

**Evaluación y diseño de losas postensadas para entrepiso como
alternativa a los sistemas tradicionales constructivos en
Guatemala**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería




**Evaluación y diseño de losas postensadas para entrepiso como
alternativa a los sistemas tradicionales constructivos en
Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Nicolle Miranda para optar al
grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

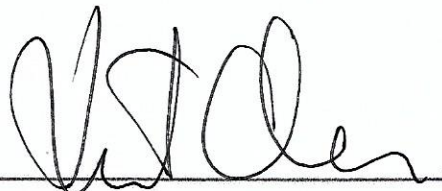
2019

Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Hugo Pallais

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Hugo Pallais

(f) 
Ing. Roberto Godo

(f) 
Ing. Álvaro Cordova

Fecha de aprobación: Guatemala, 14 de ENERO de 2019.

No existe nada más honesto y genuino, que la satisfacción de alcanzar un objetivo propuesto a través del esfuerzo y perseverancia propia. A pesar que los logros parezcan individuales, la trayectoria que nos lleva hacia este punto está acompañada de ánimos, apoyo, consejos y aliento de las personas que nos rodean. Por esta razón me siento muy agradecida con las personas en mi vida.

Primero que nada, agradezco a mi familia. A Claudia Juárez, mi más grande amiga, ejemplo y mamá, que me alentó y apoyó incondicionalmente a lograr todas las metas que me propongo y a enseñarme que, a través del amor, paciencia y esfuerzo todos los objetivos en la vida son posibles; a mi padre Octavio Miranda, que me enseñó la importancia de la disciplina, perseverancia y pasión en todo lo que hago, así como también a fomentar un pensamiento crítico; a mi hermano Juan Carlos Miranda por apoyarme, aconsejarme y amarme desde la distancia; a mi abuelita Cecilia Cáceres por apoyarme, alentarme y brindarme un segundo amor materno; y a Jorge Melgar por su gran amistad, incondicional apoyo, paciencia y amor a lo largo de mi vida universitaria.

A nivel académico, agradezco a Ing. Hugo Pallais por asesorar este trabajo de investigación, confiar en mis habilidades y capacidades, por mostrar interés y disponibilidad en todo momento y, sobre todo, por apoyarme y alentarme durante esta etapa. También agradezco al Ing. Roberto Godo, nuestro director de carrera, por velar por nuestro bienestar y estar siempre dispuesto a ayudarnos.

Por último, a mis amigos y compañeros, por representar una parte muy importante en mi vida universitaria, por su amistad, por las risas y por su apoyo y ayuda en los momentos justos. No cambiaría por nada a estas personas que pasaron de ser compañeros de aula a compañeros de vida.

Prefacio	v
Lista de figuras	xiv
Lista de cuadros	xvi
Resumen	xviii
Abstract	xx
I. Introducción	1
II. Objetivos	3
A. Objetivo general	3
B. Objetivos específicos	3
III. Marco teórico	5
A. Códigos, especificaciones y normas de diseño	5
1. ASCE/SEI 7-16	5
2. ACI 318-14	5
3. AGIES NSE 2018	6
B. Sistema tradicional de diseño en Guatemala	6
C. Tipología de losas	6
1. Losas según su composición	7
2. Losas según su construcción	11
3. Losas según su diseño estructural	12
D. Conceptos para el diseño estructural de losas de entrepiso	12
1. Cargas típicas en entrepisos según el ASCE/SEI 7-16	12
2. Espesores mínimos requeridos según el ACI 318-14	13
E. Concreto presforzado	29
1. Sistemas de Presfuerzo:	30
2. Proceso constructivo del sistema de postensado	30
3. Sistemas de postensado	31

4.	Lechada para ductos	34
5.	Torones de presfuerzo	35
6.	Arreglos de sistemas de postensados	38
7.	Pérdidas de Presfuerzo:	41
F.	Diseño a flexión en sistemas postensados	43
1.	Consideraciones generales de diseño	43
2.	Esfuerzos permisibles en Torones:	45
3.	Esfuerzos permisibles en el concreto	45
4.	Cálculo de esfuerzos en el concreto	47
5.	Control de agrietamiento	50
6.	Flecha, contra – flecha y deflexiones	50
7.	Resistencia de diseño a flexión y ductilidad	52
G.	Losas postensadas	54
1.	Factores que influyen en la selección del espesor de una losa postensada	55
2.	Protección contra la corrosión de los Torones: de Presfuerzo: no – adheridos	56
3.	Balanceo de cargas	56
4.	Distribución de acero de Presfuerzo: para losas en 2 direcciones	60
5.	Análisis mediante el método de marco equivalente	62
6.	Verificación de esfuerzos y control de agrietamiento	63
7.	Consideraciones especiales por paneles de bordes y vértices	64
8.	Capacidad a flexión de una losa postensada	65
9.	Diseño a cortante para un sistema de entrepiso postensado	68
10.	Evaluación de deflexiones	73
IV. Metodología		75
1.	Propiedades geométricas	75
2.	Diseño de losa reforzada	76
3.	Diseño de losa postensada	76
4.	Cuantificación de materiales	77
5.	Análisis de costos	77
V. Cálculos y resultados		79
1.	Diseño de losa de concreto reforzado no presforzado	80
2.	Diseño de losa de concreto postensada	87
3.	Cuantificación y análisis de costo de los materiales	106
VI. Discusión de resultados		113
1.	Arreglos y distribuciones de las losas diseñadas	113
2.	Dimensiones de las losas y la importancia del peso estructural	114
3.	Implicación estructural de las vigas principales y secundarias de la losa reforzada	116
4.	Accesibilidad de equipo y materiales de presfuerzo en Guatemala	117
5.	Implicaciones de la mano de obra en la ejecución de losas de entrepiso postensadas	118
6.	Análisis de costos entre ambos sistemas estructurales	118
7.	Análisis estructural entre losas reforzadas y losas postensadas	119

VII. Conclusiones	121
VIII. Recomendaciones	123
IX. Bibliografía	125
X. Anexos	127
A. Cargas vivas según ASCE 7-16	128
B. Características requeridas en los torones según ASTM A416	129
C. Radios de curvatura de un torón recomendados según Collins	131
D. Tablas de excentricidades y diámetros área torones según Collins	132
E. Metodología de Hardy Cross para determinar los momentos finales en la losa postensada	133
F. Diagramas de corte y momento resultantes debido a cargas no mayoradas en losa postensada	136
G. Diagramas de corte y momento resultantes debido a cargas mayoradas en losa postensada	141
H. Cuantificación de materiales losa postensada	147
I. Cuantificación de materiales losa reforzada	149

Lista de figuras

1.	Detalle constructivo de una losa maciza	7
2.	Losa aligerada reticulada	8
3.	Detalle constructivo de una losa de vigueta y bovedilla	9
4.	Detalle constructivo de una losa con molde LK	9
5.	Detalle constructivo de una losacero	10
6.	Uso de lámina troquelada como una plataforma segura destinada a su misma construcción	11
7.	Espesor mínimo de losa en una dirección	13
8.	Espesor mínimo de losas en dos direcciones	14
9.	Recubrimientos específicos para elementos de concreto fundidos <i>in situ</i> no pretensados	15
10.	Recubrimientos específicos para elementos de concreto fundidos <i>in situ</i> presforzados	16
11.	Combinaciones de cargas	17
12.	Factores de reducción de resistencia	18
13.	Factor ϕ para elementos sometidos a momentos y/o fuerzas axiales	19
14.	Distribución de deformación unitaria lineal en el estado de resistencia nominal	20
15.	Acero de refuerzo mínimo para losas de una dirección sometidas a flexión	21
16.	Acero longitudinal de refuerzo mínimo para losas en dos direcciones con Torones: adheridos o no adheridos	22
17.	Área de refuerzo mínima por esfuerzos cortantes	23
18.	Razones mínima de refuerzo por Faguado: y temperatura	24
19.	Espacio mínimo de centro a centro de miembros con refuerzo presforzado	25
20.	Espaciamiento máximo en losas presforzadas y no presforzadas	26
21.	Deflexiones máximas admisibles calculadas	27
22.	Clasificación de los miembros presforzados sometidos a flexión basada en el esfuerzo en la fibra extrema por tensión en la zona de tracción (ft)	27
23.	Límites para los esfuerzos a compresión en el concreto después del Presfuerzo:	28
24.	Límites para los esfuerzos a tracción en el concreto después del Presfuerzo:	28
25.	Perfil de una viga de concreto sin refuerzo con agrietamiento en la zona de tensión	29
26.	Perfil viga de concreto presforzado	29
27.	Figuras representativas de Torones: adheridos y no adheridos	31

28.	Fuerzas obtenidas de los diferentes tipos de Torones:	32
29.	Anclaje tipo S de Freyssinet	33
30.	Sistema de monoTorones: VSL no adheridos para losas postensadas	34
31.	Valores máximos de resistencia especificada a la tensión del acero de presforzado	36
32.	Valores de Gamma-p	37
33.	Valores aproximados de fps	38
34.	Perfil de refuerzo presforzado con curvatura	39
35.	Perfil de refuerzo presforzado con curvatura	39
36.	Geometría de los perfiles parabólicos	40
37.	Pérdidas de fricción por curvatura	42
38.	Pérdidas por fricción por oscilación	42
39.	Pérdidas por fricción por oscilación	44
40.	Esfuerzos máximos permisibles a tracción en aceros de Presfuerzo:	45
41.	Esfuerzos de compresión permisibles en el concreto tras la aplicación del presforzado	46
42.	Esfuerzos de tensión permisibles en el concreto tras la aplicación del presforzado	46
43.	Esfuerzos de compresión permisibles en el concreto bajo las cargas de servicio	47
44.	Deformaciones totales en el concreto	48
45.	Fuerzas auto-equilibrantes en el concreto presforzado	49
46.	Cálculo de esfuerzos en el concreto por metodología de la fuerza en el torón .	50
47.	Deflexiones máximas admisibles calculadas	51
48.	Expresiones para deflexiones debido a cargas uniformes y Contra-flecha: debido a la tensión del Presfuerzo:	52
49.	Efecto del tipo de torón en la excentricidad	55
50.	Perfil de un torón típico	57
51.	Fuerzas resultantes debidas al torón	57
52.	Análisis de cargas en una losa con distribución uniforme	58
53.	Análisis de cargas en una losa con distribución 75 % y 25 %	60
54.	Tipos comunes de distribución de Torones: en losas	62
55.	Ejemplo de distribución y cantidad de acero de refuerzo pasivo en esquinas y borde de la losa	65
56.	Análisis de líneas de Cedencia: en losas de dos direcciones	66
57.	Mecanismos de líneas de Cedencia:	68
58.	Tipos de fallas cortantes	69
59.	Visualización del perfil de un torón en conexión losa-columna	71
60.	Transferencia de momentos en conexión losa-columna	72
61.	Refuerzo torsional pasivo en columna exterior de losa	73
62.	Distribución de varillas de refuerzo	85
63.	Sección transversal losa reforzada	86
64.	Sección transversal viga principal 75x35 cm	86
65.	Sección transversal viga secundaria 60x30 cm	87
66.	Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 1 norte-sur	96
67.	Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 2 norte-sur	96

68.	Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 3 norte-sur	97
69.	Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 1 este-oeste	97
70.	Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 2 este-oeste	98
71.	Distribución de torones diseñada	103
72.	Detalle arreglo de refuerzo para el control de agrietamiento	104
73.	Detalle curvatura del torón en borde externo de losa	105
74.	Detalle curvatura del torón en panel interno de losa	105
75.	Detalle arreglo de refuerzo y torones en columnas	106
76.	Tabla cargas vivas - Parte 1	128
77.	Tabla cargas vivas - Parte 2	129
78.	Fuerza resistente de falla	129
79.	Fluencia plástica requerida	130
80.	Relación de diámetros entre alambres	130
81.	Radios de curvatura recomendados	131
82.	Tabulación de diámetros y curvatura de acero presforzado	132
83.	Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos	133
84.	Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos	134
85.	Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos	134
86.	Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos	135
87.	Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos	135
88.	Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos	136
89.	Diagrama de corte para el tramo A-B en dirección Norte Sur	136
90.	Diagrama de corte para el tramo A-B en dirección Norte Sur	137
91.	Diagrama de corte para el tramo B-C en dirección Norte Sur	137
92.	Diagrama de corte para el tramo B-C en dirección Norte Sur	138
93.	Diagrama de corte para el tramo C-D en dirección Norte Sur	138
94.	Diagrama de corte para el tramo C-D en dirección Norte Sur	139
95.	Diagrama de corte y momento para el tramo 1-2 en dirección Norte Sur . . .	139
96.	Diagrama de corte y momento para el tramo 2-3 en dirección Norte Sur . . .	140
97.	Diagrama de corte para el tramo A-B en dirección Norte Sur	141
98.	Diagrama de corte para el tramo A-B en dirección Norte Sur	142
99.	Diagrama de corte Y momento para el tramo B-C en dirección Norte Sur . .	143
100.	Diagrama de corte y momento para el tramo C-D en dirección Norte Sur . .	144
101.	Diagrama de corte y momento para el tramo 1-2 en dirección Norte Sur . . .	145
102.	Diagrama de corte y momento para el tramo 2-3 en dirección Norte Sur . . .	146
103.	Cuantificación de concreto y de acero para el refuerzo cortante alrededor de columnas en la losa postensada	147
104.	Cuantificación de acero para el control de agrietamiento en las esquinas y en los bordes de la losa postensada	148
105.	Cuantificación del acero de presfuerzo requerido para torones en la losa postensada	148
106.	Cuantificación de concreto y acero de refuerzo por fraguado y temperatura en la losa reforzada	149
107.	Cuantificación de acero por flexión en la losa reforzada	150

108. Cuantificación de concreto en vigas principales y secundarias en la losa reforzada	151
109. Cuantificación de acero longitudinal en vigas principales y secundarias de la losa reforzada	152
110. Cuantificación de acero requerido para los estribos en la viga principal y secundaria en la losa reforzada	153

Lista de cuadros

1.	Datos geométricos iniciales de la estructura a diseñar	79
2.	Cargas de diseño de la estructura	80
3.	Propiedades de materiales de diseño	80
4.	Espesor mínimo requerido para la losa	81
5.	Integración de cargas de la losa	81
6.	Carga última unitaria de la losa a partir de la integración de cargas	81
7.	Momento de diseño calculado a partir de los factores de distribución de momento de estructuras continuas	82
8.	Cálculo y verificación de acero a flexión positiva de la losa	83
9.	Cálculo y verificación de acero a flexión negativa de la losa	83
10.	Diseño de arreglo de acero para el refuerzo de fraguado y temperatura de la estructura	84
11.	Propiedades de los materiales utilizado en la losa postensada	87
12.	Espesor de losa mínimo según tipo de losa	88
13.	Integración de cargas de diseño	88
14.	Verificación preliminar de cortante por punzomaniento para determinar el espesor de la losa	89
15.	Carga balanceada por el acero de presfuerzo luego de ocurrir todas las pérdidas	89
16.	Excentricidades de la curvatura de los torones dentro de la losa	90
17.	Datos geométricos del perfil y fuerza del torón en dirección este - oeste	90
18.	Datos geométricos del perfil y fuerza del torón en dirección este - oeste	91
19.	Pérdidas dadas en los torones continuos de la losa	91
20.	Pérdidas dadas en los torones extra de la losa	92
21.	Fuerza y esfuerzo en los torones luego que ocurren todas las pérdidas	92
22.	Cálculo de la cantidad de torones según la fuerza total requerida y la fuerza de un torón luego de todas las pérdidas	92
23.	Cantidad y distribución de torones en un panel de losa	93
24.	Fuerza total inducida por la cantidad de torones propuestos para la losa	93
25.	Momentos obtenidos a partir de la metodología de marcos equivalentes para la dirección Este - Oeste	94
26.	Momentos obtenidos a partir de la metodología de marcos equivalentes para la dirección Norte - Sur	94
27.	Datos geométricos requeridos para el análisis de esfuerzos en la losa postensada	95

28.	Cálculo de los esfuerzos en diferentes ubicaciones críticas para el análisis de la losa	95
29.	Verificación que los esfuerzos totales se encuentren dentro de los límites admisibles para la sección	98
30.	Determinación de acero requerido para el control de agrietamiento en la losa postensada	99
31.	Verificación de la resistencia a flexión de la losa postensada	100
32.	Verificación de ductilidad de la losa postensada	100
33.	Verificación de resistencia a flexión por la transferencia de momentos en la columna interior	100
34.	Análisis de corte en columna interior B2	100
35.	Verificación de resistencia a flexión debida a la transferencia de momentos . . .	101
36.	Análisis de resistencia a corte en columna de borde B1	101
37.	Verificación del criterio cortante en columna de esquina	101
38.	Estimación y verificación de deflexiones de la losa postensada en análisis . . .	102
39.	Cuantificación del concreto de la losa reforzada	107
40.	Cuantificación de concreto en vigas principales y secundarias	107
41.	Cuantificación de concreto en vigas principales y secundarias	107
42.	Resultados de la cuantificación de la losa reforzada	108
43.	Cuantificación de acero de refuerzo y concreto en la losa postensada	108
44.	Cuantificación de acero presforzado para losa	108
45.	Precios unitarios de los materiales requeridos para la construcción según el diseño de ambas losas	109

Esta investigación tiene como objetivo principal el diseño y evaluación de losas postensadas de entrepiso como una alternativa a los sistemas constructivos de losa tradicionales en Guatemala. El concreto reforzado es uno de los sistemas de diseño y construcción más populares en Guatemala. Su aplicación es visualizada con mucha frecuencia dentro de la ciudad tanto en infraestructura vial como en edificaciones de diferentes usos. Esta metodología consiste en el refuerzo de concreto a través de varillas de acero que brindan al elemento controlado por la resistencia a compresión debida al concreto, la capacidad de soportar fuerzas de tensión sin fracturarse o agrietarse fácilmente.

Por otro lado, el concreto presforzado es un tipo de refuerzo del concreto que consiste en la inducción de tensiones elevadas al elemento atravesado por barras o torones de acero. Esta acción de presfuerzo da como resultado un sistema auto equilibrante de las fuerzas internas del mismo. Eso representa una mejora en la resistencia del concreto y su comportamiento al ser sometido a cargas externas. Además, al diseñar una estructura presforzada, el diseñador estructural tiene control sobre las deflexiones y agrietamiento de la estructura. Las losas postensadas tienen una amplia aplicación en sistemas de piso de diferentes estructuras, como edificios de apartamentos, edificios de oficinas, centros comerciales e incluso torres de parqueo. Guatemala es uno de los países que no ha evaluado el impacto que la implementación de este tipo de estructuras de entrepiso podría tener sobre el desarrollo de la infraestructura. Por esta razón, la evaluación de este tipo de sistemas de losa postensada como una alternativa a los sistemas utilizados tradicionalmente en Guatemala puede representar un tema de interés en el país.

Se inició la investigación al diseñar una losa postensada plana de entrepiso para una edificación destinada al uso de oficinas con una geometría predeterminada, así como también una losa de concreto reforzada, basada en los sistemas tradicionales guatemaltecos, para la misma geometría. Los resultados obtenidos de los diseños fueron comparados en términos de los espesores, arreglos y distribuciones de refuerzo de acero propuestos. Todos los cálculos del presente estudio fueron realizados siguiendo los requerimientos y especificaciones del código ACI 318-14 y la normativa AGIES NSE 7.3 2018.

La evaluación para determinar si el sistema de losa postensada representa una alternativa a los sistemas tradicionales constructivos de losas de entrepiso en Guatemala se basó en

los aspectos arquitectónicos, estructurales y económicos, así como también sus ventajas y desventajas dentro de los mismos puntos de discusión. Las conclusiones fueron establecidas en relación a cada uno de los sistemas de losa diseñados, las cuantificaciones de los materiales requeridos, las ventajas y desventajas estructurales evaluadas y, por último, el análisis económico según los costos de los materiales del mercado guatemalteco.

The present investigation study is focused on the design and evaluation of postensioned-slabs for floor systems of buildings as and alternative to slabs systems based on the transitional constructive systems in Guatemala.

Reinforced concrete is one of the most popular and traditional constructive methods implemented in structural design in Guatemala. It consists of a concrete element with embedded steel bars that give the element the capacity to resist traction stresses and deformations as well as its compressive strenght due to the concrete.

On the other hand, prestressed concrete is a type of reinforced concrete in which its reinforcement is tensioned in the concrete. This prestressing action gives as a result a self-equilibrant system of its internal forces. This creates an improvement of concrete resistance and response to external forces, not to mention that when a prestressed element is being designed, the structural egineer has control over the cracking and deflection of the structure itself.

Postensioned-slabs have a popular aplication in floor systems of shopping centers, residential and office buildings around the world. Guatemala is one of the countries that has not evaluated the impact that the implementation of postensioned slab systems could mean for its infrastructural development. Therefore, the evaluation of this type of system as an alternative to traditional slab systems used in Guatemala could represent a topic of interest and importance in the country.

The investigation started by designing a postentioned floor slab for an office building with predetermined geometry as well as the design of a reinforced concrete slab using the same geomtry. The results from the designs were then compared in terms of the depth and steel arrangements proposed for both slabs. Every calculation done for the design of both slabs followed the requirements and specifications of the ACI 318-14 code and the AGIES NSE 7.3 2018.

The evaluation to determine if the postensioned systems as an alternative to traditional constructivte systems of Guatemala was done based on the architectural, structural and economical advantageges and disadvantages of both systems. Conclusions were established in

reference to the results obtained in the calculations, the structural representations of each slab system, the quantification of materials required in each of the slabs and finally, an economic analysis based on market prices for Guatemala and the materials needed, as well as the handwork.

