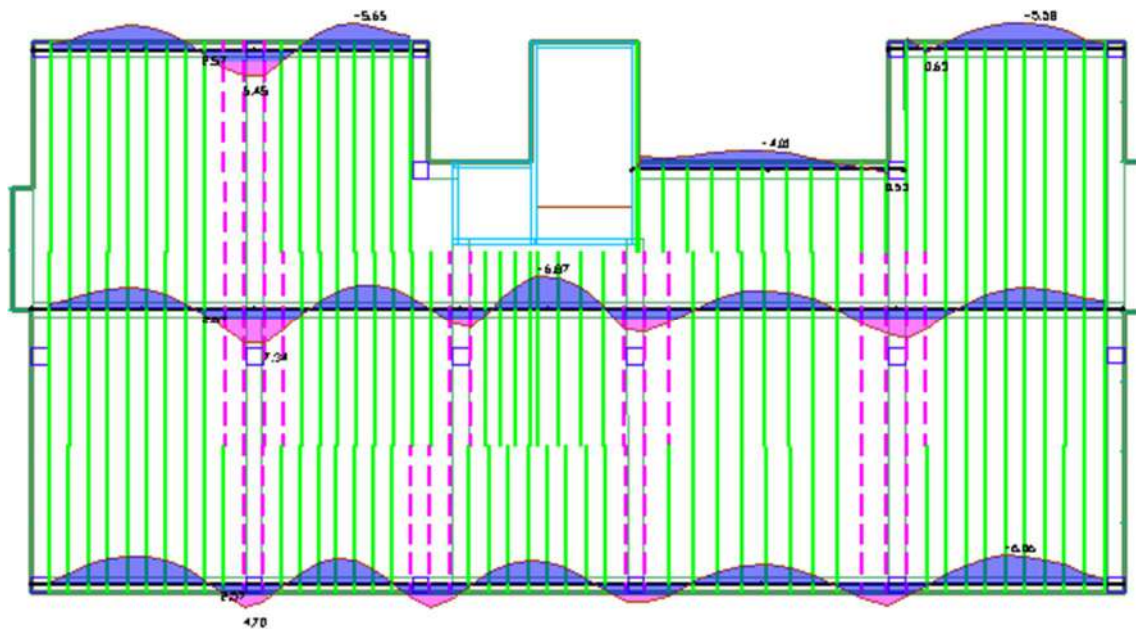


Figura 11.34 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio total en losa del Modelo N°3. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

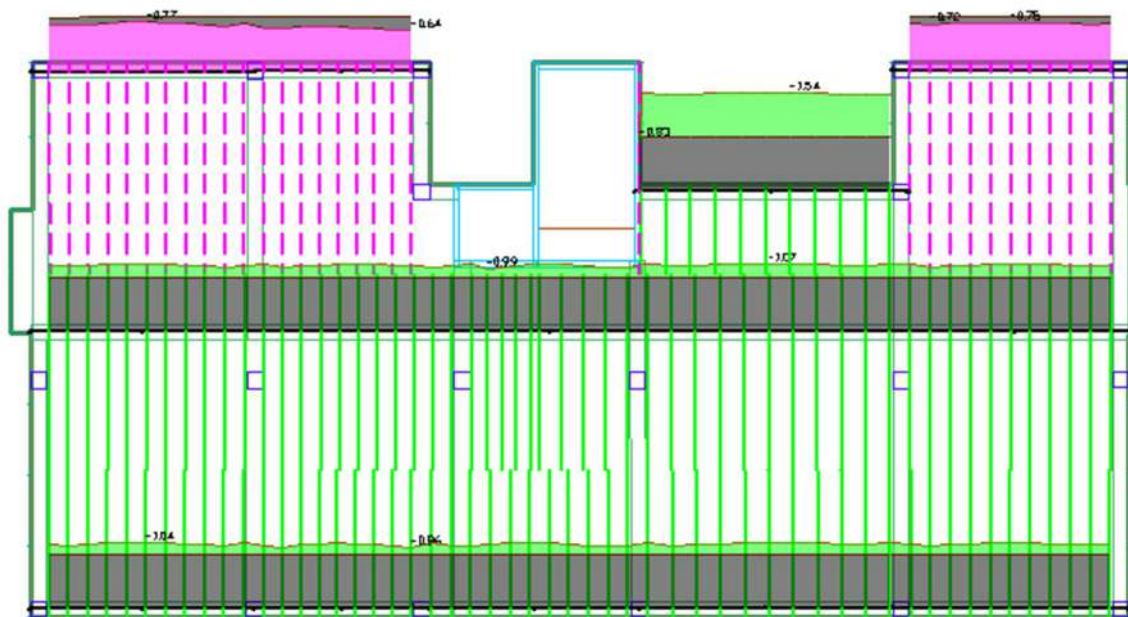
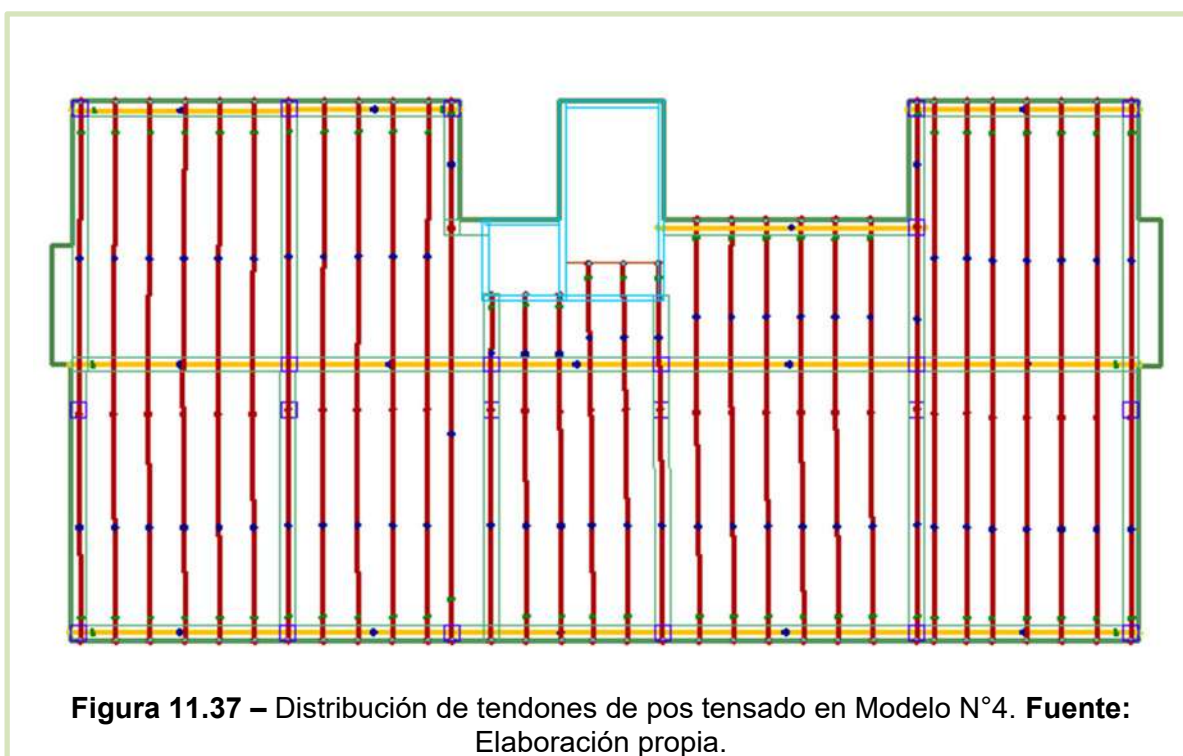


Figura 11.35 – Precompresión del Modelo N°3. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

11.8. Modelo N° 4– Disposición de cabos, agrupadas en la dirección x, distribuidas en la dirección y. Vigas perimetrales e internas, se aumenta el espesor de losa a 24cm.

Este modelo es similar al modelo 3, con un espesor de losa 24 cm, además se disminuyen los cordones de postensado agrupadas en la dirección **X** a 6 alambres de $\frac{1}{2}$ pulgada, luego en la dirección **Y** distribuidas en todo el vano a 2 alambres también de $\frac{1}{2}$ pulgada cada una, separadas 90 cm.



A continuación, se detallan los resultados de la losa de 24 cm, con la disposición de tendones ya mencionados arriba.

Primeramente, en la figura se observan las deformaciones de la losa en el estado total de servicio del modelo 4.

Obs.: las zonas de color rojo representan la contra flecha de la losa, mientras que las zonas de color verde las deflexiones o flechas.

Las deformaciones máximas en el estado total de cargas, incluyendo carga muerta, viva y de postensado se da con los siguientes valores máximo de flecha y contra flecha correspondientes a 5.19mm y 1.19 mm respectivamente. Las deformaciones máximas de L/1582 cumple con la máxima permitida. Deflexión diferida igual a L/791.

Con este resultado podemos decir que, con el aumento de espesor de la losa, la losa se ha vuelto más rígida y por ende tiene menor desplazamiento que los modelos anteriores, si bien el desplazamiento no ha disminuido considerablemente, ya nos demuestra que este modelo se comporta mejor en comparación a los demás en el desplazamiento.

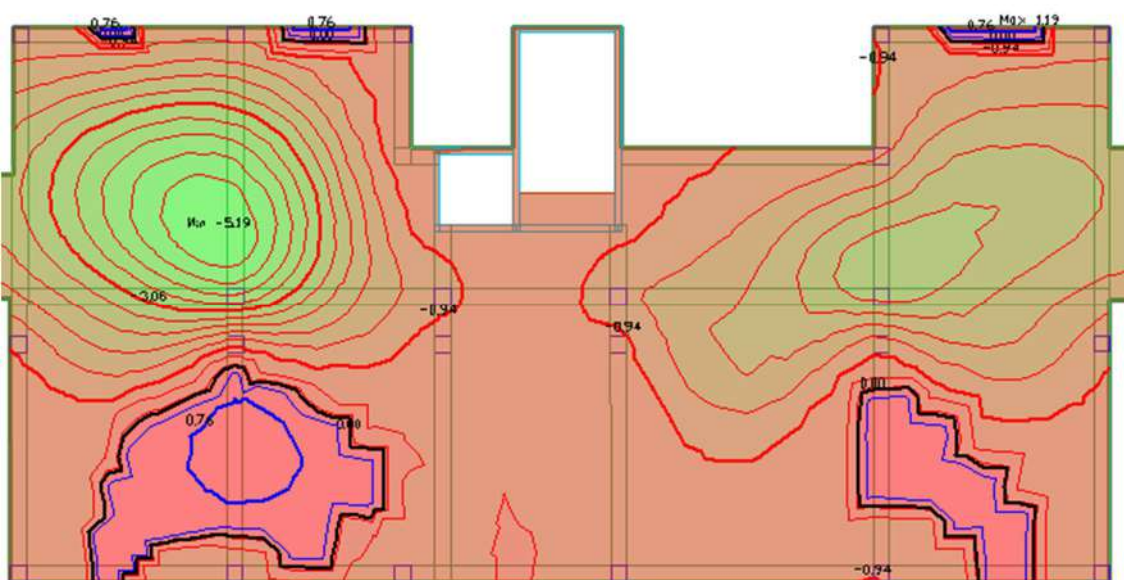


Figura 11.38 – Valores de deformaciones de la losa en el estado total de cargas en el Modelo N°4. **Fuente:** Elaboración propia.

En la figura 11.39 se muestra las deformaciones en el estado inicial de cargas, donde se consideran el peso propio y el postensado. Se obtuvo una deflexión máxima de 2.34

mm y una contra flecha de 1.08mm. Cumpliendo de la misma forma con lo permitido por la norma.

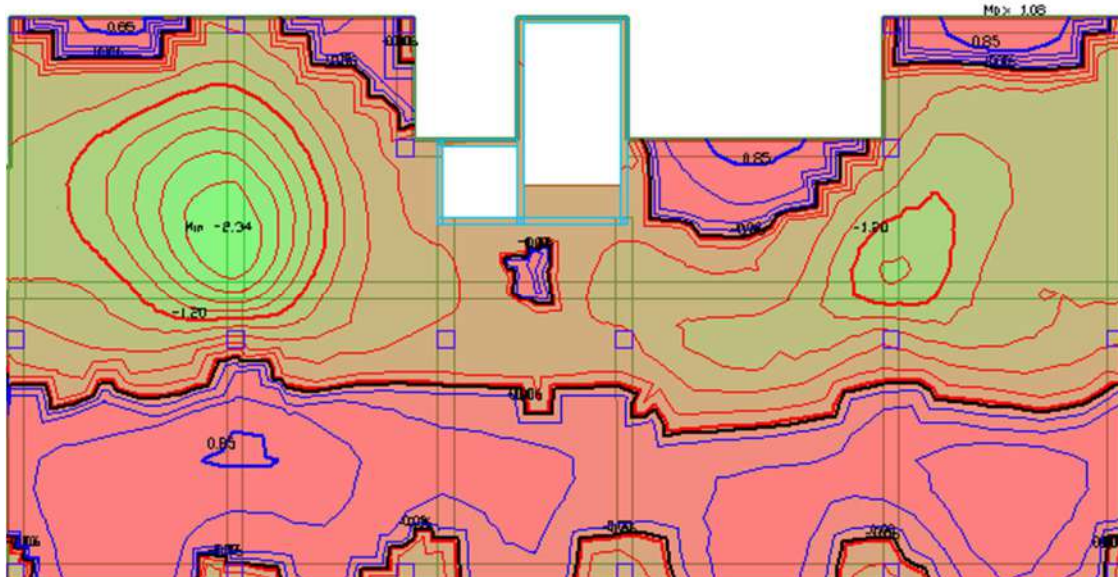
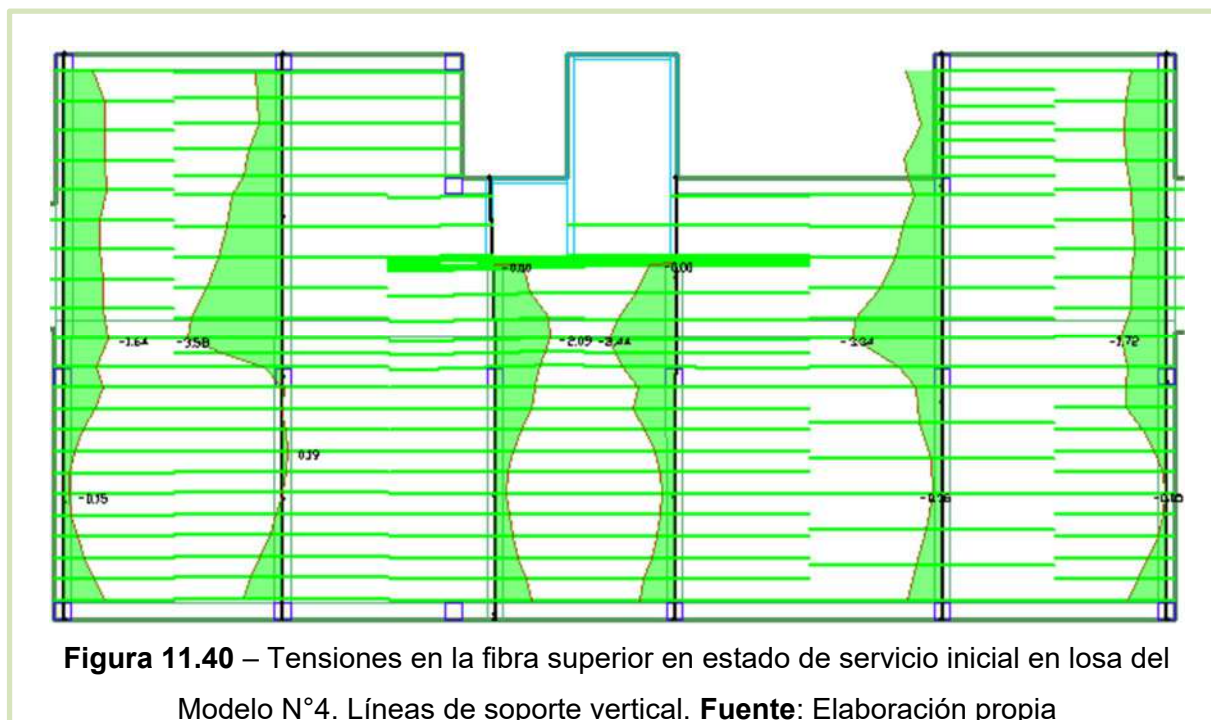


Figura 11.39 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°4. **Fuente:** Elaboración propia.

En la figura de abajo, la tensión máxima es de 35.8 kg/cm² a compresión. Es importante mencionar que este valor corresponde al estado inicial de la losa en la dirección vertical, mismo comportamiento se observa en la dirección horizontal.



En esta imagen de abajo, se observa resultado de la comprobación de tensiones en la fibra inferior de la losa, también para el estado inicial, donde en el centro de los apoyos de los vanos de mayor longitud las tensiones superan las admisibles en las fibras que trabajan a la tracción, donde necesariamente se colocan refuerzos de armaduras para las tensiones. La tensión máxima a la compresión es de 54.6 kg/cm². En la dirección vertical las tensiones se encuentran dentro de las admisibles, notándose que en la luz mayor las tensiones a tracción están superando mínimamente las admisibles, colocándose refuerzos en esas zonas.

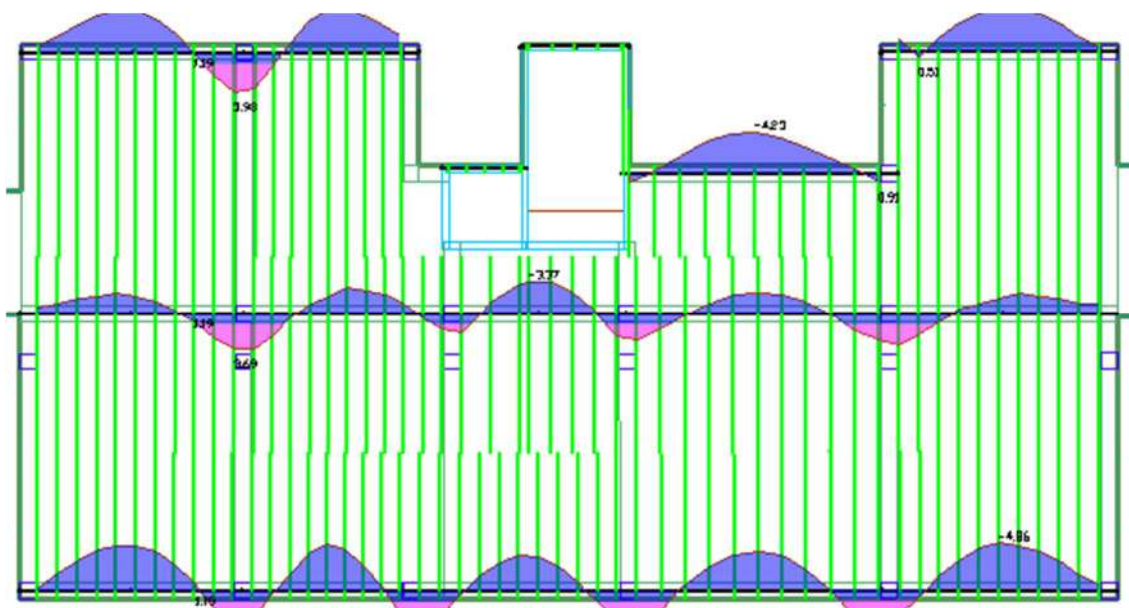


Figura 11.41 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°4. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

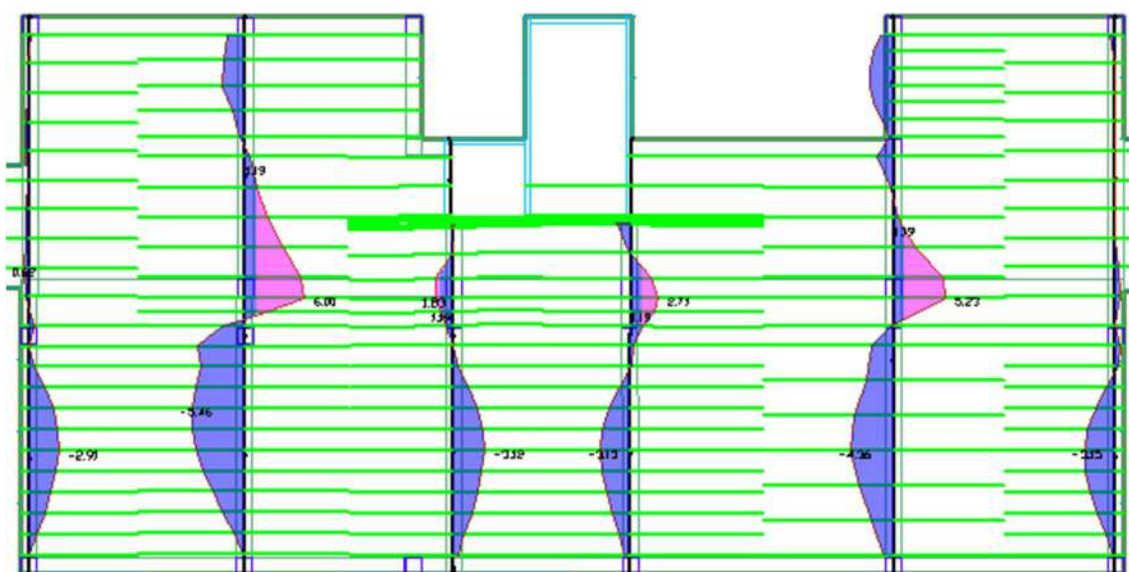


Figura 11.42 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°4. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia.

Las tensiones en las fibras superiores en el estado de servicio total, son menores en comparación con los modelos anteriores ya analizados. La tensión máxima a la

compresión corresponde a 52.7 kg/cm², mientras que las tensiones a la tracción son de 27.6 kg/cm².



Figura 11.43 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio total en losa del Modelo N°4. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

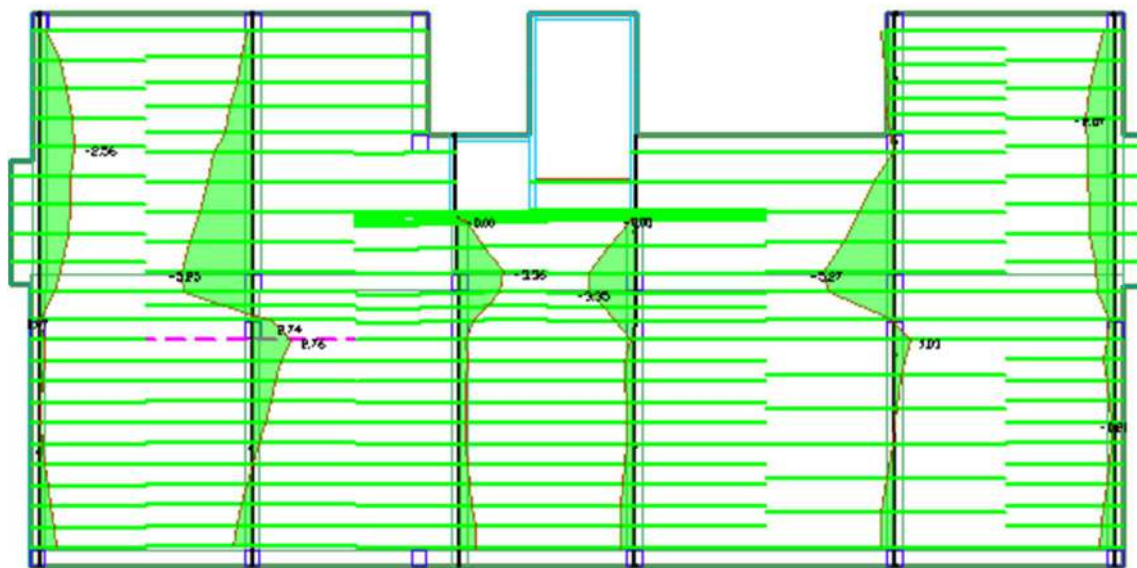
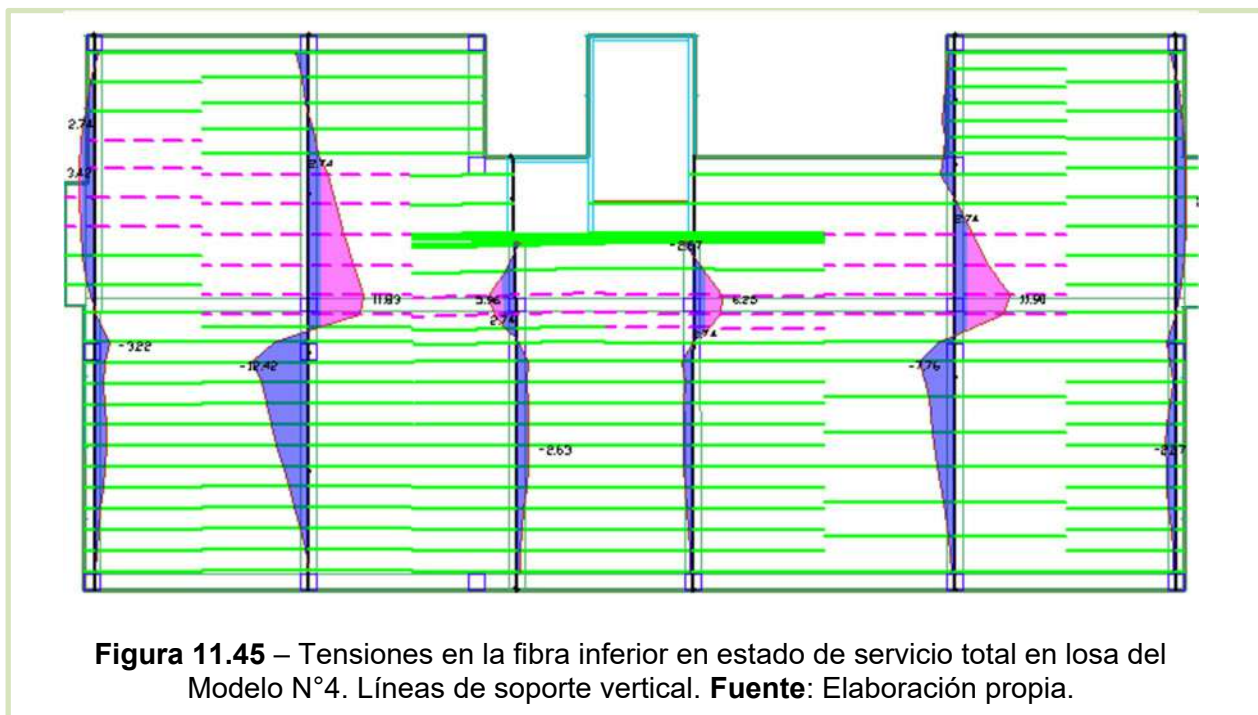


Figura 11.44 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio total en losa del Modelo N°4. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

Para las tensiones en las fibras inferiores, se tienen tensiones que superan las admisibles en el estado de servicio total, con picos de tensiones de compresión igual a 124.2 kg/cm². Puede verse que, al aumentar el espesor de la losa, estas tensiones aumentan considerablemente.



En los resultados de la pre compresión puede notarse un resultado no favorable al disminuir la cantidad de cabos agrupadas, y distribuidas. Solo en una línea alcanza la mínima pre compresión admisible, luego en las demás todas se encuentran por debajo. Esto indica que la disminución de los cabos no es recomendable para este modelo.

11.9. Modelo N° 5 – Disposición de cabos, distribuidas en X con vigas perimetrales e internas, espesor de losa 24 cm.

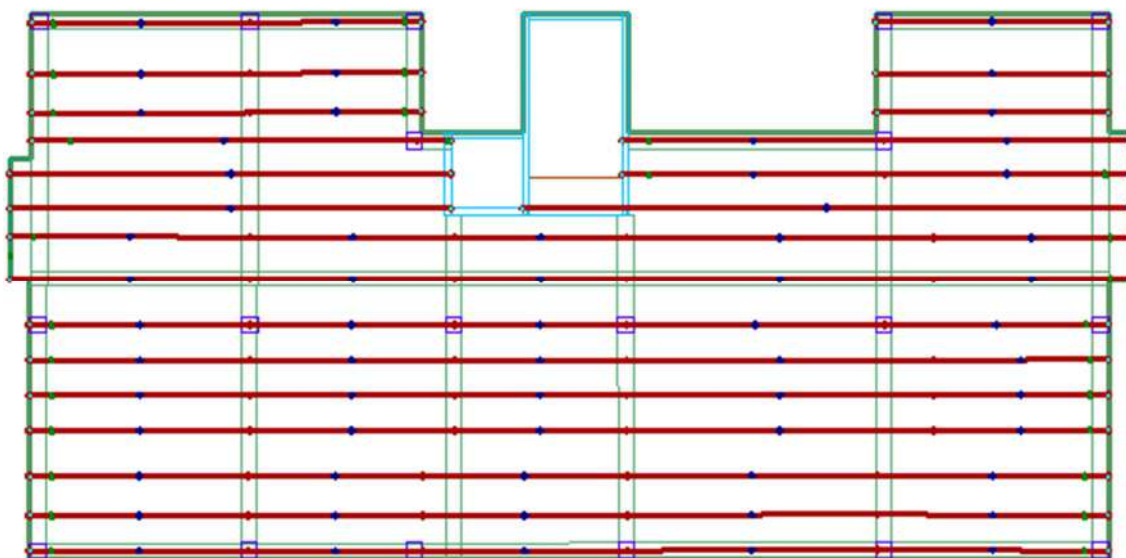


Figura 11.49 – Distribución de tendones de postensado en Modelo N°5. **Fuente:** Elaboración propia.

El desplazamiento máximo para la losa es de 6.24 mm en la flecha, y una contra flecha de 1.96 mm en el estado de servicio total. La relación de deflexión instantánea es de $L/1315$, mientras que la deflexión diferida es de $L/657$. Ambas se encuentran dentro de la admisible $L/360$.

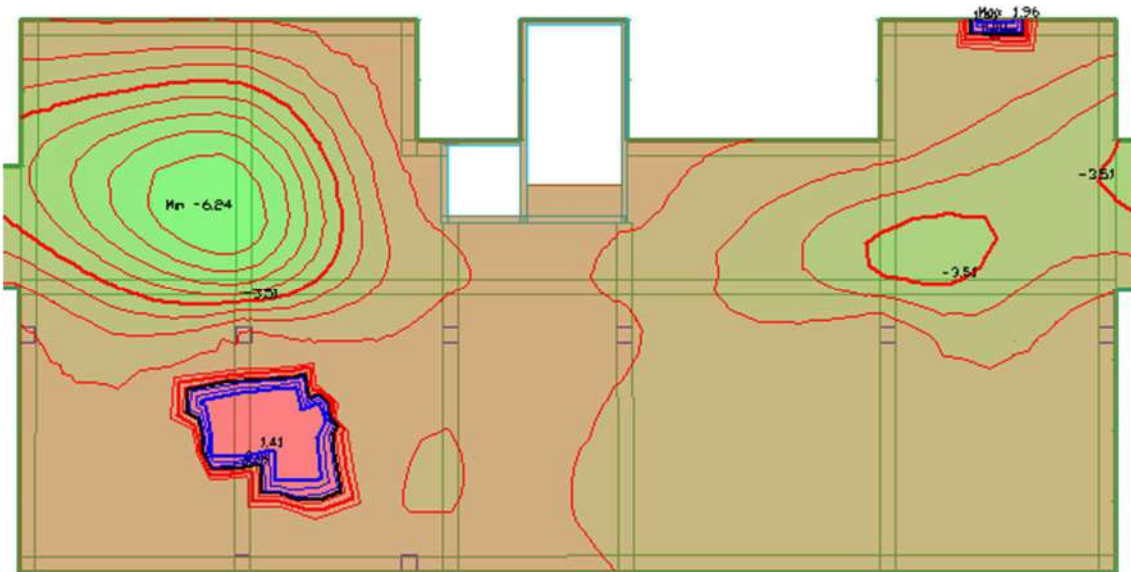


Figura 11.50 – Valores de deformaciones de la losa en el estado total de cargas en el Modelo N°5. **Fuente:** Elaboración propia.

Ahora bien, en el estado Inicial, se observa una deflexión de 3.1mm en el tramo de mayor longitud, y una contra flecha de 1.55mm.



Figura 11.51 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°5. **Fuente:** Elaboración propia.

Para el gráfico de tensiones, en la dirección de las líneas de soporte horizontales, con una tensión máxima de 32.4 kg/cm² a la compresión. Correspondiente al estado inicial de la losa. No se observan fibras que trabajen a la tracción.

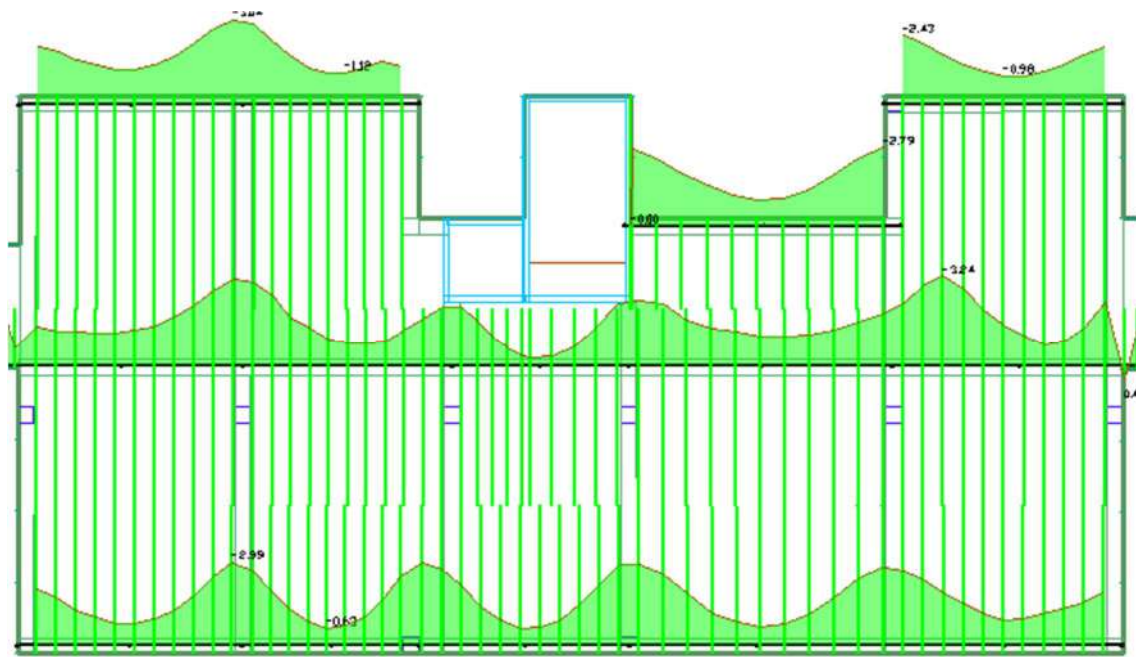


Figura 11.52 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°5. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

En la figura de abajo la máxima tensión a la compresión en la fibra inferior de la losa equivale a 48.7 kg/cm² en la compresión. Mientras que las tensiones de tracción alcanzan un valor máximo de 37.5kg/cm².

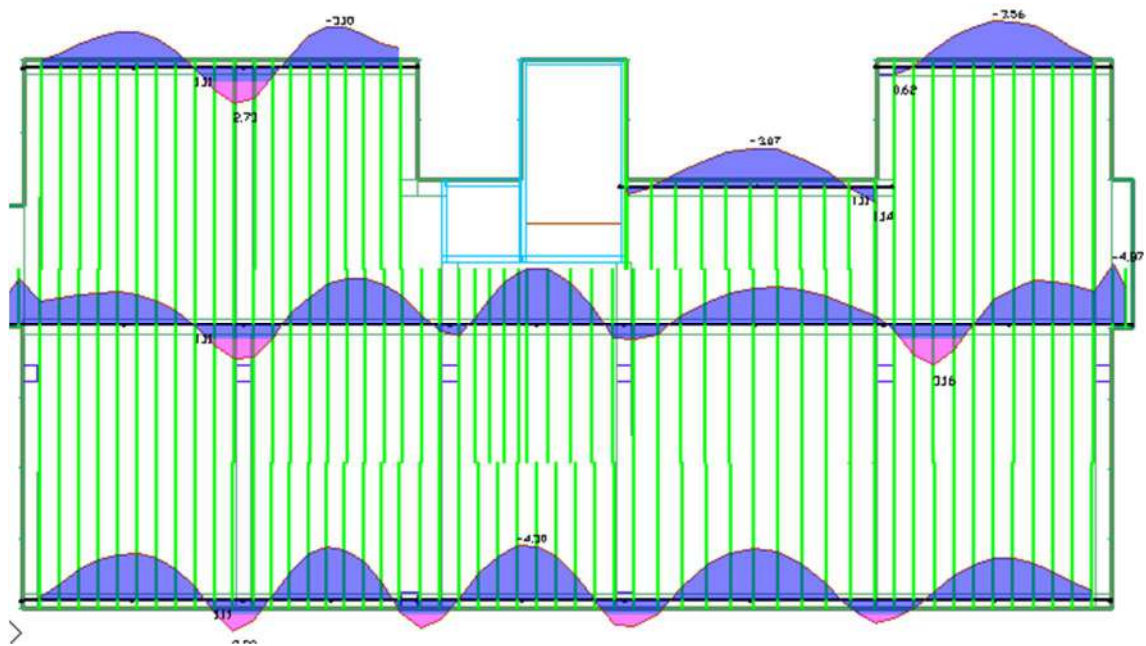


Figura 11.53 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°5. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

Ahora, en la figura se muestra las tensiones para el estado de servicio total, con pico de 30 Kg/cm² a la compresión. Todas las líneas se encuentran dentro del rango admisible. En cambio, en las tensiones de las caras inferiores, se tienen pequeñas zonas en las que superan mínimamente las admisibles.

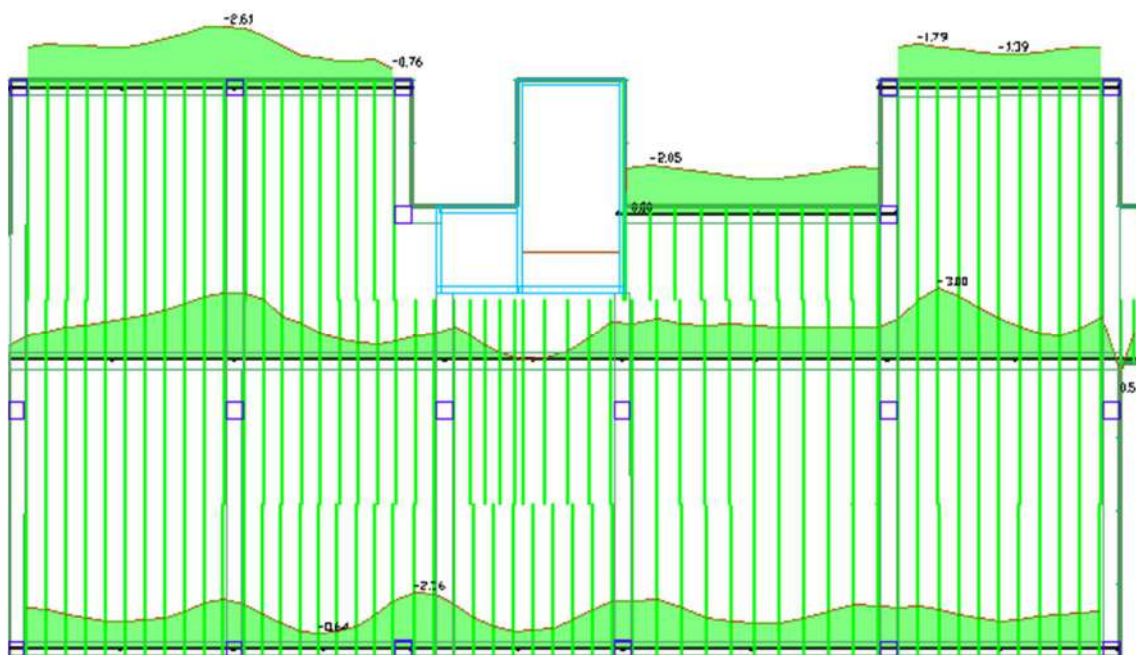


Figura 11.54 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio en losa del Modelo N°5. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

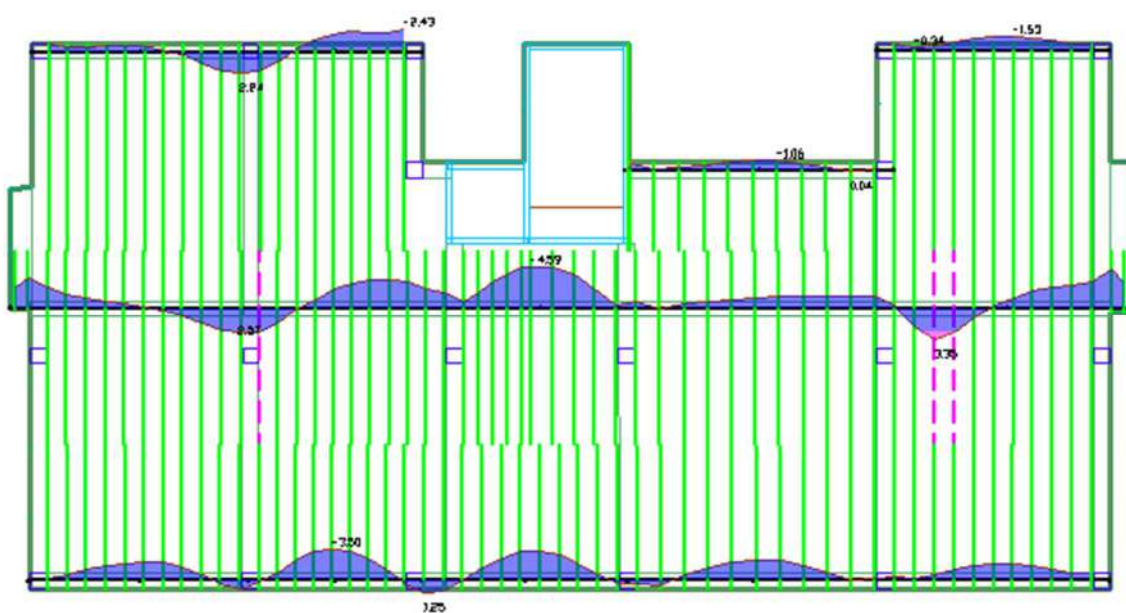


Figura 11.55 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio en losa del Modelo N°5. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

En cuanto a la pre compresión en las líneas ninguna se encuentra por debajo del mínimo admisible de 0.85 MPa. Sin embargo, en la zona del extremo derecho de la línea de mayor tramo se tiene una pequeña superación de la máxima admisible de 2.04 MPa, correspondientes en la zona de anclaje.

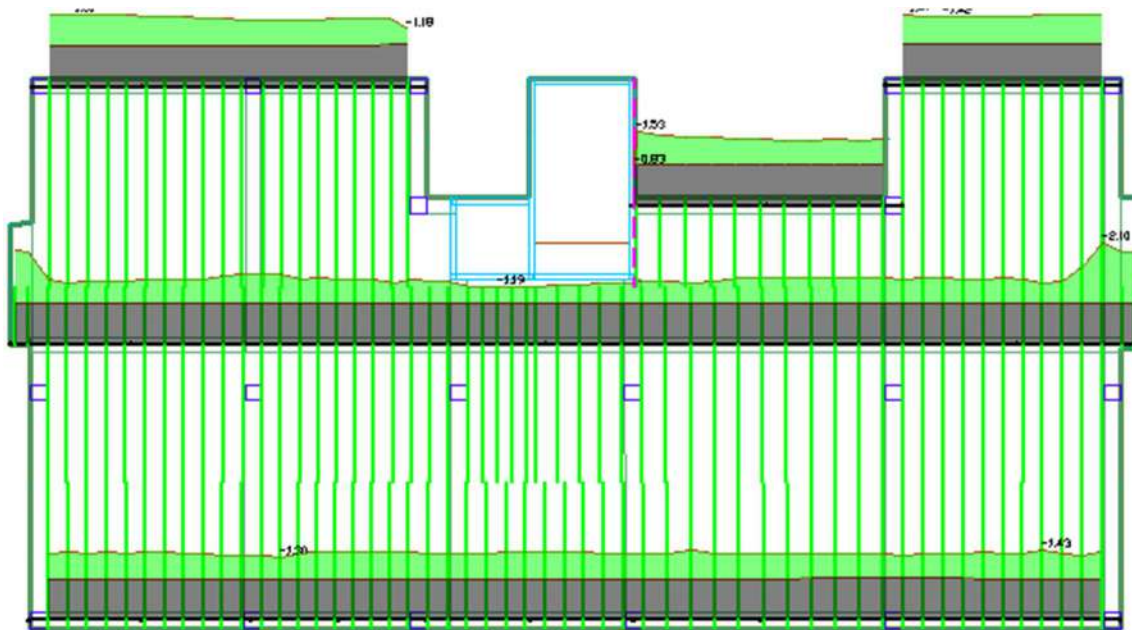


Figura 11.56 – Precompresión del Modelo N°5. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia.

11.10. Modelo N° 6 – Disposición de cabos, distribuidas en Y, espesor de losa 24 cm.

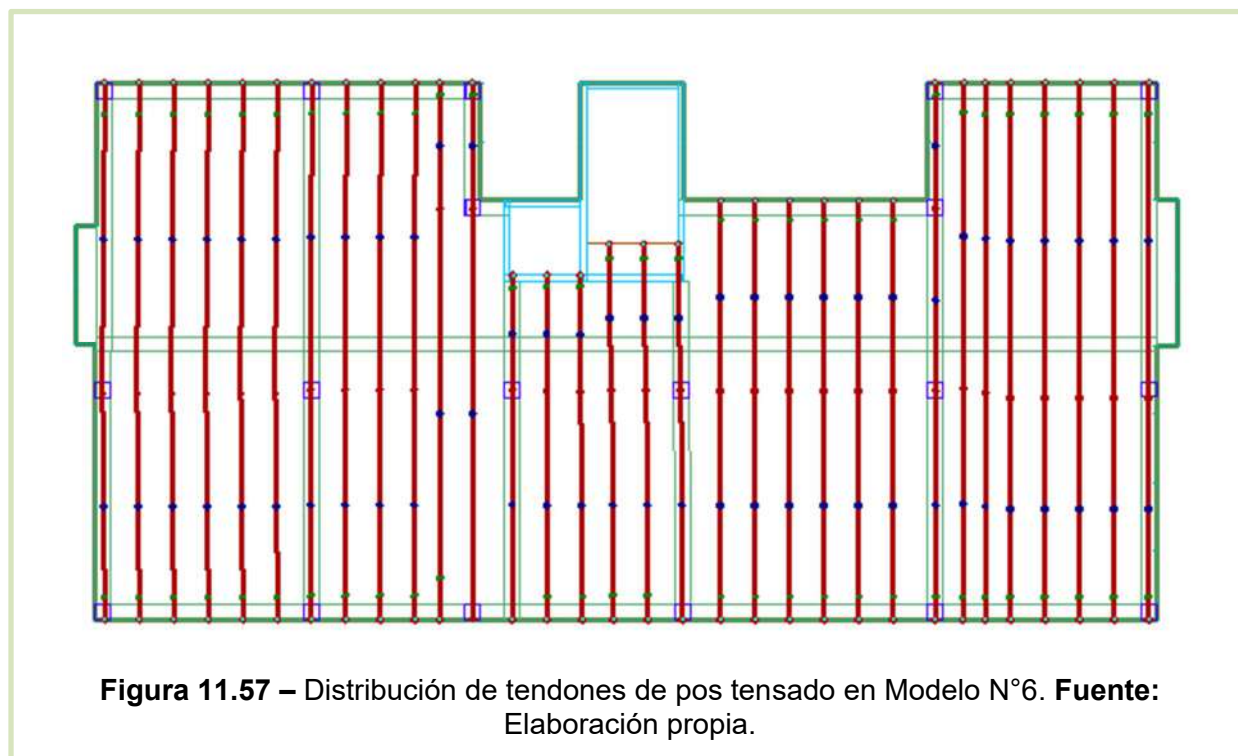


Figura 11.57 – Distribución de tendones de postensado en Modelo N°6. **Fuente:** Elaboración propia.

Las deformaciones máximas en el estado total de cargas, incluyendo carga muerta, viva y de postensado equivalen a 6.85 mm en la flecha, mientras que se observa una contra flecha de 1.47mm. Cumpliendo con las deformaciones permitidas por la norma L/360.

Relación de deflexión:

- ✓ Deflexión instantánea: L/1708
- ✓ Deflexión diferida: L/854

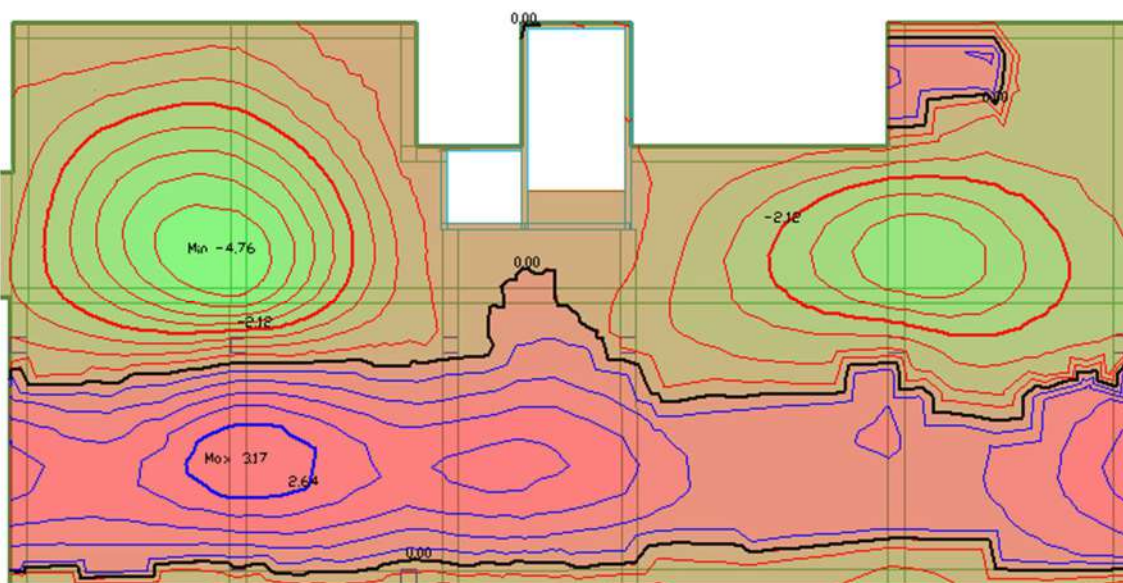


Figura 11.58 – Valores de deformaciones de la losa en el estado total de cargas en el Modelo N°6. **Fuente:** Elaboración propia

En el estado Inicial, se observa una deflexión de 2.35mm, y un contra flecha de 3.39 mm.



Figura 11.59 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°6. **Fuente:** Elaboración propia

Para el grafico de tensiones, en la dirección de las líneas de soporte verticales, se tienen tensiones a la tracción que superan las admisibles, y luego notándose una tensión máxima de 86.5 kg/cm² a la compresión, estos resultados corresponden al estado inicial.

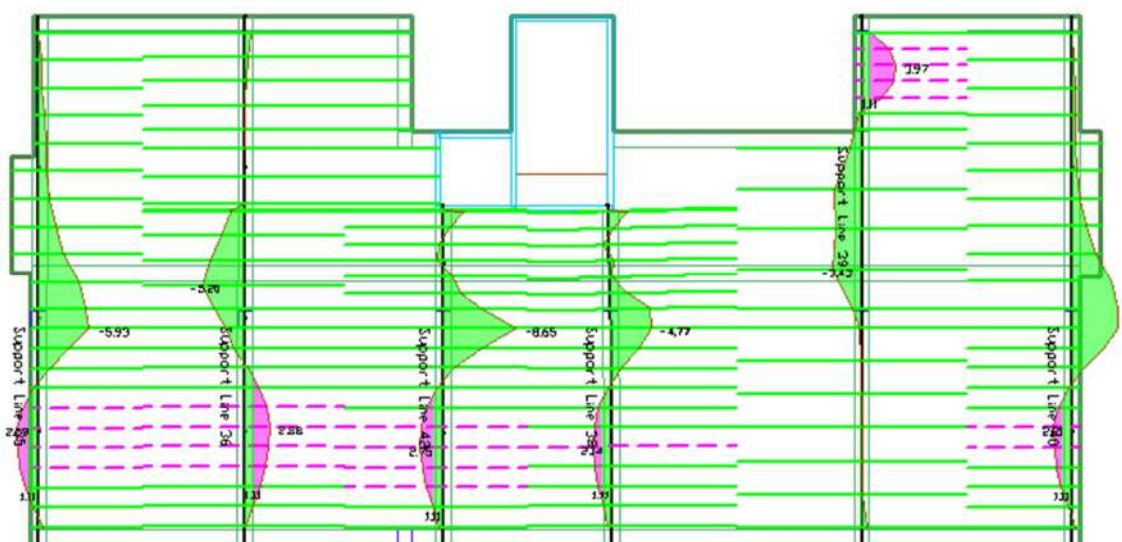
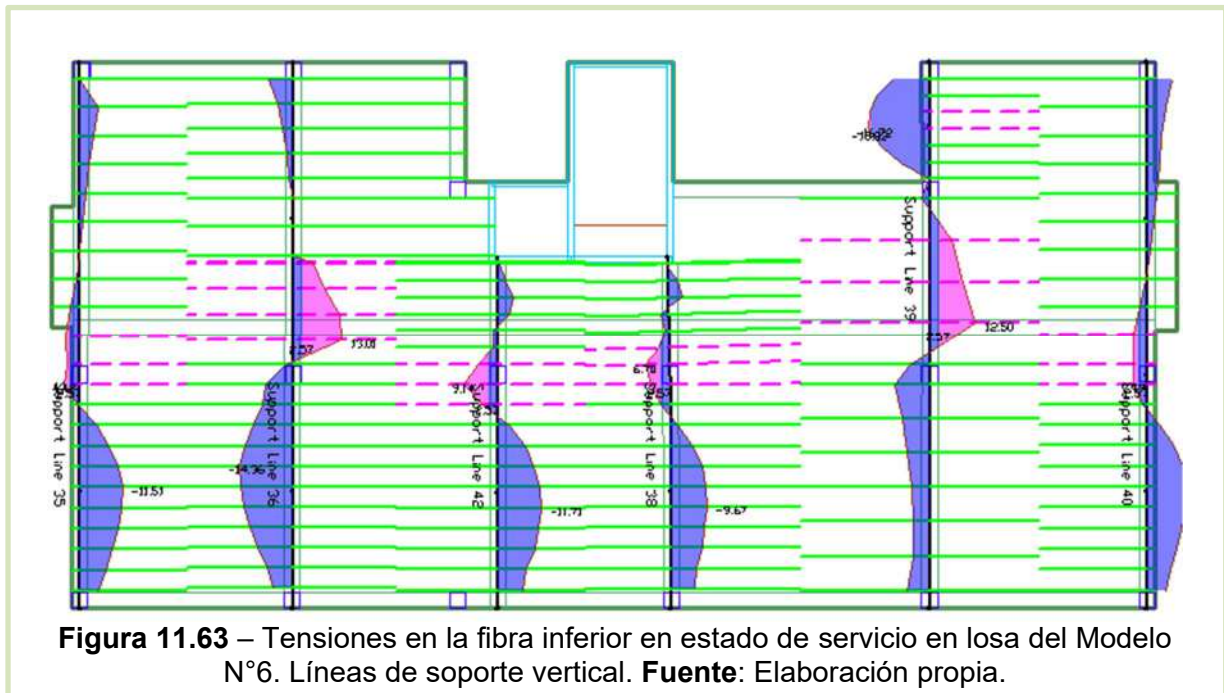


Figura 11.60 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°6. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

En la fibra inferior, que corresponde al estado Inicial, se observan fibras que trabajan a la tracción, y que superan las admisibles, en el vano de longitud mayor, próximo a los apoyos, requiriendo en esas zonas mayores armaduras pasivas, mientras que el valor máximo a la compresión llega a 187.2 kg/cm².

Para los valores correspondientes a la fibra inferior, en el estado total de las cargas, se observa que en el centro de los vanos mayores se tienen tensiones que no están dentro de las admisibles. Se debe colocar armaduras de refuerzo, o bien disminuir la excentricidad de los cabos si es posible o por ultimo aumentar la cantidad de cabos en la dirección vertical.



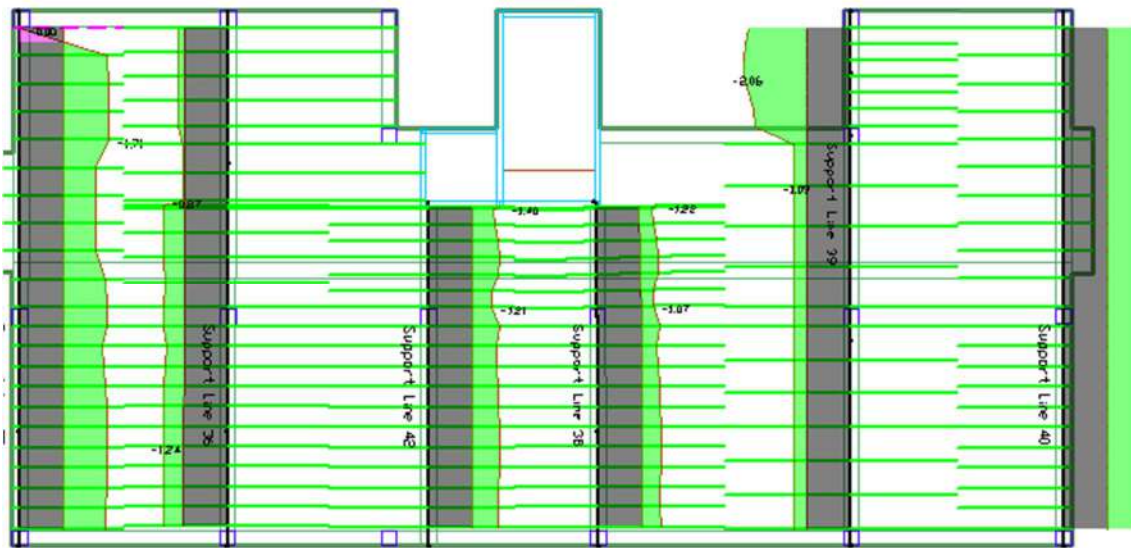
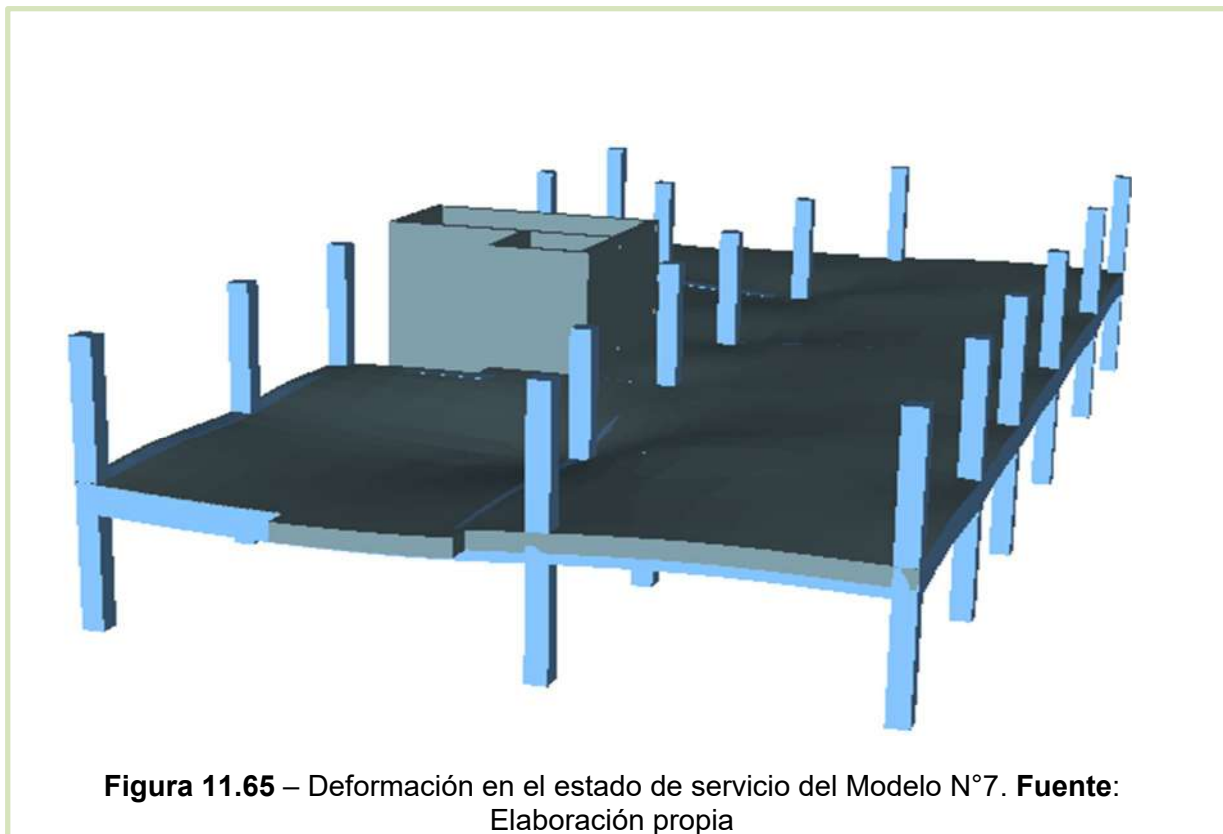


Figura 11.64 – Precompresión del Modelo N°6. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

11.11. Modelo N° 7– Disposición de cabos, agrupadas o concentrados en la dirección X, distribuidas en la dirección Y. Vigas perimetrales e internas, espesor de losa 26cm.