En Guatemala se utilizan los sistemas tradicionales de hormigón armado, losacero, vigueta y bovedilla para la construcción de losas en edificaciones de concreto. Estas metodologías han resultado funcionales para el país, ya que los costos de mano de obra y los materiales son aceptables, sin mencionar que se requiere de mano de obra poco calificada para ejecutar los procedimientos. Por esta razón no se ha recurrido a utilizar metodologías alternativas e innovadoras que podrían ofrecer ventajas con respecto a resistencias, procedimientos, costos, etc. Guatemala es uno de los países que ignora las ventajas de la implementación de otro tipo de tecnología en el proceso constructivo de edificaciones y surge la importancia de hacer una evaluación de técnicas de postensado como una metodología alternativa de construcción.

Las losas postensadas consisten en concreto de alta resistencia y una armadura activa que es tensada una vez que el hormigón haya Faguado: y alcanzado su resistencia a compresión máxima, y de esta forma, soportar las tensiones que se inducirán al concreto a través de los cables de acero. Las tensiones inducen esfuerzos de signo opuesto a las acciones gravitacionales de la losa, permitiendo a la losa soportar mayores cargas y mejorando el comportamiento de la estructura en general.

El objetivo principal de esta investigación es analizar y determinar las ventajas y desventajas de una losa postensada en comparación de uno de los sistemas actualmente utilizados en la construcción de losas de entrepiso para edificaciones en Guatemala. Para llevar a cabo la evaluación entre ambas estructuras, se diseña una losa de entrepiso de concreto reforzado para una edificación de oficinas con especificaciones geométricas predeterminadas y luego, se toma la misma geometría de losa y se diseña como una losa de concreto postensada. De esta manera asegurar que el punto de partida de comparación entre estructuras fuera el mismo. Además, se evalúa la eficiencia económica de las losas de entrepiso postensadas y así respaldara su viabilidad para una futura implementación en Guatemala. El diseño del elemento estructural es realizado bajo las indicaciones del ACI 318-14 y la norma guatemalteca sobre el concreto presforzado NSE 2018.

A. Objetivo general

Determinar si el diseño de losas planas postensadas para entrepiso según los requerimientos del código ACI 318 – 14 y las normas AGIES NSE 2018 y su aplicación para edificaciones es una alternativa más eficiente que los sistemas tradicionales constructivos de losas implementados en Guatemala.

B. Objetivos específicos

- Efectuar una comparación estructural entre un sistema postensado para entrepisos y un sistema de losa tradicional fundida *in situ*.
- Comparar las ventajas y desventajas entre el diseño tradicional de una losa de concreto reforzado siguiendo los sistemas tradicionales constructivos del país y el diseño de una losa postensada para edificaciones.
- Determinar la rentabilidad económica de una losa de entrepiso postensada en Guatemala versus los sistemas de losa tradicional fundidos *in situ*.

A. Códigos, especificaciones y normas de diseño

1. ASCE/SEI 7-16

La norma utilizada para determinar las cargas mínimas de diseño en edificaciones y otras estructuras es el ASCE 7-16 o *American Society of Civil Engineers 7-16*. El contenido de la normativa está enfocado en las combinaciones de carga, todos los diferentes tipos de cargas existentes y criterios respecto a diseño sísmico. Los tipos de cargas que se especifican dentro de la normativa son: cargas muertas, cargas de suelo, cargas por presión hidrostática, cargas vivas, cargas por inundación, cargas por tsunami, cargas de nieve, carga de lluvia, carga de viento y cargas de hielo.

El contenido de la normativa está basado en las definiciones, connotaciones, requerimientos de diseño y diferentes detalles sobre cada una de las cargas respectivas. [1]

2. ACI 318-14

El código ACI 318-14 ha sido publicado por el *American Concrete Institute* de los Estados Unidos, y contiene los requisitos de reglamento para concreto estructural. Según dicta el prefacio del mismo, el código contiene los requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. También cubre sistemas estructurales, miembros, conexiones, incluyendo concreto fundido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, concreto reforzado, construcciones compuestas, concreto presforzado y pasivo. Entre los temas desarrollados dentro del código se tiene diseño y construcción para resistencia, métodos de análisis estructural, límites de las deflexiones, anclaje mecánico y adherido a concreto y desarrollo y empalme de refuerzo. [2]

3. AGIES NSE 2018

La norma NSE 2018 de las Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, por sus siglas AGIES, es la normativa existente en el país que contiene las especificaciones y recomendaciones para la construcción de estructuras basadas en los requerimientos de Guatemala. Es importante mencionar que, AGIES NSE 2018 está basado en el código ACI 318-14 de Estados Unidos, pero con alteraciones en diferentes temas para su adaptación al país. La asociación ha desarrollado diferentes guías con especificaciones a diferentes aplicaciones entre las cuales se encuentra una norma para la construcción de concreto presforzado. El contenido completo de la normativa NSE 7.3 2018 para el diseño de elementos presforzados, dirige al lector a las especificaciones y requisitos descritos en el código ACI 318-14. [3]

B. Sistema tradicional de diseño en Guatemala

Cuando se habla del sistema tradicional de diseño en Guatemala se refiere a la metodología utilizada en la mayoría de las edificaciones para el diseño de losas de entrepiso. En Guatemala, el diseño estructural de losas se concentra en las losas que distribuyen las cargas en una dirección, ya que es un diseño sencillo, funcional y logra satisfacer las demandas de las cargas de diseño y sísmicas. En cuanto a la composición de las losas, se construyen losas de concreto macizas, es decir, armadura de acero para resistir los esfuerzos de tensión y fundición de concreto para resistir los esfuerzos de compresión.

Además de las losas macizas también es común la construcción de losas de vigueta y bovedilla, ya que el tiempo de construcción, por tratarse de elementos prefabricados, es muy eficiente y ahorra costos en mano de obra y materiales. Además, este tipo de losas ha probado ser funcional en el país, lo cual lo ha hecho muy popular en la construcción de edificaciones. [4]

C. Tipología de losas

Las losas son elementos estructurales cuyo plano dominante es el horizontal, ya que sus dimensiones, en comparación de las verticales, son mucho mayores. En edificaciones y residencias, las losas están diseñadas para soportar las cargas perpendiculares a su plano y para dividir horizontalmente el espacio vertical de una estructura conformando diferentes niveles. De esta manera, una losa conforma el piso de un nivel y, al mismo tiempo, el cielo de otro. Además, las losas son los elementos estructurales que reciben la carga directa de una estructura, ya que sobre ella se desarrollan las cargas de servicio para la que se diseñó la misma; otra de sus funciones es transmitir estas fuerzas al resto de elementos estructurales, ya sea vigas y columnas, muros estructurales o el terreno donde estén directamente apoyadas. [5]

1. Losas según su composición

Losas de concreto armado (macizas)

Las losas de concreto armado consisten en grandes placas compuestas de concreto en todo su volumen y varillas de acero. Una losa de concreto se trata de un elemento de sección transversal rectangular con espesor pequeño. Las características de este tipo de losas se basan principalmente en su elevada resistencia a esfuerzos de compresión y su resistencia a esfuerzos de tensión obtenido de las varillas de acero armadas dentro de su estructura. Este tipo de losas requiere de un diseño estructural para la determinación de sus espesores y los tipos de varilla con la cual se formará el armado del acero en ambos sentidos, sus espaciamientos, amarres, etc.

Otra de las características de esta losa es su peso elevado, debido a que la mayor parte de su composición es de concreto (mezcla de cemento, arena, agua y agregado grueso) el elemento final tiene un gran peso; lo que representa también una elevada rigidez. Que sea un elemento rígido significa que las deformaciones que la losa podrán alcanzar sin romperse son limitadas, por esta razón la losa de concreto armado se utiliza para luces reducidas (menor distancia entre apoyos: columnas, vigas perimetrales o muros estructurales). [5]

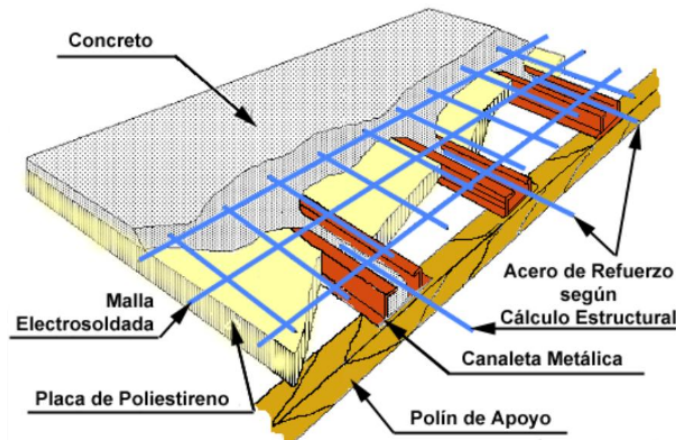


Figura 1: Detalle constructivo de una losa maciza

[6]

Losas aligerada reticulada

Una losa aligerada reticulada es una losa que está compuesta de concreto, resistiendo los esfuerzos de compresión, y de acero, resistiendo los esfuerzos de tensión. Pero, a diferencia de una losa de concreto armado maciza, una losa aligerada no se funde en todo su volumen, sino que se dejan espacios vacíos, bajo su cara inferior, de modo que no se utilice tanto concreto y sean más livianas. [7]

La losa se denomina reticulada porque su armadura de varillas de acero consiste en un sistema de vigas pequeñas en ambos sentidos que forma una retícula y deja espacios intermedios. Estos espacios son los vacíos en donde no se funde concreto para asegurar que

sea menos pesada y que generalmente, son rellenos con materiales ligeros y resistentes, como por ejemplo espuma de polietileno o una bovedilla de material pómez, y de esta forma se obtiene una losa lisa y alivianada. Es importante mencionar que, debido a la complejidad en las instalaciones de las varillas de acero, sus empalmes, espaciado y adecuada fundición de concreto, tanto para la construcción de una losa maciza o una losa aligerada, se requiere de un número adecuado de personal y una excelente supervisión de los trabajos. [7]



Figura 2: Losa aligerada reticulada
[8]

Losa de vigueta y bovedilla

El sistema de losas vigueta y bovedilla es utilizado con frecuencia para la construcción de entresijos y cubiertas de edificaciones. La construcción de estos elementos se basa en una losa aligerada reticulada, ya que comúnmente se compone de una serie de vigas de concreto reforzado a cada 50 o 90 centímetros (depende del diseñador estructural) y una bovedilla compuesta de cemento y arena o un material pómez, relleno de este espacio entre viguetas. Es importante mencionar que, las vigas o viguetas utilizadas en este sistema pueden ser armadas con varillas de acero o pre-tensadas. La elección del tipo de refuerzo a utilizar en las vigas quedará a criterio del diseñador estructural, basado en el tipo y uso de obra.

Finalmente, por encima de la estructura vigueta-bovedilla se funde una capa de concreto de por lo menos 4 centímetros y una electro-malla para soportar los momentos negativos de la losa. Además, esta fundición proporciona un acabado liso. Como se mencionó anteriormente, la bovedilla reduce el área de concreto utilizada y, asimismo, el peso propio de la losa y los costos invertidos en la fundición, formaleta y puntales. [4]

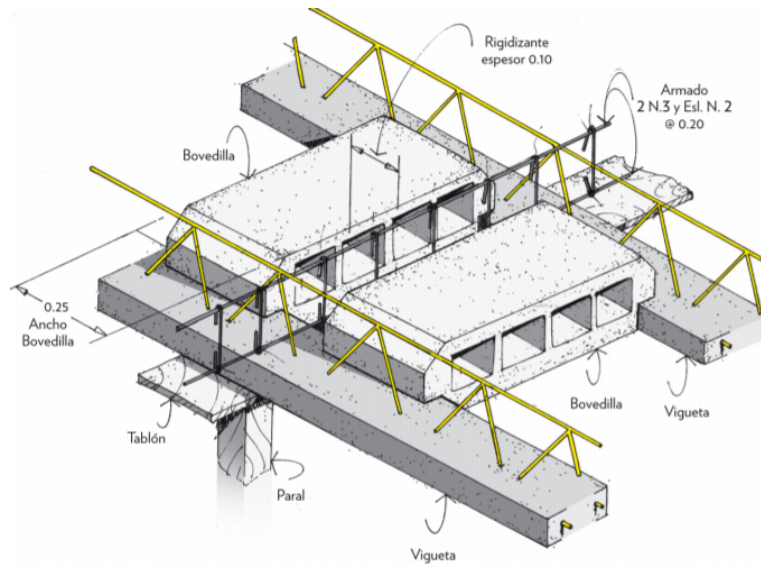


Figura 3: Detalle constructivo de una losa de vigueta y bovedilla [9]

Molde LK

La losa construida con molde LK es una losa que funciona de la misma forma que una losa de vigueta y bovedilla, pero en este caso la losa está compuesta por una serie de vigas de concreto armado y un vacío entre ellas. El molde LK es utilizado como sustitución de la bovedilla que rellena el espacio vacío. Este funciona como formaleta para el espacio vacío entre las vigas a la hora de fundir el concreto. [9]

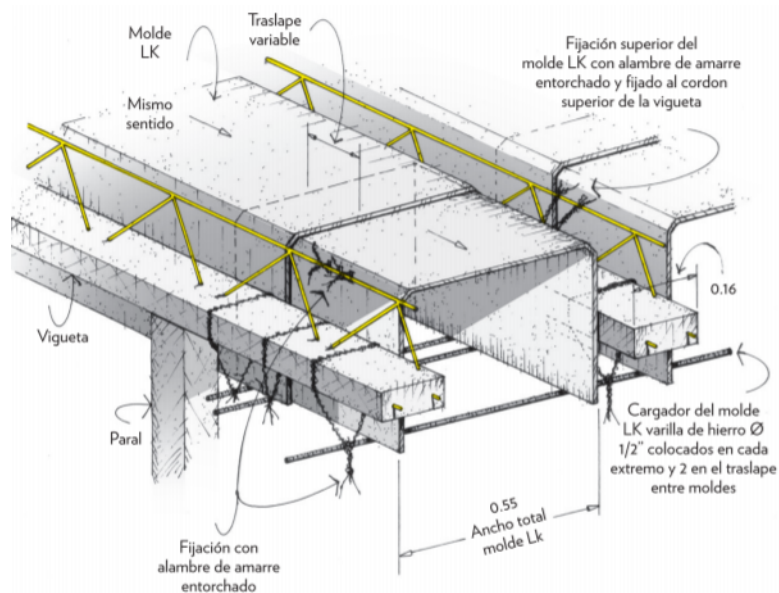


Figura 4: Detalle constructivo de una losa con molde LK [9]

Lámina troquelada (Metaldeck)

La lámina troquelada o metaldeck es un sistema de entrepiso conformado por acero para trabajar en conjunto con el concreto para formar una losa eficiente de forma rápida y económica. El metaldeck es una opción resistente y muy eficiente en zonas sísmicas. Su fabricación consiste en acero galvanizado y se rige cumpliendo las normas ASTM A-653. [10]

El metaldeck está compuesto por una lámina acanalada de acero estructural que cumple con el papel de resistir todos los esfuerzos a tensión generados en la losa y la fundición de concreto que rellena los canales de la lámina proporcionando una superficie plana como acabado de la losa. Además, el concreto actúa como el elemento resistente a esfuerzos de compresión y proporciona rigidez al entrepiso. Este tipo de losa generalmente es apoyado en un sistema de vigas de acero que son conectadas a la lámina troquelada por medio de pernos resistentes a esfuerzos cortantes.[9]

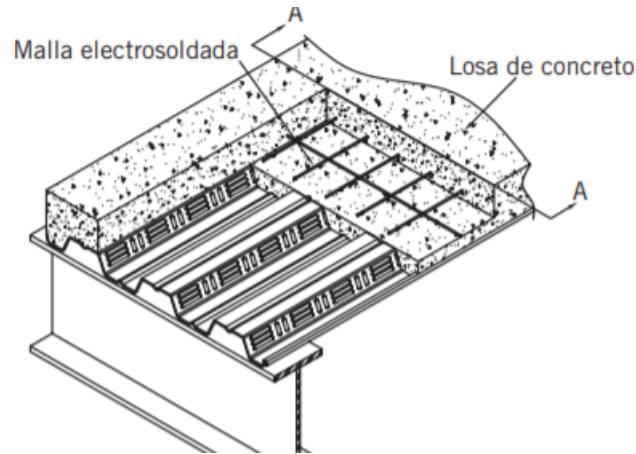


Figura 5: Detalle constructivo de una losa de acero
[11]

Otra característica importante de la lámina troquelada es su rápida instalación, por lo que se ahorran costos en mano de obra y tiempo de construcción. Además, la lámina de acero funciona como una plataforma segura sobre la cual se pueden realizar el resto de los trabajos, esto representa menos cantidad de material requerido para su construcción, ya que normalmente se deben construir plataformas o cimbras de madera sobre las cuales se suele trabajar y luego desinstalar. [4]

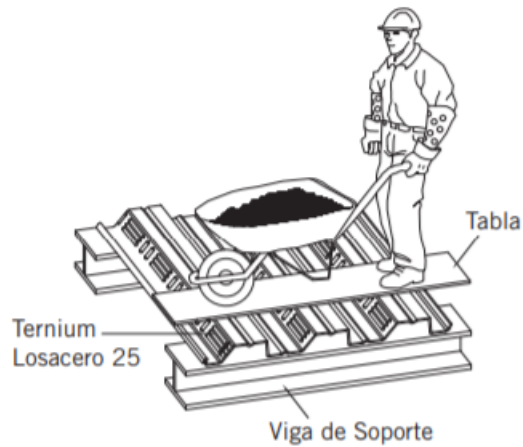


Figura 6: Uso de lámina troquelada como una plataforma segura destinada a su misma construcción [11]

2. Losas según su construcción

Losas construidas *In situ*:

Las losas construidas *In situ*, son construidas en obra. En general se refiere a las losas de concreto reforzado, que consisten en la colocación de una Formaleta fenólica: que servirá como molde y plataforma de trabajo; sobre ella, se debe realizar el refuerzo con las varillas de acero y luego la fundición de esta. Entre las losas construidas *In situ*: se incluyen las losas en una dirección y en dos direcciones. Aunque la metodología de losas *In situ*: es la más utilizada en Guatemala, el tiempo de construcción y costos de mano de obra en comparación de una losa prefabricada, es significativamente mayor. [12]

Losas prefabricadas

La prefabricación se refiere a los procedimientos industriales o semi-industriales realizados para la elaboración de alguna pieza que luego compondrá un elemento estructural como por ejemplo una losa. El objetivo de los elementos prefabricados es asegurar un control sobre los procesos y materiales que participan en la fabricación y así, asegurar la productividad y eficiencia en obra. La metodología de losas prefabricadas provocó un gran cambio en la industria de la construcción con base a las metodologías tradicionales de losa construidas en obra, ya que no solamente representa una fácil instalación, sino que ahorra costos en concreto, madera, mano de obra y tiempo. [2]

3. Losas según su diseño estructural

Losas fundidas *in situ* de una dirección

Se clasifican como losas en una dirección aquellas losas que están apoyadas en dos lados opuestos, debido a que la flexión sucede únicamente en una dirección: perpendicular a los ejes de soporte. De forma general, las losas que poseen un de los bordes dos o más veces mayor que el lado corto de la losa, se comportará bajo cualquier caso como una losa en una dirección; la flexión siempre actuará en el plano del lado corto. El diseño de losas en una dirección debe estar regido por las normas indicadas en el ACI 318-14, capítulo 7. Este capítulo incluye todo lo referente a los límites de diseño, fuerza requerida, fuerza de diseño, límites de refuerzo y detallado aplicable a las losas que se deflectan en una dirección. [2]

Losas fundidas *in situ* de dos direcciones

Las losas bidireccionales deben estar apoyadas en tres o más de sus bordes, ya que la deflexión se da en ambas direcciones. Las losas bidireccionales representan un elemento estructural complejo, ya que los esfuerzos de flexión en dos direcciones deben ser contenidos y reducidos a través de hileras de columnas y vigas de soporte en su perímetro. Debido a los esfuerzos tan grandes resistidos por estas losas, los claros existentes entre sus apoyos no pueden ser muy grandes, lo que representa una de las mayores desventajas de este tipo de losas. El diseño de losas en dos direcciones debe estar regido por las normas indicadas en el ACI 318-14, capítulo 8. Este capítulo incluye todo lo referente a los límites de diseño, fuerza requerida, fuerza de diseño, límites de refuerzo y detallado aplicable a las losas que se deflectan en dos direcciones con o sin vigas entre los apoyos; específicamente losas macizas, lámina troquelada y no aplica para losas pre- o postensadas. [2]

D. Conceptos para el diseño estructural de losas de entrepiso

1. Cargas típicas en entrepisos según el ASCE/SEI 7-16

Los entrepisos son sometidos a cargas muertas y vivas. Las cargas muertas son todas aquellas cargas que son permanentes dentro de una estructura, tales como paredes, pisos, techos, gradas, tabiques, acabados y similares incorporados arquitectónica y estructuralmente. Las cargas muertas no están limitadas solo a estas partes estructurales, sino también puede incluir equipos o sistemas que forman parte de la estructura. Algunas de las cargas muertas típicas incluidas en el diseño de entrepisos son tabiques, piso y relleno y peso propio del entrepiso. [1]

Por otro lado, las cargas vivas son todas aquellas cargas que se toman en cuenta dependiendo de la ocupación de la estructura. Es decir, si se habla de un edificio, se debe definir si este será utilizado para apartamentos, oficinas, hotel, etc. Ya que, si se trata de un edificio de apartamentos se toman el mobiliario, equipo, personas que actuarán sobre la estructura. Las cargas vivas con las que se diseñará la estructura debe ser la cantidad de carga máxima esperada para el uso intencionado a esa estructura, pero no debe ser en

ninguna circunstancia menor que la carga distribuida mínima esperada; como se especifican en el cuarto capítulo del ASCE 7-16 en la Tabla 4.3-1 (Ver Anexo 76).

2. Espesores mínimos requeridos según el ACI 318-14

El espesor mínimo de una losa, según indica el ACI 318-14 en el artículo 7.3.1.1, depende del largo de la losa y un factor asignado de acuerdo con el tipo de soporte de esta: simplemente apoyada, empotrada de un extremo, continua en ambos extremos o empotrada de ambos lados. Pero, el espesor final de una losa dependerá de las luces y cargas de servicio, así como también del diseño estructural y/o el tipo de losa a utilizar.