A continuación, se detallan los resultados de la losa de 26 cm, con la disposición de tendones ya mencionados arriba.

Primeramente, en la figura se observan las deformaciones de la losa en el estado total de servicio del modelo 7.

Las deformaciones máximas en el estado total de cargas, incluyendo carga muerta, viva y de postensado se da con los siguientes valores máximo de flecha y contra flecha correspondientes, a 4.85mm y 1.83 mm respectivamente.

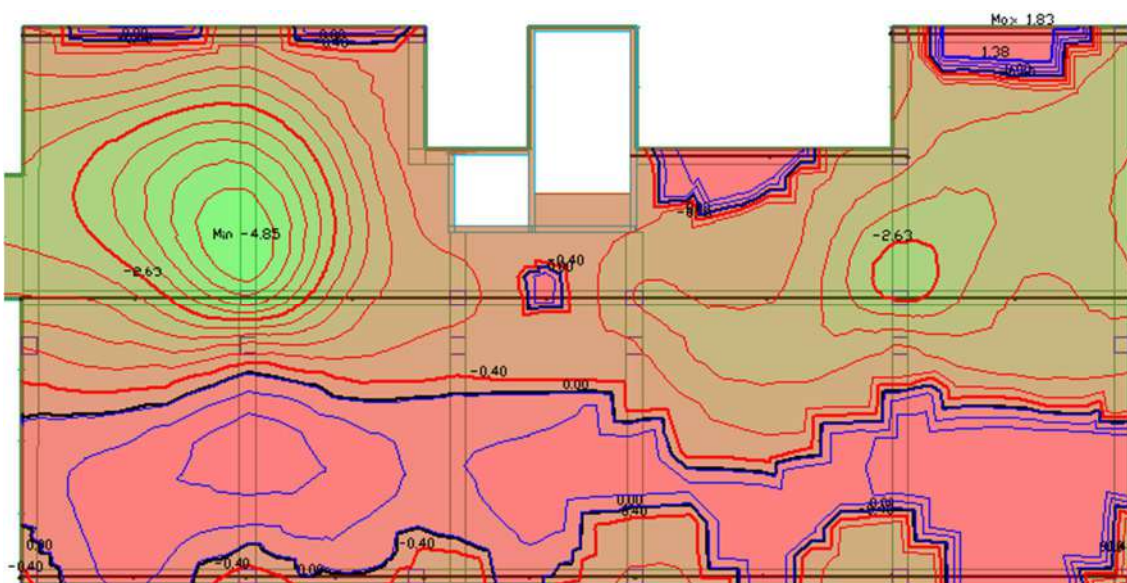


Figura 11.66 – Valores de deformaciones de la losa en el estado total de cargas en el Modelo N°7. **Fuente:** Elaboración propia

Las deformaciones tienen una relación de $L/1669$ para la deflexión máxima instantánea, mientras que para la deflexión diferida se tiene la relación de $L/834$.

En la siguiente figura se muestra las deformaciones en el estado inicial de cargas, donde se consideran el peso propio y el postensado. Se obtuvo una deflexión máxima de 2.11 mm y una contra flecha de 2.14mm. Cumpliendo de la misma forma con lo permitido por la norma.

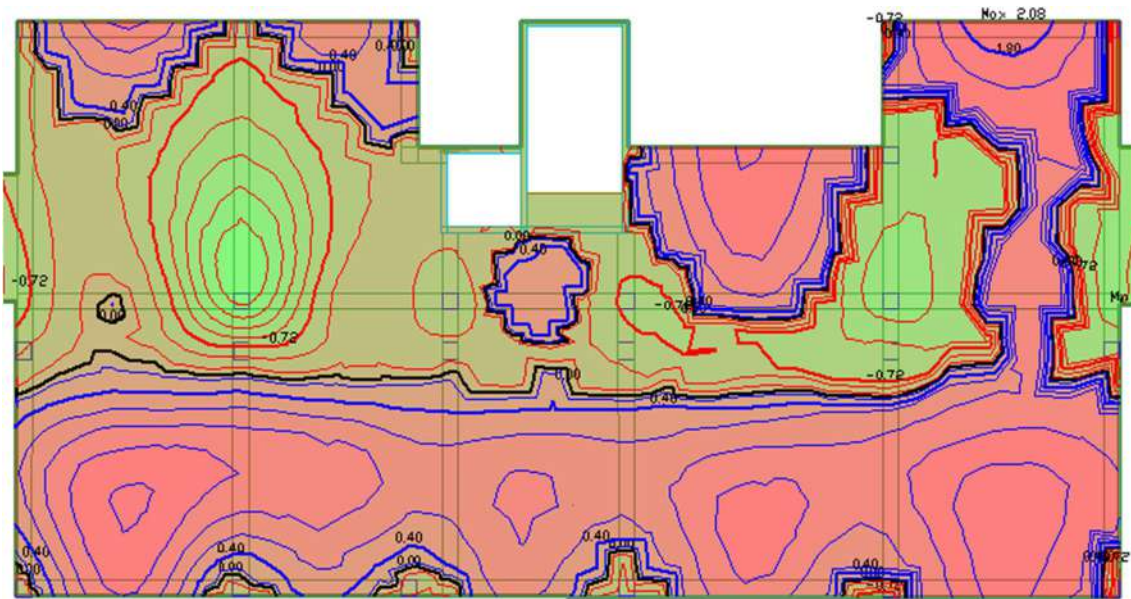


Figura 11.67 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°7. **Fuente:** Elaboración propia

A continuación, se comprueban las tensiones en el modelo, dichas tensiones son en la fibra superior e inferior, además de los momentos actuantes.

Tensión máxima de 46 kg/cm² a compresión. Es importante mencionar que este valor corresponde al estado inicial de la losa. Además, mencionar que las tensiones en la dirección vertical para el estado inicial se encuentran dentro de las admisibles.

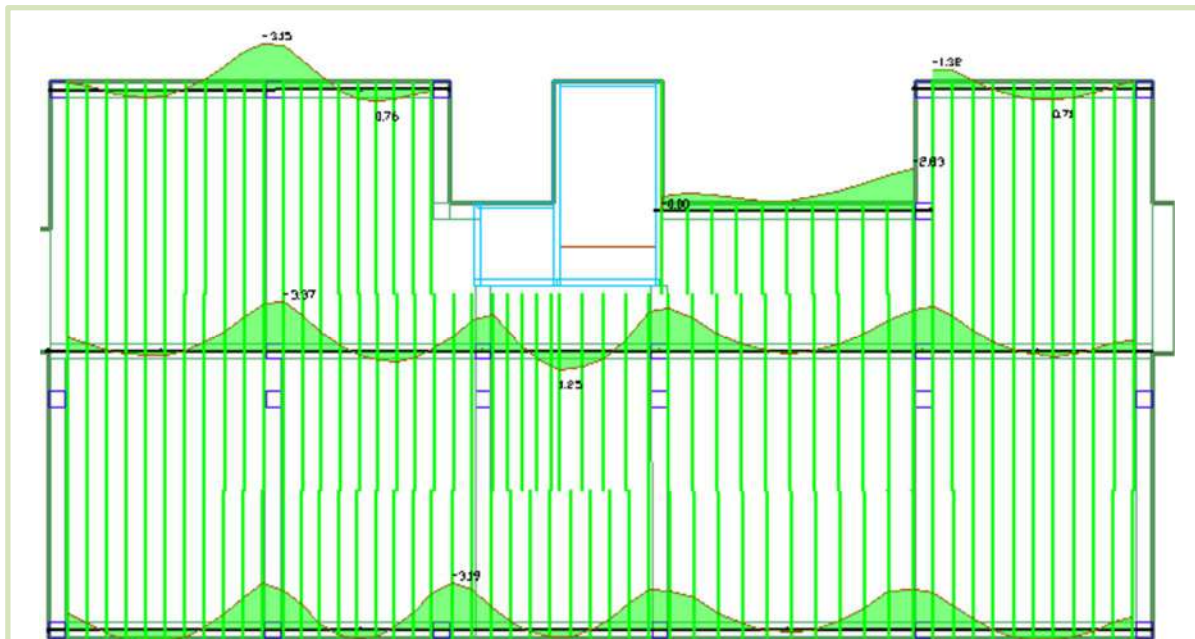


Figura 11.68– Tensiones en la fibra superior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°7. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

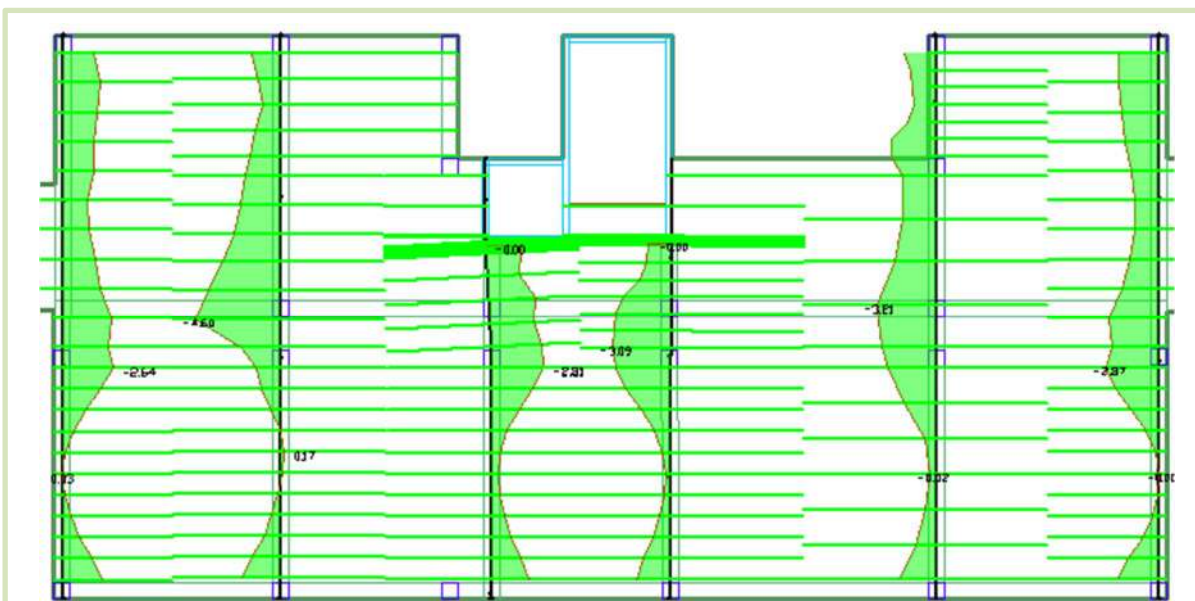


Figura 11.69 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°7. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

En esta imagen de abajo, se observa resultado de la comprobación de tensiones en la fibra inferior de la losa, también para el estado inicial. La tensión máxima a la compresión es de 79 kg/cm². Se observa además fibras que trabajan a la tracción, con un valor de 74.6kg/cm² obligando a colocar armaduras pasivas de refuerzo. En la dirección vertical las tensiones para el vano de mayor longitud presentan fibras trabajando a tracción.

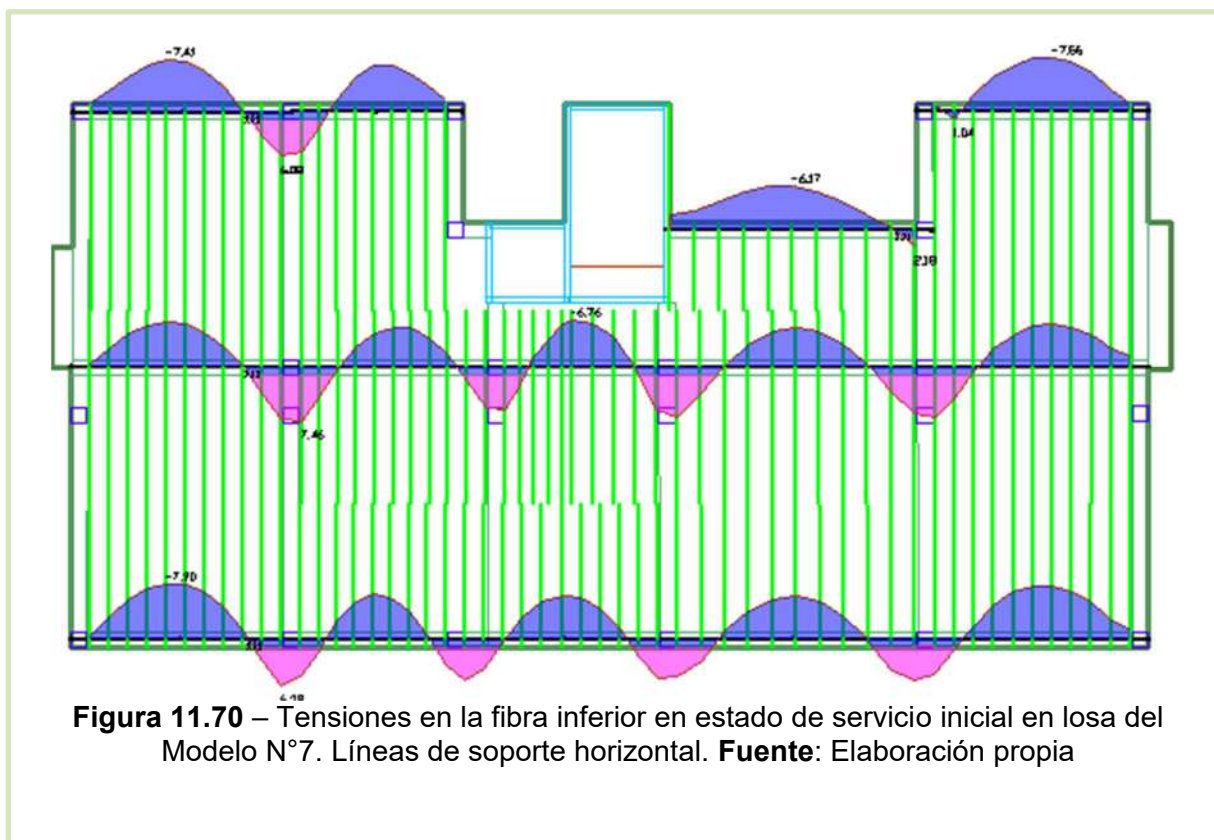


Figura 11.70 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°7. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

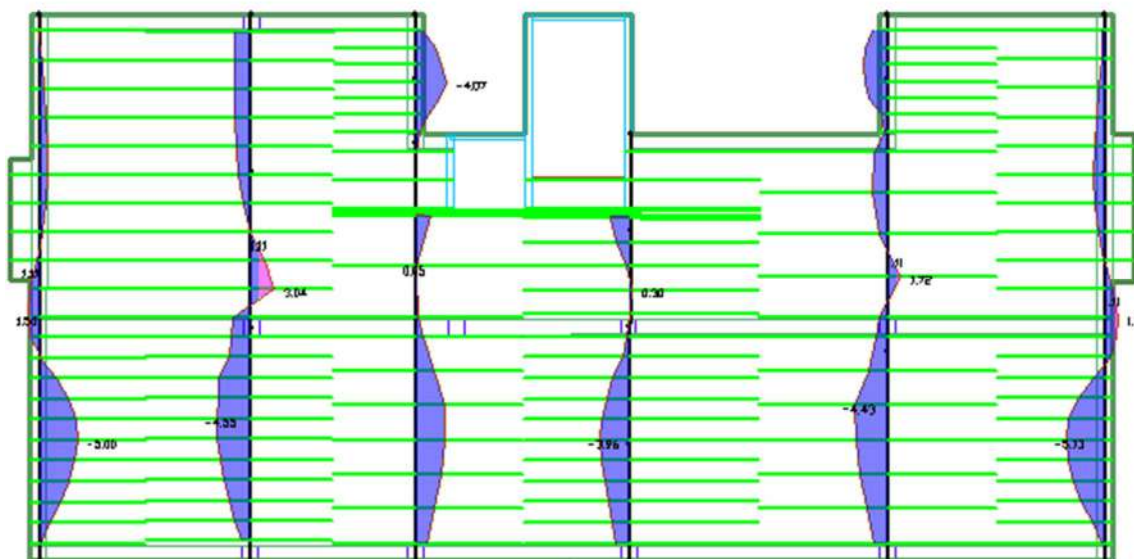


Figura 11.71 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°7. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

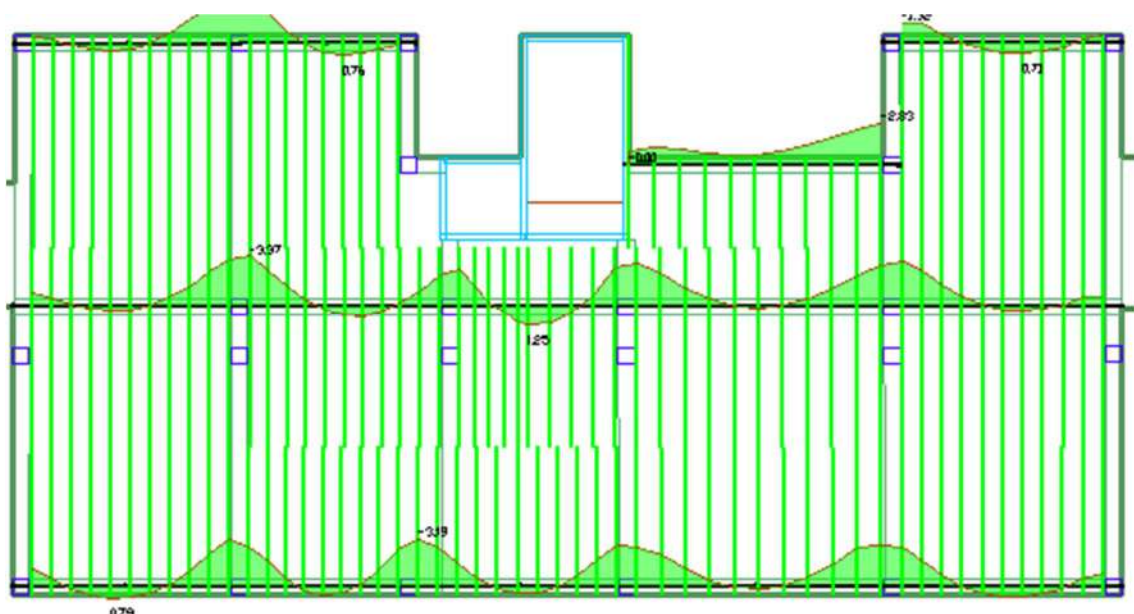
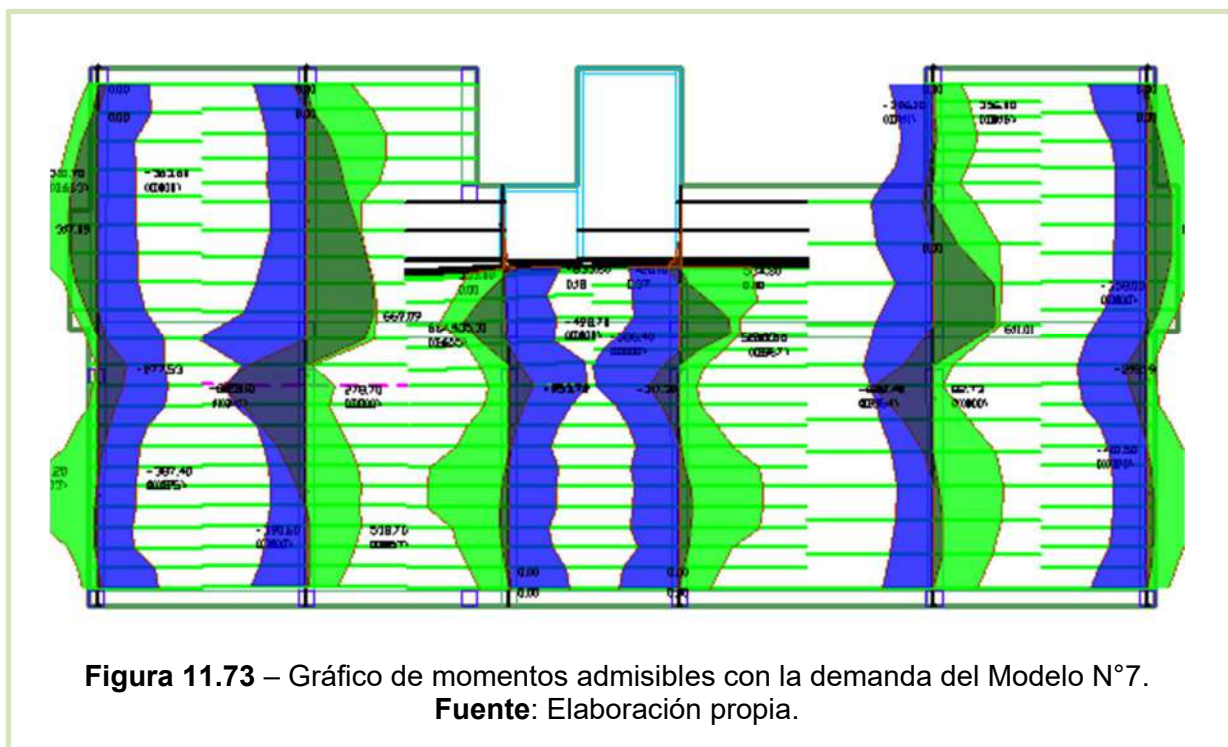


Figura 11.72 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio total en losa del Modelo N°7. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

A continuación, se muestra en la figura el momento actuante en el modelo para el estado total de cargas en ambas direcciones. En la dirección horizontal para las zonas con tendones concentrados en X los momentos se encuentran dentro del rango admisible. Mientras que, para la dirección vertical, en los vanos de mayor longitud los momentos se encuentran al límite.



11.12. Modelo N° 8 – Disposición de cabos, distribuidas en X con vigas perimetrales e internas, Espesor de losa 26 cm.

En el siguiente modelo, se disponen los cordones de postensado distribuidas en la dirección **X** en todo el vano con 3 alambres de ½ pulgada cada una, separadas 90 cm en los vanos de mayor luz.

En los siguientes resultados que muestran las figuras de abajo muestran como el desplazamiento vuelve a aumentar con la variación de tendones, es decir que la disposición de cabos de manera distribuida en una sola dirección no es más eficiente en comparación con la disposición en dos direcciones. El desplazamiento máximo para la losa es de 5.75mm en la flecha, y una contra flecha de 0.65mm en el estado de servicio total.

Relación de desplazamientos:

- ✓ Desplazamiento máximo: L/1388
- ✓ Desplazamiento diferido: L/694

Ambas se encuentran dentro de la admisible permitida por la norma L/360

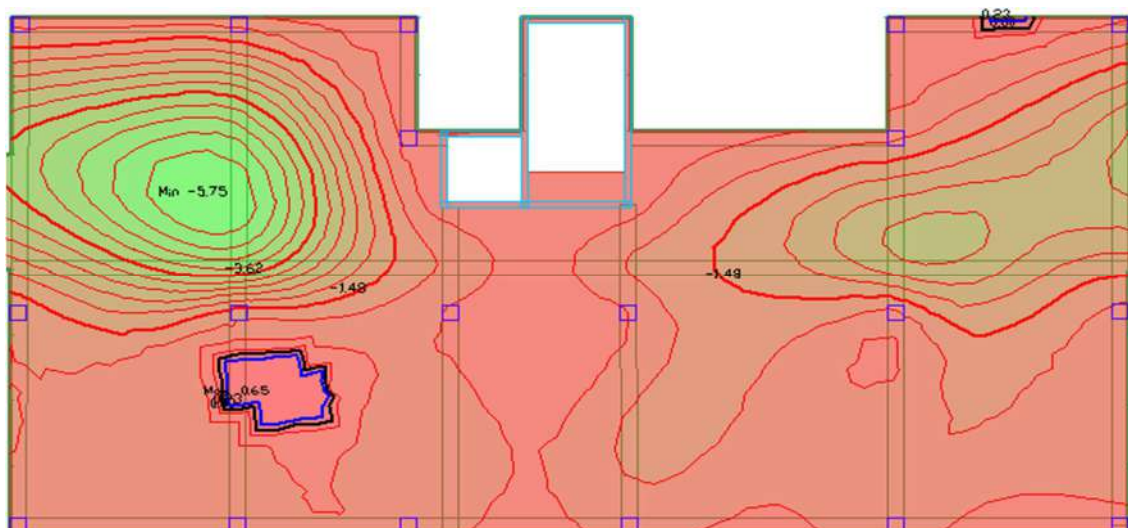


Figura 11.74 – Valores de deformaciones de la losa en el estado total de cargas en el Modelo N°8. **Fuente:** Elaboración propia

En el estado Inicial, se observa una deflexión de 2.93mm en el tramo de mayor longitud, y una contra flecha de 0.97mm.



Figura 11.75 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°8. **Fuente:** Elaboración propia

Para el grafico de tensiones, las zonas en color verde indica las zonas que satisfacen correctamente las tensiones admisibles en la fibra superior de la losa, en la dirección de las líneas de soporte horizontales, manteniéndose una tensión máxima de 31.2 kg/cm² a la compresión.

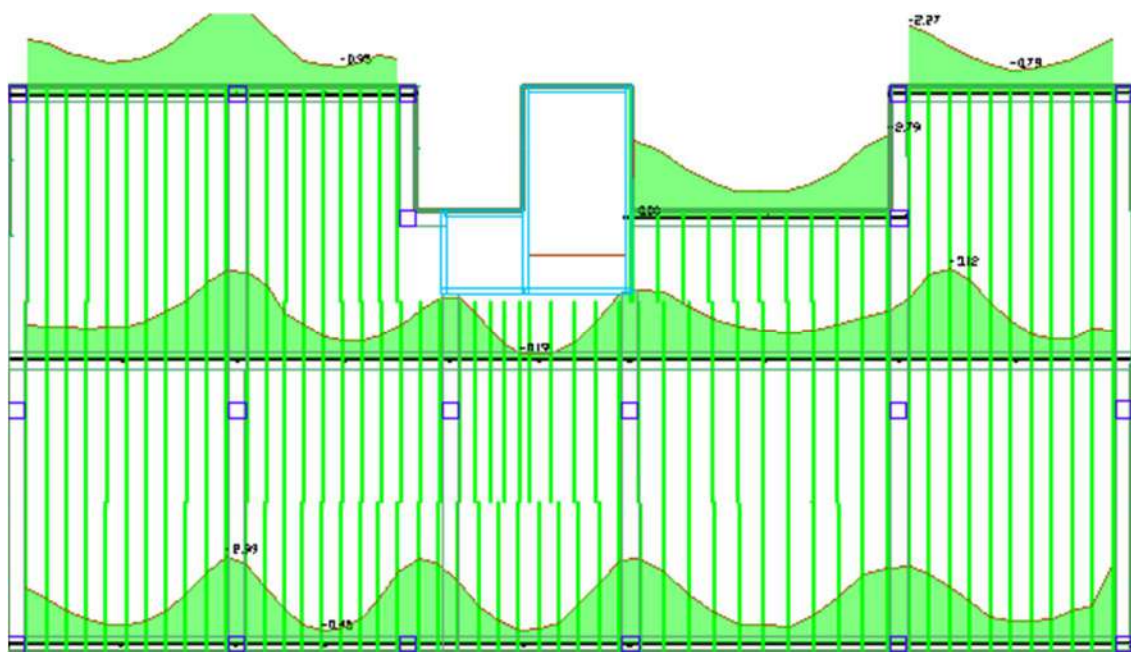


Figura 11.76 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°8. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

En la figura de abajo se puede observar que las tensiones en la fibra inferior presentan tensiones en los apoyos que no verifican las admisibles, un comportamiento muy similar al modelo de 24cm con misma disposición de los cabos, pequeñas variaciones se muestran en las fibras que trabajan a tracción, pero nada significativo que nos demuestre una gran variación.