Condición de apoyo	h mínimo ^(a)
Simplemente apoyadas	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

Figura 7: Espesor mínimo de losa en una dirección
[2]

En donde:

- h = Espesor mínimo de la losa en (pulgadas)
- l = Luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo (pulgadas)

Los espesores mínimos varían según el tipo de losa. En el caso de una losa en dos direcciones el artículo 8.3.1.2 del capítulo 8 del código ACI 318-14 especifica que los espesores de losas en dos direcciones no presforzadas con vigas entre todos sus apoyos, deben cumplir con los límites tabulados a continuación.

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h, pulg.		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[2], [3]}
		5.0	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2], [3]}
		3.5	(e)

Figura 8: Espesor mínimo de losas en dos direcciones
[2]

En donde:

- h = Espesor mínimo de la losa en (pulgadas)
- f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado, (lb/pulg²)
- ℓ_n = Luz libre medida entre caras de los apoyos (pulgadas)
- β = Relación de la dimensión larga a corta de las luces
- α_{fm} = Valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel.
- α_f = Relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.

Recubrimientos mínimos en losas

Los recubrimientos mínimos en losas están especificados en el artículo 20.6.1.3.1 del código ACI 318-14, en donde se categorizan los recubrimientos según exposición, el elemento estructural y tipo de refuerzo. Como se puede observar en la Figura 9, en el caso de las losas sin exposición al medio ambiente ni contacto directo con el suelo y suponiendo un refuerzo de varillas No.11 o menores, el recubrimiento mínimo debe ser de tres o cuatro pulgadas. El recubrimiento es importante porque está directamente involucrado con la resistencia del elemento diseñado. El papel del recubrimiento es una barrera de protección para la armadura incluida dentro del elemento de concreto, asegurando la resistencia y el desempeño de estos materiales a largo plazo.

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, pulg.
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	3
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 6 a No. 18	2
		Barra No. 5, alambre W31 ó D31, y menores	1-1/2
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 14 y No. 18	1-1/2
		Barra No. 11 y menores	3/4
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	1-1/2

Figura 9: Recubrimientos específicos para elementos de concreto fundidos *in situ* no pretensados [2]

Las especificaciones del recubrimiento de concreto del elemento varían y se deben seguir lo indicado en la Tabla 20.6.1.3.2 del código. Los componentes de la tabla son los mismos que lo mostrado en la Figura 10, pero los valores del recubrimiento recomendado cambian debido a la diferencia en las armaduras de refuerzo, los ductos y los elementos en los extremos.

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, pulg.
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	3
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	1
	Todos los demás	Todos	1-1/2
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	3/4
	Vigas, columnas, y amarres a tracción	Refuerzo principal	1-1/2
		Estribos, espirales y estribos cerrados de confinamiento	1

Figura 10: Recubrimientos específicos para elementos de concreto fundidos *in situ* pre-esforzados [2]

Metodología de diseño por los factores de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design - LRFD)

La metodología LRFD o diseño por factores de carga y resistencia se basa en los criterios de Estado límite. Este estado representa la condición en la que un elemento estructural es sometido a una carga a tal grado que la estructura deja de ser segura para los ocupantes debido a su resistencia límite. Los diseños realizados bajo las especificaciones de esta metodología deben satisfacer la condición que, cada uno de los componentes estructurales igualen o excedan la resistencia requerida determinada con base a las combinaciones de carga correspondientes.

La metodología consiste en el mayoro de las cargas de diseño y la disminución de las resistencias por medio de factores establecidos que son menores a la unidad.

Combinaciones de carga del código ACI 318-14

Las combinaciones de carga y los factores de mayoro representan la carga última que debe resistir el elemento estructural. El código ACI 318-14 especifica en el artículo 5.3.1 que existen diferentes tipos de combinaciones que dependen de los tipos de carga utilizadas. Entre las cargas que se consideran se tiene: carga muerta D, carga viva L, carga viva de

techo L_r , carga de nieve o ceniza S , carga de lluvia R , carga de viento W y carga de sismo E , para los países de baja sismicidad que no cuenten con un manual específico para ello. La Figura 11 muestra las diferentes combinaciones de carga de las cuales el diseñador debe elegir según las cargas a las que será sometido el elemento estructural.

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Figura 11: Combinaciones de cargas
[2]

Factores de reducción de resistencia del código ACI 318-14

El objetivo de la reducción en la resistencia de los componentes estructurales es no solamente tomar en cuenta las incertidumbres sobre la resistencia real de los materiales de construcción, las posibles variaciones en el dimensionamiento de las secciones de concreto y la colocación real del refuerzo de acero, sino también las posibles incertidumbres en las ecuaciones y aproximaciones del análisis y diseño.

Los factores de reducción de resistencia son los valores establecidos por el código ACI 318-14 en el capítulo 21 y específicamente en los artículos 21.2.1 y 21.2.2. Se consideran dos tablas importantes en donde se establecen los valores de factores de reducción ϕ para diferentes situaciones. En la primera tabla (Figura 12), se muestra de forma general los rangos o valores del factor de reducción ϕ para diferentes acciones o elementos, como por ejemplo fuerzas axiales, fuerzas de corte, elementos de concreto sin refuerzo, etc. En la Tabla 21.2.2 (Figura 1) del código se muestran los criterios para la determinación del factor de reducción basados en la deformación unitaria del acero y si esta se encuentra controlada por tensión, compresión o en Transición: para la aplicación de momentos, fuerzas axiales o combinaciones en los elementos de concreto reforzado. Los factores de reducción deben determinarse tomando en cuenta las condiciones correspondientes al diseño y siguiendo los artículos 21.2.1 y 21.2.2, así como las excepciones, del código.

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.6	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

Figura 12: Factores de reducción de resistencia [2]

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3	TM	Otro	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transición ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

Figura 13: Factor ϕ para elementos sometidos a momentos y/o fuerzas axiales [2]

En donde:

- ϕ = Factor de reducción de resistencia
- ϵ_t = Deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tensión, en el estado de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones unitarias causadas por presfuerzo efectivo, flujo plástico, retracción de fraguado, y variación de temperatura.
- ϵ_{ty} = Valor de la deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tensión, usado para definir una sección controlada por compresión.

El valor de reducción para elementos sometidos a momentos y/o fuerzas axiales mostrado en la Figura 13, debe ser determinado dependiendo del comportamiento que tenga el elemento estructural. Los miembros pueden estar controlados por compresión, tracción o Transición: y para cada uno de estos casos el factor de reducción ϕ tiene un valor específico.

La deformación unitaria a tracción ϵ_t es la deformación unitaria a tensión calculada en el refuerzo extremo a tensión en el estado de resistencia nominal del elemento. Esta deformación unitaria se determina a partir de una distribución de deformaciones unitarias lineales en el estado de resistencia nominal, la cual es válida para elementos pasivos.

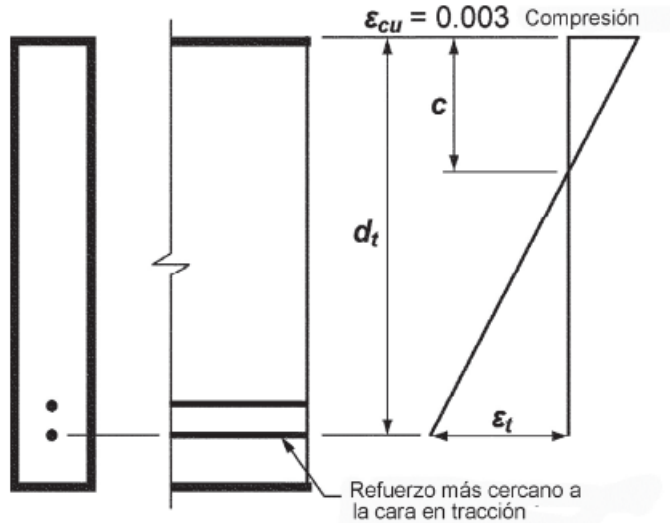


Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no preesforzado.

Figura 14: Distribución de deformación unitaria lineal en el estado de resistencia nominal [2]

Cuando un miembro está sometido únicamente a fuerzas de compresión, se considera que está controlado por compresión. Por otro lado, cuando un miembro solo está sometido a fuerzas de tensión, se consideran controlados por tracción. Cuando se habla de un elemento de concreto reforzado, una parte de la sección está sometida a esfuerzos de tracción y la otra a esfuerzos de compresión y la manera en que se determina por qué esfuerzo está controlado es a través de la deformación unitaria neta a tracción del acero de refuerzo extremo. Cuando esta deformación unitaria ϵ_t es mayor que 0.005, la sección se define como controlada por tracción. Para la cual se generará una clara advertencia a través de deflexiones y fisuraciones antes de fallar, ya que el límite de 0.005 representa ductilidad suficiente en la mayoría de casos. Para este caso, la tercera fila de la Tabla 21.2.2 indica que los elementos con espirales y otros, deben utilizar un factor de reducción de 0.90 respectivamente.

En el caso que la deformación unitaria en el acero de tensión sea menor que el límite establecido para la deformación unitaria controlada por compresión (ϵ_{ty}), se espera una condición de falla frágil, sin ninguna clase de advertencia. El código ACI 318-14 define el límite de deformación unitaria en el acero controlado por compresión (ϵ_{ty}) como 0.002 para refuerzo grado 60 y todos los refuerzos presforzados. Para este caso, la Figura 14 indica que para elementos con refuerzo transversal en forma de espiral se utilice 0.75 y para cualquier otra clase de refuerzo transversal de utilice 0.65 como factor de reducción. [2]

Por último, cuando un elemento tiene una deformación unitaria neta del acero en tensión ϵ_t mayor a la deformación unitaria neta del acero en tensión controlada por compresión ϵ_{ty} , pero menor que 0.005, se tiene una sección en región de Transición: entre las secciones controladas por compresión y las controladas por tracción. Para este caso el factor de reducción ϕ debe ser calculado siguiendo las ecuaciones dadas en la Figura 13 según su tipo de refuerzo transversal correspondiente. [2]

Acero de refuerzo mínimo requerido en losas según ACI 318-14

Los límites de refuerzo para losas en una dirección se encuentran en la sección 7.6 del código. El artículo 7.6.1 aborda los refuerzos mínimos de acero en losas sometidas a flexión y no pretensadas, la Tabla 7.6.1.1 muestra los criterios para la determinación del acero mínimo en losas en una dirección sometidas a flexión dependiendo del tipo de refuerzo utilizado y el esfuerzo de Fluencia: del acero.

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	$A_{s,min}$	
Barras corrugadas	< 60,000	0.0020 A_g	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

Figura 15: Acero de refuerzo mínimo para losas de una dirección sometidas a flexión [2]

En donde:

- f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo pasivo (lb/pulg²)
- A_s = área de refuerzo longitudinal pasivo a tracción (pulgadas²)
- A_g = área bruta de la sección de concreto (pulgadas²). Para una sección con vacíos, el área gruesa es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos.

Por otro lado, en el artículo 7.6.2 se especifica el caso del acero de refuerzo mínimo en losas presforzadas sometidas a flexión. En este artículo se especifica que el área de acero (A_s) y el área del refuerzo longitudinal presforzado (A_{ps}) deberían ser adecuados para desarrollar un factor de por lo menos 1.2 veces de la carga de ruptura calculada.

El refuerzo mínimo pasivo para losas en dos direcciones con acero presforzado adherido o no adherido, se encuentra especificado en el ACI 318-14 en el artículo 8.6.2.3.

Zona	f_t calculado después de considerar todas las pérdidas, lb./pulg. ²	$A_{s,min}$, pulg ²	
Momento positivo	$f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$	No se requiere	(a)
	$2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0.5f_y}$	(b) ^{[1], [2], [4]}
Momento negativo en la columna	$f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$	$0.00075A_{cf}$	(c) ^{[3], [4]}

Figura 16: Acero longitudinal de refuerzo mínimo para losas en dos direcciones con Torones: adheridos o no adheridos [2]

En donde:

- f_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (lb/pulg²)
- f_t = esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta después de tener en cuenta todas las pérdidas de presforzado (lb/pulg²).
- $A_{s,min}$ = área mínima de refuerzo de flexión (pulgadas²).
- N_c = fuerza resultante en tracción en la porción de la sección de concreto que está sometida a los esfuerzos de tracción debidos a los efectos combinados (lb).

Y en el caso de losas presforzadas con Torones: no adheridos, el artículo 7.6.2.3 especifica que el área mínima de acero de refuerzo pasivo debería ser 0.004 veces el área de la sección transversal entre la cara a tensión flexionante y el centroide de la sección gruesa.

El refuerzo mínimo para losas en una dirección sometidas a esfuerzos de corte está especificado en el artículo 7.6.3 y 9.6.3 del código. Se deberá tomar en cuenta un área de refuerzo mínima cuando el esfuerzo cortante último es mayor que la resistencia última requerida y seguir las especificaciones de la Tabla 9.6.3.3 para el cálculo de esta área mínima para losas presforzadas y no presforzadas.

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$			
No presforzadas y presforzadas con $A_{ps}f_{se} <$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)	
		$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)	
Presforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	El mayor de:	$0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
			$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)	

Figura 17: Área de refuerzo mínima por esfuerzos cortantes [2]

En donde:

- $A_{s,min}$ = área mínima de refuerzo de flexión (pulgadas²).
- A_{ps} = área de refuerzo longitudinal presforzado en tracción (pulgadas²).
- f_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (lb/pulg²).
- f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo, después de que han ocurrido todas las pérdidas de presforzado (lb/pulg²).
- f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de presforzado (lb/pulg²).
- f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no presforzado (lb/pulg²).
- f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal (lb/pulg²).
- b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular (pulgadas).
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (pulgadas).

Acero por Faguado: y temperatura según el ACI 318-14

El artículo 24.4 especifica que el acero por Faguado: y temperatura debe colocarse perpendicular al refuerzo de acero por flexión en losas en una dirección. Para determinar el área de refuerzo por Faguado: y temperatura deben seguirse las razones del refuerzo contra el área gruesa del concreto indicadas en la siguiente tabla.

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	Cuantía mínima de refuerzo	
Barras corrugadas	< 60,000	0.0020	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$
			0.0014

Figura 18: Razones mínima de refuerzo por Faguado: y temperatura [2]

En donde:

- f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo pasivo (lb/pulg²).

El refuerzo por contracción del concreto y cambios de temperatura no debe estar separado entre centros más de cinco veces el espesor de la losa o 18 pulgadas, dependiendo el menor resultado.

Para que una losa de una dirección fundida *In situ*: no requiera de refuerzo por Faguado: y temperatura se deben cumplir las 3 de las siguientes condiciones:

1. El elemento fundido no supera los 12 pies de largo.
2. El elemento no se encuentra conectado mecánicamente para producir una restricción transversal.
3. El elemento no requiere de refuerzo de acero para resistir esfuerzos de flexión.

En el caso de elementos de concreto presforzados el acero por Faguado: y temperatura es tomado en cuenta en la armadura de acero activa, para la cual se deben cumplir diferentes requerimientos dependiendo del tipo y uso de la estructura. Por ejemplo, se deben cumplir con los requerimientos de la Tabla 20.3.2.2 para la resistencia máxima especificada a la tracción del acero presforzado.

Espaciamientos máximos del acero principal según el ACI 318-14

Uno de los objetivos principales del espaciamiento entre las varillas es que a la hora de fundir el concreto, este tenga lugar para pasar y rellenar, evitando la formación de agujeros dentro del elemento de concreto. Según el artículo 25.2.1 del código, para refuerzo paralelo en un plano horizontal, la distancia libre entre varillas no debe ser menor que el máximo valor obtenido de las siguientes condiciones:

- 1 pulgada
- El diámetro nominal de varilla
- 4/3 del diámetro del agregado

En el caso del refuerzo paralelo colocado en dos o más capas horizontales, el refuerzo en las capas de arriba puede ser colocado directamente sobre el refuerzo de la primera capa con un espaciamiento de por lo menos una pulgada.

En el caso de refuerzo presforzado el espacio mínimo de centro a centro está indicado en la Tabla 25.2.4 del código, de los valores indicados en la tabla la distancia mínima debe ser por lo menos el máximo de los valores tabulados y también 4/3 del diámetro del agregado más el diámetro nominal de la varilla.

f'_c , lb./pulg. ²	Diámetro nominal del torón, pulg.	s mínimo
< 4000	Todos	$4d_b$
≥ 4000	< 0.5 pulg	$4d_b$
	0.5 pulg.	1-3/4 pulg.
	0.6 pulg.	2 pulg.

Figura 19: Espacio mínimo de centro a centro de miembros con refuerzo presforzado [2]

En donde:

- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (lb/pulg²).
- d_b = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de presforzado (pulgadas).
- s = espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de presfuerzo, alambres, o anclajes (pulgadas).

Por otro lado, el artículo 24.3.2 especifica los espaciamientos máximos de las losas en una dirección no presforzadas y presforzadas. El acero de refuerzo instalado no debe exceder los límites especificados en la Tabla 24.3.2 del código, en donde Cc es la distancia mínima de la superficie del refuerzo deformado o presforzado a la cara tensionada del elemento. El factor f_s correspondiente al refuerzo de acero deformado debe ser calculado según lo especificado en el artículo 24.3.2.1 y el factor δf_s correspondiente al refuerzo presforzado, calculado según lo indicado en el artículo 24.3.2.2.

Tipo de refuerzo	Espaciamiento máximo, s	
Barras o alambres corrugados	Menor de:	$15 \left(\frac{40,000}{f_s} \right) - 2.5c_c$
		$12 \left(\frac{40,000}{f_s} \right)$
Refuerzo preesforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{2}{3} \right) \left[15 \left(\frac{40,000}{\Delta f_{ps}} \right) - 2.5c_c \right]$
		$\left(\frac{2}{3} \right) \left[12 \left(\frac{40,000}{\Delta f_{ps}} \right) \right]$
Combinación de barras o alambres corrugados y refuerzo preesforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{5}{6} \right) \left[15 \left(\frac{40,000}{\Delta f_{ps}} \right) - 2.5c_c \right]$
		$\left(\frac{5}{6} \right) \left[12 \left(\frac{40,000}{\Delta f_{ps}} \right) \right]$

Figura 20: Espaciamiento máximo en losas presforzadas y no presforzadas [2]

En donde:

- s = espaciamento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de presfuerzo, alambres, o anclajes (pulgadas).
- c_c = es la distancia mínima de la superficie del refuerzo deformado o presforzado a la cara tensionada del elemento (pulgadas).
- f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, excluyendo el acero de presforzado (lb/pulg²).
- δf_{ps} = correspondiente al refuerzo presforzado, calculado según lo indicado en el artículo 24.3.2.2.(lb/pulg²).

Según el artículo 24.3.2.1 el esfuerzo f_s en el refuerzo cerca de la cara a tensión del elemento, puede ser calculado como dos tercios del límite elástico del acero (f_y).

Límites para las deflexiones calculadas según el ACI 318-14

Los elementos de concreto deben cumplir con una rigidez adecuada con el fin de evitar las deformaciones que puedan afectar la resistencia o comportamiento de la estructura. Las deflexiones calculadas deber cumplir con los límites máximos indicados en la Tabla 24.2.2 del código ACI 318-14; la tabla es aplicable para elementos presforzados y pasivos.

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$l/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{[4]}$

Figura 21: Deflexiones máximas admisibles calculadas [2]

Límite para la deformación unitaria del refuerzo según el ACI 318-14

Para las losas no presforzadas, la deformación unitaria debe ser por lo menos 0.004 según el artículo 7.3.3.1. En el caso de las losas presforzadas, el artículo 24.5.2 especifica que los miembros presforzados deben clasificarse como clase U, T o C en función del esfuerzo calculado en la fibra extrema de tensión en la zona en tracción pre comprimida, calculado para las cargas de servicio, suponiendo la sección como no fisurada, f_t .

Comportamiento supuesto	Clase	Límites de f_t
No fisurado	$U^{[1]}$	$f_t \leq 7.5\sqrt{f'_c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	T	$7.5\sqrt{f'_c} < f_t \leq 12\sqrt{f'_c}$
Fisurado	C	$f_t > 12\sqrt{f'_c}$

Figura 22: Clasificación de los miembros presforzados sometidos a flexión basada en el esfuerzo en la fibra extrema por tensión en la zona de tracción (f_t) [2]

En donde:

- f_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (lb/pulg²)
- f_t = esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta después de tener en cuenta todas las pérdidas de presforzado (lb/pulg²).

Límites para los esfuerzos en losas presforzadas según el ACI 318-14

En el caso de las losas presforzadas, los esfuerzos inmediatamente después de transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder admisibles dados en los artículos 24.5.3 y 24.5.4. El artículo 24.5.3 abarca los límites para los esfuerzos de compresión y tracción después de la aplicación del Presfuerzo: especificados en las tablas 24.5.3.1 y 24.5.3.2 respectivamente.

Ubicación	Límite del esfuerzo a compresión
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.70f'_{ci}$
En otras ubicaciones	$0.60f'_{ci}$

Figura 23: Límites para los esfuerzos a compresión en el concreto después del Presfuerzo:
[2]

En donde:

- f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del presforzado inicial (lb/pulg²).

Ubicación	Límite del esfuerzo a tracción en el concreto
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$6\sqrt{f'_{ci}}$
En otras ubicaciones	$3\sqrt{f'_{ci}}$

Figura 24: Límites para los esfuerzos a tracción en el concreto después del Presfuerzo:
[2]

En donde:

- f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del presforzado inicial (lb/pulg²).

En el caso de la Figura 24, se permite exceder los límites especificados una vez se coloques refuerzos adicionales adheridos en la zona de tracción para resistir la fuerza total de tensión en el concreto, calculado asumiendo que la sección no está fisurada.