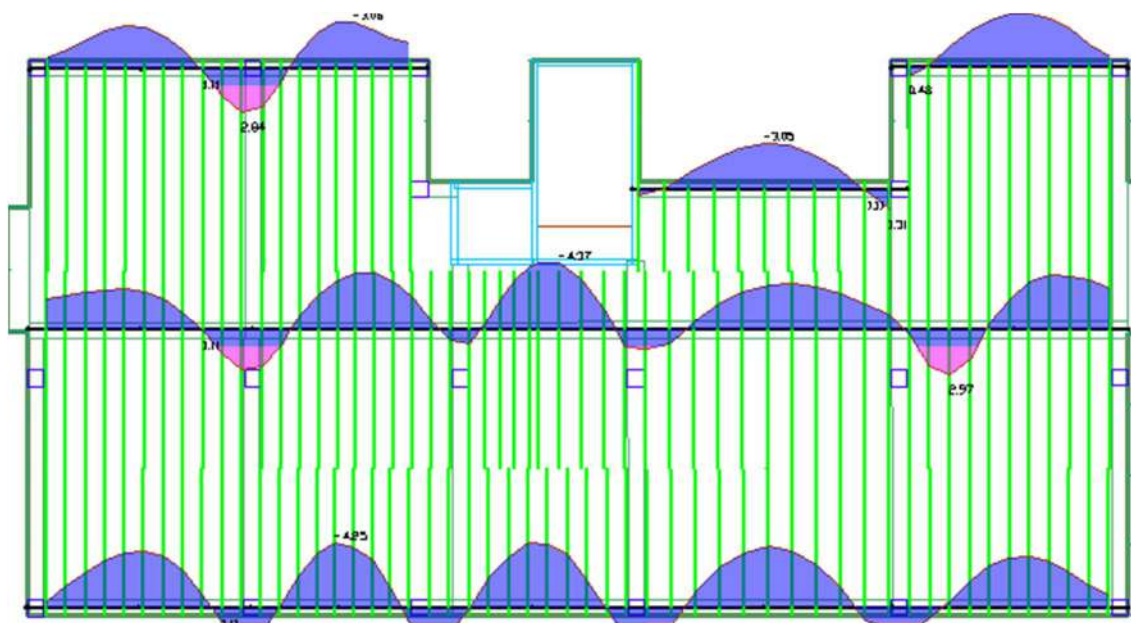


Figura 11.77 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°8. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

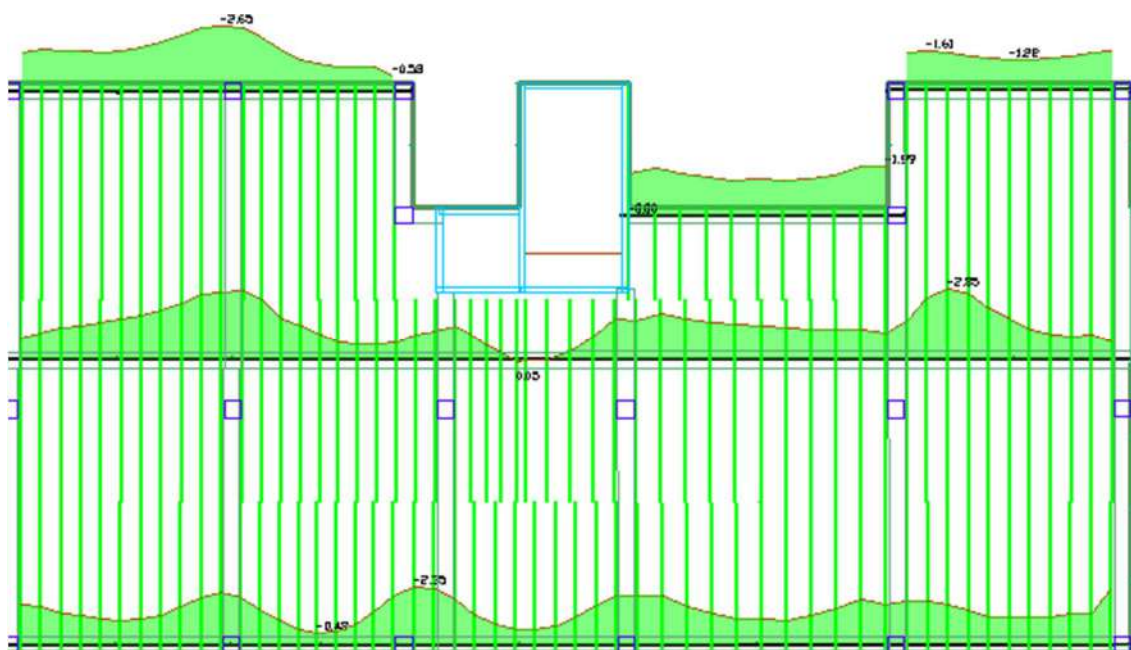


Figura 11.78 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio en losa del Modelo N°8. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia



Figura 11.79 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio en losa del Modelo N°8. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

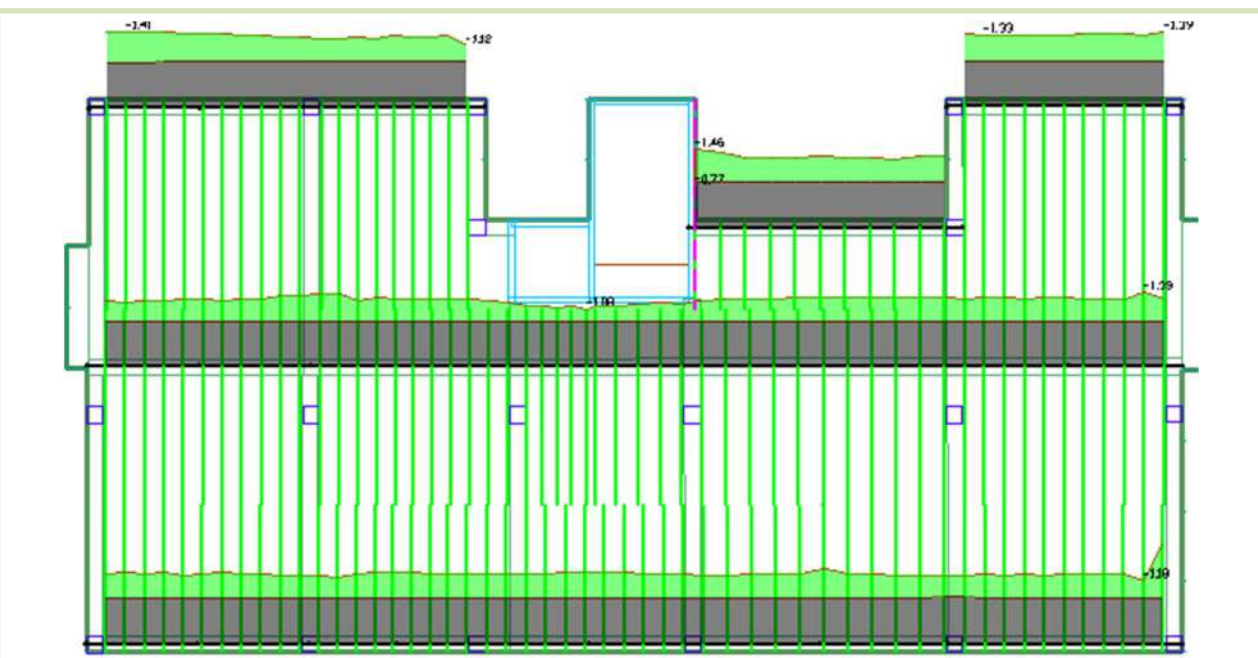


Figura 11.80 – Precompresión del Modelo N°8. Líneas de soporte horizontal. **Fuente:** Elaboración propia

11.13. Modelo N° 9 – Disposición de cabos, distribuidas en Y. Espesor de losa aumentado a 26 cm. Con vigas perimetrales e internas. Cantidad de alambres colocados 3, de ½ pulgada cada una, separadas 90 cm.

Las deformaciones máximas en el estado total de cargas, incluyendo carga muerta, viva y de postensado equivalen a 5.14 mm en la flecha, mientras que se observa una contra flecha de 2.48mm. Cumpliendo con las deformaciones permitidas por la norma L/360.

Relacion de desplazamiento:

- ✓ Deflexion instantanea: L/1616
- ✓ Defexion Diferida: L/808

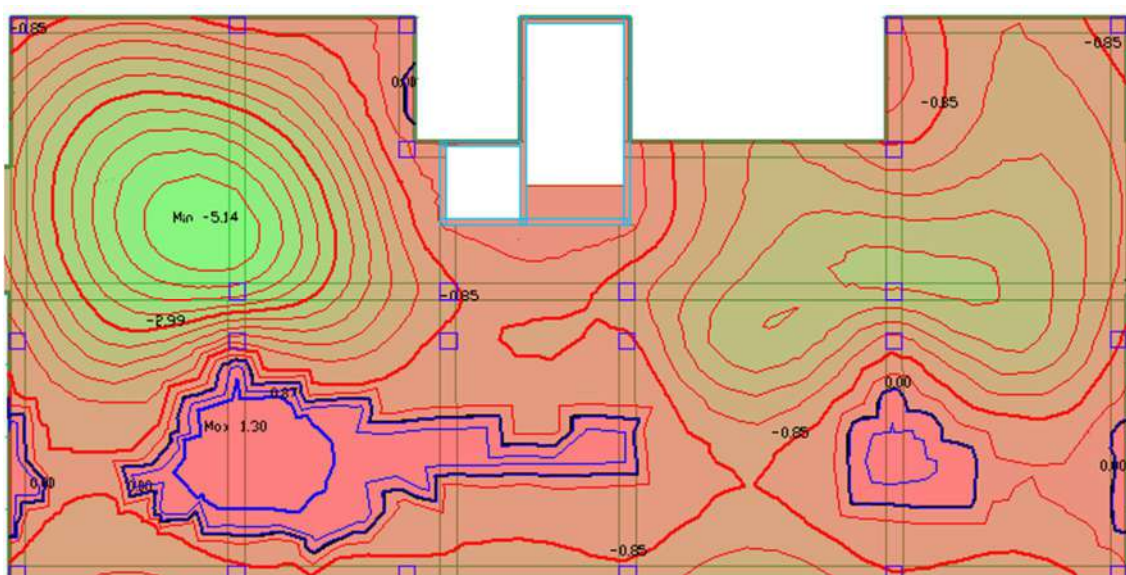


Figura 11.81 – Valores de deformaciones de la losa en el estado total de cargas en el Modelo N°9. **Fuente:** Elaboración propia

En el estado Inicial, se observa los siguientes resultados; una deflexión de 3.25 mm, y un contra flecha de 1.87mm.

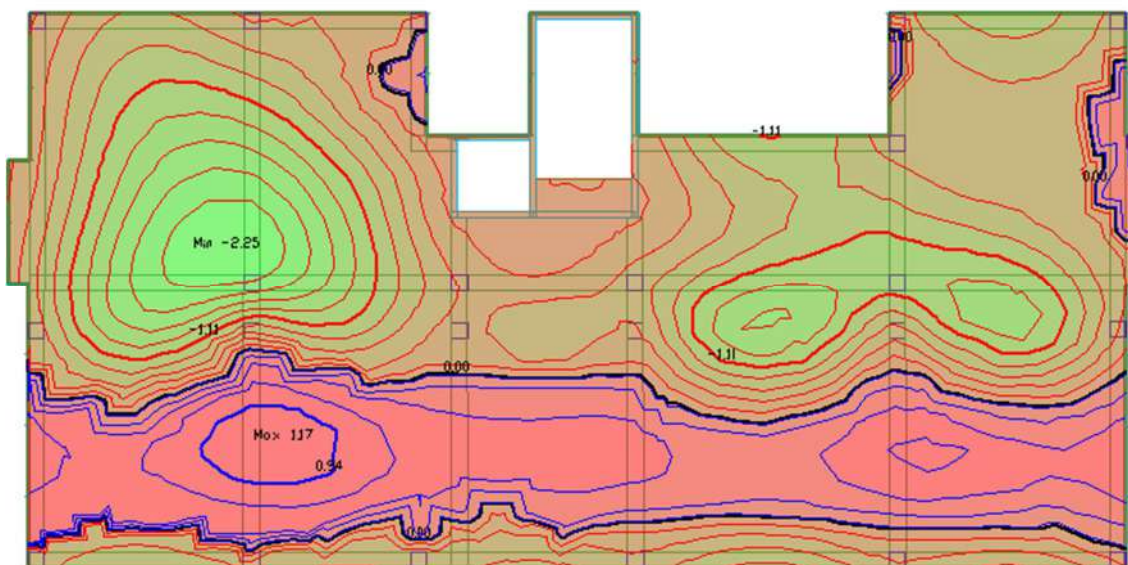


Figura 11.82 – Valores de deformaciones de la losa en el estado inicial de cargas en el Modelo N°9. **Fuente:** Elaboración propia

Para el gráfico de tensiones, satisfacen correctamente las tensiones admisibles en la fibra superior de la losa, en la dirección de las líneas de soporte verticales, notándose una tensión máxima de 43.2 kg/cm^2 correspondiente al estado inicial de la losa.

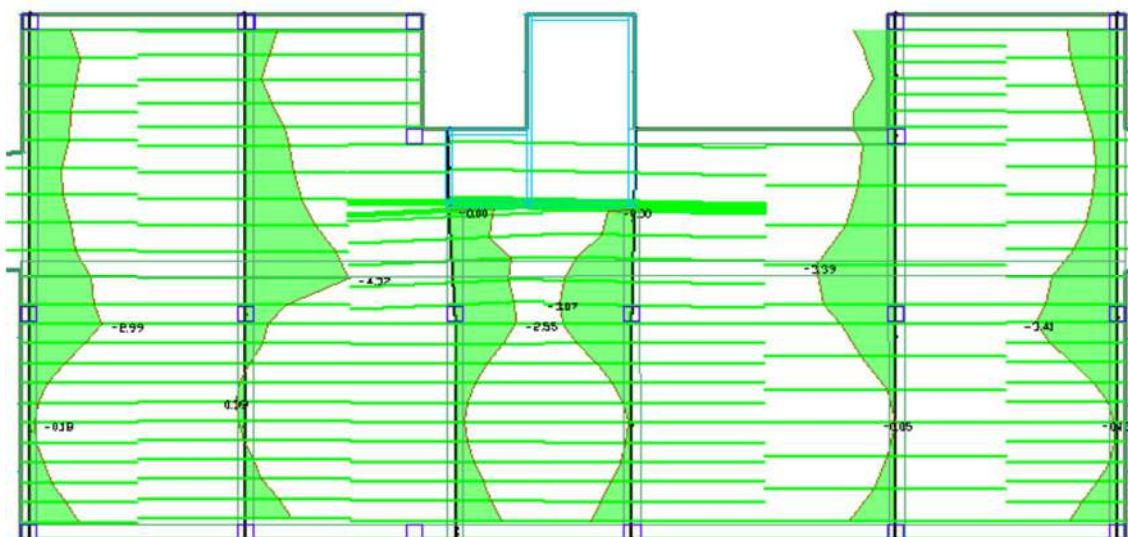
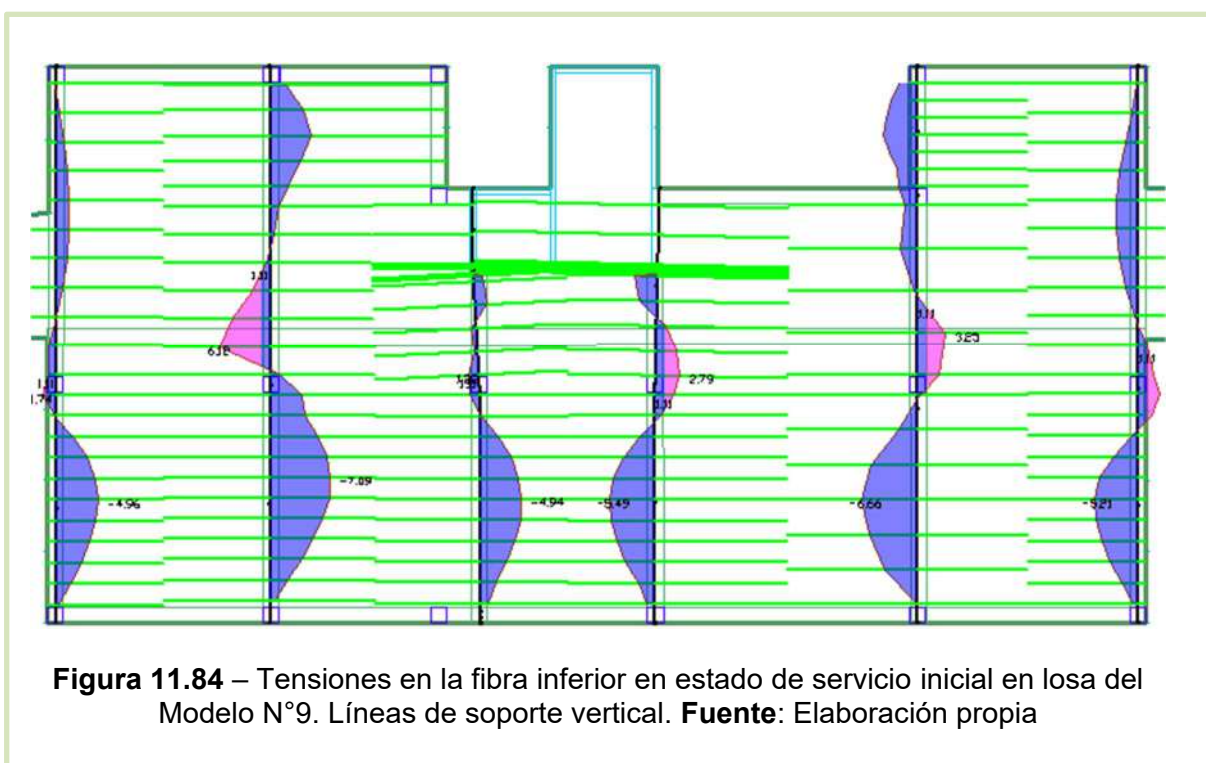


Figura 11.83 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio inicial en losa del Modelo N°9. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

Los resultados la fibra inferior, que corresponde al estado Inicial, se observan fibras que trabajen a la tracción, y que superan las admisibles, en la longitud del vano mayor, próximo a los apoyos, requiriendo en esas zonas mayores armaduras pasivas, mientras que el valor máximo a la compresión llega a 70.9 kg/cm².



La tensión máxima llega a los 56 kg/cm² en el estado de servicio, observando en la imagen que los valores obtenidos satisfacen las tensiones admisibles.

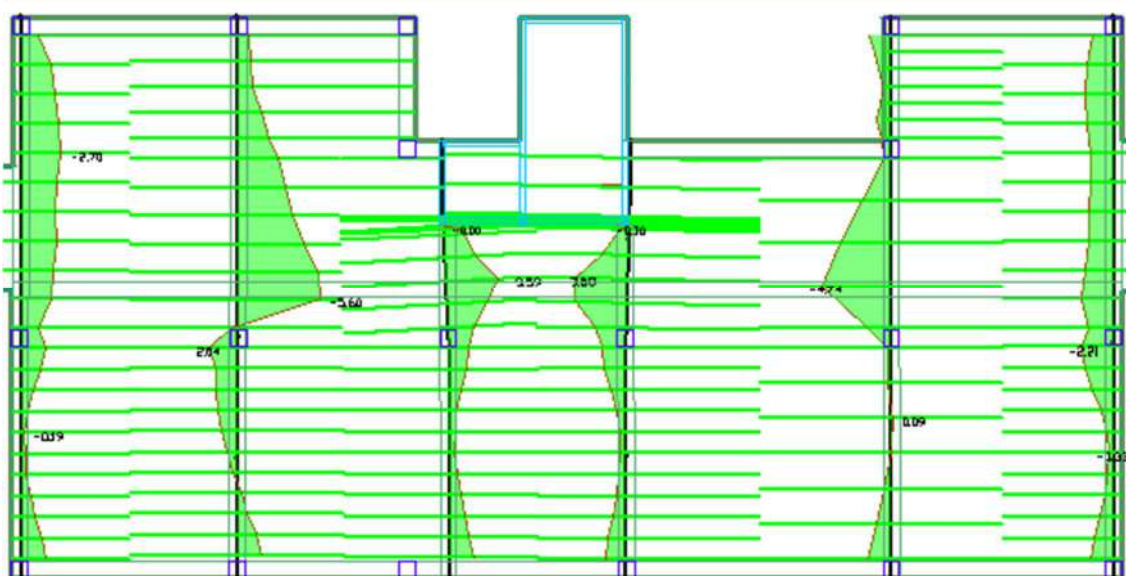


Figura 11.85 – Tensiones en la fibra superior en estado de servicio en losa del Modelo N°9. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia

En el estado total de las cargas, se observa que en el centro de los vanos mayores se tienen tensiones que no están dentro de las admisibles. Se debe colocar armaduras de refuerzo, o aumentar la cantidad de cabos en la dirección vertical para controlar este exceso de tensiones en las fibras.

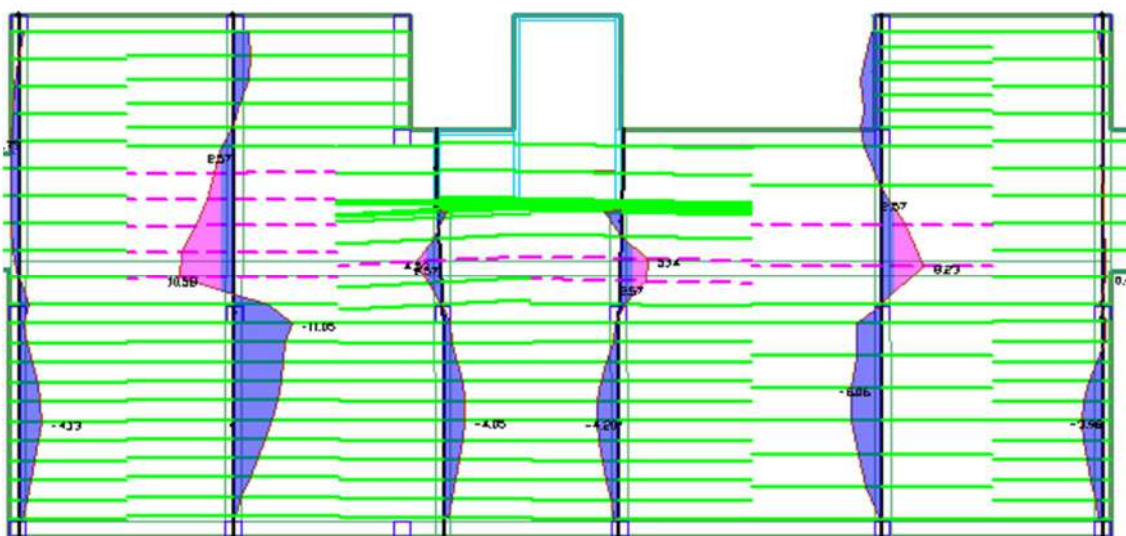
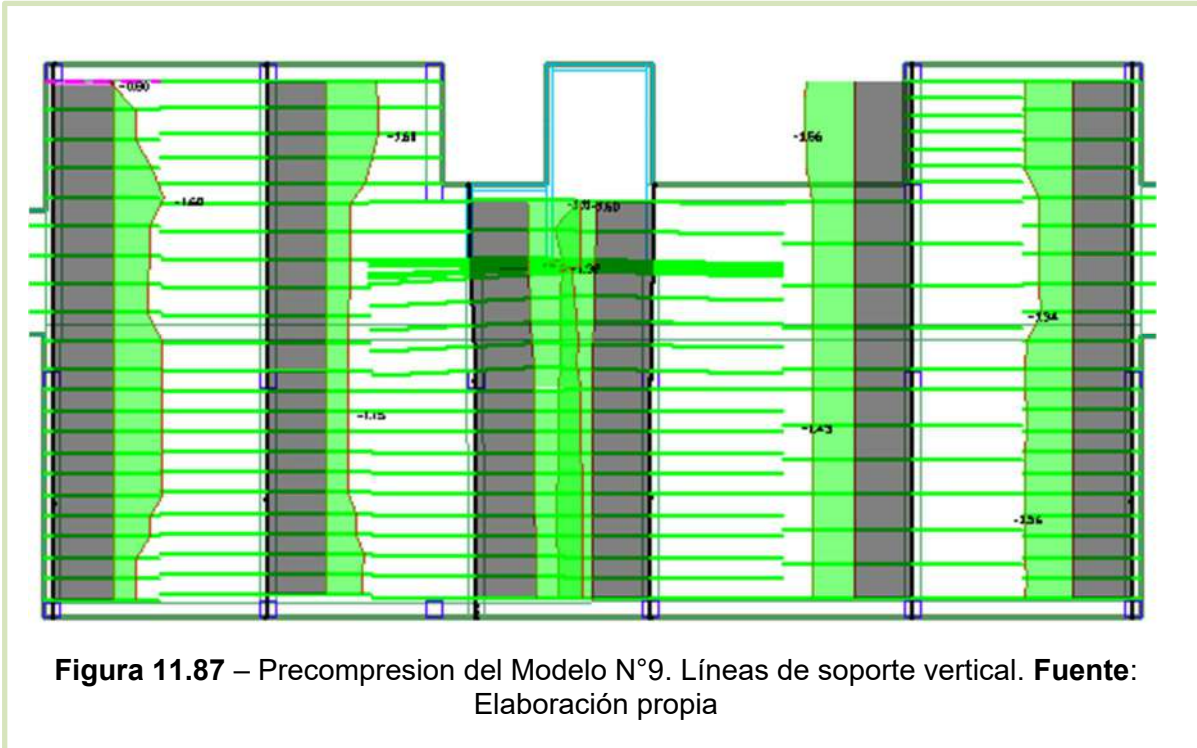


Figura 11.86 – Tensiones en la fibra inferior en estado de servicio en losa del Modelo N°9. Líneas de soporte vertical. **Fuente:** Elaboración propia



CAPITULO 12

12.1. RESUMEN DE RESULTADOS PARA LOS DISTINTOS MODELOS DE LOSA CON POSTENSADO

Primeramente, se muestran los distintos resultados de forma tabular, y luego se describe el resultado más detallado.

12.2. CONSUMO DE HORMIGON

Un parámetro muy importante para el calculista es el consumo de hormigón de la estructura, debido a que es un material de comportamiento complejo, además de que tiene gran incidencia en el costo total y también porque representa una carga importante para la propia estructura. En esta apartado se realiza la comparación del volumen de hormigón desde el Modelo N° 1 al N° 9.

Modelos	Volumen de H° de losa (m3)	Volumen de H° de vigas (m3)	Volumen Total de H° (m3)
MODELO N° 1	76.78	26.1	102.9
MODELO N° 2	76.78	26.1	102.9
MODELO N° 3	83.74	26.1	109.8
MODELO N° 4	83.74	26.1	109.8
MODELO N° 5	83.74	26.1	109.8
MODELO N° 6	83.74	26.1	109.8
MODELO N° 7	90.72	26.1	116.8
MODELO N° 8	90.72	26.1	116.8
MODELO N° 9	90.72	26.1	116.8

Tabla 12.1. – Consumo de Hormigón de los diferentes modelos. **Fuente:** Elaboración Propia

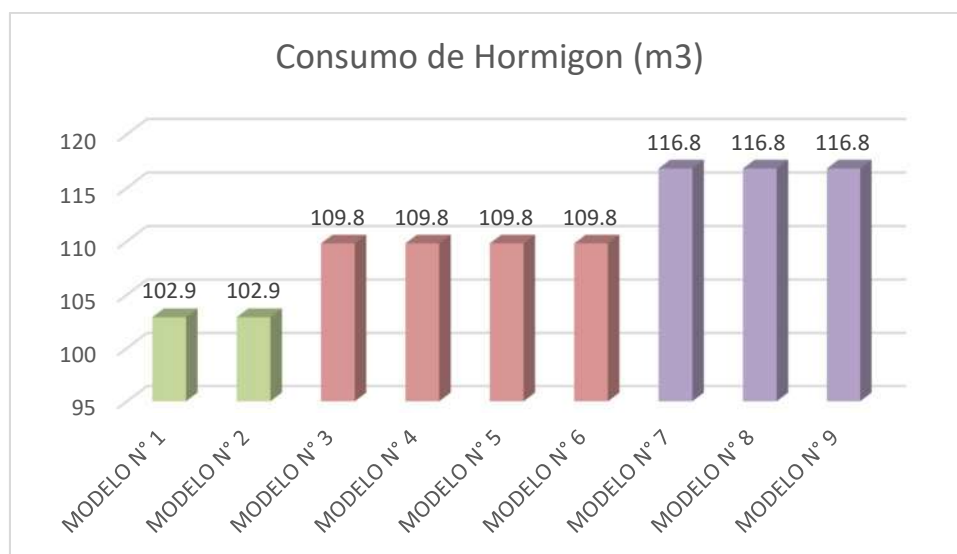


Figura 12.1 - Comparación de volumen total de hormigón para los diferentes modelos.
Fuente: Elaboración propia

El consumo de hormigón en los modelos 1 y 2 es igual, esto es debido a que estas tienen la misma configuración geométrica, la diferencia entre estos modelos fue solo la optimización de armaduras de postensado, estos modelos tienen el menor consumo de hormigón en comparación con los demás, es el que corresponde a la losa de dimensión 22cm. Sin embargo, los demás modelos tienen un mayor consumo de hormigón, lógicamente por el hecho de ser de mayores espesores.

12.3. CONSUMO DE ARMADURAS

Además del consumo de hormigón, otro parámetro no menos importante es la de las armaduras, en esta sección se hace una comparación de los valores obtenidos de las armaduras de postensado, conocidas como armaduras activas y las armaduras pasivas de varillas conformadas AP420, para todas las configuraciones de la losa postensadas analizadas.

Modelos	Longitud Total Tendones (m)	Cuantía de Cordones (kg/m3)	Cuantía de Cordones (kg/m2)
MODELO N° 1	2009	14.9	4.4
MODELO N° 2	1208	8.6	2.65
MODELO N° 3	2009	14.2	4.4
MODELO N° 4	1283	9.1	2.8
MODELO N° 5	1126	8	2.5
MODELO N° 6	1208	8.6	2.65
MODELO N° 7	2009	14.9	4.4
MODELO N° 8	1126	8	2.5
MODELO N° 9	1208	8	2.5

Tabla 12.2. – Consumo de Armaduras. **Fuente:** Elaboración Propia

Al tener distintas cantidades de volumen de hormigón en cada modelo, la comparación de las cuantías de armaduras por m³ no sería representativa. Para hacer comparable los resultados obtenidos entre las distintas configuraciones se representó la cuantía por m² de losa, el cual es un valor constante de 348.92m².

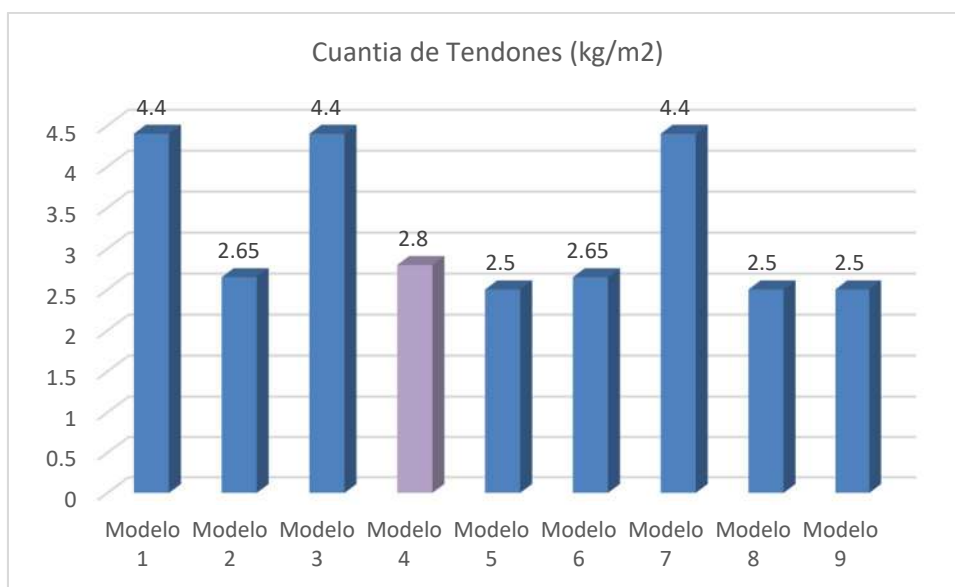


Figura 12.2 - Comparación de cuantía de armaduras activas para los diferentes modelos. **Fuente:** Elaboración propia

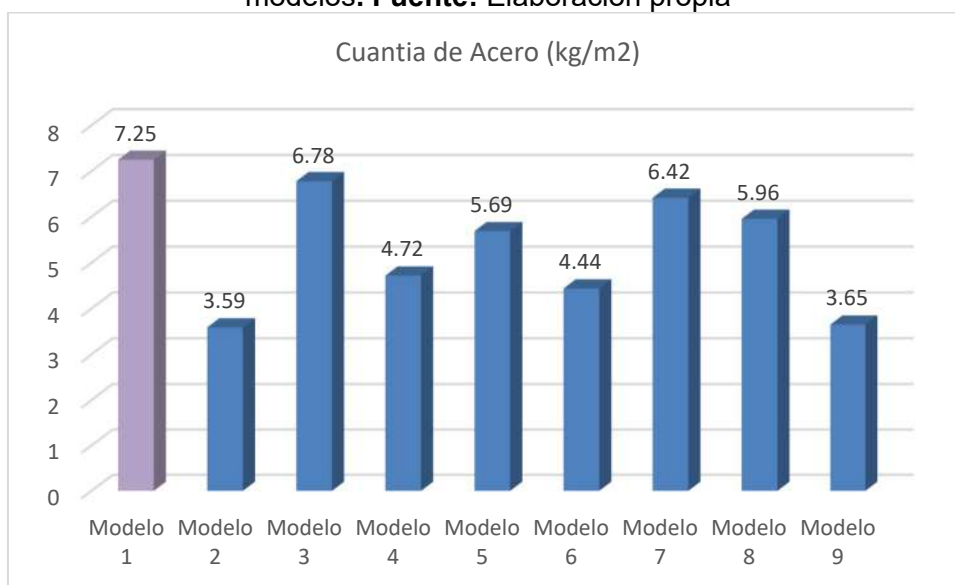


Figura 12.3 - Comparación de cuantía de armaduras pasivas para los diferentes modelos. **Fuente:** Elaboración propia

Analizando las cuantías de los distintos modelos, se puede ver que las armaduras activas en los modelos de disposición de tendones bidireccional tienen mayor consumo, mientras que los demás distribuidos en una sola dirección no se encuentran en valor muy alejadas unas de otras.

Sin embargo, puede verse que las armaduras pasivas son mayores en el modelo de disposición de tendones en los dos sentidos para el modelo de 220mm, es un importante resultado a denotar, para considerar en el proceso de construcción de este tipo de estructuras para ahorrar en el consumo de estas armaduras.

En las siguientes tablas se verán los resultados de las deformaciones, tensiones, así como la precompresión en los diferentes modelos analizados, posteriormente, en el siguiente apartado se realizarán las comparaciones con las gráficas de barras para una mejor apreciación de los resultados.

12.4. Deformaciones máximas

Modelos	Deflexión – Estado Inicial (mm)	Deflexión – Estado Total (mm)	Contra flecha – Estado Inicial (mm)	Contra flecha – Estado Total (mm)	Máxima Relación de Desplazamiento
MODELO N° 1	2.22	5.52	1.94	1.25	L/1708
MODELO N° 2	2.56	5.87	1.08	1.32	L/1669
MODELO N° 3	2.2	5.12	2.1	1.61	L/1616
MODELO N° 4	2.34	5.19	1.1	1.19	L/1388
MODELO N° 5	3.1	6.24	1.55	1.96	L/1388

MODELO N° 6	2.35	4.76	3.39	3.17	L/1457
MODELO N° 7	2.11	4.9	2.14	1.92	L/1429
MODELO N° 8	2.93	5.75	0.97	0.65	L/1582
MODELO N° 9	2.25	5.14	1.17	1.3	L/1576

Tabla 12.3. – Deformaciones en los diferentes modelos. **Fuente:** Elaboración Propia

12.5. Tensiones Máximas

A continuación, se detallan de manera tabular los valores de tensiones máximas en las fibras de la losa, para el estado Inicial y de servicio Total.

Estado Inicial de Cargas

Número de Modelo	Tensión de Compresión en la fibra superior (kg/cm²)	Tensión de Tracción en la fibra superior (kg/cm²)	Tensión de Compresión en la fibra inferior (kg/cm²)	Tensión de Tracción en la fibra inferior (kg/cm²)
1	-41.6	13.1	-85.4	82.1
2	-44.9	0	-76.1	68
3	-46.3	14.7	-83.4	82.4
4	-35.8	6.9	-54.6	60
5	-32.4	7.7	-48.7	37.5
6	-86.5	39.7	-187.2	132.7
7	-46	14.5	-79	74.6
8	-31.2	7.2	-43.7	29.7
9	-43.2	3.9	-70.9	61.2

Tabla 12.4. – Tensiones en los diferentes modelos. Estado inicial de cargas.

Fuente: Elaboración Propia

Estado Servicio Total de Cargas

Número de Modelo	Tensión de Compresión en la fibra superior (kg/cm2)	Tensión de Tracción en la fibra superior (kg/cm2)	Tensión de Compresión en la fibra inferior (kg/cm2)	Tensión de Tracción en la fibra inferior (kg/cm2)
1	-57.8	19.1	-129	118.2
2	-61.3	18.2	-122.7	128.8
3	-60.1	16.5	-111.2	121.8
4	-52.7	27.6	-124.2	119
5	-30	18.6	-56.4	63.1
6	-66.8	36.3	-167.2	130
7	-59.6	15.8	-99.8	115.5
8	-28.5	17.7	-50.8	30.3
9	-56	20.4	-110.5	105.8

Tabla 12.5. – Tensiones en los diferentes modelos. Estado total de cargas.

Fuente: Elaboración Propia

12.6. Precompresión en los modelos estudiados

Número de Modelo	Precompresión (kg/cm²)	Precompresión mínima Admisible (kg/cm²)	Precompresión máxima Admisible (kg/cm²)
1	-17.8	-9	-35
2	-19.1	-9	-35
3	-12	-9	-35
4	-17.9	-9	-35
5	-19.2	-9	-35
6	-17.9	-9	-35
7	-18.8	-9	-35
8	-14.6	-9	-35
9	-16	-9	-35

Tabla 12.6. – Valores máximos de precompresion en los diferentes modelos.

Fuente: Elaboración Propia

12.7. COMPARACION DE RESULTADOS

Para comprender mejor el estudio de todos los cálculos de los modelos, se analizan los resultados, realizando comparaciones de cada uno de ellos, teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- ✓ INFLUENCIA DE LA DISPOSICION DE TENDONES
- ✓ INFLUENCIA DE AUMENTO DE ESPESOR DE LA LOSA
- ✓ INFLUENCIA DEL LA CANTIDAD DE CORDONES
- ✓ INFLUENCIA EN LAS CARGAS TRANSMITIDAS A LOS PILARES
- ✓ INFLUENCIA DE LOS MATERIALES EN EL COSTO TOTAL

12.7.1. INFLUENCIA DE LA DISPOSICION DE TENDONES

Los modelos del N° 7 al N°9, tienen el mismo encofrado, se analizaron además con el mismo espesor de losa, con un sistema de vigas perimetrales y vigas internas, los tendones en el modelo N° 7 están distribuidos en la dirección vertical y concentradas o agrupadas en la dirección horizontal, formando así una disposición de tendones bidireccional, luego en el modelo N° 8 los tendones están distribuidos en la dirección horizontal y en el modelo N° 9 están distribuidos en la dirección vertical.

- En la figura de abajo se muestra la influencia de la disposición de tendones en las deformaciones para los modelos del 7 al 9.

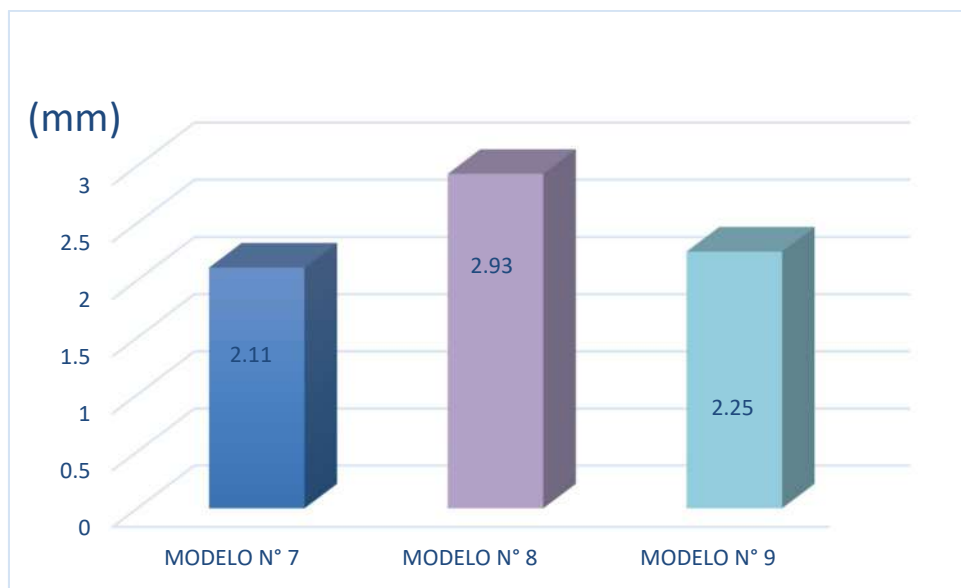


Figura 12.4 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las flechas máximas, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

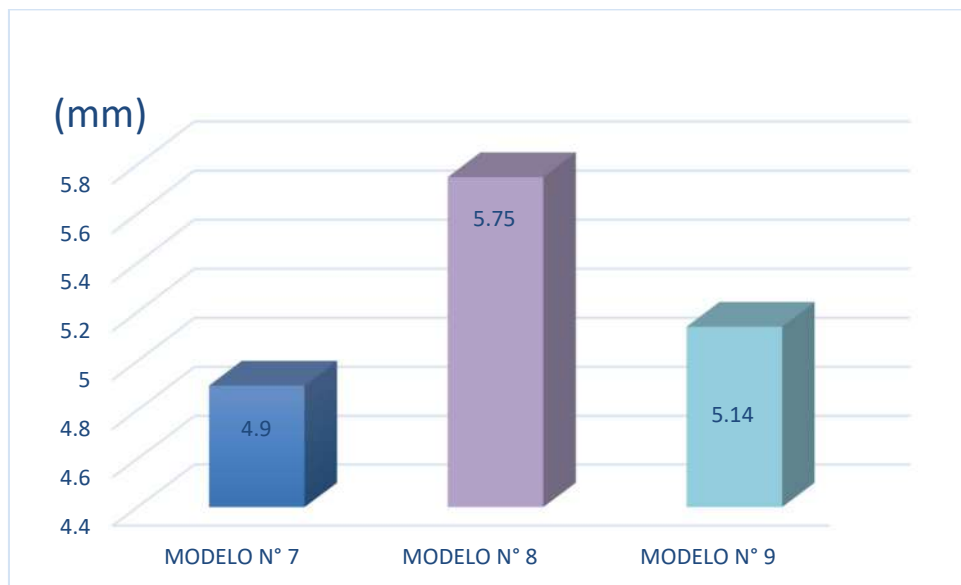


Figura 12.5 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las flechas máximas, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

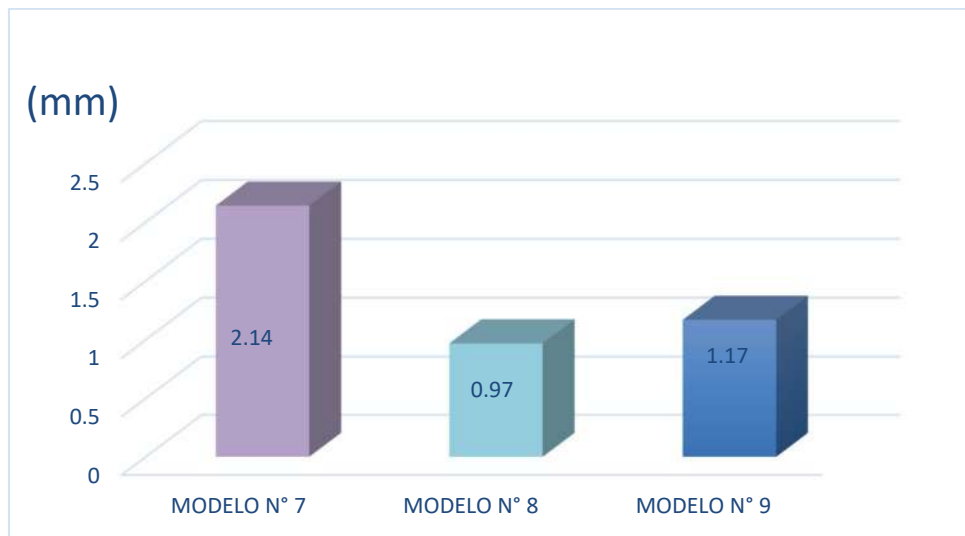


Figura 12.6 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las contra flechas máximas, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

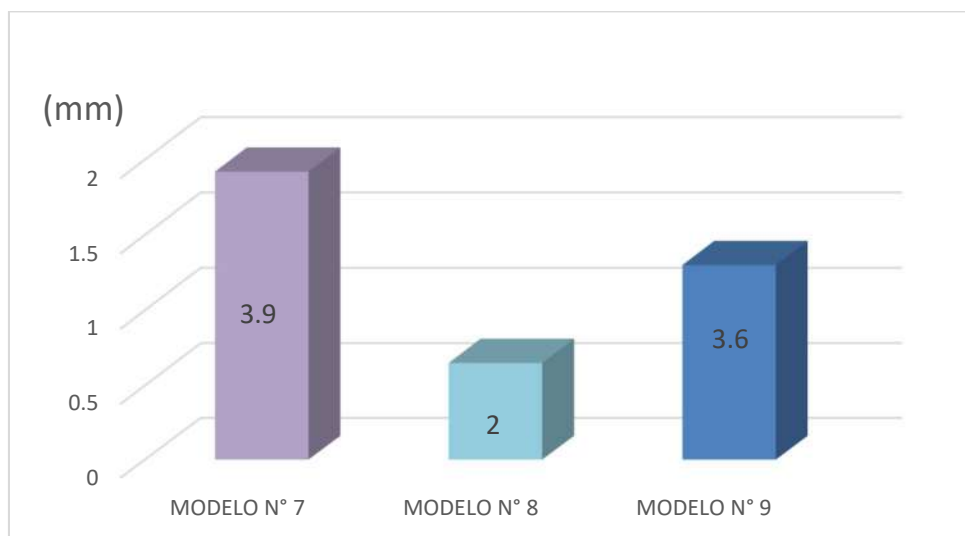


Figura 12.7 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las contra flechas máximas, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

Al comparar los resultados numéricamente con la gráfica de barras, se puede ver que las mayores deformaciones máximas se dan en el Modelo N° 8, en el estado de servicio total, al igual que para el estado inicial, correspondiente al modelo con distribución de tendones en la dirección horizontal.

Mientras que para el Modelo N° 7 se tiene un desplazamiento menor que los demás modelos, esto se debe a que en el Modelo N° 7 se tienen tendones en ambas direcciones, llegando a la conclusión de que la disposición de tendones en dos direcciones presenta mejor comportamiento en el desplazamiento.

No se recomienda la disminución de cordones para este tipo de estructuras, el refuerzo de armaduras compensa las tensiones admisibles, sin embargo, puede tener efectos en las deformaciones a lo largo de la vida útil de la estructura.

Se debe tener en cuenta para todos los casos la carga real a la que estará sometida la losa, si es mayor las deflexiones serán mayores, y si es menor a las calculadas las contra flechas no serán compensadas y se pueden mantener a lo largo de la vida útil de la estructura, esto representa desventaja para los diseños con mayor cantidad de cordones, y para edificios donde se prevén grandes cargas.

En conclusión: los cordones distribuidos en dos direcciones presentan mejor comportamiento en la flecha, no bien así para la contra flecha, que aumenta conforme se coloquen en dos direcciones los cordones.

- En la figura de abajo se muestra la influencia de la disposición de tendones en las tensiones en el estado inicial de cargas.

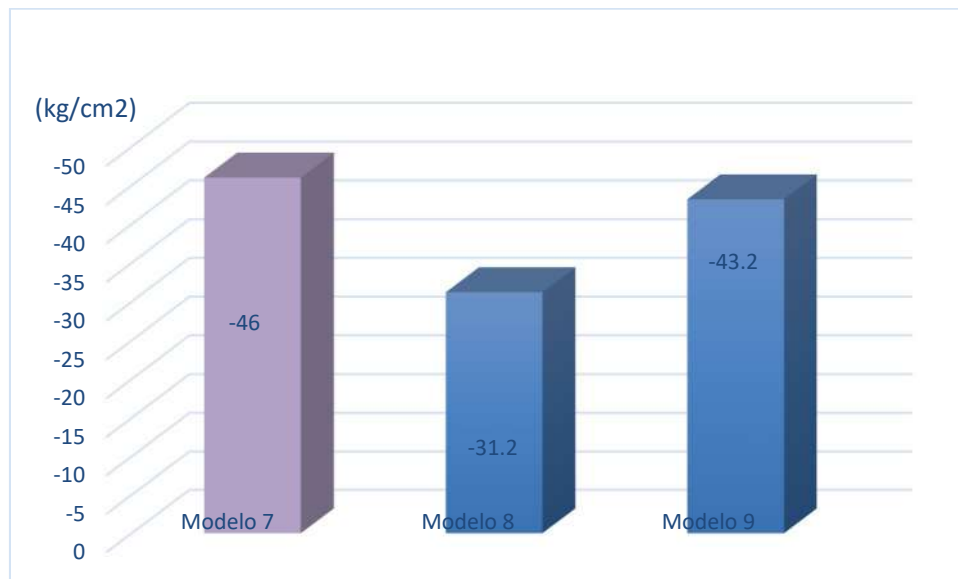


Figura 12.8 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las tensiones máximas a la compresión en la fibra superior, estado inicial de cargas.

Fuente: Elaboración propia

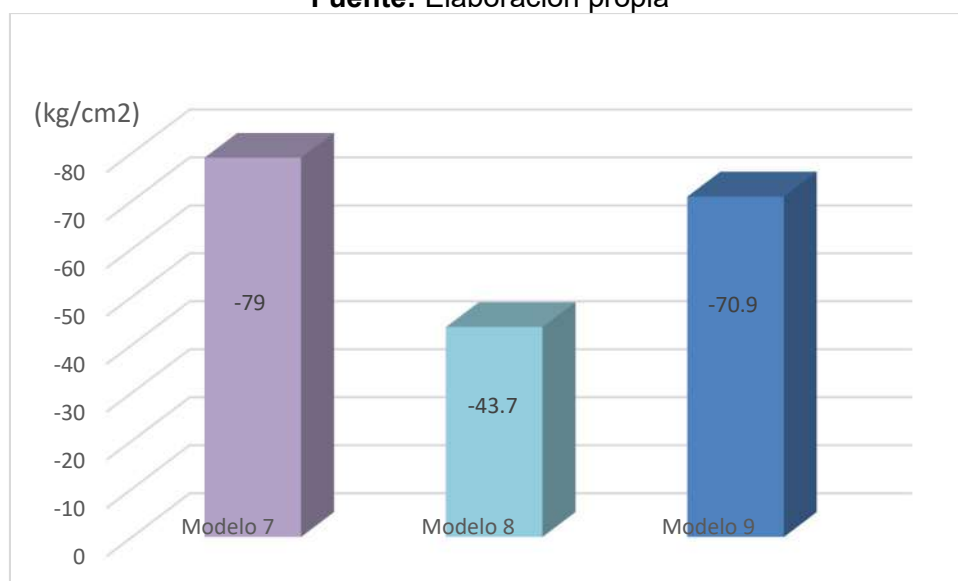


Figura 12.9 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las tensiones máximas a la compresión en la fibra inferior, estado inicial de cargas.

Fuente: Elaboración propia

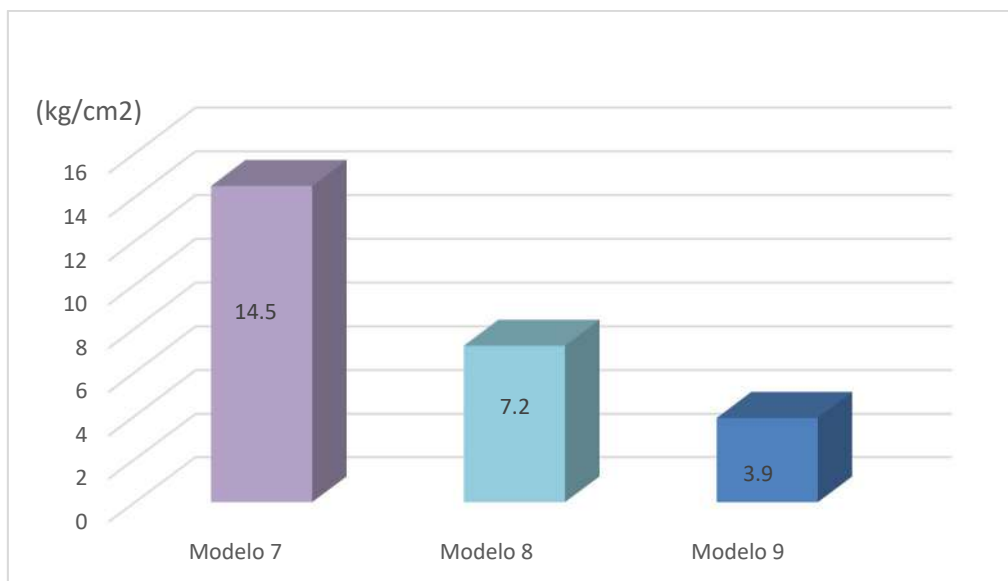


Figura 12.10 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las tensiones máximas a la tracción en la fibra superior, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

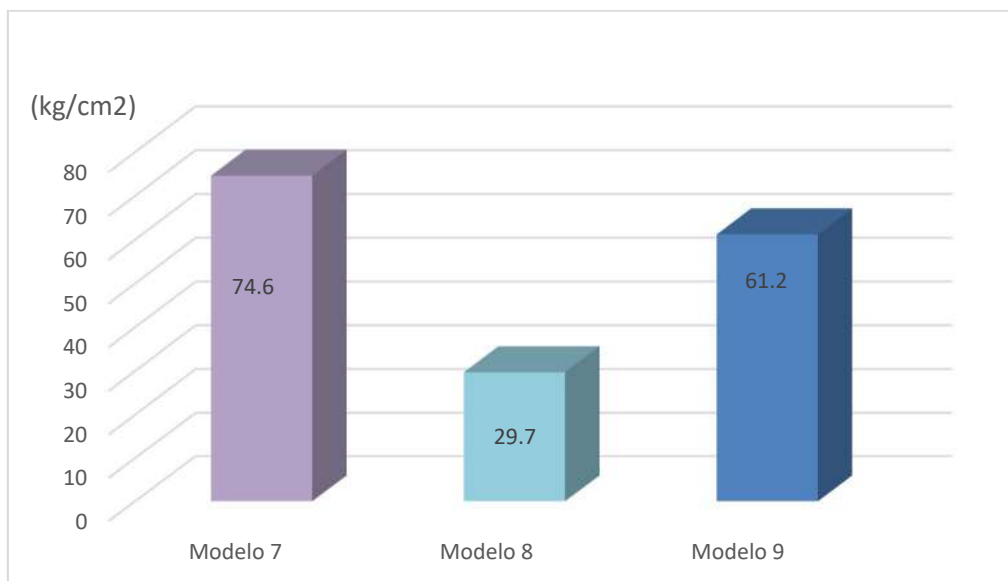


Figura 12.11 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las tensiones máximas a la tracción en la fibra inferior, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

Observando los resultados en las gráficas estadísticas para las tensiones en los modelos, se puede notar que el modelo N° 7 presenta mayor tensión de compresión en la fibra superior que en los demás modelos, además se tiene mayor tensión de tracción también en la fibra superior. También, para las tensiones de compresión y tracción, en la fibra inferior el Modelo N° 7 es el que presenta valores mayores.

En conclusión: el modelo N° 7, es el que presenta mayores tensiones frente a la disposición de tendones en las dos direcciones.

- En la figura de abajo se muestra la influencia de la disposición de tendones en las tensiones en el estado total de cargas.

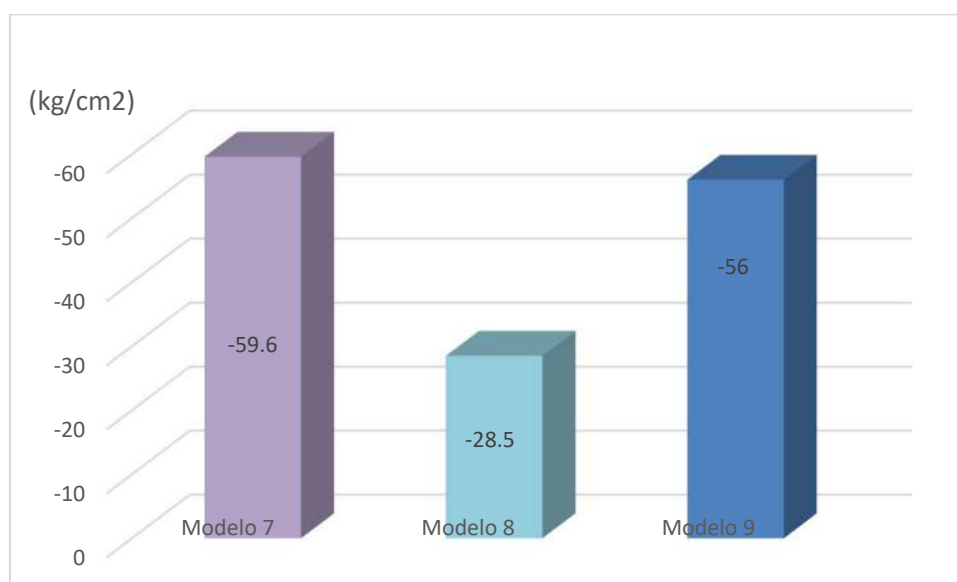


Figura 12.12 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las tensiones máximas a la compresión en la fibra superior, estado total de cargas.