E. Concreto presforzado

Los elementos de concreto son muy resistentes a los esfuerzos de compresión, pero tienen casi nula resistencia a los esfuerzos a tensión. Por ejemplo, si se tiene una viga de concreto simplemente apoyada y se somete a una carga, la viga se flexionará un poco y comenzará a agrietarse hasta una falla repentina por el concreto. Las fibras superiores de la viga actuarán bajo esfuerzos de compresión, mientras que los esfuerzos en las fibras inferiores de la viga serán de tensión. Es por eso que, para que los elementos de concreto resistan tanto esfuerzo de compresión como de tensión, se utiliza el refuerzo de acero y el Presfuerzo.[5]

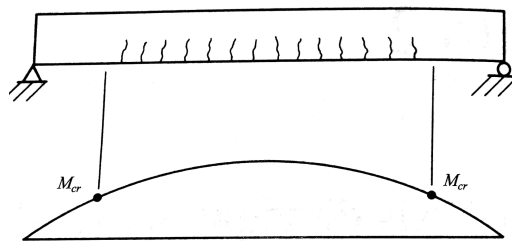


Figura 25: Perfil de una viga de concreto sin refuerzo con agrietamiento en la zona de tensión [5]

El Presfuerzo: es una metodología que se implementa al concreto por medio de Torones: incorporados al concreto de forma permanente. Estos cables pueden estar conformados por alambres de alta resistencia a tensión, Torones: o barras que son colocadas y fundidas dentro del elemento de forma aislada. [13] Los aceros se conforman en cables que pueden ser parabólicos, rectos o una combinación. La tensión previa de estos tendones produce un momento positivo en el concreto, que representa una deflexión positiva del elemento (curvatura cóncava). Esta deflexión positiva representa una gran ventaja con lo que respecta a la resistencia de elemento de concreto, ya que al aplicar las cargas sobre la estructura se tendrá una ganancia con lo que respecta el momento de falla, debido al momento positivo obtenido de la tensión de la armadura.[12]

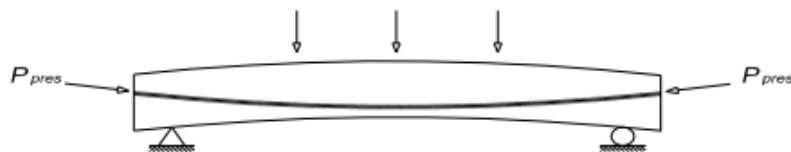


Figura 26: Perfil viga de concreto presforzado [12]

1. Sistemas de Presfuerzo:

Sistemas pretensados

La elaboración de estructuras de concreto pre-tensado, se refiere a la tensión de una armadura de acero previo a la fundición de concreto del elemento. De forma general, se refiere al pretensado cuando el acero dentro de un elemento de concreto se tensa y se ancla a macizos especiales resistentes a estos efectos ubicados en los extremos del elemento, y/o entre el molde del elemento, previo a la fundición del mismo. Una vez que el concreto se funda y alcance su resistencia máxima a compresión, se eliminan los anclajes iniciales en los extremos provocando que las armaduras tensadas produzcan una compresión en el hormigón, por la transferencia de fuerzas, que funciona como la adherencia entre la armadura y el concreto. Como resultado final, la armadura liberada adherida al concreto crea un estado interno de compresión en el elemento (momento positivo), el cual representa una mayor resistencia a las cargas aplicadas sobre el mismo. [14]

Sistemas postensados

Las armaduras postensadas consisten en la tensión de las armaduras luego de la fundición del concreto. Esto se logra dejando conductos entre el elemento para luego insertar las armaduras y realizar el tensado una vez que el concreto ha alcanzado su resistencia a compresión máxima y permitir que el tensor tenga movimiento sin que el concreto Faguado: interfiera con su tensión [15]. Generalmente, los tensores que son dejados dentro de los conductos deben formar una curva parabólica de forma que luego se ejerza una fuerza interna contraria a los efectos gravitacionales sobre el cable o tensor. La armadura es tensada comúnmente utilizando gatos hidráulicos que inducen los esfuerzos de tensión necesarios para que los tensores alcancen la elongación deseada. Una vez se haya alcanzado la tensión necesaria, la armadura debe ser anclada al elemento para restringir su movimiento o pérdida de tensión a través de pequeñas cuñas en los extremos exteriores del elemento de concreto. Finalmente, para asegurar la adherencia entre los tendones y el resto del elemento, los conductos son llenados con una Lechada: de concreto que, asimismo, protege la armadura postensada contra la corrosión. [16]

2. Proceso constructivo del sistema de postensado

El proceso del sistema de postensado es bastante sencillo, como primer paso para construir un elemento postensado es la colocación de la armadura de refuerzo y los ductos de postensado dentro del encofrado. Luego se debe proceder a la fundición y curación del elemento de concreto. Una vez el concreto haya Faguado:, los Torones: deben ser colocados dentro de los ductos con equipos especiales de instalación para luego proceder a la tensión a través de gatos hidráulicos especiales para postensado que reaccionan en contra del miembro. El siguiente paso es el anclajes de los Torones: en los extremos del elemento. En el caso que se estén utilizando Torones: adheridos, los ductos deben ser rellenados utilizando una Lechada: de cemento para completar los procedimientos del postensado.[15]

La Figura 27 muestra un boceto típico de Torones: adheridos y no adheridos. En el caso del torón adherido, la Lechada: adhiere el refuerzo y el concreto, protegiendo el torón de la corrosión.

En el caso del torón no adherido es unido al concreto solamente en sus anclajes, la manera en que se protegen estos tendones de la corrosión es por medio de un relleno de grasa / cera dentro del conducto plástico del tendón y anclajes especiales. Se debe tener precaución y mantenimiento para asegurar que el elemento esté protegido de la corrosión. Estos sistemas suelen ser aplicados en losas en dos direcciones, ya que el diámetro del ducto es menor.[17]

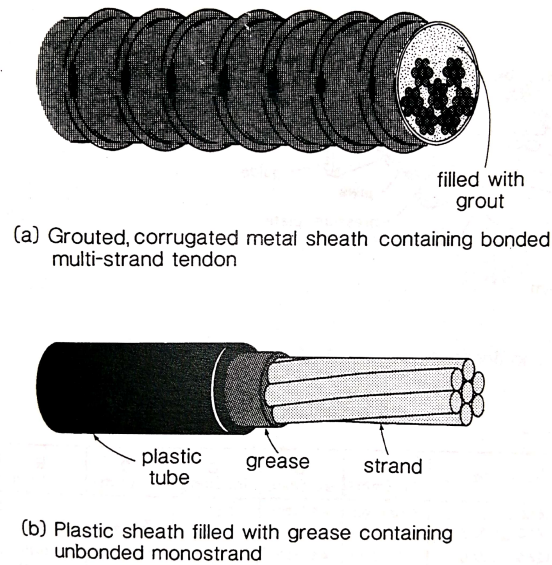


Figura 27: Figuras representativas de Torones: adheridos y no adheridos [18]

3. Sistemas de postensado

Existen diferentes sistemas de postensado en el mercado que han sido desarrollados por diferentes empresas con el propósito de brindar alternativas innovadoras y funcionales cumpliendo con todos los requerimientos de las estructuras presforzadas. Los sistemas de postensado difieren en el tipo de tendón utilizado, en el sentido de cómo serán tensionados y el tipo de anclaje a utilizar. [13]

El torón visualmente es como un cable, pero en realidad, este cable de acero está compuesto de seis alambres individuales enrollados al rededor de uno alambre central. En el Presfuerzo: existen diferentes tipos de Torones: que varían en la cantidad de Torones: agrupados, cantidad de hilos y las resistencias de los mismos. Los cuatro tipos de sistemas de postensado más comunes son monotrones, Torones: simples, Torones: de varios hilos y multiTorones:. La diferencia entre cada uno de los Torones: es la cantidad de fuerza que se puede alcanzar utilizando cada uno de ellos, como se muestra en la Figura 28. Además de la fuerza alcanzada por los Torones:, otras de las diferencias importantes entre la selección del tipo de sistema es la compactación entre el tendido y el sistema de anclaje, la facilidad de

instalación y anclaje de las barras, la baja fricción de los cables, la versatilidad y economía de los sistemas de Torones:.[18]

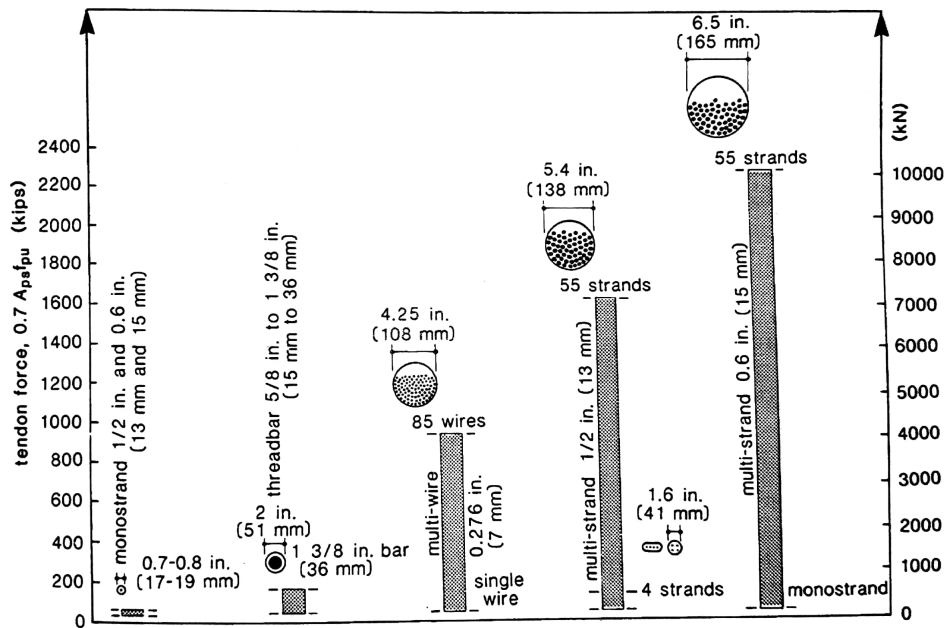


Figura 28: Fuerzas obtenidas de los diferentes tipos de Torones: [18]

Uno de los sistemas de postensado reconocido mundialmente es el de Freyssinet. Eugene Freyssinet fue un ingeniero estructural francés que es reconocido como uno de los impulsores principales del Presfuerzo: en estructuras de concreto, logró evolucionar esta técnica hasta llevarla a nivel industrial y desarrolló técnicas, equipos y estudios especiales dedicadas al Presfuerzo: del concreto. Hoy, Freyssinet es una empresa fundada en 1943 por Eugene, enfocada en el ámbito del Presfuerzo:, ofrece todo lo referente al diseño de anclajes, Torones:, gatos hidráulicos y equipos de colocación, así como también servicios de diseño, mantenimiento y reparación de estructuras. La empresa se ha extendido a nivel internacional, específicamente a cinco continentes: Asia, África, América, Oceanía y Europa, convirtiéndose en una de las primeras opciones a nivel mundial en tecnologías de Presfuerzo:.. [19]

La transferencia de esfuerzos de los Torones: hacia el concreto es la parte más importante del Presfuerzo:.. La transferencia depende del tipo de sistema, ya que si se habla de un sistema de Presfuerzo: adherido, la transferencia será a través de los materiales directamente. Pero, por otro lado, en el caso de sistemas de Presfuerzo: no adheridos, la transferencia de esfuerzos de los Torones: hacia el concreto será a través de los anclajes seleccionados. En sistemas de postensado los anclajes son permanentes y por ello, la elección o diseño de los mismos es de suma importancia. En el caso de los anclajes Freyssinet, existe una gama amplia y variada de anclajes, pero de forma general todos tienen la misma función que consiste en mantener la tensión del torón durante toda su vida útil, transferir correctamente los esfuerzos al concreto, poseer una alta resistencia a la corrosión, altas resistencias a fatiga debido a fuerzas axiales y crear una desviación mínima del trazo de los Torones:.. [19]

Los anclajes se dividen en dos tipos: pasivos y activos. Los anclajes pasivos son aquellos desde los cuales no se puede realizar el tensado de los Torones:, pero al igual que los anclajes activos, tiene la misma resistencia a fatiga y falla, así como también son capaces de transmitir los esfuerzos al concreto. Por otro lado, los anclajes activos son aquellos desde los cuales se realiza la acción del Presfuerzo:, existen diferentes tipos de anclajes activos que dependen del tipo de estructura diseñada, cantidad de Torones:, tipo de ambiente, etc. Freyssinet ofrece anclajes categorizados por letras (C,S,F,R,X) que tienen variaciones de forma, funcionalidad, resistencia y dimensiones.[19]

En el caso de losas, Freyssinet desarrolló una línea S especificada para sistemas de postensado con el propósito de ofrecer una gama de anclajes pequeños y planos adaptables a losas o muros postensados. Esta línea de anclajes tipo S es aplicable tanto a sistemas adheridos como a no adheridos de Torones: con ductos engrasados (Ver Figura 29).

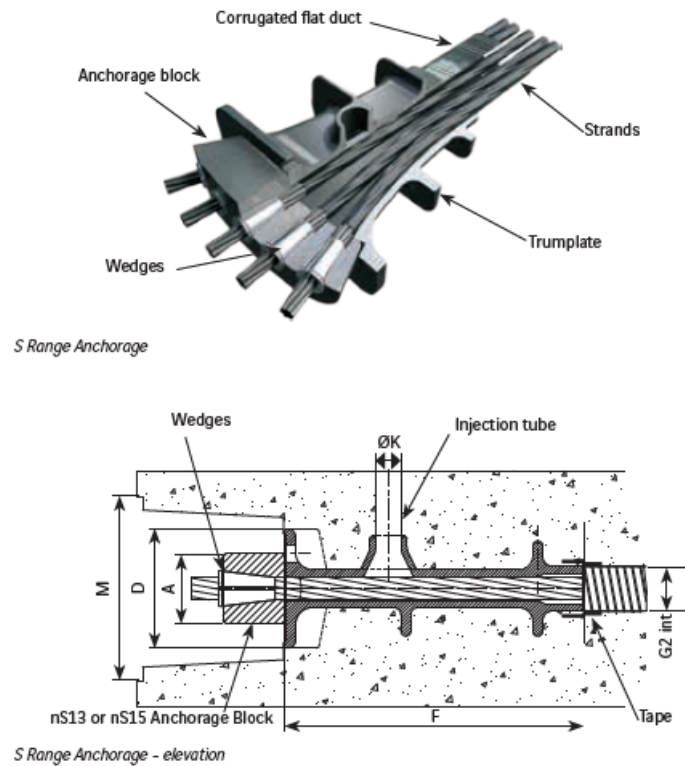


Figura 29: Anclaje tipo S de Freyssinet
[19]

Otra de las empresas reconocidas mundialmente para el sistema de postensado, es la empresa DYWIDAG - Systems International (DSI). En 1865 los ingenieros Dyckerhoff y Widmann fundan una empresa de ingeniería estructural llamada Dyckerhoff y Widmann AG en Alemania. Luego, en 1979 el nombre de la empresa cambia oficialmente a DYWIDAG y empieza con el negocio internacional de licencias exponenciando su crecimiento en los años continuos hasta alcanzar su reputación actual de multinacional especializada en sistemas de postensado, geotécnica y sistemas de cable. DSI ofrece sistemas de postensado y pretensado a nivel internacional, estos son reconocidos por su alto rendimiento, durabilidad y la simplicidad del diseño. Al igual que Freyssinet, DSI ha desarrollado sus propios equi-

pos y accesorios cumpliendo con los requerimientos y exigencias del mercado al rededor del mundo. La empresa ofrece barras de Presfuerzo:, anclajes específicos para las barras, gatos hidráulicos y todos los servicios de instalación y diseño. [20]

Por otro lado, VSL - Postensioning strand systems es otra de las empresas pioneras de los sistemas de postensado fundada en Suiza en el año 1954. La empresa se especializa en temas referentes al postensado y pretensado, así como también en cimentaciones y estudio de suelos. La empresa ofrece servicios de diseño e instalación de sistemas de postensado; sistemas adheridos y no adheridos de Presfuerzo:, Torones:, anclajes activos y pasivos categorizado por diferentes letras (GC, K, Sc, H, P, AF, L) al igual que Freyssinet. La empresa cuenta con una libreta en la que se especifican todas las características, aplicaciones y propiedades de sus equipos y accesorios. Los anclajes están clasificados según la cantidad y tamaño de Torones: VSL específicos. [21]

Para aplicaciones en losas, la empresa VSL cuenta con un sistema de monoTorones: VSL para losas postensadas utiliza Torones: de 0.6 pulgadas, que están recubiertos con una capa de grasa anti-corrosiva. Además, los Torones: son encapsulados a través de su extursión en ductos de plástico. Así, el plástico y la grasa proveen doble protección contra la corrosión, y previenen adherencias entre el torón y el concreto al rededor. Según indica VSL, estos Torones: son instalados de forma singular o en conjuntos de hasta cuatro Torones: colocados en una fila horizontal. Cada uno de los Torones: es anclado y tensado individualmente. (Ver Figura 30)[21]



Figura 30: Sistema de monoTorones: VSL no adheridos para losas postensadas [21]

4. Lechada para ductos

Los refuerzos de acero postensado son instalados dentro de ductos que atraviesan la sección de concreto. Para lograr una protección contra la corrosión del refuerzo presforzado adheridos y no adheridos, los ductos utilizados deben ser inyectados para rellenar todos los espacios libres entre el ducto y el torón de postensado. Normalmente, los ductos de postensado son continuos y son fabricados por polietileno de alta densidad. [22]

En el caso de refuerzo de presforzado no adherido, el acero debe encapsularse dentro de un ducto continuo e impermeable en toda su longitud, y debe llenarse completamente con un material adecuado que inhiba la corrosión, generalmente se utiliza grasa o cera para estos

casos. Por otro lado, en el caso del acero de refuerzo adherido, los ductos para tendones que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el concreto o el acero. [22]

El mortero de inyección también es denominado como Lechada:. La Lechada: para ductos es general y principalmente, una mezcla de cemento y agua (en algunos casos agregados finos), que debido a su consistencia es ideal para relleno de espacios. Generalmente la razón cemento – agua utilizada para esta Lechada: es de 0.5. El mortero no posee agregados gruesos que impidan el paso en espacios pequeños; su consistencia acuosa facilita el paso y la trabajabilidad, finalmente creando una adhesión entre los elementos utilizados y al mismo tiempo, protegiendo los elementos de acero de la corrosión. [23]

Algunos aspectos importantes sobre la Lechada: que deben ser mencionados, es que la inyección de ésta debe ser lo más pronto posible luego de haber tensionados los Torones:. Generalmente, para minimizar el tiempo que los Torones: están expuestos a condiciones corrosivas, los Torones: son insertados en los ductos momentos breves a ser presforzados, para luego ser rellenos. Previo a la inyección de la Lechada:, los ductos deben ser soplados utilizando aire comprimido libre de aceites para remover cualquier residuo o escombros dentro del ducto. La inyección debe ser realizada en los puntos bajos del torón o también en el puto final del miembro. Se deben insertar tubos de ventilación en los puntos altos del tendón, como se muestra en la Figura 20. Si el tendón no es ventilado de forma adecuada se pueden crear bolsas de aire en los puntos más altos del tendón (Ver Figura 21); esto puede provocar el congelamiento de agua acumulada en estos puntos y así mismo una deterioración seria de la estructura y corrosión del acero. En el caso que ocurra algún bloqueo durante el proceso de inyección, los ductos deben ser limpiados inmediatamente utilizando agua a presión en la dirección contraria al relleno. Si el concreto se encuentra a temperaturas menores a 5°C el proceso de inyección no debe ser realizado hasta que la temperatura suba, durante el tiempo que los tendones permanezcan sin inyección, se debe cuidar que no se inserte agua en los ductos y de ser así, debe cuidarse un drenaje adecuado en los putos más bajos. [23]

5. Torones de presfuerzo

Los Torones: de Presfuerzo: son los elementos de acero utilizados en el concreto presforzado como refuerzo. Los Torones: consisten en un cable compuesto por seis alambres dispuestos helicoidalmente sobre uno central. Como acero para Presfuerzo: se pueden utilizar Torones:, cables o varillas. En el caso del acero utilizado para Torones:, su resistencia debe ser lo suficientemente alta para permitir grandes elongaciones de forma que resistan los esfuerzos inducidos. Según el artículo 20.3.2.2, la resistencia del acero máxima de los Torones: debe ser de por lo menos 270 000 psi (Figura 31) y cumplir con las especificaciones mínimas de la ASTM A416 (Ver Anexo 80). Los Torones: que no figuran específicamente en las normas ASTM se pueden usar, siempre y cuando se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas normas, y que se demuestre mediante análisis o ensayos que no afectan el comportamiento del miembro. (ACI 318, 2014) Los Torones: son designados por números que representan el diámetro nominal del elemento en milímetros. El cable central de cualquier torón debe ser mayor que los cables exteriores utilizados cumpliendo con las relaciones especificadas en la ASTM A416 artículo 7.2.

Tipo	Valor máximo de f_{pu} permitido cálculos de diseño, lb./pulg. ²	Normas ASTM aplicables
Torón (liberado de esfuerzos y baja relajación)	270,000	A416
Alambre (liberado de esfuerzos y baja relajación)	250,000	A421
		A421 incluido el requisito suplementario S1 “Alambre de baja relajación y ensayo de la relajación”
Barra de alta resistencia	150,000	A722

Figura 31: Valores máximos de resistencia especificada a la tensión del acero de presforzado [2]

Esfuerzo en el refuerzo presforzado adherido y no adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión f_{ps}

El valor de la resistencia a la tracción está basado en el grado o tipo de acero utilizado para el Presfuerzo:. Según el artículo 20.3.2.3, el esfuerzo en el refuerzo presforzado adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión (f_{ps}) puede ser determinado a partir de la siguiente ecuación (20.3.2.3.1), siempre y cuando todo el refuerzo presforzado se encuentre en la zona de tracción y el esfuerzo efectivo en el acero presforzado después de haber ocurrido todas las pérdidas, (f_{se}), sea mayor que $0.5 * f_{pu}$.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{df_y}{d_p f'_c} (\rho - \rho') \right] \right) \quad (1)$$

En donde:

- f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de presforzado (lb/pulg2).
- f_{ps} = esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión (lb/pulg2).
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (lb/pulg2).
- γ_p = factor por tipo de acero de presforzado.
- f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo pasivo (lb/pulg2).
- β_1 = ancho del alma o diámetro de la sección circular (pulgadas).
- d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero presforzado (pulgadas).

- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (pulgadas).
- ρ_p = cuantía de refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área bd_p
- ρ = cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd
- ρ' = cuantía del refuerzo A_s primma evaluada sobre el área bd

En donde γ_p es determinado según la tabla 20.3.2.3.1.

f_{py}/f_{pu}	γ_p
≥ 0.80	0.55
≥ 0.85	0.40
≥ 0.90	0.28

Figura 32: Valores de Gamma-p
[2]

Si se toma en cuenta el refuerzo de compresión al calcular f_{ps} se debe asegurar que la distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión (d') no deba exceder 0.15 de la distancia en la fibra extrema en compresión al centroide del acero presforzado (dp). Y, si no se toma en cuenta el refuerzo de compresión, entonces el término encerrado entre paréntesis cuadrados de la ecuación 20.3.2.3.1 no debe ser menor de 0.17. En el caso del esfuerzo en el acero de Presfuerzo: no adherido para el nivel de resistencia nominal a flexión (f_{ps}), se pueden utilizar los valores calculados por medio de la Tabla 20.3.2.4.1 en elementos con acero de Presfuerzo: con tendones no adheridos siempre que el esfuerzo efectivo en el acero presforzado después de haber ocurrido todas las pérdidas, (f_{se}), sea mayor o igual que $0.5 * f_{pu}$.

Los valores de f_{ps} al nivel de resistencia nominal a flexión para tendones no adheridos se encuentran tabulados en la siguiente figura.

ℓ_n/h	f_{ps}	
≤ 35	El menor de	$f_{se} + 10,000 + f'_c / (100\rho_p)$
		$f_{se} + 60,000$
		f_{py}
> 35	El menor de	$f_{se} + 10,000 + f'_c / (300\rho_p)$
		$f_{se} + 30,000$
		f_{py}

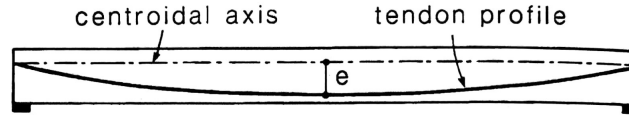
Figura 33: Valores aproximados de f_{ps}
[2]

En donde:

- f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo, después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo (lb/pulg²).
- f_{py} = resistencia especificada a la fluencia del acero de presfuerzo (lb/pulg²).
- f_{ps} = esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión (lb/pulg²).
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (lb/pulg²).
- ℓ_n = factor por tipo de acero de presfuerzo.
- ρ_p = cuantía de refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área bd_p

6. Arreglos de sistemas de postensados

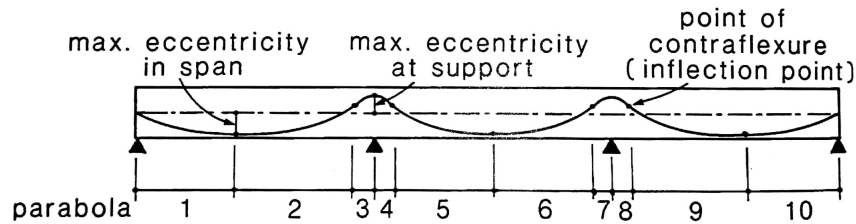
Los arreglos de sistemas de postensados se refieren a la forma en que se colocan los Torones: de refuerzo dentro del encofrado. Generalmente, los Torones: tienen una forma parabólica, pero existen diferentes variaciones en la forma parabólica en que se coloquen los refuerzo y esto depende del elemento que se desea construir. Por ejemplo, en el caso de una viga simplemente apoyada, el perfil del torón de refuerzo es usualmente una curva parabólica con su excentricidad máxima en el punto medio. Para vigas continuas, el perfil de refuerzo se ve comúnmente como una serie de segmentos parabólicos con partes cóncavas en tramos sin soporte y partes convexas sobre los soportes. [18]



(a) Parabolic tendon profile for simply supported beam

Figura 34: Perfil de refuerzo presforzado con curvatura [2]

En el caso de realizar un arreglo de los Torones: con segmentos parabólicos, las parábolas deben ser compatibles unas con otras. Es por eso, que existen relaciones geométricas que aseguran que las pendientes de las diferentes parábolas sean compatibles y se ajusten una a la otra.



(b) Parabolic segments used to describe tendon profile of three-span continuous beam

Figura 35: Perfil de refuerzo presforzado con curvatura [2]

Para que la parábola 2 y 3 sean compatibles, las pendientes en sus puntos de inflexión deben ser iguales y por ello, se tiene la siguiente ecuación:

$$\frac{2(e_1 + e_2 - h_2)}{(\lambda - \beta)l} = \frac{2h_2}{\beta l} \quad (2)$$

En donde:

- e_1 = excentricidad máxima en el centro (pulgadas)
- e_2 = excentricidad máxima en el apoyo (pulgadas)
- h_2 = distancia entre el punto de inflexión y el punto más alto de la curvatura (pulgadas)
- λ = factor de variación entre los puntos extremos de la curvatura del torón
- β = variación angular del torón
- l = largo total del claro entre apoyo (pulgadas)

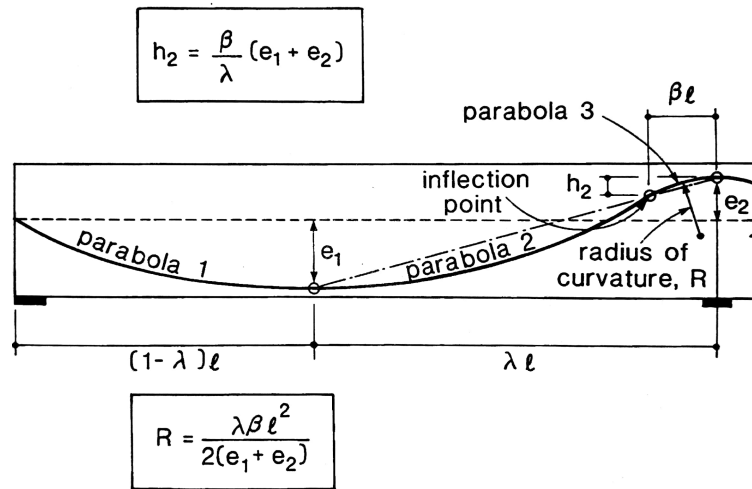
Tomando en cuenta que el punto de inflexión se encuentra a una distancia h_2 por debajo del punto más alto, se tiene que:

$$h_2 = \frac{\beta(e_1 + e_2)}{\lambda} \quad (3)$$

En donde:

- e_1 = excentricidad máxima en el centro (pulgadas)
- e_2 = excentricidad máxima en el apoyo (pulgadas)
- h_2 = distancia entre el punto de inflexión y el punto más alto de la curvatura (pulgadas)
- λ = factor de variación entre los puntos extremos de la curvatura del torón
- β = variación angular del torón

El punto de inflexión debe encontrarse en la línea en donde se conectan los puntos con mayor excentricidad como se muestra en la Figura 36. [18]



(b) Parabolic segments with compatible slopes

Figura 36: Geometría de los perfiles parabólicos [2]

Finalmente, se tiene que la pendiente común entre las parábolas que se encuentran en el punto de inflexión está dada por la Ecuación 4.

$$pendiente = \frac{2(e_1 + e_2)}{\lambda l} \quad (4)$$

En donde:

- e_1 = excentricidad máxima en el centro (pulgadas)
- e_2 = excentricidad máxima en el apoyo (pulgadas)
- λ = factor de variación entre los puntos extremos de la curvatura del torón
- l = largo total del claro entre apoyo (pulgadas)

El segmento convexo sobre el soporte es necesario para evitar la posibilidad que el torón se doble en este punto. El largo de este segmento, dado por $\phi 1$, debe ser tal que el radio de curvatura del torón en la parte sobre el soporte no sea menor que el radio de curvatura mínimo recomendado para ese torón en particular. Los radios de curvatura mínimos recomendados para Torones: de múltiples cables se encuentran tabulados (Ver Anexo 81). En el caso de Torones: de un solo cable, se recomiendan radios mínimos de curvatura de 2.5 metros (8ft) para Torones: de $\frac{1}{2}$ pulgada y 0.6 pulgadas.

Es importante mencionar que, el centroide del torón, llamado centro de gravedad de acero (c.g.s) no siempre coincidirá con el centro del ducto. Al tensar el torón, este tenderá a moverse hacia alguno de los lados de las paredes internas del ducto. En el caso de Torones: largos, las excentricidades pueden ser significantes. Se tiene una tabulación de excentricidades resultantes de los Torones: dentro del ducto en sistemas de postensado (Ver Anexo 82). [18]

7. Pérdidas de Presfuerzo:

Al tensar los tendones la fuerza producida no es constante a lo largo del torón, debido a la fricción entre el ducto y el torón. Las pérdidas por fricción generalmente se considera que consisten en dos componentes: pérdidas de fricción por oscilación y por curvatura.

Las pérdidas de fricción por curvatura es resultado de cambio de ángulo en el perfil del torón. Si en un torón de largo dx a dirección del torón cambia en un ángulo $d\alpha$, la fuerza normal (N) es igual a $2P \sin(d\alpha/2)$. Si el coeficiente de fricción entre el torón y el ducto es μ , entonces las pérdidas por fricción en el largo dx sería igual a N . Generalmente los ángulos con los que se trabaja son pequeños, entonces se puede tomar $2 \sin(d\alpha/2)$ igual a $d\alpha$ y por consiguiente la pérdida por fricción se convierte en $\mu P dx$. [18]

Las pérdidas friccionales adicionales son resultado de cambios de ángulos no intencionados a lo largo del torón. La magnitud de estas pérdidas por oscilación depende de la rigidez del revestimiento, su diámetro (revestimientos más grandes tienen menores pérdidas), los espaciamientos entre los soportes del revestimiento, el tipo de torón, el tipo de revestimiento y las metodologías de construcción. Estas pérdidas a lo largo del torón, dx , son expresadas como $KP dx$, en donde K es el coeficiente de Wobble empírico. [18]

Las pérdidas totales por fricción en el largo dx es entonces igual a la ecuación 4.

$$dP = \mu P dx + KP dx \quad (5)$$

En donde:

- P = fuerza normal resultante del torón
- μ = coeficiente de fricción entre el torón y el ducto
- K = coeficiente de fricción por curvatura no intencional

Existe un rango recomendado de los coeficientes de fricción por el ACI 318-14 A (VAASHTO). Los coeficientes de fricción, μ , dependen de las características de la superficie del torón y del ducto, y puede variar de 0.05 a 0.50. Además, se sabe que el coeficiente de oscilación K es una función del coeficiente de fricción μ y la rigidez del revestimiento, y puede variar de 0.0001 y 0.002 por pie (0.0003 y 0.0066 por metro). Como se puede observar, las variaciones entre ambos coeficientes pueden variar por valores significativos, entonces para calcular de forma precisa las pérdidas por fricción se debe tener toda la información correspondiente sobre los sistemas utilizados. [18]

Es importante mencionar que, además de obtener los coeficientes de fricción del sistema de postensado utilizado, también es necesario tomar en cuenta la influencia que tiene la mano de obra y el tipo de construcción. [18]

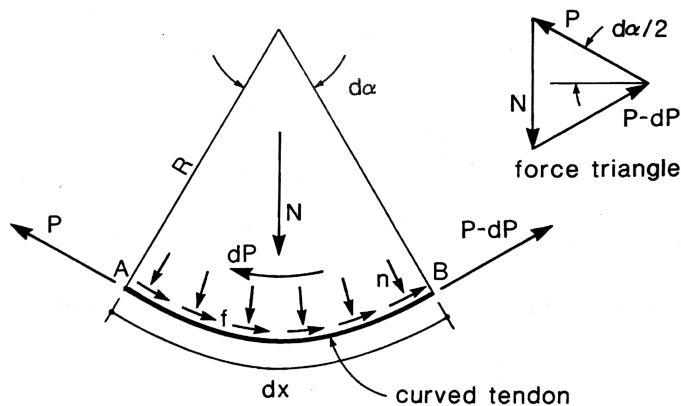


Figura 37: Pérdidas de fricción por curvatura [2]

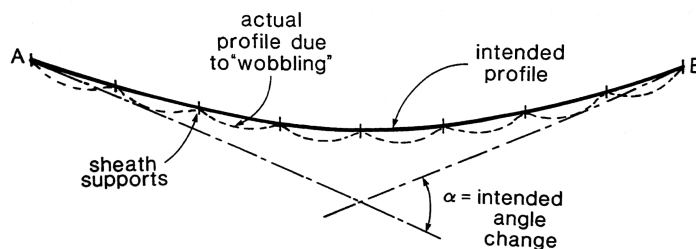
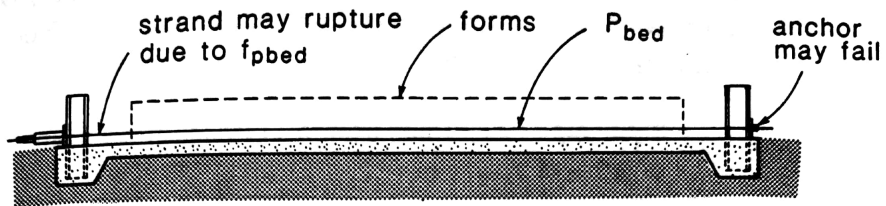


Figura 38: Pérdidas por fricción por oscilación [2]

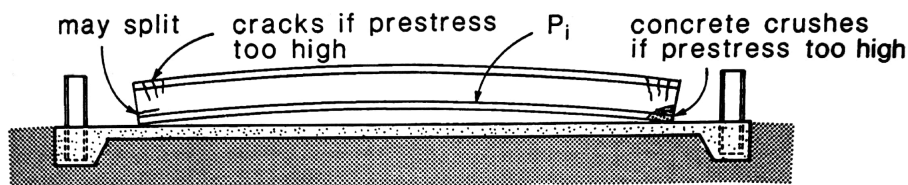
F. Diseño a flexión en sistemas postensados

1. Consideraciones generales de diseño

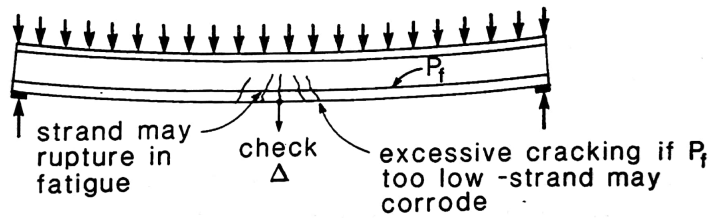
El objetivo del Presfuerzo: es mejorar la respuesta de los miembros hacia las cargas externas utilizando materiales fuertes eficientemente. El Presfuerzo: da como resultado un sistema auto - equilibrado de esfuerzos internos que consisten en tensiones muy elevadas en los Torones: y esfuerzos de compresión en el concreto. Debido a los esfuerzos auto equilibrantes el proceso de diseño del concreto presforzado es diferente al utilizado para otros materiales de construcción. En el Presfuerzo: es necesario considerar todas las etapas críticas en la vida del miembro mientras se siguen tomando en cuenta los esfuerzos auto equilibrantes internos. Para asegurar que todo salga bien durante la operación de presforzado, se deben calcular los esfuerzos en el Presfuerzo: del torón y el concreto y compararlos dentro de los límites aceptables en lugar de comparar un momento externo factorado con una capacidad de flexión factorada. La Figura 39 muestra algunas de las etapas importantes en la vida de una viga pretensada. Para asegurar que todo salga bien se debe limitar los esfuerzos de tensión en los Torones:, también se debe asegurar que al pretensar los Torones: el concreto joven no se destruya o se agriete gravemente. Se debe revisar que incluso luego de las pérdidas por tensión, contracción y relajación, el miembro aún pueda resistir las cargas de servicio sin presentar deflexiones o agrietamientos excesivos. Y finalmente, se debe asegurar que el miembro pueda tolerar una sobre carga significativa antes de fallar.[18]



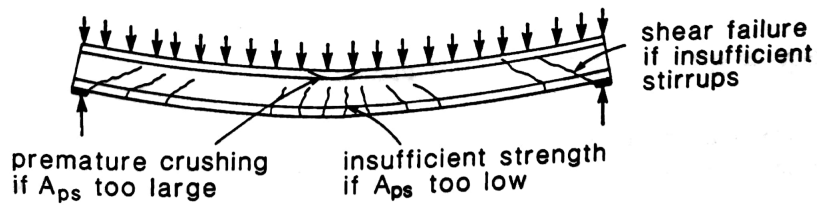
(a) Tensioning operation



(b) Prestress transfer



(c) Service loading



(d) Extreme loading

Figura 39: Pérdidas por fricción por oscilación
[2]

2. Esfuerzos permisibles en Torones:

El esfuerzo máximo de tensión en Torones: al tensarlos está limitado con el propósito de proveer un margen de seguridad contra fracturas del elemento, fallas en el anclaje final, para evitar deformaciones inelásticas y limitar pérdidas por relajación. Los esfuerzos permisibles en los aceros de Presfuerzo: se encuentran tabulados en el artículo 20.3.2.5 del ACI 318-14 (Figura 40).

Etapa	Ubicación	Esfuerzo máximo a tracción	
Durante el tensionamiento	En el extremo del gato	Menor de:	$0.94f_{py}$
			$0.8f_{pu}$
			Máxima fuerza en el gato recomendada por el fabricante de los anclajes
Inmediatamente después de transferencia	En los anclajes y conectores de postensado	$0.7f_{pu}$	

Figura 40: Esfuerzos máximos permisibles a tracción en aceros de Presfuerzo: [2]

3. Esfuerzos permisibles en el concreto

Los esfuerzos en el concreto son estudiados en las diferentes etapas de la vida del miembro. En la etapa inicial (a) los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia por Presfuerzo:, son limitados para prevenir las fisuras o quebrantamientos del concreto joven debido a las grandes fuerzas causadas por el Presfuerzo:. Por ejemplo, en el caso de una viga simplemente apoyada pretensada, se tendrán esfuerzos de tensión elevados en la parte de arriba del concreto cerca de los extremos de la viga. La experiencia en el campo ha demostrado que una pequeña cantidad de fisuras es tolerable. Los límites de los esfuerzos de tensión pueden ser excedidos si se provee el refuerzo adecuado para soportar el fisuramiento del concreto resultante. Generalmente, este refuerzo consiste en varillas pequeñas y una adecuada distribución de estas. [18]

La etapa final (b) se refiere al momento en el que todas las pérdidas del Presfuerzo: ocurrieron y ya se aplicaron todas las cargas de servicio. Las zonas que se deben estudiar en esta etapa son las partes del elemento en donde el Presfuerzo: causa esfuerzos de compresión, pero que son zonas de tensión bajo las cargas de servicio, a estas zonas se les llama zonas de tensión pre-comprimidas. Las Figuras 42,43 y 44 muestran los esfuerzos permisibles en el concreto durante diferentes etapas del presforzado según el artículo 24.5.3 y 24.5.4 del código ACI 318-14.

Los esfuerzos en la fibra extrema en compresión calculados inmediatamente después de la aplicación del presforzado, antes que sucedan las pérdidas del Presfuerzo:, no deben exceder

los límites indicados en la Figura 41. [2]

Ubicación	Límite del esfuerzo a compresión
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.70f'_{ci}$
En otras ubicaciones	$0.60f'_{ci}$

Figura 41: Esfuerzos de compresión permisibles en el concreto tras la aplicación del presforzado [2]

En donde:

- f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del presforzado inicial (lb/pulg²).

Los esfuerzos de tensión calculados inmediatamente después del tensado del Presfuerzo:, antes de las pérdidas de presforzado, no deben exceder los límites de indicados en la Figura 42. Los límites de la tabla pueden ser excedidos únicamente si se coloca refuerzo adicional en la zona de tracción para resistir la fuerza total de tensión en el concreto, calculado bajo la suposición no fisurada. [2]

Ubicación	Límite del esfuerzo a tracción en el concreto
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$6\sqrt{f'_{ci}}$
En otras ubicaciones	$3\sqrt{f'_{ci}}$

Figura 42: Esfuerzos de tensión permisibles en el concreto tras la aplicación del presforzado [2]

En donde:

- f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del presforzado inicial (lb/pulg²).

Luego de haber ocurrido todas las pérdidas del presforzado y que los miembros estén sometidos a cargas de servicio, los esfuerzos a compresión del concreto no deben exceder los límites indicados en la Tabla 24.5.4.1 del código ACI 318-14 a continuación. [2]

Condición de carga	Límite del esfuerzo a compresión en el concreto
Preesfuerzo mas cargas permanentes en el tiempo	$0.45f'_c$
Preesfuerzo más todas las cargas	$0.60f'_c$

Figura 43: Esfuerzos de compresión permisibles en el concreto bajo las cargas de servicio [2]

En donde:

- f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del presforzado inicial (lb/pulg²).

4. Cálculo de esfuerzos en el concreto

Método por compatibilidad de deformaciones

En esta metodología, las deformaciones son calculadas basándose en la consideración que el concreto no está fisurado y que las deformaciones unitarias del material son lineares. Tomando esto en cuenta, el procedimiento por compatibilidad de deformaciones puede ser utilizado dado a que los Torones: están adheridos al concreto. En estos procedimientos las deformaciones totales en el concreto se determinan calculando la deformación unitaria del concreto, ϵ_{con} , en el centroide de la sección transformada y la curvatura. La ecuación utilizada para determinarlas está dada por:

$$\epsilon_{con} = \frac{N - N_o}{E_c A_{trans}} \quad (6)$$

$$\phi = \frac{M - M_o}{E_c I_{trans}} \quad (7)$$

En donde:

- N = fuerza axial aplicada.
- N_o = fuerza de Descompresión:.
- E_c = módulo de elasticidad del concreto.
- I_{trans} = momento de inercia de la sección transformada.