Fuente: Elaboración propia

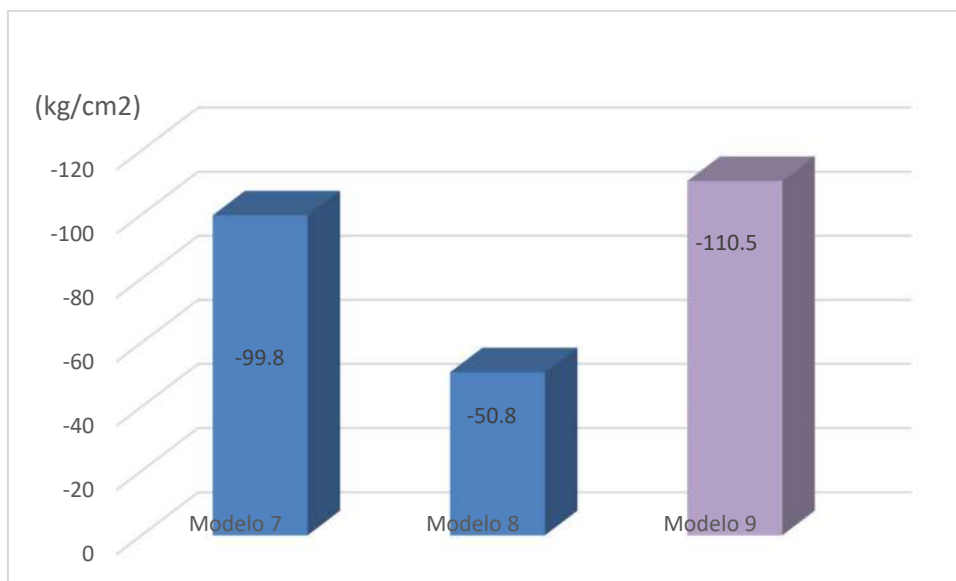


Figura 12.13 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las tensiones máximas a la compresión en la fibra inferior, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

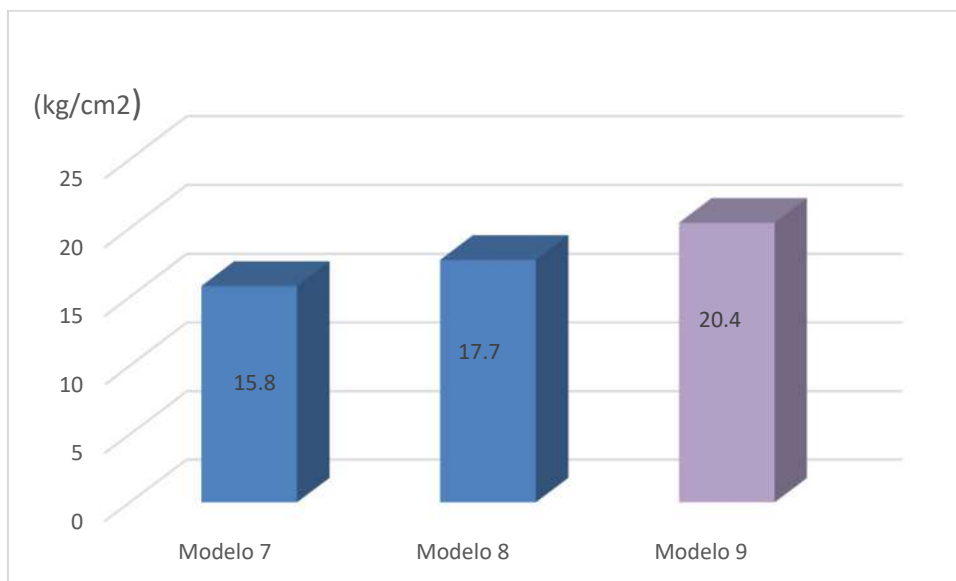


Figura 12.14 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las tensiones máximas a la tracción en la fibra superior, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

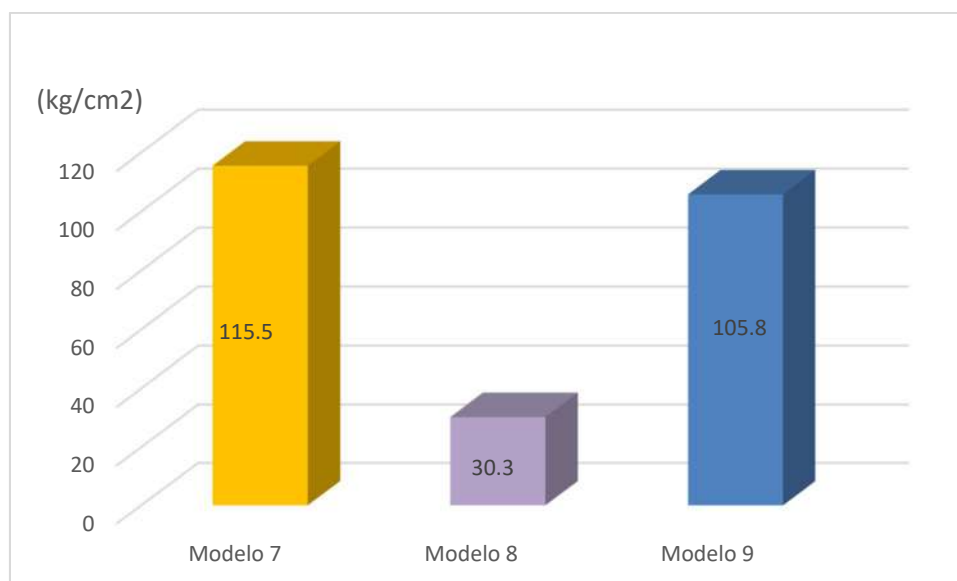


Figura 12.15 - Comparación de Influencia de la disposición de tendones en las tensiones máximas a la tracción en la fibra inferior, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

Mirando los datos de arriba, se puede apreciar que valores mayores de tensión a la compresión en la fibra superior para el estado total de cargas se tiene en el Modelo N° 7, al igual que en la fibra inferior a tracción en el estado total este modelo se muestra con las tensiones más grandes. Sin embargo, el modelo N° 9, presenta mayores tensiones de compresión en la fibra inferior y mayores tensiones de tracción en la fibra superior.

El modelo N° 8, presenta el menor valor de entre todos los modelos en cuando a las tensiones de compresión para el estado total de cargas, recordando que este modelo cuenta con la disposición de tendones distribuidas en la dirección horizontal.

12.7.2. INFLUENCIA DE AUMENTO DE ESPESOR DE LOSA

Los modelos N° 1, N° 3, y N° 7, tienen el mismo encofrado, pero se analizaron con distinto espesor de losa, de 220mm, 240mm y 260mm respectivamente, con un sistema de vigas perimetrales y vigas internas, los tendones en los tres modelos están distribuidos en la dirección vertical y concentradas o agrupadas en la dirección horizontal, formando así una disposición de tendones bidireccional, a continuación, se verá la influencia del aumento de espesor de la losa en cada modelo.

- En la figura de abajo se muestra la influencia de la variación de espesor de las losas en las deformaciones para los modelos 1, 3 y 7.

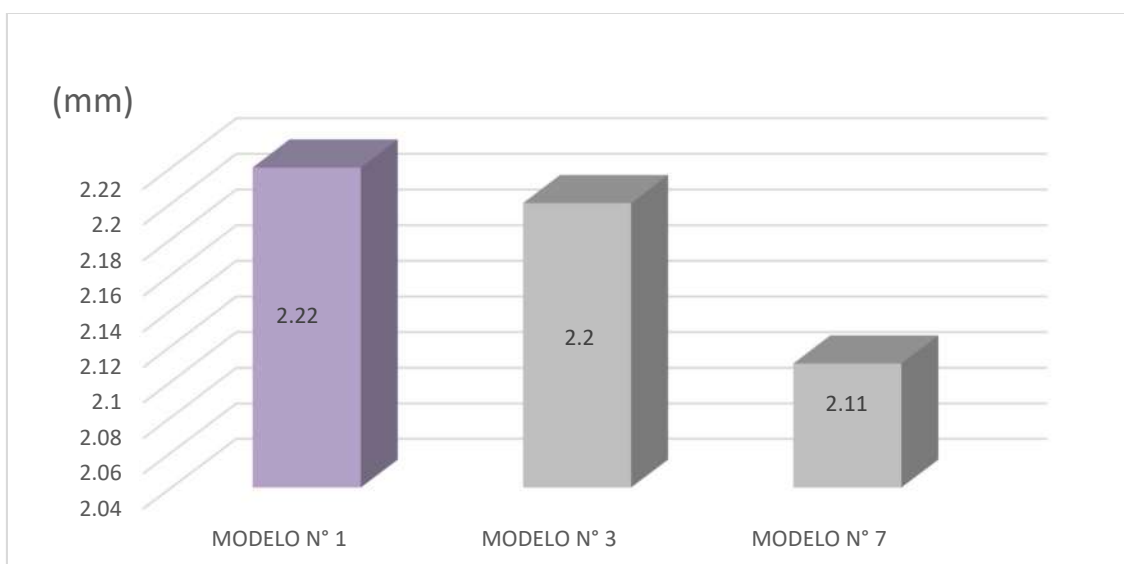


Figura 12.16 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en los desplazamientos, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

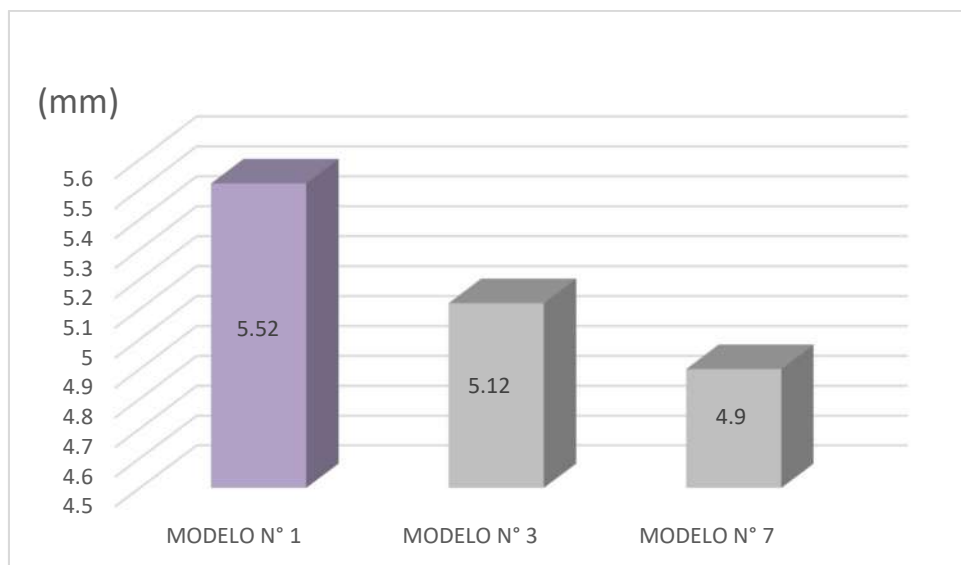


Figura 12.17 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en los desplazamientos, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

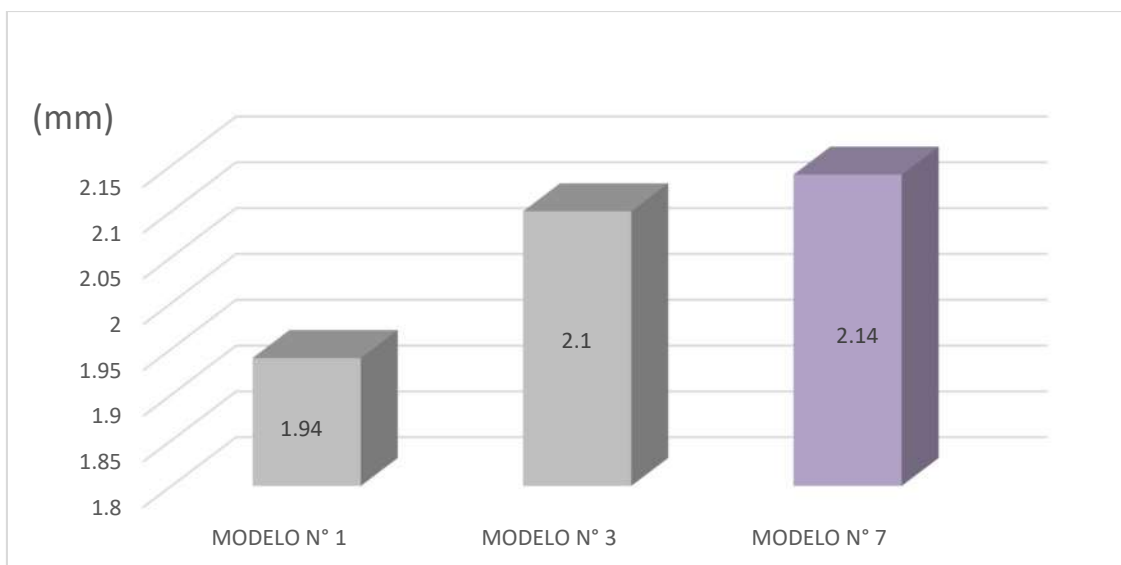


Figura 12.18 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en la contra flecha, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

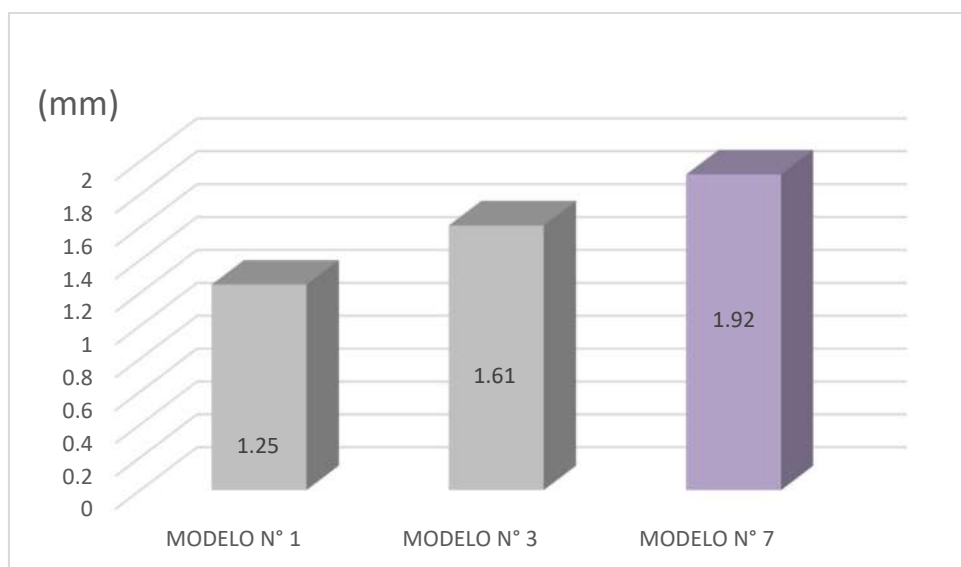


Figura 12.19 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en la contra flecha, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

Ahora bien, como se indica en los resultados de arriba, con el aumento de espesor de la losa se logra mejor comportamiento en el desplazamiento o flecha, sin embargo, en la contra flecha esto no ocurre de la misma manera. Es decir, el Modelo N° 1 con espesor de losa 220mm tiene mayor desplazamiento en comparación con los otros dos modelos de 240 y 260 mm, aquí se demuestra que la losa se comporta de una manera más rígida al tener mayor espesor. Si bien estos cuatro modelos se encuentran dentro del desplazamiento permitido por la norma, es importante realizar un análisis hormigón/armaduras, previa a la selección del espesor más óptimo para este tipo de construcciones.

En conclusión: el modelo de espesor 260mm se considera como el modelo más óptimo en cuanto al desplazamiento, presentan mejor comportamiento en la flecha, no bien así para la contra flecha, que aumenta conforme se aumenta el espesor.

- En la figura de abajo se muestra la influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones máximas para los modelos 1, 3 y 7.

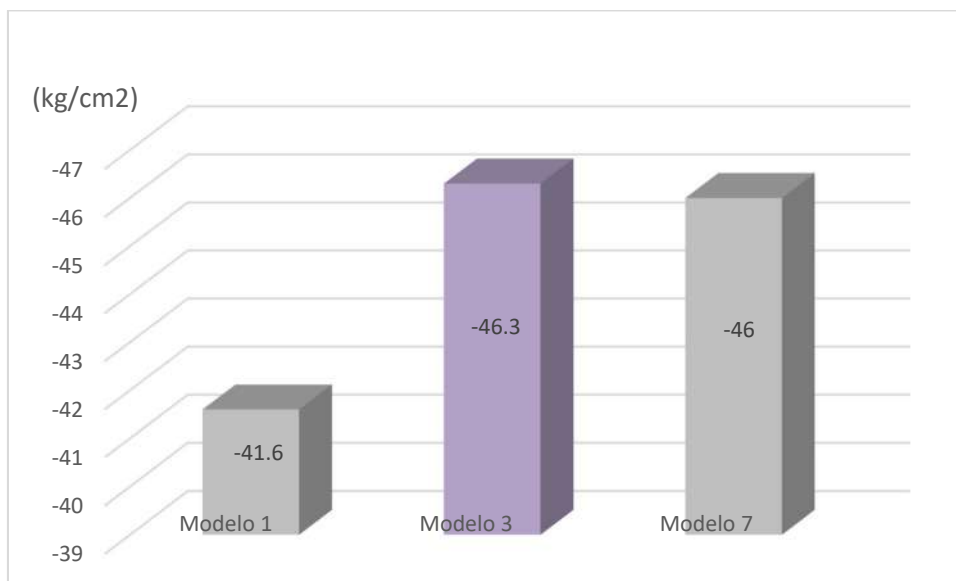


Figura 12.20 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones a la compresión en la fibra superior, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

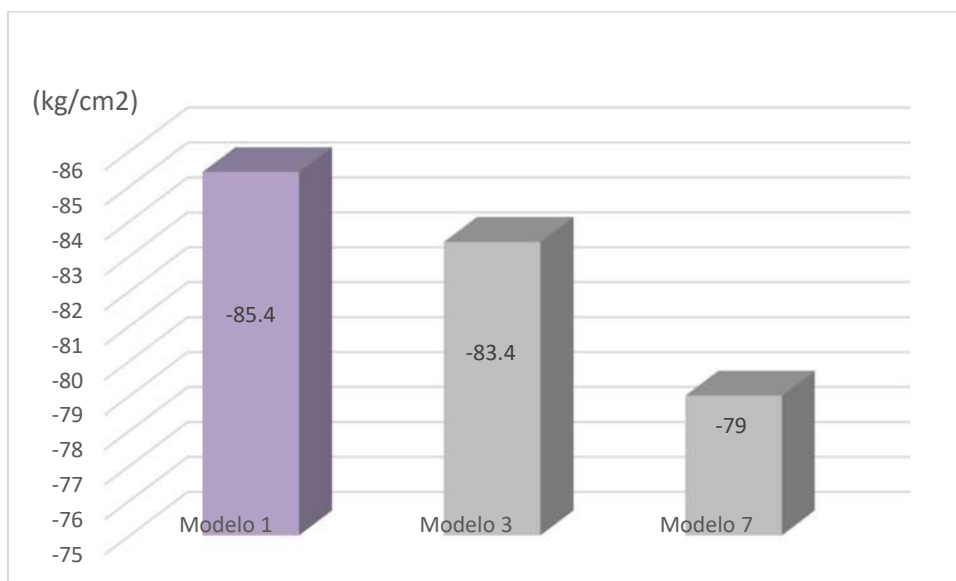


Figura 12.21 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones a la compresión en la fibra inferior, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

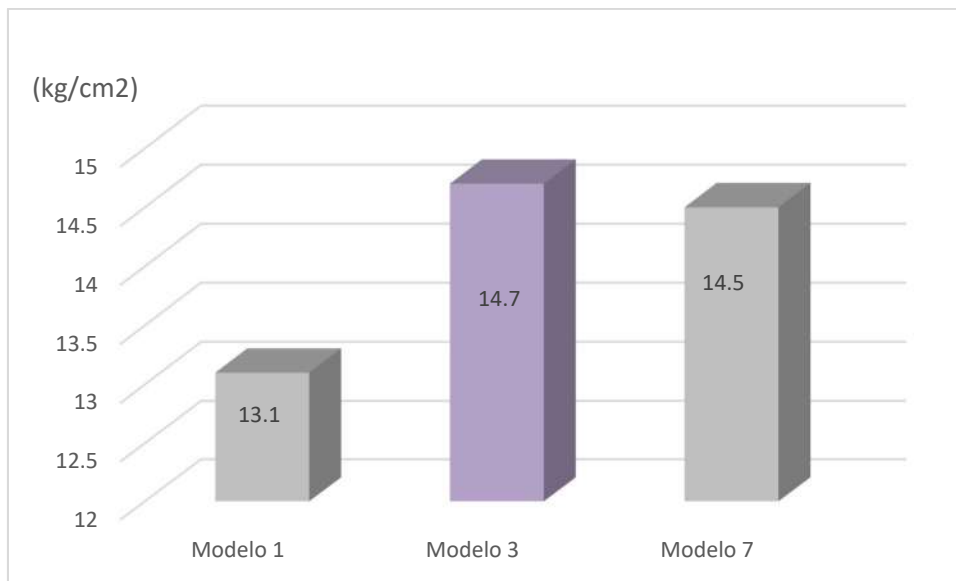


Figura 12.22 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones a tracción en la fibra superior, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

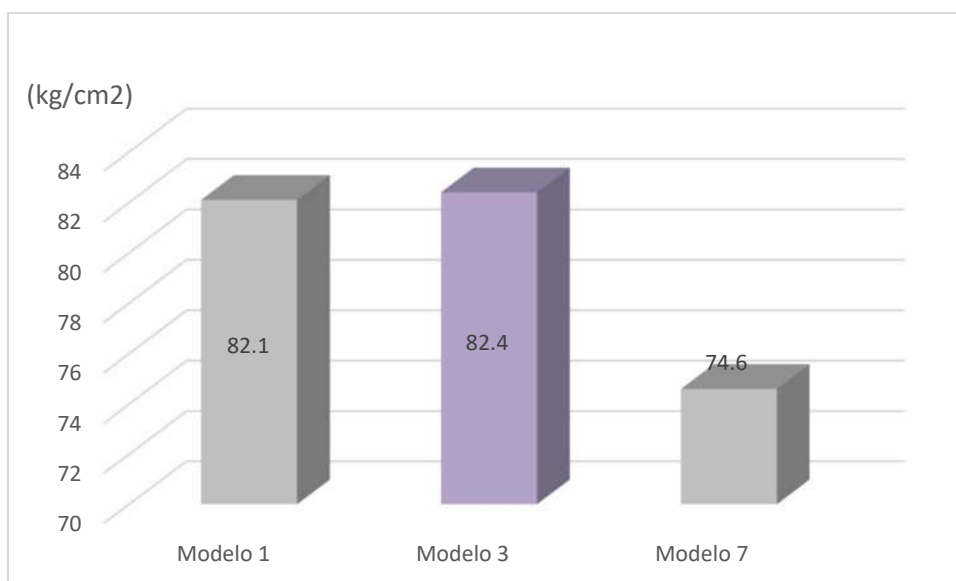


Figura 12.23 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones a tracción en la fibra inferior, estado inicial de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

Se observa mayores tensiones a la compresión en la fibra superior en el Modelo N° 3 en el estado inicial de servicio, mientras que las tensiones máximas de compresión en la fibra inferior se dan en el modelo N° 1 con espesor de 220mm.

Para las tensiones de tracción en la fibra superior e inferior se dan en el Modelo N° 3, entonces, podemos dar la conclusión de que con el aumento de espesor de la losa disminuye las tensiones a la compresión en el estado inicial de cargas en las fibras inferiores, mientras que para las tensiones de tracción en la fibra superior e inferior aumentan y no hay mucha variación entre los modelos con el aumento del espesor de la losa.

Además, todas las tensiones en la fibra inferior para el estado de servicio inicial se encuentran dentro de las admisibles, al igual que las tensiones en la fibra superior.

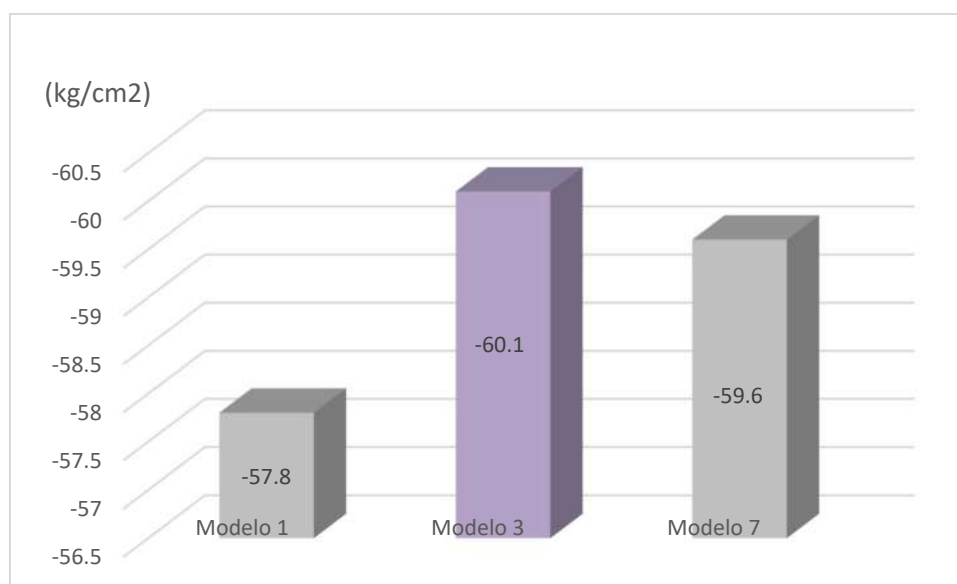


Figura 12.24 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones a compresión en la fibra superior, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

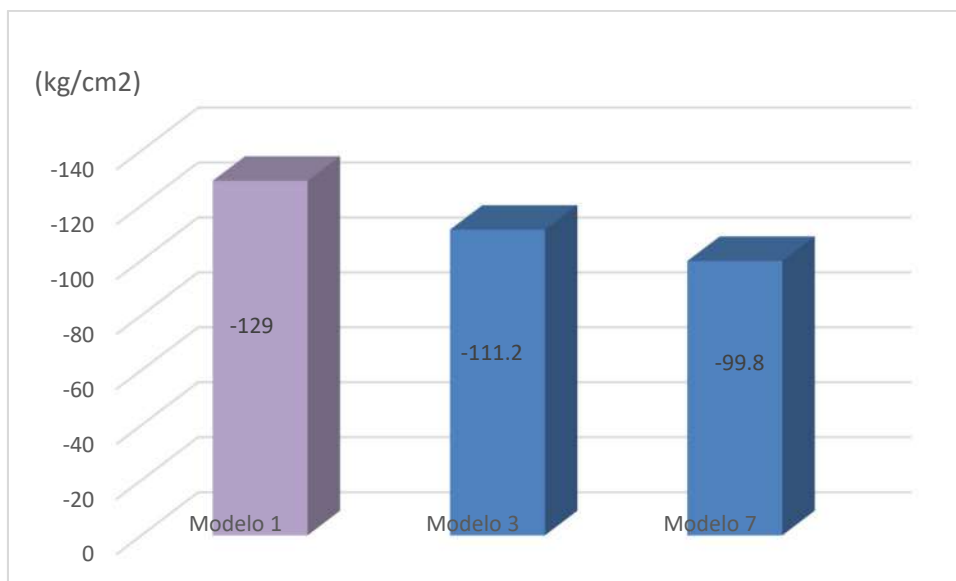


Figura 12.25 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones a compresión en la fibra inferior, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

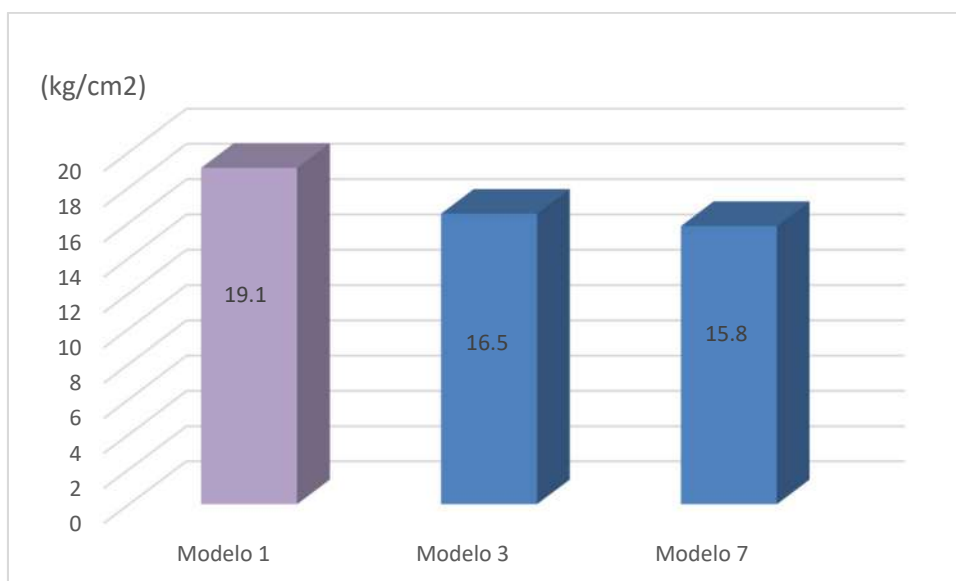


Figura 12.26 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones a tracción en la fibra superior, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

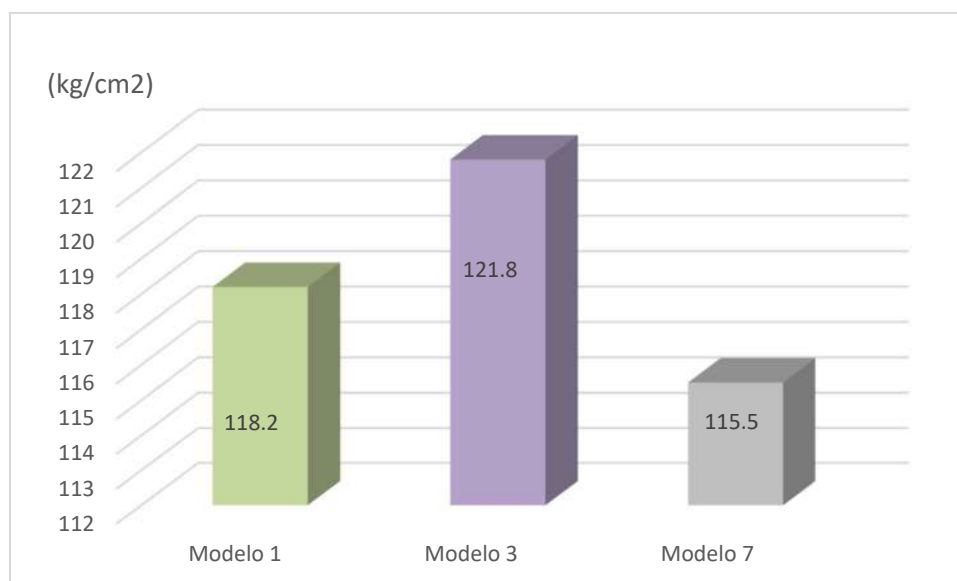


Figura 12.27 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en las tensiones a tracción en la fibra inferior, estado total de cargas. **Fuente:** Elaboración propia

Los resultados que se muestran arriba indican que, con el aumento de espesor de la losa, las tensiones a compresión en la fibra superior e inferior disminuyen, luego, las tensiones de tracción en la fibra superior presentan mayores valores en el modelo de espesor 220 mm y 240mm correspondientes a los modelos 1 y 3 en el estado de servicio total.