Las acciones de Descompresión: surgen debido a la influencia del presforzado. Esto quiere decir que si se aplica una fuerza axial de tensión igual a N_o y un momento igual a M_o ,

los esfuerzos en la sección del concreto resultarían en cero, ya que actúan en direcciones contrarias y finalmente las fuerzas se eliminarías entre sí. [18]

Una vez que ϵ_{con} y ϕ han sido determinados, la distribución total de las deformaciones en el concreto a lo largo de toda la sección pueden ser ilustradas, como se muestra en la Figura 44. [18]

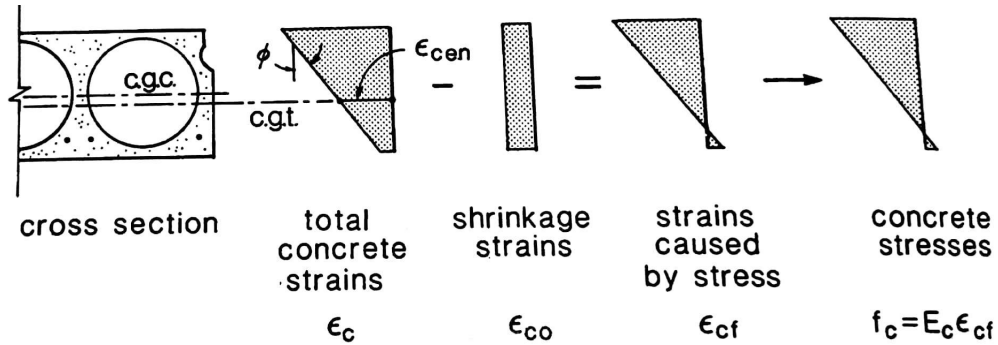


Figura 44: Deformaciones totales en el concreto [18]

Como se muestra en la Figura 44, las deformaciones causadas por esfuerzos, ϵ_{cf} , se obtienen al restar las deformaciones por contracción, y temperatura si hubiesen, de las deformaciones totales en el concreto. Finalmente, al multiplicar las deformaciones causadas por esfuerzos ϵ_{cf} por el módulo de elasticidad correspondiente, dan como resultado los esfuerzos en el concreto. [18]

Es importante mencionar, que esta metodología es válida sabiendo que los Torones: están adheridos al concreto, pero cuando los Torones: no están adheridos al concreto, las deformaciones de los Torones: no tienen relación directa a las deformaciones del concreto al rededor. Una forma de resolver esto y poder calcular los esfuerzos en el concreto utilizando esta metodología, es asumiendo que las deformaciones en los Torones:, $\Delta\epsilon_p$, permanecen igual durante toda la vida útil del elemento. Y a su vez, a la hora de calcular las propiedades de la sección transformada se deben considerar los espacios vacíos existentes dentro de los ductos. [18]

En elementos postensados los Torones: no están adheridos al concreto durante la etapa del Presfuerzo:, por ello se deben utilizar los procedimientos correspondientes para Torones: no adheridos durante esta etapa. Esto se hace aún en el caso que los ductos de los Torones: sean rellenados con un mortero posteriormente. [18]

Método por fuerza en los Torones:

Esta es una opción alternativa para determinar los esfuerzos en el concreto. Consiste en determinar por separado los esfuerzos auto-equilibrantes, debidos al Presfuerzo:, y luego agregar los esfuerzos por acciones externas.

Las fuerzas auto equilibrantes debido a influencias del Presfuerzo: consisten de dos fuer-

zas que actúan en el mismo lugar: una fuerza de tensión, P , en el torón y una fuerza de compresión igual y contraria, P , en el concreto. Si la fuerza en el torón es conocida, entonces la magnitud y ubicación de la fuerza resultante en los esfuerzos del concreto también es conocida. [18]

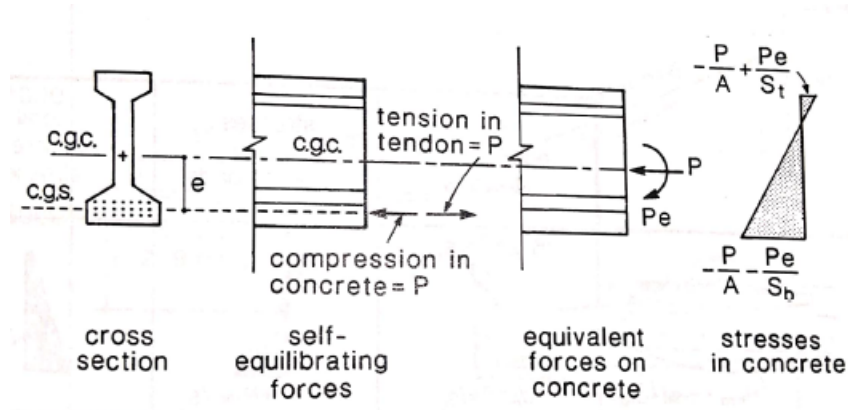


Figura 45: Fuerzas auto-equilibrantes en el concreto presforzado [18]

Los esfuerzos en el concreto son equivalentes a la fuerza de compresión P , que actúa en el centroide del concreto, junto a un momento Pe , que actúa al rededor del centroide axial del concreto. El momento Pe , está dado por la fuerza de compresión (P) multiplicada por una excentricidad, e , que representa la distancia del centro del torón hasta el centroide del concreto. En la Figura 46, S_t y S_b , representan los módulos de sección para el cálculo de esfuerzos de flexión en la cara inferior y superior del elemento. [18]

El primer paso en esta metodología es estimar la fuerza de Presfuerzo: en el torón. En el caso de los elementos postensados, la fuerza inicial de Presfuerzo: $P_i = A_p f_{pf}$, depende de la operación de postensado utilizada, como por ejemplo la fuerza inicial de tensado, la secuencia y las pérdidas por fricción. Por otro lado, para miembros pretensados estándar, se asume una reducción en la fuerza del torón entre tensado y transferencia de diez por ciento para Torones: que liberan esfuerzos y siete punto cinco por ciento para Torones: de baja relajación. [18]

Para estimar la fuerza final $P_f = A_p f_{pf}$, en el torón luego de todas las pérdidas, es necesario tomar en cuenta la influencia por fluencia plástica, continuación y relajación en la fuerza del torón. Si la fuerza en el torón ha sido estimada, los esfuerzos en el concreto debido a Presfuerzo: pueden ser calculados. Los esfuerzos auto-equilibrantes se agregan a los esfuerzos debidos a cargas externas y de esta forma se obtienen los esfuerzos totales en el concreto. [18]

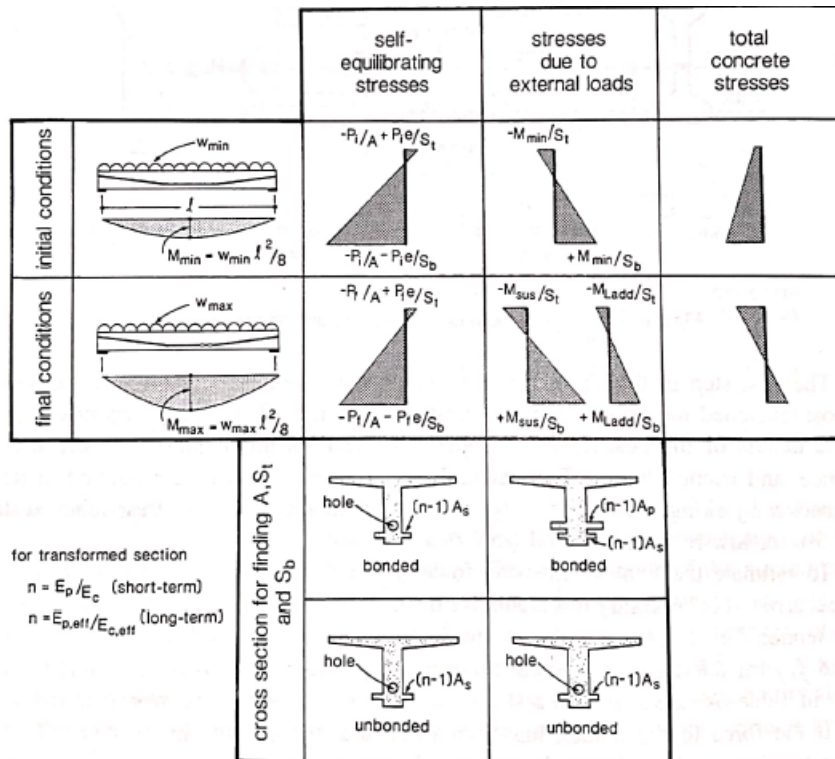


Figura 46: Cálculo de esfuerzos en el concreto por metodología de la fuerza en el torón [18]

Es importante mencionar que cuando se calculan los esfuerzos auto-equilibrantes en el concreto por medio de esta metodología, el área del torón debe ser despreciada para determinar sus propiedades. Cuando se calculan los esfuerzos en el concreto debido a cargas externas, el área transformada del torón puede ser tomada en cuenta si el torón está adherido al concreto. [18]

5. Control de agrietamiento

El agrietamiento debe ser estudiado en miembros de concreto presforzado parcialmente y también en miembros de concreto pasivos. Los límites de agrietamiento se encuentran en el código ACI 318-14 en el artículo 24.3. [2]

6. Flecha, contra – flecha y deflexiones

Las deflexiones provocadas por cargas vivas a corto plazo, las cargas muertas a largo plazo y cargas vivas constantes deben ser calculadas en los elementos de concreto presforzado. Al calcular la flecha, Contra-flecha: y deflexiones de un elemento. Se debe tomar en cuenta la contracción y fluencia plástica del concreto, así como también la relajación del acero.

Las deflexiones máximas admisibles se encuentran el código ACI 318-14, específicamente

en la Tabla 24.2.2 incluida en el título D de este documento .(Conceptos para el diseño estructuras de losas de entrepiso) [2]

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$\ell/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^{[4]}$

Figura 47: Deflexiones máximas admisibles calculadas [2]

Debido a las influencias del Presfuerzo;, los elementos presforzados en la mayoría de los casos se deforman creando una curvatura convexa hacia arriba. Esta curvatura puede ser visible al ojo humano cuando el elemento presforzado aún no es sometido a cargas externas. Esta deflexión resultante hacia arriba es llamada Contra-flecha:. Por otro lado, la flecha es la deflexión positiva de los elementos de concreto presforzado debido a la cargas de servicio y cargas muertas a las que son sometidos. Al diseñar un elemento es muy importante chequear los límites tanto de la flecha como de la Contra-flecha:;, ya que estos no deben ser excedidos La relación momento-curvatura puede ser utilizada para estimar la curvatura a lo largo del elemento correspondiente a una distribución de momento dada. Las deflexiones pueden ser determinadas de estas curvaturas. [18]

El cálculo de la Contra-flecha: en los elementos de concreto presforzado depende de la curvatura o arreglo del sistema de Torones:;. Las ecuaciones utilizadas para este cálculos están dadas en la siguiente figura. [18]

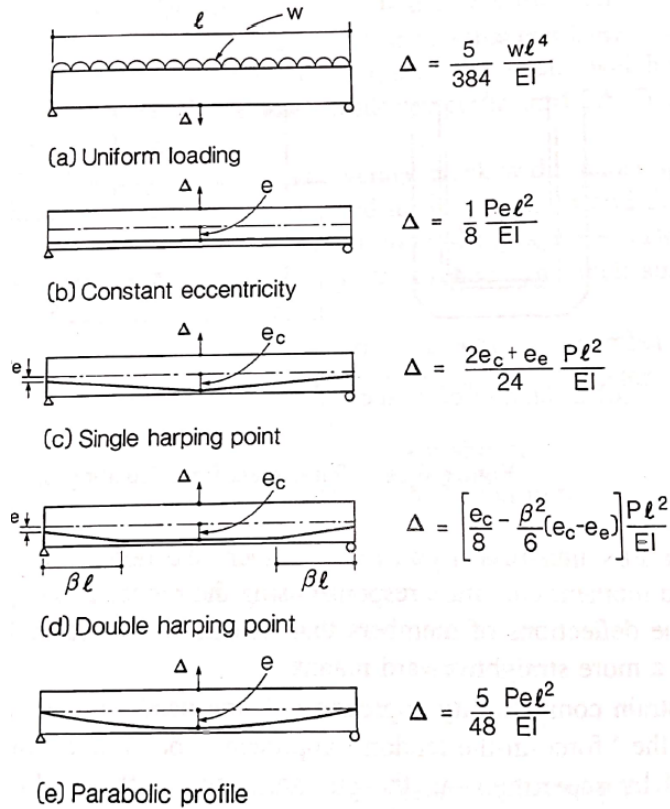


Figura 48: Expresiones para deflexiones debido a cargas uniformes y Contra-flecha: debido a la tensión del Presfuerzo:

[18]

7. Resistencia de diseño a flexión y ductilidad

Los requerimientos para la resistencia de diseño según el código ACI 318-14, consisten en que la resistencia diseñada del elemento debe ser igual o mayor que el momento último determinado. [2]

$$\phi M_n = M_u \quad (8)$$

En donde M_n es la resistencia nominal a flexión de la sección, ϕ es el factor de reducción para elementos a flexión tomado como 0.90 y M_u es el momento factorado debido a las cargas externas.

Los momentos últimos de diseño deben ser calculados dependiendo del tipo de sistema analizado, pero en el caso de una estructura estáticamente determinada, los momentos últimos de diseño son los momentos obtenidos a partir de la metodología de Hardy-Cross. [18]

Para el cálculo del esfuerzo en el acero presfuerzo para el nivel de flexión nominal, las ecuaciones especificadas se encuentran en el artículo 20.3.2.3.1 para torones adheridos y en

la tabla 20.3.2.4.1 (Figura 33) del código ACI 318-14. En el caso de miembros estructurales de concreto con torones no adheridos, las ecuaciones tabuladas en el ACI 318-14 son las siguientes para estructuras con relaciones largo/espesor menores a 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 10000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \leq f_{py} \leq f_{se} + 60000 \quad (9)$$

$$f_{ps} = f_{se} + 10000 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \leq f_{py} \leq f_{se} + 30000 \quad (10)$$

En donde:

- f_{ps} = esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión (lb/pulg²).
- f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo, después de que han ocurrido todas las pérdidas de presforzado (lb/pulg²).
- f_{py} = resistencia especificada a la fluencia del acero de presforzado (lb/pulg²).
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (lb/pulg²).
- ρ_p = cuantía de refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área bd_p

Estas ecuaciones pueden ser utilizadas únicamente si se chequea que el esfuerzo efectivo $f_{se} \leq 0.5f_{pu}$.

Al igual de importante que la capacidad flexionante, se debe verificar que el miembro tenga suficiente ductilidad para proveer una advertencia de falla y absorber suficiente energía previo al colapso en el caso de alguna sobre carga o catástrofe. Para ello, se debe asegurar que el acero de la losa pase por una etapa de cedencia antes que el concreto colapse. Para asegurar que esto suceda el código ACI 318-14 requiere que se cumpla con la siguiente ecuación.

$$\phi M_n = 1.2M_{cr} \quad (11)$$

Por otro lado, para asegurar la cedencia de refuerzo, los límites de los esfuerzos están dados por las siguientes ecuaciones dependiendo del tipo de acero contenido. Para el caso de una estructura con contenido de acero de presfuerzo únicamente, la ecuación está dada por:

$$w_p \leq 0.36 \quad (12)$$

Para elementos armados con acero presforzado, varillas de acero en tensión y varillas de refuerzo en compresión:

$$w_p + (w - w') \frac{d}{d_p} \leq 0.36\beta_1 \quad (13)$$

En donde:

$$\beta_1 = 0.85 - (f'_c - 4000)0.00005 \geq \quad (14)$$

$$w_p = \frac{\rho_s f_{ps}}{f'_c} = \frac{A_{ps} f_{ps}}{bd_p f'_c} \quad (15)$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{A_s f_y}{bd f'_c} \quad (16)$$

$$w' = \frac{\rho' f_y}{f'_c} = \frac{A'_s f_y}{bd f'_c} \quad (17)$$

y:

- f_{ps} = esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión (lb/pulg²).
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (lb/pulg²).
- ρ_s = cuantía del refuerzo
- b = ancho de la cara en compresión del miembro (pulgadas)
- d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero presforzado (pulgadas)

G. Losas postensadas

Las losas postensadas de concreto son muy utilizadas alrededor del mundo para sistemas de piso en edificios de oficinas, parqueos, centros comerciales y edificios residenciales. Una de las ventajas que ofrece este tipo de sistemas es la reducción de costos debido al espesor de losa reducidos, a las luces más largas y la reducción de tiempo de construcción. Sin mencionar que, el uso de las losas postensadas permite al diseñador estructural controlar las deflexiones y agrietamientos del elemento bajo las cargas de servicio. [18]

Al igual que en el concreto pasivo, existen diferentes tipos de losa, como por ejemplo las losas en una dirección apoyadas, losas planas, reticuladas, losas en dos direcciones apoyadas, etc. La diferencia entre estos tipos de losas postensadas y los tipos de losas descritas anteriormente, son las luces entre columnas, los espesores y las capacidad de carga. [18]

Las losas postensadas utilizadas en edificaciones poseen espesores pequeños y los Torones: son postensados en diferentes luces. EL uso de Torones: adheridos con ductos corrugados que tienen secciones transversales circulares resultan en una gran reducción de excentricidad así como también de pérdidas por fricción. Cuando los ductos tienen una sección transversal

ovalada, permite que llevar a cabo una construcción adherida sin sacrificar tanta excentricidad. La influencia del tipo de torón en la excentricidad puede ser visualizada en la Figura 48 a continuación.

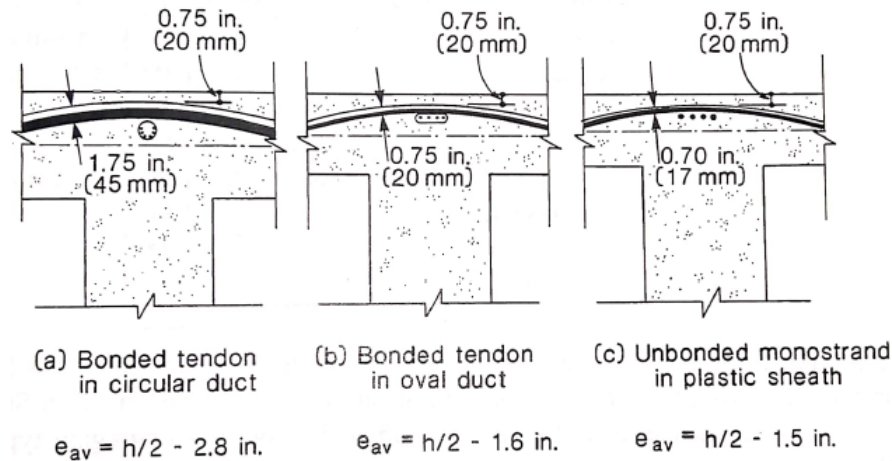


Figura 49: Efecto del tipo de torón en la excentricidad [18]

En la Figura se puede observar que, para obtener las mismas excentricidades con diferentes tipos de torón, se requieren espesores de losa más grandes cuando los Torones: son adheridos. El diseño de losas postensadas debe asegurar que los esfuerzos en el concreto no serán excesivos bajo las cargas de servicio, que se calculó la resistencia adecuada para soportar cargas factoradas y que las deflexiones de la losa permanecen dentro de los límites aceptables. [18]

1. Factores que influyen en la selección del espesor de una losa postensada

Al elegir el espesor de una losa los factores que se deben considerar son las deflexiones, la resistencia a corte, la resistencia a fuego y la protección contra la corrosión del refuerzo. [18]

En las primeras etapas del diseño de una losa se realiza el cálculo de un espesor mínimo para el control de las deflexiones basado en la razón entre la profundidad y la luz de una losa. Las características de las losas postensadas para el control de deflexiones permite el uso de losas delgadas. En el caso de losas en dos direcciones con espesores pequeños, el elemento está gobernado por la resistencia al Punzonamiento: cortante al rededor de la columna en la mayoría de los casos. Esto puede evitarse si se utilizan capitales en las columnas. Es por esta razón que es muy importante chequear que el espesor de losa utilizadas tenga la capacidad de resistir esfuerzos cortantes. [18]

2. Protección contra la corrosión de los Torones: de Presfuerzo: no – adheridos

Generalmente, las losa postensadas son presforzadas utilizando Torones: simples no adheridos. Por esta misma razón se debe considerar la protección contra la corrosión de estos Torones:. Si por alguna razón los Torones: quedan expuestos a ambientes corrosivos, la estructura completa corre peligro de desplomarse. Por ello, se han dado casos enloquece estructuras con protección inadecuada contra la corrosión has requerido reparaciones. [18]

La forma en que se evita la corrosión es evitando que elementos como el agua o químicos que inducen la corrosión, alcancen la estructura presforzada dentro de la sección. Las capas que protegen los Torones: de la corrosión en sistemas presforzados no adheridos, están divididos en tres partes: el recubrimiento del concreto, el ducto metálico o plástico y la grasa. [18]

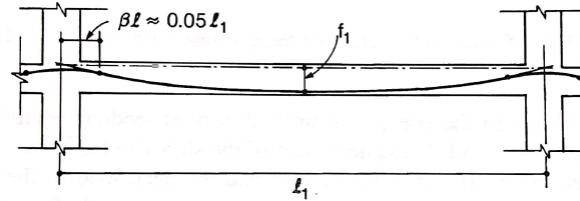
En el artículo 20.6.1.3.2 del ACI 318-14 se especifica que el recubrimiento del concreto y la calidad del material dependen del tipo de ambiente al que las estructuras será expuesta. Una parte de la estructura que no se debe olvidar es el anclaje no sirve, los Torones: seguramente fallarán junto con toda la estructura. [2]

Alrededor de los años sesenta se introdujeron al mercado los ductos de plástico para Torones:. Para asegurar que estos protectores fueran capaces de mantener el agua afuera, se empezaron a utilizar protectores de plástico extruidos sobre el torón engrasado. Finalmente, el Instituto de Post-Tensado de Estados Unidos (PTI), publicó especificaciones que hablan sobre anclajes, protectores, forros anticorrosivos e instalación de Torones: en diferentes ambientes. Es importante mencionar que, referente al tema de protección contra la corrosión, el código ACI 318-14 indica que los Torones: y anclajes de sistemas postensados no adheridos sigan las recomendaciones dadas en el Manual del PTI. [2]

3. Balanceo de cargas

El balanceo de cargas es utilizado para facilitar la comprensión de cómo las losas postensadas en dos direcciones responden a las cargas. Este concepto permite una mejor elección de perfil de Torones:, su distribución y el Presfuerzo: requerido.