- **En la figura de abajo se muestra la influencia de la variación de espesor de las losas en el consumo de hormigón para los modelos 1, 3 y 7.**

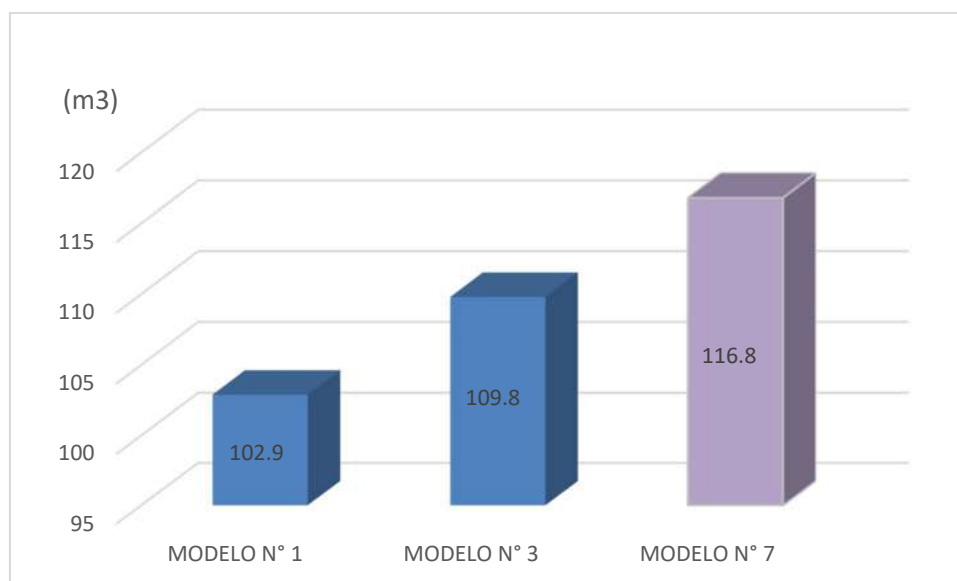


Figura 12.28 - Comparación de Influencia de la variación de espesor de las losas en el consumo de hormigón. **Fuente:** Elaboración propia

Lógicamente, con el aumento de espesor de la losa aumenta el peso propio, y por ende aumenta la cantidad de hormigón, el Modelo N° 7 con 260mm es el modelo con mayor consumo de hormigón, mientras que en los demás modelos existe poca variación en el consumo.

12.7.3. INFLUENCIA DE LA CANTIDAD DE CORDONES

Los modelos N° 3, modelo N° 5, y modelo N° 6, tienen el mismo encofrado, mismo espesor de losa, 240mm, con un sistema de vigas perimetrales y vigas internas, los tendones en el modelo N° 3 están distribuidos en la dirección vertical y concentrados o agrupadas en la dirección horizontal, mientras que el modelo N° 5 con disposición de tendones distribuidas en la dirección horizontal, y finalmente el modelo N° 6 distribuidos en la dirección vertical, a continuación, se verá la influencia de la cantidad de cordones en los modelos ya citados.

- En las figuras de abajo se muestra la influencia de la cantidad de cordones en la cuantía de armaduras.

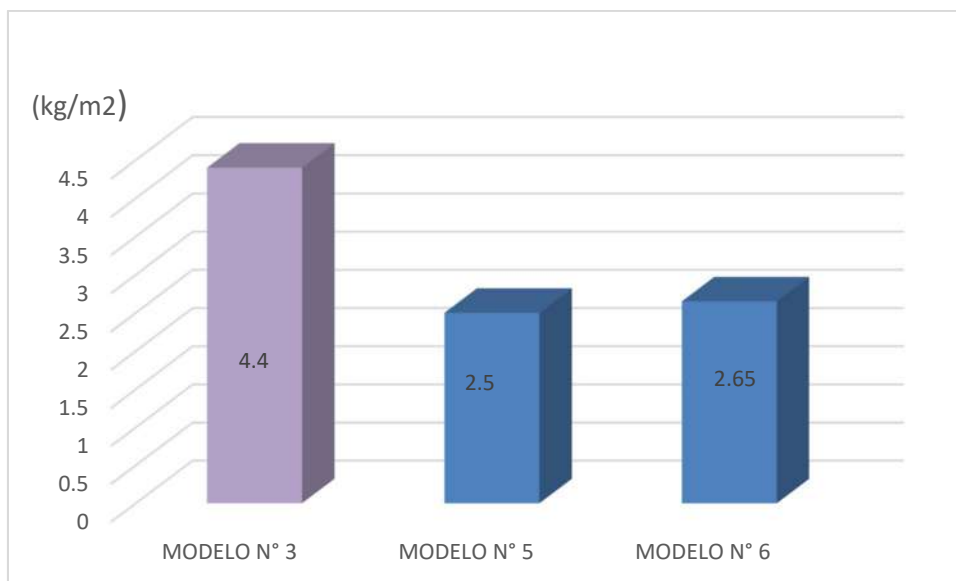


Figura 12.29 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en las cuantías de armaduras activas. **Fuente:** Elaboración propia

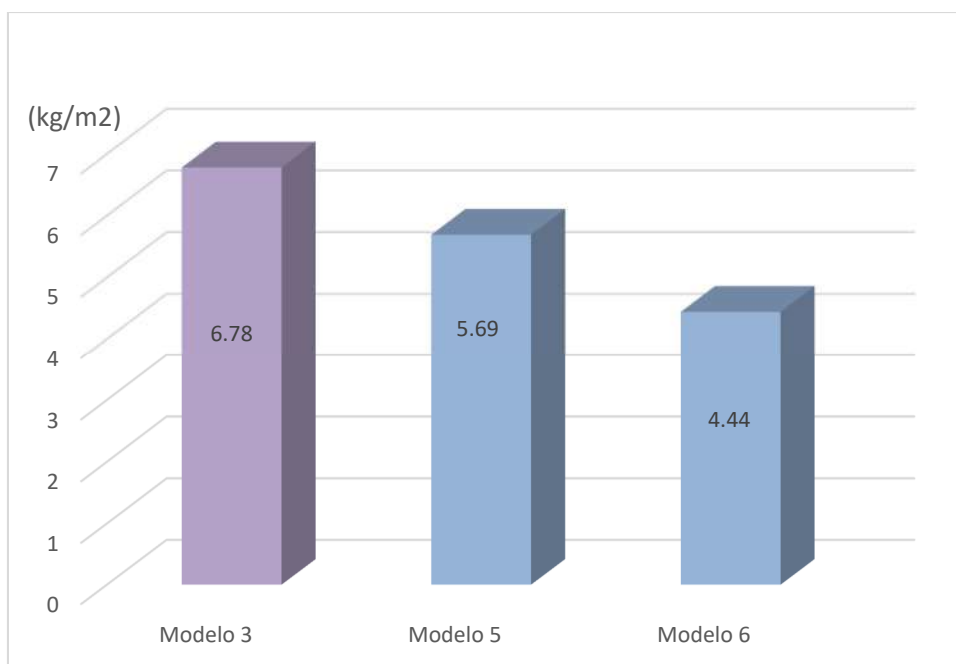


Figura 12.30 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en las cuantías de armaduras pasivas. **Fuente:** Elaboración propia

El modelo N° 3 con tendones distribuidos en la dirección vertical y concentradas en la horizontal tiene un mayor consumo de armaduras activas, con la cantidad de cordones colocados, en comparación con los demás modelos.

En cambio, el modelo N° 3 tiene un mayor consumo en las armaduras pasivas, esto a su vez demuestra que con el espesor de la losa y la cantidad de cordones colocados se siguen necesitando armaduras de refuerzo en gran cantidad en la losa para este modelo.

- **En las figuras de abajo se muestra la influencia de la cantidad de cordones en el desplazamiento**

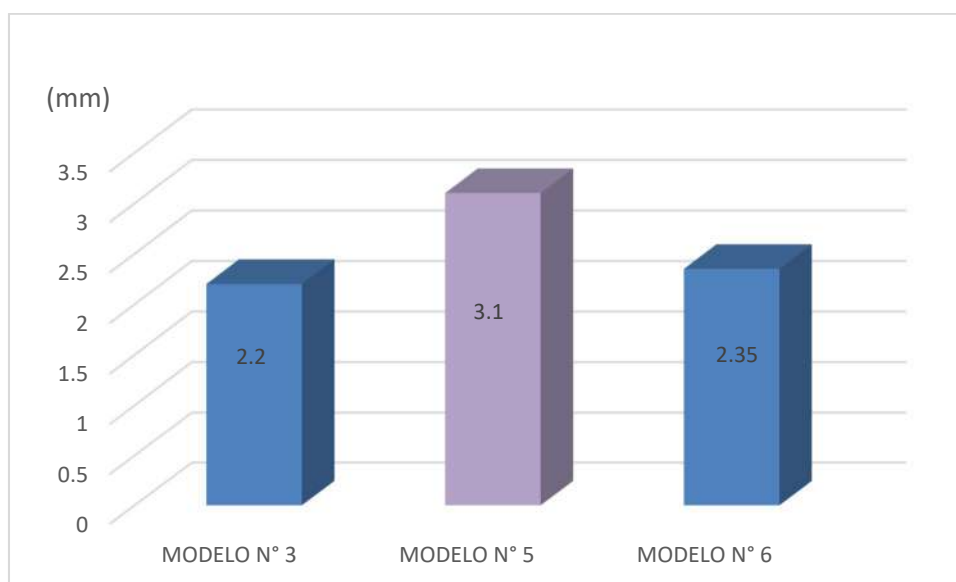


Figura 12.31 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la flecha máxima, estado de servicio inicial. **Fuente:** Elaboración propia

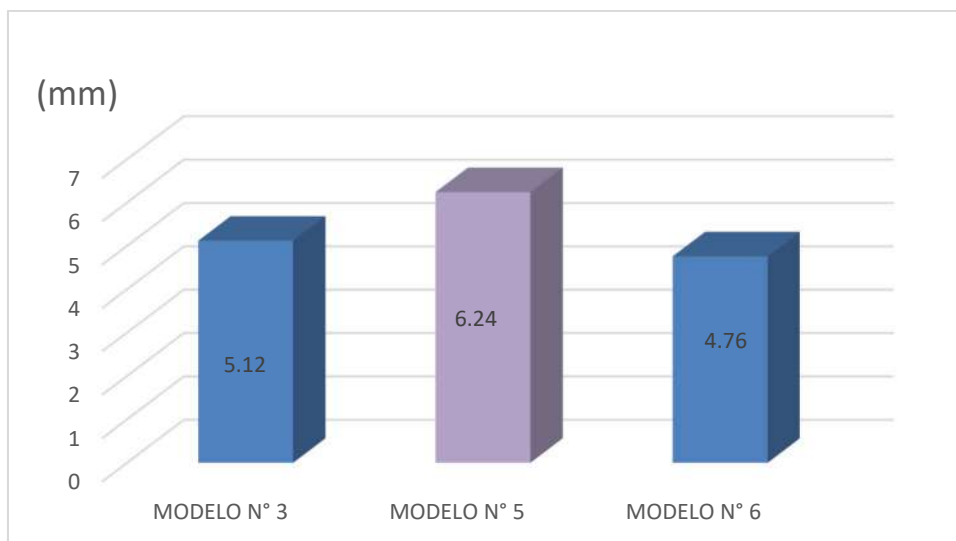


Figura 12.32 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la flecha máxima, estado de servicio total. **Fuente:** Elaboración propia

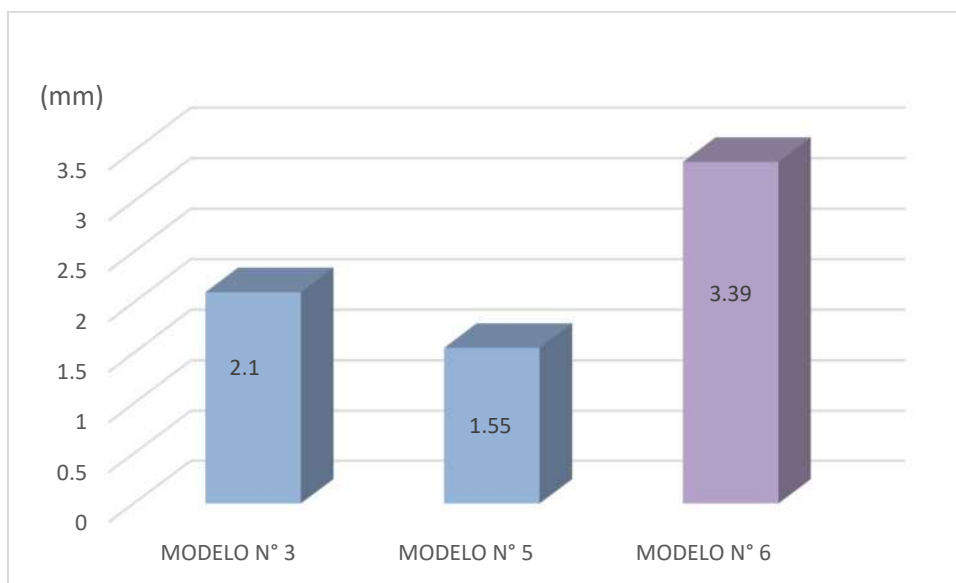


Figura 12.33 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la contra flecha máxima, estado de servicio inicial. **Fuente:** Elaboración propia

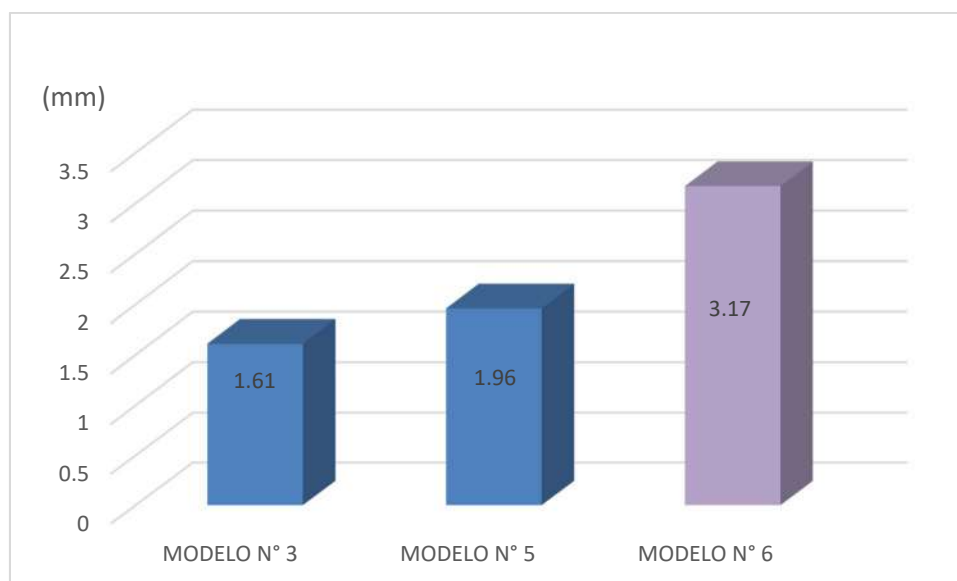


Figura 12.34 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la contra flecha máxima, estado de servicio total. **Fuente:** Elaboración propia

Las deflexiones o flechas mayores, se dan en modelo N° 5, con disposición de tendones en una sola dirección, esto nos lleva a la conclusión de que aun con espesores mayores, cuando los tendones se tienen en una sola dirección no presentan menores desplazamientos en la losa.

Mientras que en las contra flechas los valores máximos se dan en el modelo N° 6 para el estado de servicio inicial, y en el estado total.

En conclusión: se tienen mayores desplazamientos cuando la losa presenta disposición de tendones en una sola dirección y en menor cantidad.

- Influencia de la cantidad de cordones en las tensiones máximas, para el estado de servicio inicial.

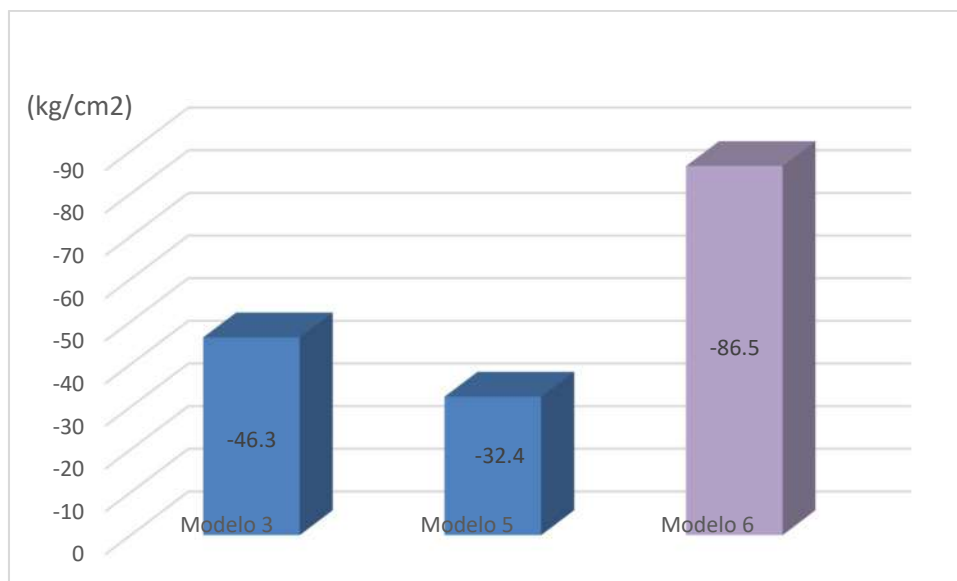


Figura 12.35 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la tensión de compresión en la fibra superior, estado de servicio inicial. **Fuente:** Elaboración propia



Figura 12.36 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la tensión de compresión en la fibra inferior, estado de servicio inicial. **Fuente:** Elaboración propia

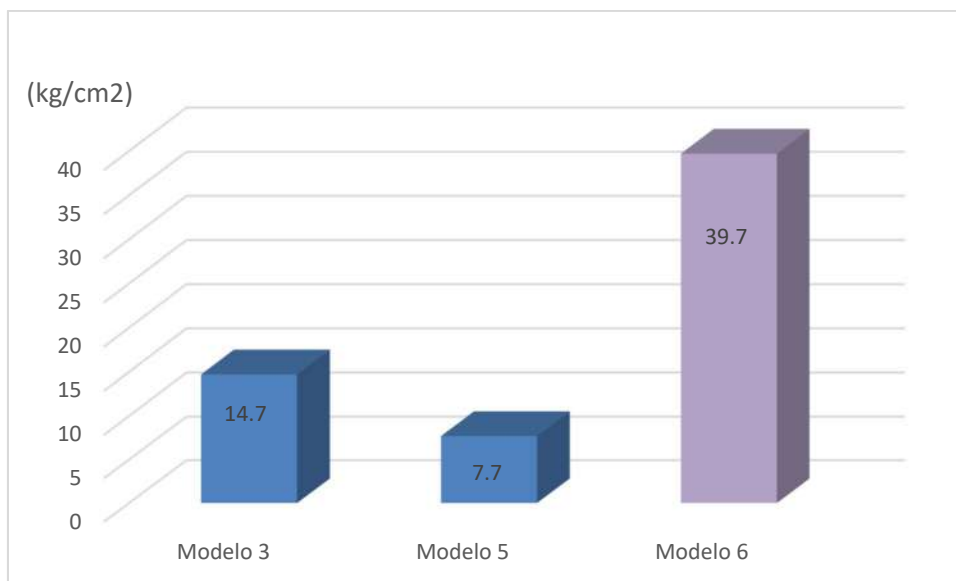


Figura 12.37 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la tensión de tracción en la fibra superior, estado de servicio inicial. **Fuente:** Elaboración propia

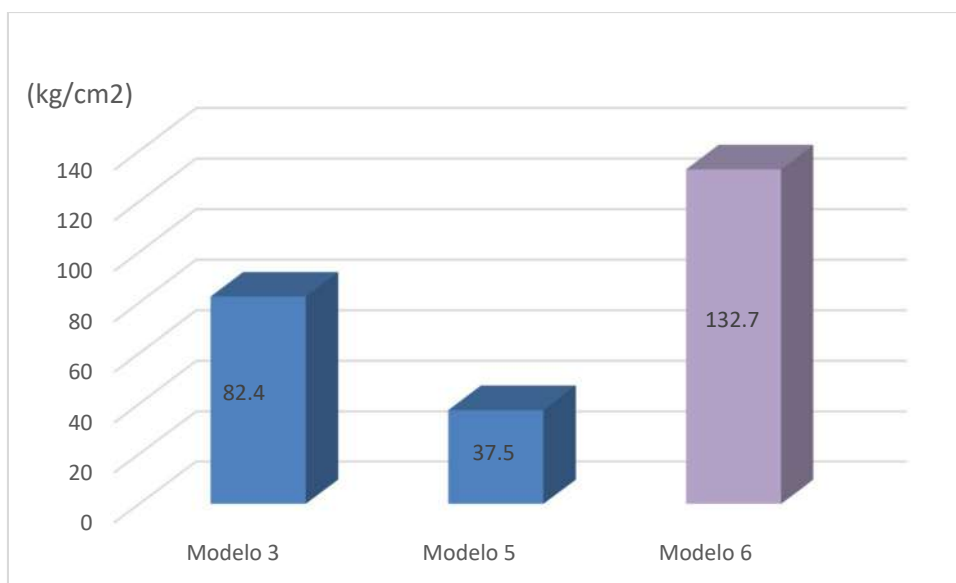


Figura 12.38 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la tensión de tracción en la fibra inferior, estado de servicio inicial. **Fuente:** Elaboración propia

Mayores valores de tensión de compresión, en la fibra superior e inferior se da en el modelo N° 6, esto también nos demuestra que con la cantidad de cordones colocados en una sola dirección mayores tensiones aparecen, debido a que este último tiene menor cantidad de cordones. Mismo resultado se observa en las tensiones de tracción para el modelo N° 6.

Ahora observemos los resultados en el estado de servicio total, en las tensiones de tracción y compresión de ambas fibras.

- Influencia de la cantidad de cordones en las tensiones máximas para el estado de servicio total.

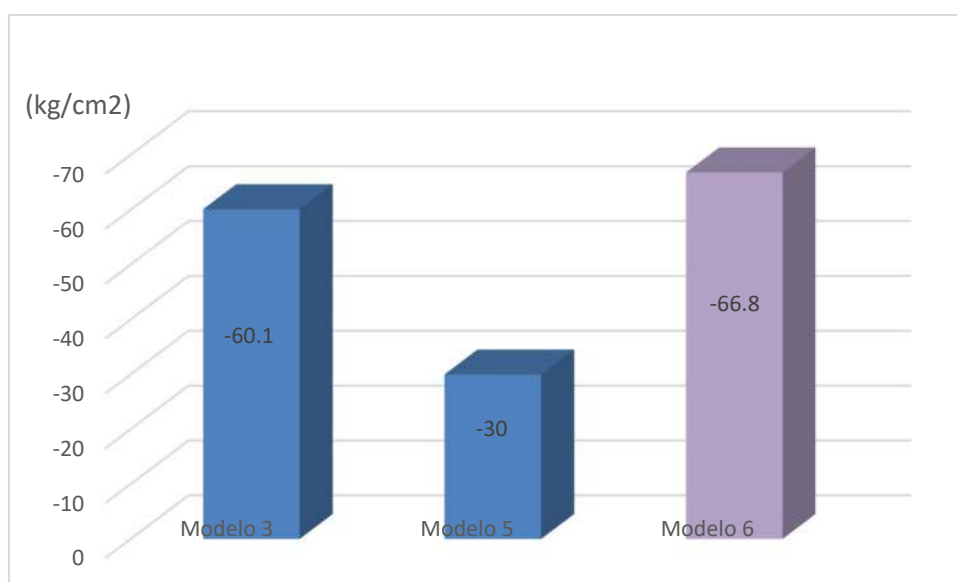


Figura 12.39 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la tensión de compresión en la fibra superior, estado de servicio total. **Fuente:** Elaboración propia

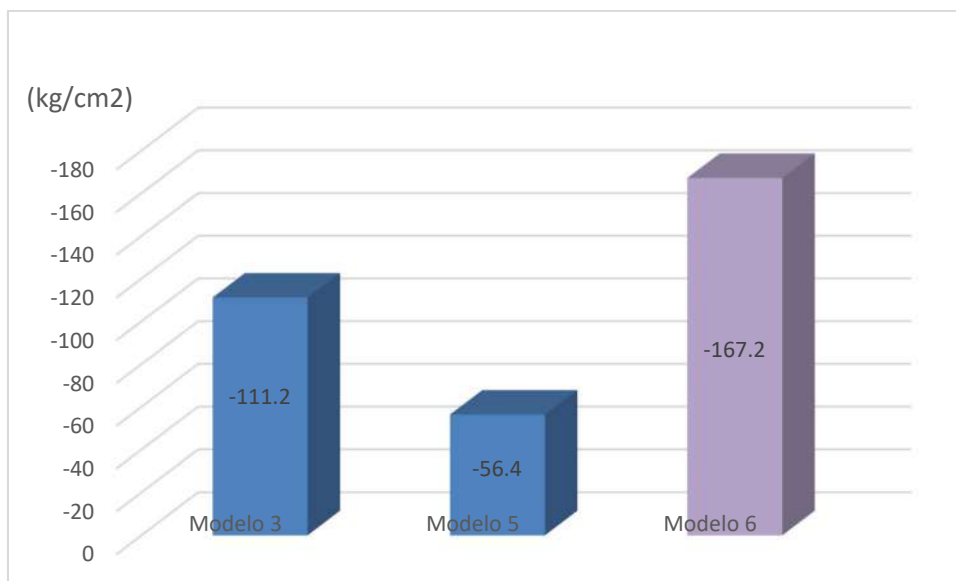


Figura 12.40 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la tensión de compresión en la fibra inferior, estado de servicio total. **Fuente:** Elaboración propia

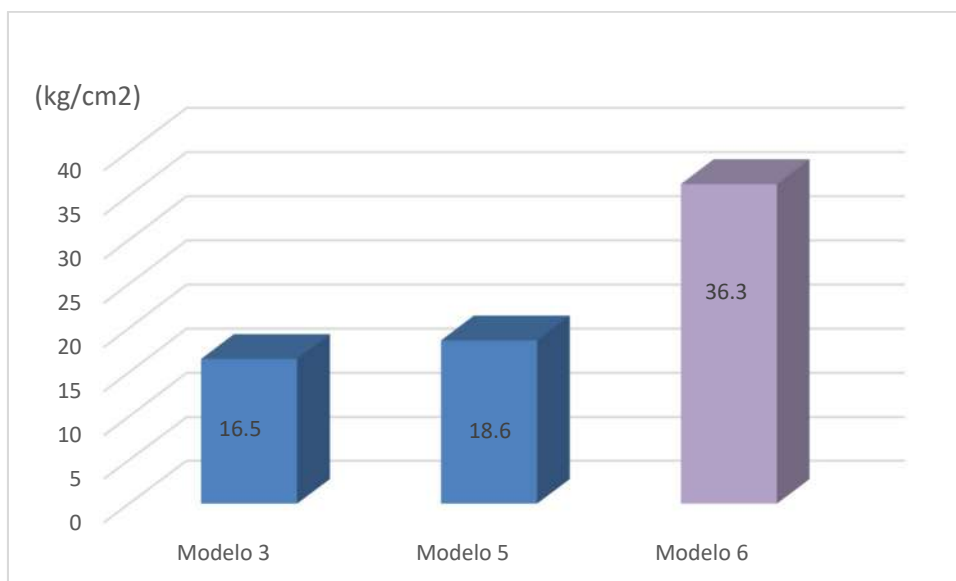


Figura 12.41 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la tensión de tracción en la fibra superior, estado de servicio total. **Fuente:** Elaboración propia

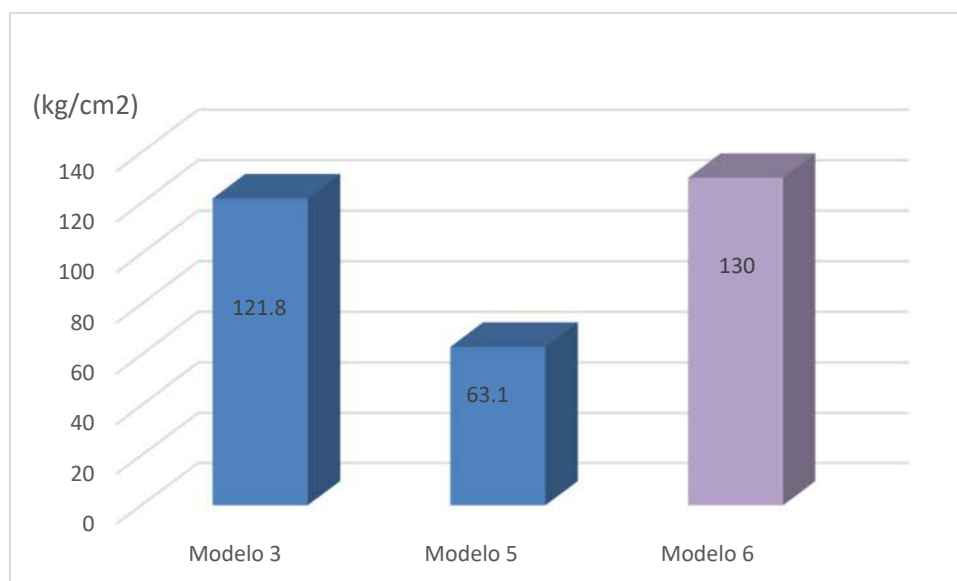


Figura 12.42 - Comparación de Influencia de la cantidad de cordones en la tensión de tracción en la fibra inferior, estado de servicio total. **Fuente:** Elaboración propia

Las tensiones máximas de compresión para el estado de servicio total se dan en el Modelo N° 6, en ambas fibras, modelo que cuenta con menor cantidad de cordones. Al igual que, las máximas tensiones de tracción en la fibra superior e inferior ocurren en el modelo N° 6 con menor cantidad de tendones entre los modelos. Las tensiones en el estado de servicio total para estos modelos superan las admisibles en las fibras inferiores, pero esto puede ser controlado con las armaduras de refuerzo, o disminuyendo la excentricidad de los tendones si es posible, siendo este último más económico y factible.