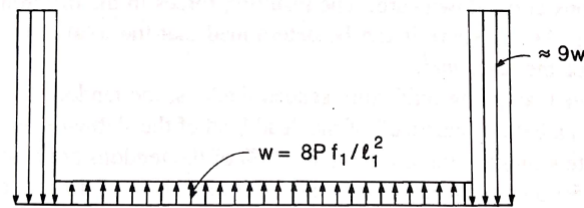
Un torón de perfil curvo con un radio (R), crea una presión o empuje en el concreto con una fuerza radial P/R , en donde P es la tensión del torón. La forma en que se visualiza el perfil de un torón dentro de una losa es presentado en la siguiente Figura.



(a) Tendon profile

Figura 50: Perfil de un torón típico [18]

Los efectos del Presfuerzo: del torón dentro de concreto se traducen a fuerzas radiales a lo largo de la sección. (Figura 50)



(b) Radial forces

Figura 51: Fuerzas resultantes debidas al torón [18]

Por geometría parabólica, el radio del torón puede ser determinado con la ecuación $L_1^2/8f_1$. A partir de esta ecuación, se sabe que en la parte convexa del perfil, se crea una carga efectiva hacia arriba w que actúa en el concreto por cada torón.

$$w = \frac{8Pf_1}{L_1^2} \quad (18)$$

En la parte cóncava del perfil del torón, cerca de las columnas, actúa una carga más intensa dirigida hacia abajo. Si se ve el perfil completo del torón, se puede deducir que el noventa por ciento es convexo y que el diez por ciento es cóncavo, por lo que la fuerza hacia abajo por unidad lineal es nueve veces más grande que la fuerza hacia arriba por unidad lineal.

Dado a que el Presfuerzo: es un sistema auto-equivalente, el total de las fuerzas verticales en el concreto causadas por el Presfuerzo: del torón deben sumar cero. Para ilustrar cómo funciona el balanceo de cargas, se considera un panel interior cuadrado de una losa plana que contiene Torones: separados uniformemente en ambas direcciones. Se asume que el noventa por ciento del torón es convexo y que el arreglo y la fuerza del torón son tales, que los Torones: en ambas direcciones producen una carga hacia arriba igual a w por unidad de área en la porción de la longitud del torón curvada hacia arriba. En la Figura 51 se puede observar las cargas resultantes en el concreto a partir de los Torones: uniformemente distribuidos. Los Torones: de Este a Oeste provocan una carga w hacia arriba por unidad de área en el noventa

por ciento de la longitud donde el torón es convexo y una carga hacia abajo de $9w$ por unidad de área en el diez por ciento restante de la longitud. Los Torones: en dirección Norte - Sur producen un efecto similar. Cuando se suman las cargas resultantes de los Torones: Norte - Sur y Este - Oeste, dan como resultado las cargas por unidad de área mostradas en la Figura.

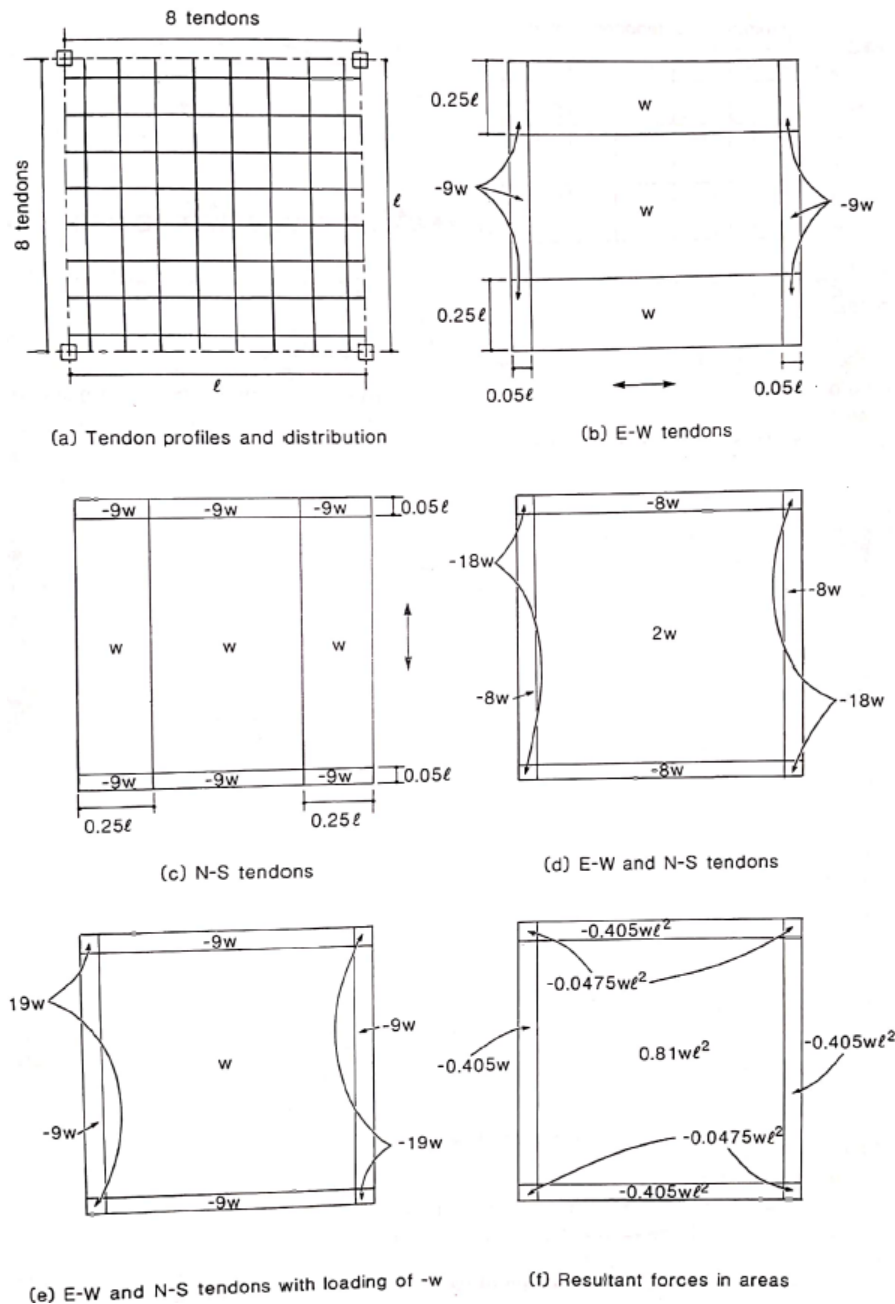


Figura 52: Análisis de cargas en una losa con distribución uniforme [18]

Si la carga de la losa es igual a w por unidad de área, el efecto red de los Torones: de Presfuerzo: y la carga muerta de la losa resultan como en la Figura 51. Además, se puede

observas que en el centro de la losa se produce una carga hacia arriba w por unidad de área, en donde los Torones: de ambas direcciones son convexos y que una gran carga de $19w$ por unidad de área hacia abajo se produce en donde los Torones: son cóncavos. Basado en las fuerzas resultantes en las diferentes áreas de la losa, se puede concluir que el total de las fuerzas hacia abajo es igual al peso propio de la losa (wL^2).

Por otro lado, también puede evaluarse el caso en el que los Torones: estén concentrados cerca de las líneas de las columnas, en esta situación se logrará un mejor balance de la carga muerta de la losa. En el caso de la Figura 51, se muestra una distribución en donde el 25 % de los Torones: están colocados en el centro de la losa, mientras que el 75 % restante de los Torones: están concentrados en la línea de columnas. De la misma forma en que se analiza el caso anterior de Torones: uniformemente distribuidos, la Figura 51 muestra las cargas resultantes en los Torones:.

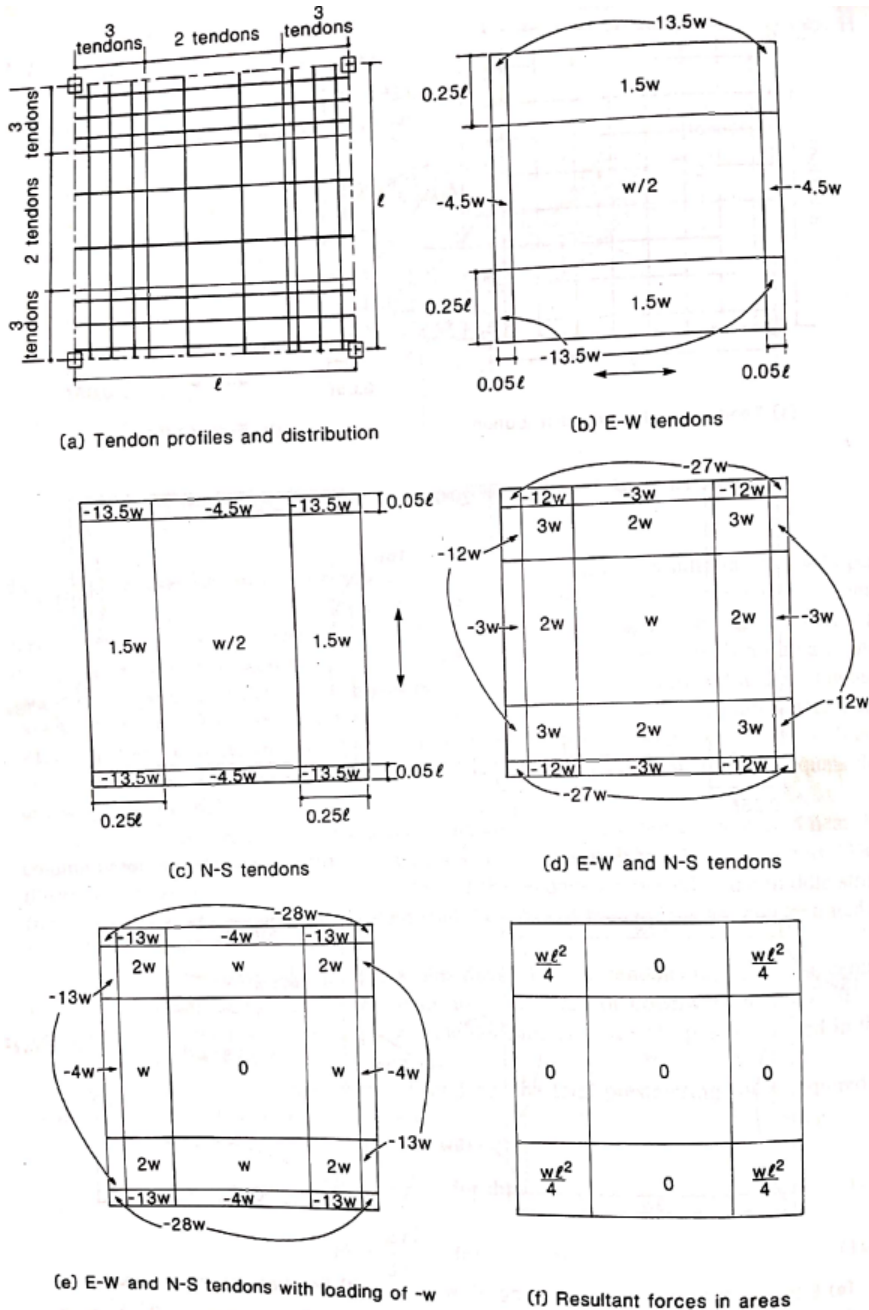


Figura 53: Análisis de cargas en una losa con distribución 75 % y 25 %
[18]

4. Distribución de acero de Presfuerzo: para losas en 2 direcciones

Como se pudo observar en el balanceo de cargas, se logra un balance más uniforme si los Torones: están concentrados en las líneas de las columnas. En realidad, existen diferentes tipos de distribución de Torones: Algunos ejemplo son presentados en la Figura 52. Es posible que se concentren todos los Torones: en una línea que va a lo largo de la línea de columnas. En ese caso, las bandas de Torones: actuarían como vigas presforzadas que

soportan el área del panel a cada lado, entonces el interior de la losa debería ser reforzada como una losa en dos direcciones apoyada en vigas.

Otra posibilidad es colocando los Torones: concentrados en la línea de columnas en una de las direcciones y distribuir uniformemente los Torones: en la otra dirección. En este tipo de distribución la losa actúa como una losa de una dirección en la dirección de los Torones: uniformemente distribuidos apoyados sobre "vigas presforzadas" formadas por Torones: en las líneas de columnas.

Por otro lado, una de las distribuciones más tradicionales o típicas es cuando se coloca el 75 % de los Torones: concentrados en las columnas y el 25 % en el centro de la losa en ambas direcciones. Esta distribución busca igualar la distribución de momentos, debidos a la carga uniforme en la losa, a lo largo de la tira de las columnas. Las distribuciones recomendadas para estos casos se dividen en dos opciones:

- 65 % -75 % de los Torones: colocados en la línea de columnas y el resto en el centro
- 50 % de los Torones: directamente sobre las columnas y el resto uniformemente distribuidos en el espacio entre columnas

Entre las ventajas de este tipo de distribución en la que se concentra la mayor parte de los Torones: en la línea de columnas y el resto en el centro, se pueden mencionar:

1. Efecto de balanceo de cargas más uniforme.
2. La distribución se le aproxima a la distribución de los momentos en la losa.
3. La concentración de Torones: en las columnas incrementa la resistencia al cortante por Punzonamiento: de la losa.
4. La concentración de Torones: en la región de las columnas y al rededor de ellas, resultan en un incremento en la resistencia a la transferencia de momentos de la conexión losa-columna.
5. Concentrar los Torones: en bandas en una o más direcciones facilitan la colocación de los mismos durante la ejecución.

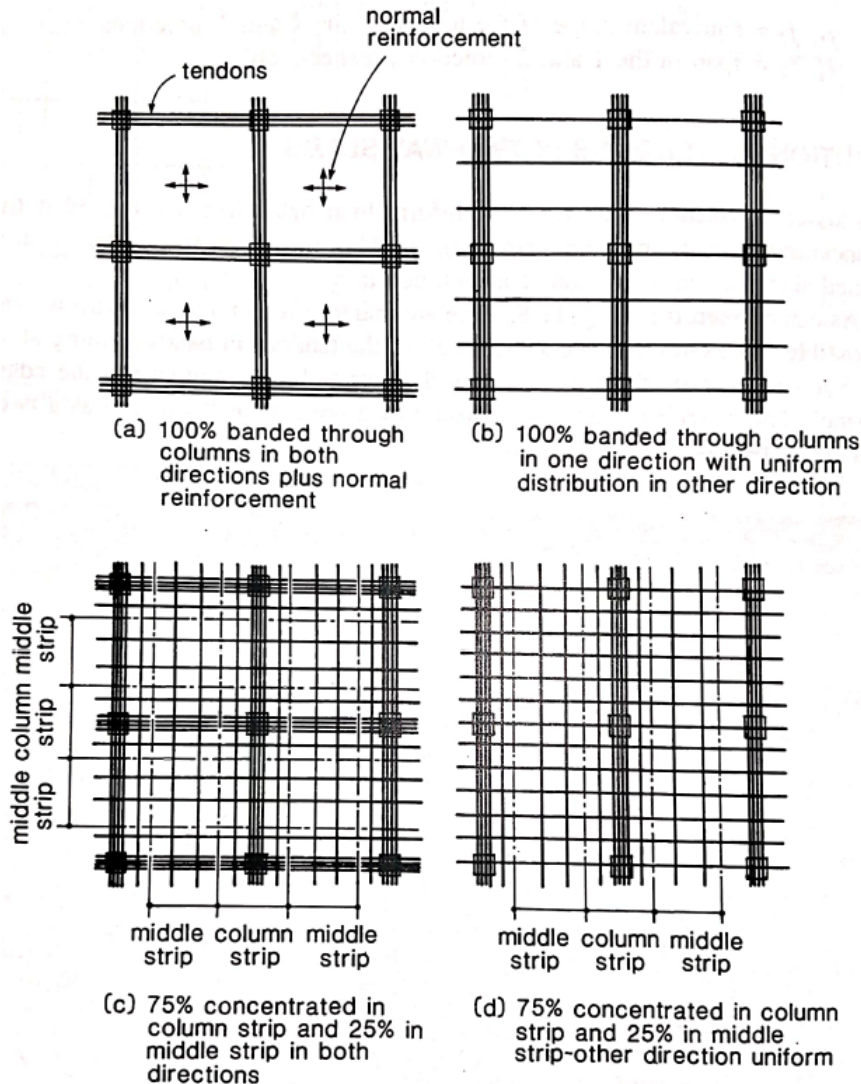


Figura 54: Tipos comunes de distribución de Torones: en losas [18]

5. Análisis mediante el método de marco equivalente

Previo a calcular los esfuerzos de deflexión de servicio o la capacidad flectora bajo cargas factoradas, es necesario determinar los momentos en secciones críticas de la losa causados por las cargas. El método de marco equivalente es muy popular para el análisis en losas de dos direcciones. Esta metodología requiere de un análisis elástico de dos marcos equivalentes que están compuestos por la línea de losa que conectan las columnas en el nivel de arriba y de abajo.

Para comenzar el análisis, se debe dividir la losa en las líneas de diseño en sus dos direcciones principales. El ancho de cada franja está en función de la distancia de centro a centro del claro en dirección de la franja de diseño y también del centro a centro del claro en la dirección perpendicular a la franja de diseño. A continuación, se debe calcular la rigidez

de los elementos del marco equivalente. La rigidez de las losas y columnas son determinadas a partir de las siguientes ecuaciones planteadas:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\Sigma K_{ec}} + \frac{1}{K_t} \quad (19)$$

En donde ΣK_{ec} es la sumatoria de las rigidez flexionante de las columnas en las conexiones, K_t es la rigidez torsional de los elementos asumidos por torsión adjuntos a la columna y perpendicular a la dirección de la losa (la losa) y K_{ec} representa el factor de rigidez equivalente de las columnas. Para el cálculo del elemento torsional se utiliza las siguientes ecuaciones:

$$K_t = \frac{\Sigma 9E_{cs}C}{L_2(1 - c_2/l_2)^3} \quad (20)$$

$$C = \frac{(1 - 0.63x/y)x^3y}{3} \quad (21)$$

Es importante mencionar, que si se habla de una losa plana, entonces los valores de x y y son iguales a el espesor de la losa y el peralte de la columna.

El siguiente paso es el cálculo de los momentos últimos dados por el presfuerzo después de todas las pérdidas y las cargas de servicio. Esto se lleva a cabo utilizando la metodología desarrollada por Hardy-Cross de la distribución de momentos. Es importante saber que, este análisis puede requerir diferentes marcos equivalente dependiendo de la secuencia de la estructura, ya que esto tiene una gran influencia sobre los momentos iniciales en una estructura estáticamente indeterminada. Los momentos resultante a partir del análisis son los momentos que deben ser utilizados para el chequeo de esfuerzos en la losa bajo cargas de servicio, así como también para la verificación de la capacidad a flexión requerida de la losa.

6. Verificación de esfuerzos y control de agrietamiento

En el artículo 24.3 del código ACI 318-14, se especifica que el agrietamiento es controlado al limitar los esfuerzos de tensión en el concreto a $6\sqrt{f'_c}$ (psi) y también agregando cantidades mínimas de acero de refuerzo pasivo a la estructura.

Los esfuerzos bajo cargas de servicio son determinados utilizando los momentos calculados para la losa. Estos momentos utilizados para el cálculo de esfuerzos son los momentos promedio a lo largo de toda la franja de diseño. A partir de estos momentos se puede calcular la cantidad de acero requerido en la estructura. Como ya se mencionó anteriormente, el artículo 8.6.2.3 posee las especificaciones del acero mínimo requerido.

El refuerzo pasivo requerido en las regiones donde existen momentos negativos, debe ser colocado dentro de una zona en la losa, encerrando por líneas que son 1.5 veces el espesor de la losa desde la cara de la columna. Por lo menos deben colocarse 4 varillas en cada dirección

y el espaciamiento de este refuerzo no debe superar las 12 pulgadas. Estas varillas pueden extenderse por lo menos hasta un sexto del claro libre entre las caras de los soportes.

El refuerzo requerido en las regiones donde existe momento positivo debe tener un largo mínimo de un tercio del claro libre entre soportes y debe estar centrado en el área del momento positivo.

La Figura 54 muestra el refuerzo adherido pasivo requerido en la región de momento negativo de una losa de ocho pulgadas de espesor post-tensada con Torones: no adheridos y soportada en columnas de veinticuatro por veinticuatro pulgadas con claros de veintisiete pies desde los centros.