12.7.4. INFLUENCIA EN LAS CARGAS TRANSMITIDAS A LOS PILARES

Con los distintos modelos estudiados, se realiza a continuación el análisis de las cargas transmitidas a los pilares; la principal finalidad de esta parte del estudio es observar la influencia de los sistemas de encofrado en las cargas que serían finalmente transmitidas a la fundación.

12.7.4.1. SOLICITACIONES EN LOS PILARES DEBIDO AL PESO PROPIO

A continuación, se muestra para cada modelo y en toneladas la suma de las cargas transmitidas al conjunto de pilares de cada sistema de encofrado teniendo solamente el peso propio.

Numero de Modelo	Cargas Totales debido a Peso Propio (Ton)
Modelo 1	766.5
Modelo 2	766.5
Modelo 3	781.4
Modelo 4	781.4
Modelo 5	781.2
Modelo 6	781.1
Modelo 7	796.5
Modelo 8	796.4
Modelo 9	796.4

Tabla 12.7 – Valores de las cargas totales transmitidas a los pilares debido al peso propio de la losa. **Fuente:** Elaboración propia

En la figura de abajo se puede observar las variaciones en los valores, con la configuración o aumento de espesor de losa, en los modelos N° 1 y 2 con 220mm de espesor de la losa, se tiene la menor carga debido al peso propio que se transmite a los pilares. Además, en los siguientes modelos con el aumento de espesor no se tienen variaciones muy significativas. Luego a partir del Modelo 3 empieza a aumentar el valor, debido a que se aumenta los espesores de las losas, y lógicamente aumenta el peso propio. El modelo 7, es el que cuenta con la mayor carga transmitida a sus pilares, recordando que este modelo es de espesor 260mm, y con los cordones dispuestos en ambas direcciones.

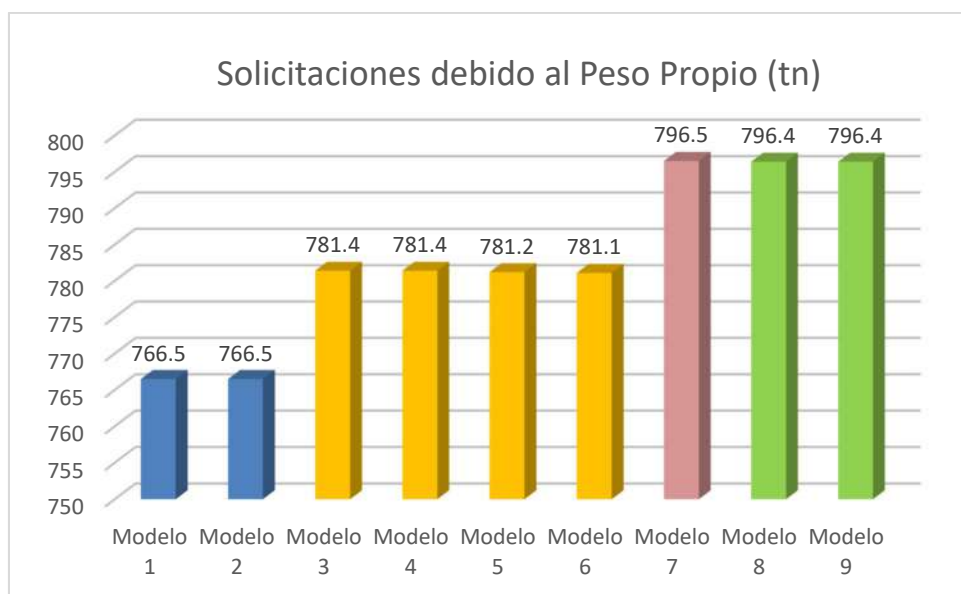


Figura 12.42 - Cargas totales transmitidas a los pilares debido al peso propio. **Fuente:**
Elaboración propia

12.7.4.2. SOLICITACIONES EN LOS PILARES EN EL ESTADO DE SERVICIO

Se analizan los efectos que se tienen en las solicitaciones transmitidas a los pilares para cada modelo estudiado. Se muestra en toneladas la suma de las cargas transmitidas al conjunto de pilares en el estado de servicio. Y posterior a ello, se muestra en la figura la variación de las cargas en un gráfico de barras.

Numero de Modelo	Cargas Totales Estado de Servicio (Ton)
Modelo 1	1588
Modelo 2	1614
Modelo 3	1614
Modelo 4	1623
Modelo 5	1623

Modelo 6	1623
Modelo 7	1623
Modelo 8	1636
Modelo 9	1636

Tabla 12.8 – Valores de las cargas totales transmitidas a los pilares en el estado de servicio. **Fuente:** Elaboración propia

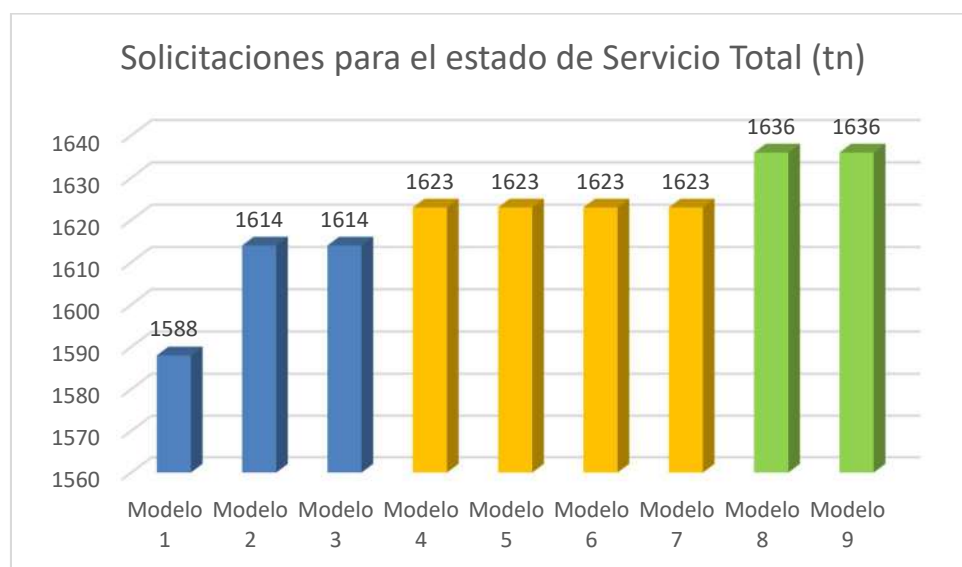


Figura 12.42 - Cargas totales transmitidas a los pilares en el estado de servicio.

Fuente: Elaboración propia

En conclusión, mayores cantidades de hormigón se tiene al aumentar el peso propio, y por ende transmite mayores cargas a los pilares y las fundaciones, esto se da en la losa de mayor espesor volviéndose una losa menos económica. Aunque la variación en cuanto al consumo de hormigón y cargas transmitidas no es muy significativa, se podría decir que las losas no están muy alejadas unas de otras en cuanto al costo del hormigón, sin embargo, en la variación del costo de armaduras activas y pasivas se tendría que analizar la relación más efectiva.

12.8. COMPARACION DE LA LOSA POSTENSADA CON LA LOSA CONVENCIONAL

Para realizar las comparaciones de la losa convencional y el modelo con postensado, se analizará una estructura que tenga las mismas características, de encofrado, espesor de losa, a fin de que los resultados puedan ser comprendidos y analizados de la mejor manera.

La losa postensada que cumplió con todos los parámetros establecidos, es la de 260mm de espesor, también, la losa convencional de 260mm cumple con parámetros aceptables, a continuación, se realiza la comparación entre ambos modelos, de acuerdo con los resultados obtenidos por el software.

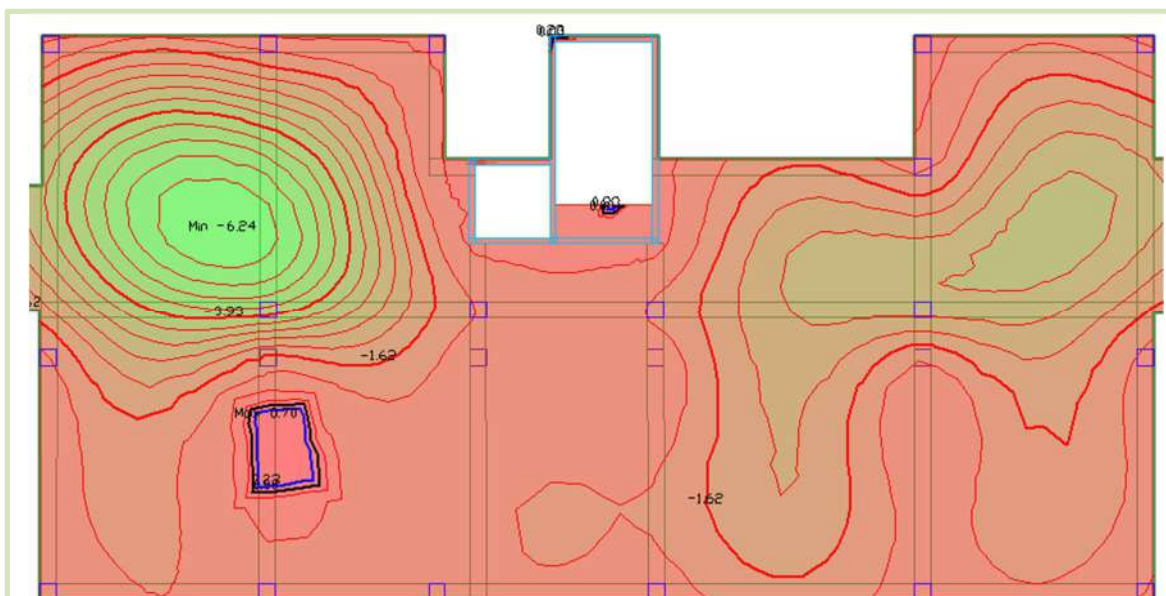
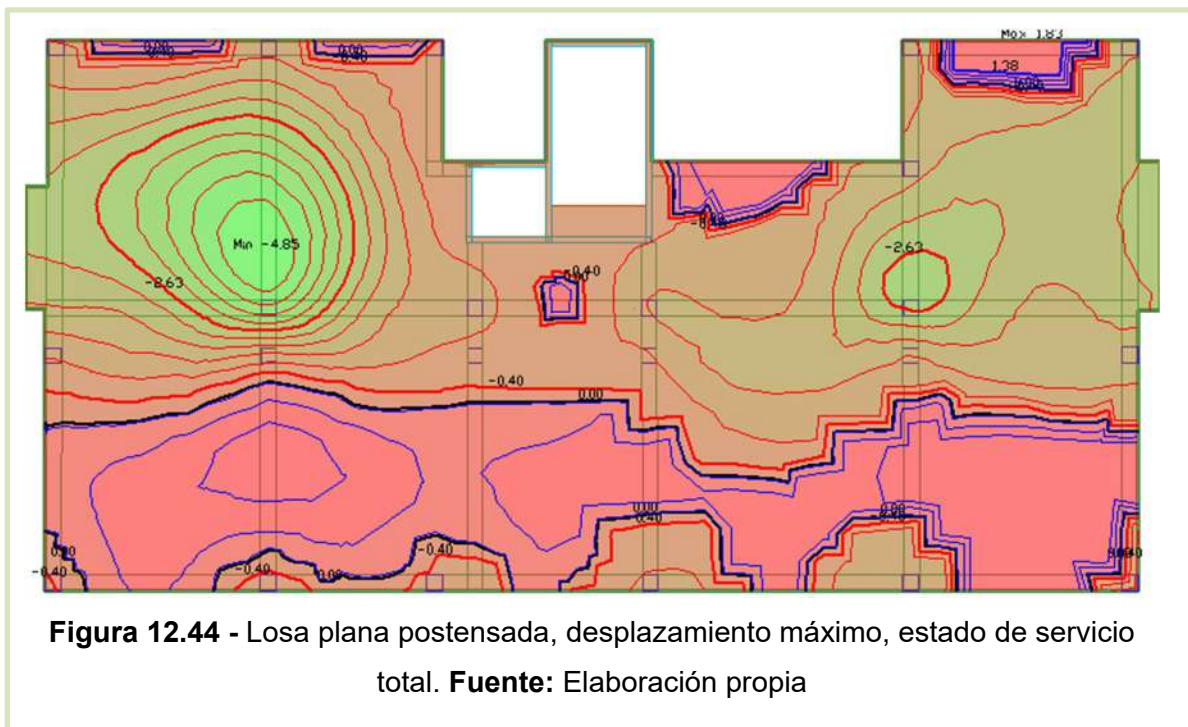


Figura 12.43 - Losa plana con armado convencional, desplazamiento máximo, estado de servicio total. **Fuente:** Elaboración propia



En el modelo de losas postensadas la deformación máxima obtenida fue de 4.85mm mientras, que para el modelo de losa convencional se tiene un desplazamiento de 6.24mm.

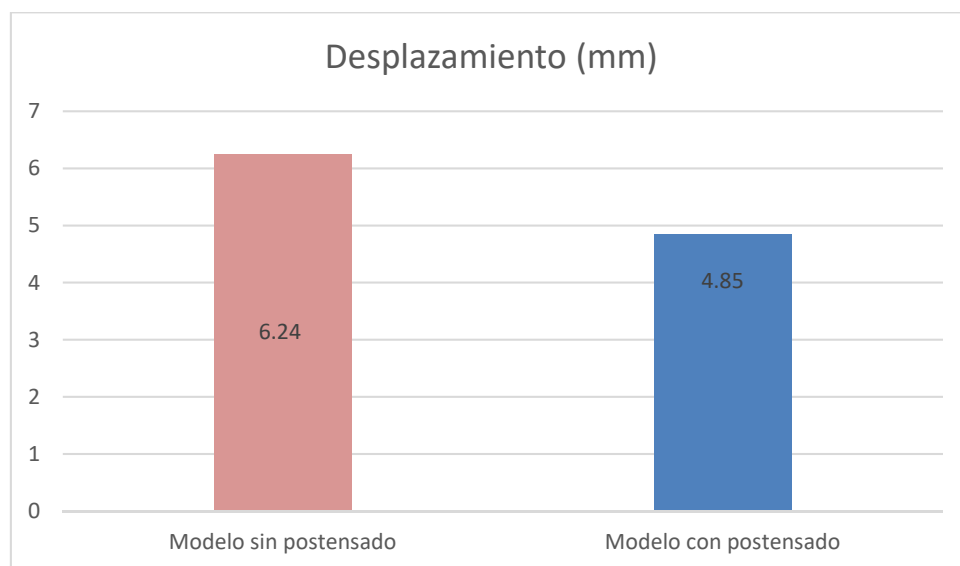
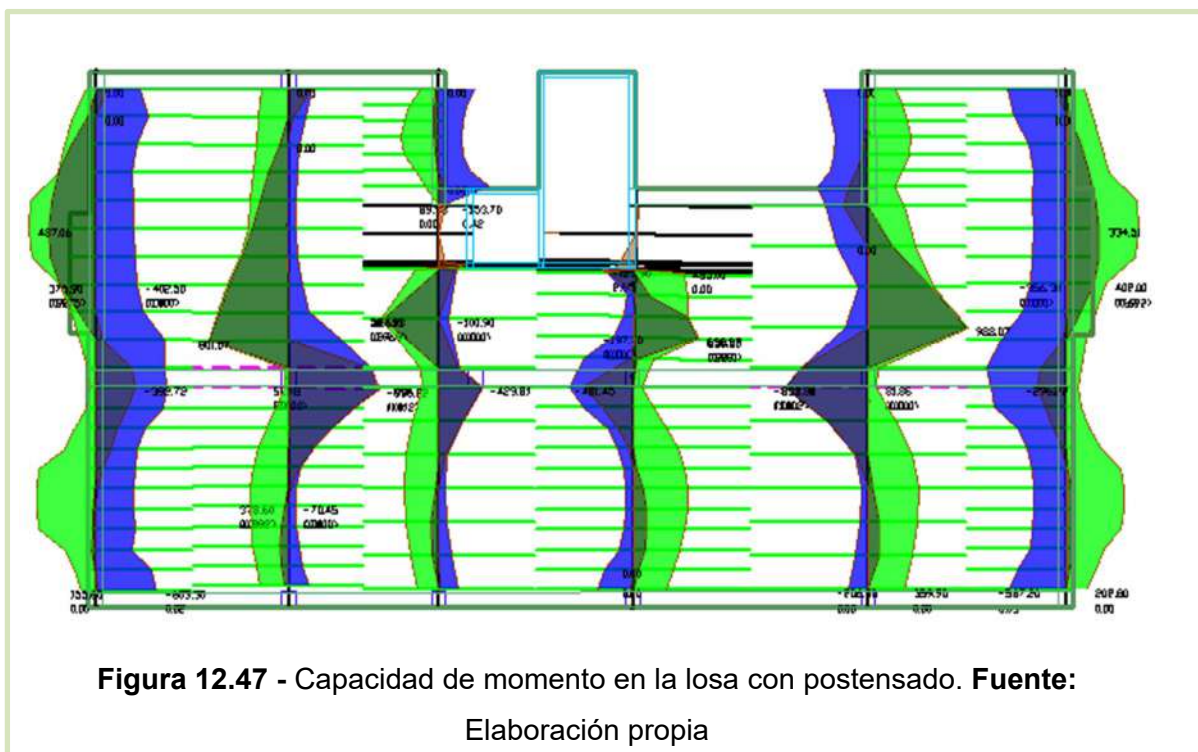


Figura 12.45 - Comparación de deformación de la losa sin postensado y con postensado. **Fuente:** Elaboración propia



En las figuras se observan la capacidad de momentos admisibles y la demanda, en la losa convencional sin postensado, toda la sección trabaja a la máxima capacidad admisible, sin embargo, en la losa postensada se tiene un margen de seguridad considerable para aumentar las cargas en las losas gracias al postensado de la misma, esto mismo ocurre en la dirección horizontal.

Se llega a la conclusión, que el modelo de losa postensada trabaja mejor en comparación con la losa convencional, se puede optar por el método de postensado en la construcción para este tipo de estructuras, considerando que se tienen luces de 8m de longitud.

12.9. ANALISIS Y COMPARACION DE COSTOS

En este capítulo se evalúa económicamente los modelos de la losa postensada, para ello se detalla de forma tabular el costo de cada una de las soluciones estructurales estudiadas.

MODELO N° 1				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	102.9	m3	800.000	¢ 82,320.000
Acero AP420	2528	kg	5.500	¢ 13,904.000
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	1535	kg	20.000	¢ 30,700.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	102.9	m3	600.000	¢ 61,740.000
TOTAL				¢ 188,664.000

MODELO N° 2				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	102.9	m3	800.000	¢ 82,320.000
Acero AP420	1253	kg	5.500	¢ 6,891.500
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	923.4	kg	20.000	¢ 18,468.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	102.9	m3	600.000	¢ 61,740.000
TOTAL				¢ 169,419.500

MODELO N° 3				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	109.8	m3	800.000	₺ 87,840.000
Acero AP420	2366	kg	5.500	₺ 13,013.000
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	1535	kg	20.000	₺ 30,700.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	109.8	m3	600.000	₺ 65,880.000
TOTAL				₺ 197,433.000

MODELO N° 4				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	109.8	m3	800.000	₺ 87,840.000
Acero AP420	1647	kg	5.500	₺ 9,058.500
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	980.5	kg	20.000	₺ 19,610.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	109.8	m3	600.000	₺ 65,880.000
TOTAL				₺ 182,388.500

MODELO N° 5				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	109.8	m3	800.000	₺ 87,840.000
Acero AP420	1548	kg	5.500	₺ 8,514.000
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	861	kg	20.000	₺ 17,220.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	109.8	m3	600.000	₺ 65,880.000
TOTAL				₺ 179,454.000

MODELO N° 6				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	109.8	m3	800.000	₺ 87,840.000
Acero AP420	1548	kg	5.500	₺ 8,514.000
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	923.4	kg	20.000	₺ 18,468.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	109.8	m3	600.000	₺ 65,880.000
TOTAL	₺ 180,702.000			

MODELO N° 7				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	116.8	m3	800.000	₺ 93,440.000
Acero AP420	2239	kg	5.500	₺ 12,314.500
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	1535	kg	20.000	₺ 30,700.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	116.8	m3	600.000	₺ 70,080.000
TOTAL	₺ 206,534.500			

MODELO N° 8				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	116.8	m3	800.000	₺ 93,440.000
Acero AP420	2078	kg	5.500	₺ 11,429.000
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	861	kg	20.000	₺ 17,220.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	116.8	m3	600.000	₺ 70,080.000
TOTAL	₺ 192,169.000			

MODELO N° 9				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	116.8	m3	800.000	¢ 93,440.000
Acero AP420	1273	kg	5.500	¢ 7,001.500
Cabos de baja relajacion fpu=18600 kg/cm2 colocado	923.4	kg	20.000	¢ 18,468.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	116.8	m3	600.000	¢ 70,080.000
TOTAL				¢ 188,989.500

MODELO HORMIGON CONVENCIONAL				
Rubro	Cantidad	Unidad de medida	Precio Unitario (Gs)	Sub Total (Gs)
Hormigon fck= 300 kg/cm2 bombeado	135	m3	800.000	¢ 72,080.00
Acero AP420	9400	kg	5.500	¢ 51,700.000
Mano de Obra, incluidos materiales de encofrado	135	m3	650.000	¢ 87,750.000
TOTAL				¢ 211,530.000

A continuación, se realiza un resumen de forma tabular con los costos de cada modelo:

MODELOS	COSTO TOTAL EN GUARANIES
Modelo N° 1	₡ 188,664.000
Modelo N° 2	₡ 169,419.500
Modelo N° 3	₡ 197,433.000
Modelo N° 4	₡ 182.388.500
Modelo N° 5	₡ 179,454.000
Modelo N° 6	₡ 180,702.000
Modelo N° 7	₡ 206,534.500
Modelo N° 8	₡ 192,169.000
Modelo N° 9	₡ 188,989.500

Tabla 12.9 – Resumen de costo total para los diferentes modelos. **Fuente:**
Elaboración propia



Figura 12.48 - Costo Total de los diferentes modelos. **Fuente:** Elaboración propia

Después de observar los resultados del costo total correspondientes a cada modelo, se puede observar que el modelo con menor costo corresponde al Modelo N° 2, con espesor de losa 220mm, disposición de tendones con tres cordones distribuidas en el eje vertical.

La segunda opción más económica de la losa postensada es la del Modelo N° 5, con un valor de Gs. 179,454.000.

Ahora bien, el modelo con mayor costo corresponde al modelo N° 7, con espesor de 260mm y con cabos distribuidos en el eje vertical y agrupadas o concentradas en la dirección horizontal. Este modelo cumple con los requerimientos mínimos de desplazamientos, así como también de tensiones admisibles. Es importante mencionar que, si bien el espesor de las losas es un parámetro preponderante en el costo de los materiales, la cantidad de armaduras de refuerzo y armaduras activas deben ser optimizadas de tal forma a que no se exceda en cuanto al consumo de armaduras y por ende no incremente el costo en acero de la losa.

12.10. Influencia de los materiales en el costo total

Para un mejor análisis y evaluación de este sistema de losas, es necesario conocer la influencia de los materiales tal como el hormigón de alta resistencia, el acero de pretensado y las armaduras de refuerzo. En el mercado existe una variedad de opciones, pero el ingeniero debe además de encontrar una solución económica, una que cumpla con los requisitos de calidad necesarios.

Al contar con las diferentes soluciones de las losas postensadas, se pudo notar que el hormigón de alta resistencia tiene una incidencia de alrededor de 45% del costo total, el sistema de encofrado y mano de obra alrededor de 34%, el acero de pretensado incluyendo materiales y puesta en obra tiene una incidencia de aproximadamente 15%

del costo total, mientras que las armaduras de refuerzo tienen una variación dependiendo del modelo o sistema utilizado para cada construcción.

CAPITULO 13

CONCLUSIONES

13.1. Conclusiones con respecto a la estructura analizada

Con respecto a las nueve (9) variables estudiadas en el presente trabajo de investigación, se concluye que la combinación más favorable de las mismas es la siguiente:

- Espesor de losa de 22cm
- La disposición de cordones distribuidos en una sola dirección en el eje vertical presenta un mejor comportamiento con respecto a las demás
- Diámetro de los cabos de acero de 1/2”
- Cantidad de cordones distribuidos 3 cabos en la dirección vertical con separación de 90cm

13.2. Conclusiones con respecto a los criterios de diseño generales

Con respecto a las pautas a seguir para un diseño óptimo de una losa postensada:

- Se debe considerar priorizar el tensado en la dirección de mayores solicitaciones, esto puede conocerse al observar la deformación de la losa en el software, y analizar luego los tendones mínimos necesarios en la otra dirección
- Utilizar siempre el mínimo espesor de losa que verifique a la precompresión máxima admisible y a la deflexión máxima admisible
- Los cordones distribuidos en dos direcciones presentan mejor comportamiento en la flecha
- Con el aumento de espesor de la losa, aumentan las tensiones de tracción y disminuyen las tensiones de compresión

Modelo N°	Espesor de Losa (mm)	Disposición de cabos	Flecha	Precio
1	220	Agrupadas en X. Distribuidas en Y.	5.52mm-L/1708	₡ 188.664.000
2	220	Distribuidas en Y.	5.87mm-L/1669	₡ 169.419.500
3	240	Agrupadas en X. Distribuidas en Y. Se disminuye cantidad de cabos	5.19mm-L/1388	₡ 182.388.500
4	240	Agrupadas en X. Distribuidas en Y.	5.12mm-L/1616	₡ 197.433.000
5	240	Distribuidas en X.	6.24mm-L/1388	₡ 179.454.000
6	240	Distribuidas en Y.	4.76mm-L/1457	₡ 180.702.000
7	260	Agrupadas en X. Distribuidas en Y.	4.9mm-L/1429	₡ 206.534.500
8	260	Distribuidas en X.	5.75mm-L/1582	₡ 192.169.000
9	260	Distribuidas en Y.	5.14mm-L/1576	₡ 188.989.500

Tabla 13.1 – Conclusión General para los diferentes modelos. **Fuente:** Elaboración propia

CAPITULO 14

RECOMENDACIONES

14.1. Recomendaciones generales para el diseño de niveles de transición con losas macizas postensadas:

Una vez culminado con el estudio de los diferentes modelos, y observado los resultados del comportamiento ante las deformaciones, las tensiones de tracción y compresión, además de la influencia en las fundaciones y el costo de construcción en la estructura:

- Se recomienda la utilización de cabos de postensados distribuidos en una sola dirección, mínimamente con 3 cordones para cada tendón
- Dimensionar el espesor de la losa en torno a $L/35$ de la luz mayor
- Verificar que las deformaciones de la losa en el estado inicial y total de cargas se encuentren dentro de las admisibles
- Verificar que la precompresion alcance el mínimo admisible, y no supere el máximo, para lograr un comportamiento óptimo de la losa
- Realizar un análisis económico de todas las variantes posibles para una misma planta arquitectónica
- La implementación de este sistema de losas resulta factible y económico para luces a partir de los 8 metros.

CAPITULO 15

ANEXOS

AA – PLANOS DE ARQUITECTURA

A1 – MODELO 1, Armaduras pasivas positivas

A2 – MODELO 1, Armaduras pasivas negativas

A3 – MODELO 1, Armaduras activas

B1 - MODELO 2, Armaduras pasivas positivas

B2– MODELO 2, Armaduras pasivas negativas

B3 – MODELO 2, Armaduras activas

C1 - MODELO 3, Armaduras pasivas positivas

C2– MODELO 3, Armaduras pasivas negativas

C3 – MODELO 3, Armaduras activas

D1 - MODELO 4, Armaduras pasivas positivas

D2– MODELO 4, Armaduras pasivas negativas

D3 – MODELO 4, Armaduras activas

E1 - MODELO 5, Armaduras pasivas positivas

E2– MODELO 5, Armaduras pasivas negativas

E3 – MODELO 5, Armaduras activas

F1 - MODELO 6, Armaduras pasivas positivas

F2– MODELO 6, Armaduras pasivas negativas

F3 – MODELO 6, Armaduras activas

G1 - MODELO 7, Armaduras pasivas positivas
G2- MODELO 7, Armaduras pasivas negativas
G3 – MODELO 7, Armaduras activas

H1 - MODELO 8, Armaduras pasivas positivas
H2- MODELO 8, Armaduras pasivas negativas
H3 – MODELO 8, Armaduras activas

I1 - MODELO 9, Armaduras pasivas positivas
I2- MODELO 9, Armaduras pasivas negativas
I3 – MODELO 9, Armaduras activas

CAPITULO 16

BIBLIOGRAFÍAS

- 1- **Nawy, Edward G.** Prestressed Concrete. 5ta Edición. New Jersey. Prentice Hall. 2009
- 2- **Jiménez Montoya.** Hormigón Armado 15ta. Edición. 2011
- 3- **Ing. Espínola, Jorge.** Material de apoyo Curso de Pretensado. 2015
- 4- **Comité ACI 318.** Requisito de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11). 2011.
- 5- **Acindar, Grupo ArcelorMittal.** Productos para Construcción Civil. 2014
- 6- **Fernández Cáceres, Ulises Luis.** Análisis del comportamiento de una losa postensada con distintas disposiciones de armaduras activas de la misma mediante el método de elementos finitos. San Lorenzo. 2016.
- 7- **Leonhardt, Fritz.** Hormigón Pretensado Tomo V. Buenos Aires. Librería El Ateneo Editorial. 1980.
- 8- **Reporte Técnico.** Post-tensioning in Buildings- Fib- 2005
- 9- **Ing. Ontiveros Aguilar, Joel.** *Introducción al Método del Elemento Finito (MEF).*
- 10- **Tecnología del Pretensado. Luis Bañon.** 2011