7. Consideraciones especiales por paneles de bordes y vértices

La Figura mostrada representa una situación en la que todos los Torones: en una dirección pasan a través de las columnas. Como se puede ver, hay zonas en los bordes que no están presforzadas debido a la distancia requerida para la distribución de esfuerzos de compresión en las regiones del anclaje. En estas zonas se debería colocar refuerzo pasivo adherido, perpendicular al borde libre. [2]

La práctica común requiere de una cantidad mínima de refuerzo pasivo adherido, en el fondo perpendicular al borde en todos los claros. La razón requerida es:

$$\rho_s = 0.0015 - 0.5\rho_p > 0.0005[2] \quad (22)$$

En donde sabemos que:

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd} [2] \quad (23)$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} [2] \quad (24)$$

En donde:

- A_s = Área de refuerzo longitudinal pasivo a tracción. (*pulg²*)
- d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. (pulgadas)
- A_{ps} = Área de refuerzo longitudinal presforzado en tracción. (*pulg²*)
- d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero presforzado. (pulgadas)

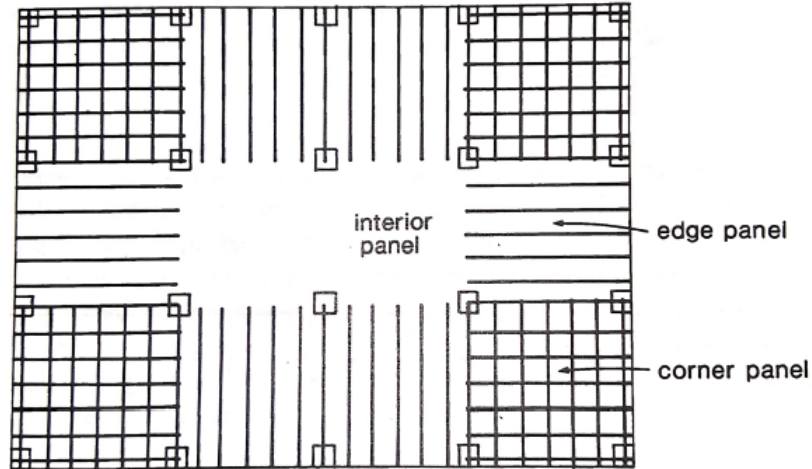


Figura 55: Ejemplo de distribución y cantidad de acero de refuerzo pasivo en esquinas y borde de la losa
[18]

8. Capacidad a flexión de una losa postensada

La capacidad flexionante de losas es usualmente estudiada al comparar el momento último, M_u , con la fuerza flexionante de diseño ϕM_n . Esto sin considerar la forma en que estos momentos son distribuidos a lo largo de la franja de diseño. Dado a que las losas en dos direcciones tienen un alto grado de estática indeterminada, existen redistribuciones de momentos que deben ser consideradas previo a una falla flexionante de la losa. Para ello, es permitido realizar un incremento o reducción en la distribución de momentos de una losa. Las especificaciones en los porcentajes de incremento y reducción están indicadas en el artículo 8.10.4 del código ACI 318-14.

La teoría de la línea de Cedencia: es una metodología que se puede utilizar para la estimación de capacidad flexionante de las losas. Esta metodología consiste en la estimación de las cargas en las que formará una falla flexionante y está basada en el concepto que la falla flexionante en la losa no ocurrirá hasta que la Cedencia: flexionante de la losa se extienda una región lo suficientemente grande para que se pueda formar una falla.

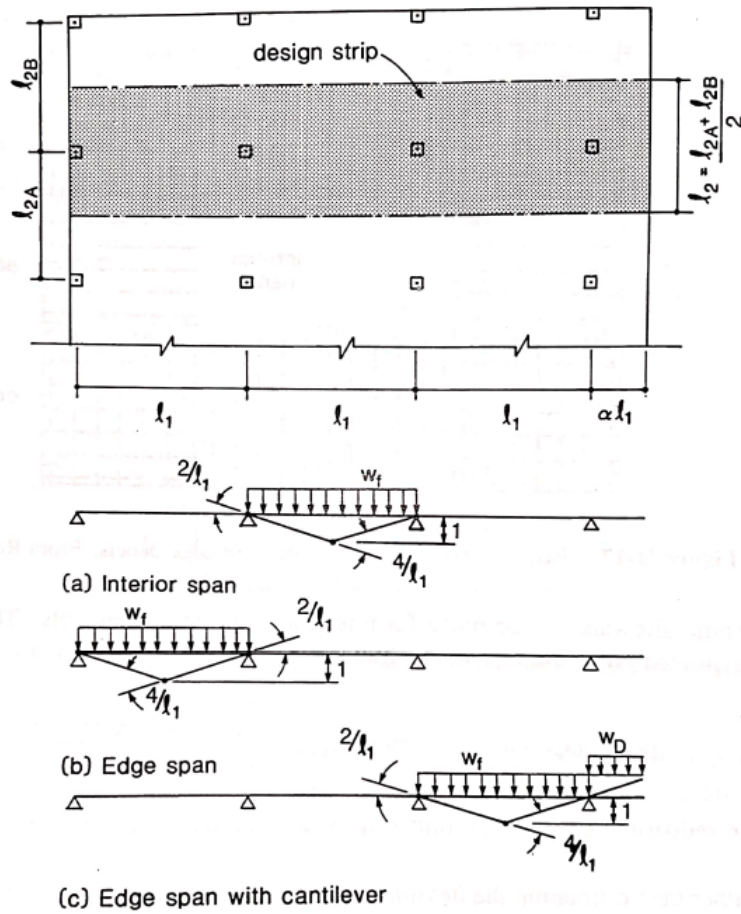


Figura 56: Análisis de líneas de Cedencia: en losas de dos direcciones [18]

La Figura 55 muestra un mecanismo de Cedencia: que debe ser estudiado para una losa típica en dos direcciones. Se asume que los momentos de Cedencia: son iguales a la resistencia flexionante de diseño. Otra suposición conservadora es que las líneas de Cedencia: del momento negativo pasan a través de los centros de las columnas y no a lo largo de las caras de las mismas. Si se considera el mecanismo de las líneas de Cedencia: para un claro interior, entonces para un desplazamiento de uno en un claro medio, el trabajo exterior puede ser igualado al trabajo interior y formar la siguiente ecuación:

$$\frac{w_f L_1 L_2}{2} = \frac{4m_p L_2}{L_1} + \frac{4m_n L_2}{L_1} \quad (25)$$

A partir de la ecuación anterior, se puede deducir la siguiente ecuación para la carga distribuida factorada:

$$w_f = \frac{8(m_p + \frac{m_n}{2})}{L_1^2} \quad (26)$$

En donde:

- w_f = Carga distribuida factorada
- L_1 = Claro de centro a centro entre columnas
- L_2 = Ancho de la franja de diseño
- m_n = Momento negativo de Cedencia: por unidades de ancho de losa
- m_p = Momento positivo de Cedencia: por unidades de ancho de losa

La carga factorada en un borde del claro con una sección en voladizo de largo αL_1 , asumiendo que solo la carga muerta de servicio w_d que actúa en el voladizo es:

$$w_f = \frac{8(m_p + \frac{m_n}{2})}{L_1^2} + 2w_d\alpha^2 \quad (27)$$

En donde:

- w_d = Carga distribuida factorada
- α = Ángulo de curvatura del torón

Al determinar las resistencias de momento positivo y negativo por unidad de largo, m_p y m_n , los Torones: de Presfuerzo: y las varillas de refuerzo se deben tratar como si estuvieran uniformemente distribuidos a lo largo de la franja de diseño, sin importar la distribución real.

Dado a que la metodología de la línea de Cedencia: da una solución para la región de arriba, el diseñador debe ser cuidadoso que no exista otro mecanismo que cree una carga en la sección baja. La Figura 57 muestra otro mecanismo posible que consiste de líneas de Cedencia: *abanico* al rededor de la columna. Si la columna es un punto de soporte, entonces la carga factorada en la losa que provoca un mecanismo de líneas de Cedencia: tipo *abanico* sería determinada con:

$$w_f = \frac{2\pi}{L_1^2} m_p + m_n \quad (28)$$

La carga requerida para formar este tipo de mecanismo incrementa al incrementar las dimensiones de la columna.

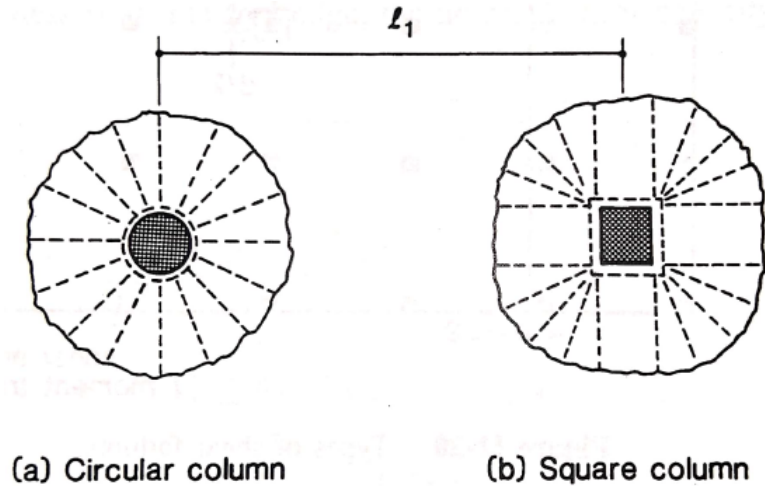


Figura 57: Mecanismos de líneas de Cedencia:
[18]

9. Diseño a cortante para un sistema de entrepiso postensado

Dado a la alta ductilidad flexionante de las losas en dos direcciones, estas tienen la habilidad considerable de distribuir cargas locales muy altas y en encontrar una forma alternativa de soportar las cargas. Más allá de esto, los efectos beneficiosos de las acciones compresivas de la membrana, generalmente despreciada en el diseño. Le da una habilidad a la losa de resistir sobrecargas muy altas.

Una prueba realizada por Ockleston en una losa en dos direcciones y en un sistema de vigas de piso, se demuestra lo grande que puede llegar a ser esa fuerza reservada. En esta prueba, la losa fue diseñada para una carga de servicio de 10 psf y se determinó que se requería una carga 10 veces mayor a la carga de diseño para que la estructura fallara.

La capacidad de carga de una losa en dos direcciones, generalmente está gobernada por corte, más que por flexión. Debido a que las losas casi nunca poseen refuerzo para cortante, estas podrían fallar en una forma relativamente frágil si los esfuerzos locales de corte alcanzan valores suficientemente grandes para causar agrietamiento diagonal.

La Figura 57 muestra diferentes casos de fallas por corte. Puede tenerse un plano de falla que ocurre a lo largo del ancho de losa o, una falla localizada de corte al rededor de la columna. Para columnas interiores, estas fallas localizadas son llamadas fallas por corte de Punzonamiento. Para las columnas de borde y esquina las fallas de corte son un poco más complejas debido a efectos combinados de corte y momento transferidas de la losa a la columna.

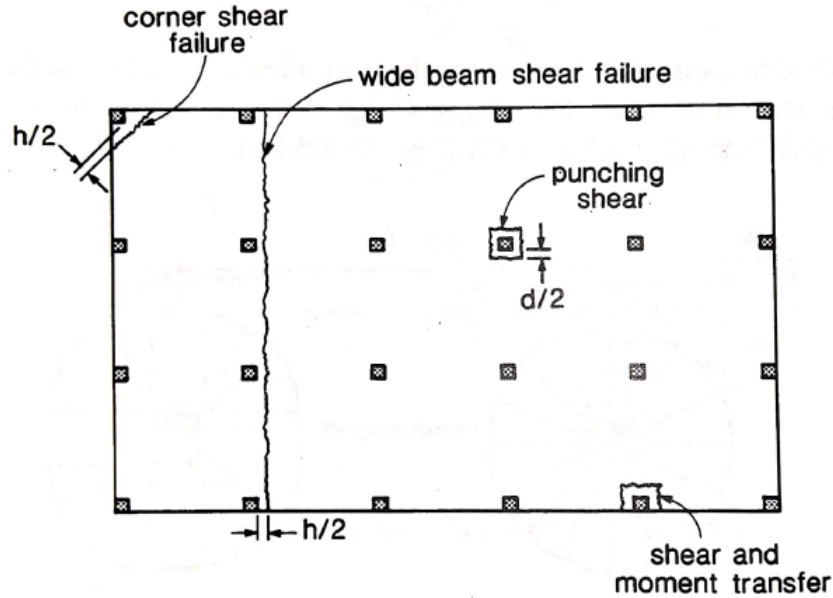


Figura 58: Tipos de fallas cortantes [18]

La fuerza cortante nominal para fallas a lo ancho de la losa puede ser determinada conservadoramente utilizando las ecuaciones de losas en una dirección:

$$V_c = \frac{2\sqrt{f'_c}}{b_w d} \quad (29)$$

En donde b_w es el ancho del plano de falla y d es la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión, pero no puede ser menor que $0.8h$. Finalmente, la fuerza cortante de diseño, ϕV_c , debe exceder el cortante factorado en una reacción $h/2$ desde la cara de la columna.

El código ACI 318-14 especifica en el artículo 22.6.5.5 el chequeo de la capacidad de corte por Punzonamiento: al rededor de la columna interior en una losa en dos direcciones presforzada de concreto. Para calcular la fuerza cortante nominal se utiliza la ecuación:

$$V_c = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_o d + V_p \quad (30)$$

En donde:

- λ = factor modificador que toma en cuenta la reducción de propiedades mecánicas para concretos de peso liviano relativos al concreto de peso normal con la misma resistencia a compresión
- b_o = Perímetro mínimo de la sección crítica al rededor de la columna. Debe estar mínimo a $d/2$ de la cara de la columna

- f_{pc} = Valor promedio de P/A para las dos direcciones, debe ser mayor a 125psi en cada dirección y no debe ser mayor que 500 psi. Si es menor que 125 psi entonces se puede usar la ecuación 17.
- f'_c = Resistencia específica de compresión del concreto, no debe ser mayor a 5000 psi.
- V_p = Componente vertical de todas las fuerzas efectivas de Presfuerzo: a través de la sección crítica.

Para columnas exteriores en donde cualquier porción de la sección transversal está más cerca que cuatro veces el espesor de la losa desde el borde libre, la capacidad nominal cortante puede ser calculada con la siguiente ecuación:

$$V_c = (2 + \frac{4}{\beta_c})\sqrt{f'_c}b_o d \quad (31)$$

Es importante realizar las siguientes verificaciones para determinar si la capacidad nominal cortante cumple con los requisitos especificados en el artículo 22.6.5 del código ACI 318-14.

$$V_c \leq (2 + \frac{\alpha_s d}{b_o})\sqrt{f'_c}b_o d \quad (32)$$

$$V_c \leq 4\sqrt{f'_c}b_o d \quad (33)$$

En donde:

- β_c = Es la razón entre lado largo y lado corto de la losa.
- α_s = 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina

La componente vertical del Presfuerzo:, V_p , es una fuerza que resulta de la curvatura del torón y que actúa hacia abajo. Pero, por el balanceo de cargas sabemos que esta componente vertical de la fuerza de Presfuerzo: a través de la sección crítica debe ser balanceada por fuerzas radiales r , que actúan en el torón hacia arriba. Por ello, la contribución de un torón a V_p está definida por la ecuación:

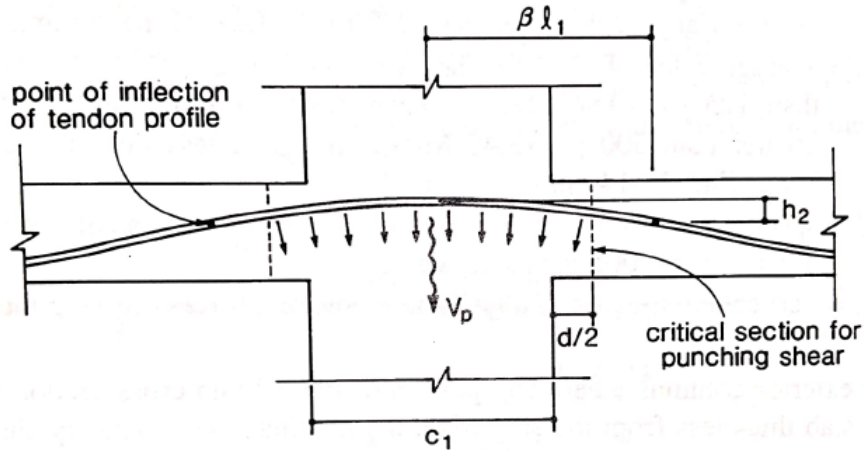
$$V_p = \frac{2Ph_2}{(\beta L_1)^2}(c_1 + d) \quad (34)$$

Por otro lado, la fuerza radial del torón esta definida por la siguiente ecuación:

$$r = \frac{8Ph_2}{(2\beta L_1)^2} \quad (35)$$

La componente vertical total se determina al sumar la contribución de todos los Torones: en ambas direcciones a través de la sección crítica. Si existe un cambio en el perfil del torón, el valor de la componente V_p es afectada significativamente.

Según el artículo 8.11.6 del código ACI 318-14 si la conexión losa-columna transmite momento además de cortante, su capacidad para transmitir corte será reducida. El código especifica que se asume una fracción de un momento desbalanceado, $\gamma_f M_{u1}$, que es transmitido por esfuerzos flexionantes en un ancho de losa entre líneas que son $1.5h$ fuera de las caras opuestas de la columna. (Figura 58)



(a) Tendon profile through column region

Figura 59: Visualización del perfil de un torón en conexión losa-columna [18]

La fracción de momento desbalanceado no transferido por flexión, $\gamma_v M_{u1}$, se considera que es transferido por una variación lineal de esfuerzos cortantes al rededor de la sección crítica. La distribución de esfuerzos cortantes resultante es obtenida al sumar los esfuerzos uniformes cortantes debido a la fuerza cortante V_f , y la variación lineal de esfuerzos cortantes debido al momento $\gamma_v M_{u1}$.

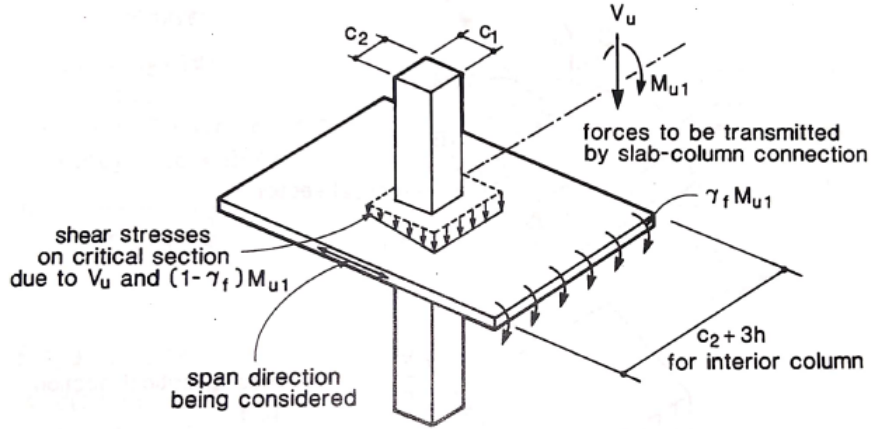


Figura 60: Transferencia de momentos en conexión losa-columna [18]

Si hay momentos transferidos en dos direcciones ortogonales, el esfuerzo cortante máximo se puede calcular con:

$$v_u = \frac{V_u}{A} + \frac{\gamma_{v1} M_{u1} e_1}{J_1} + \frac{\gamma_{v2} M_{u2} e_2}{J_2} \quad (36)$$

En donde todos los términos están definidos en la Figura 59. Los momentos M_{v1} y M_{u1} , son momentos en el eje central de la sección crítica. Para una columna circular interior de diámetro D , el término J/e se define como:

$$J/e = (D + d)^2 d + \frac{d^3}{3} \quad (37)$$

El código ACI 318-14 especifica en el artículo 22.6 que el esfuerzo cortante máximo calculado, debido a los cortantes y momentos factorados, V_u , sea menor que la resistencia al esfuerzo cortante permisible, V_c :

$$V_c = \frac{\phi V_c}{b_o d} \quad (38)$$

Según Collins, se recomienda colocar refuerzo en losas postensadas que actúen como refuerzo torsional en el exterior de la conexión losa - columna cuando el esfuerzo cortante calculado hacia arriba en el borde exterior de la sección crítica supera: $2\sqrt{f'_c}$. Este refuerzo pasivo se muestra en la Figura 60 a continuación:

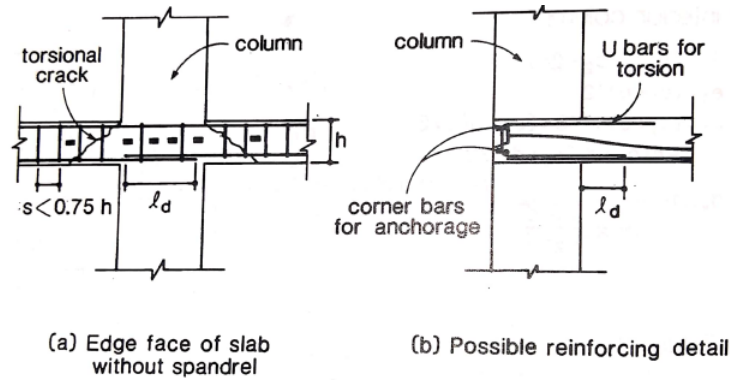


Figura 61: Refuerzo torsional pasivo en columna exterior de losa [18]

Como se mencionó anteriormente la resistencia a esfuerzos cortantes puede ser aumentada en la conexión losa - columna al colocar capiteles en las columnas o refuerzo cortante apropiado.

La resistencia nominal a cortante, V_n , de losas que contengan refuerzo para corte está definido como $V_c + V_n$, en donde:

$$V_n = V_c + V_n \quad (39)$$

$$V_n = 2\sqrt{f'_c}b_o d + \frac{A_v f_y d}{s} \leq 6\sqrt{f'_c}b_o d \quad (40)$$

Debido a que el esfuerzo cortante generalmente controla el diseño, es aconsejable realizar un chequeo preliminar para la capacidad de corte durante la etapa inicial del proceso de diseño. En la mayoría de situaciones se desea evitar la construcción o implementación de capiteles en las columnas. En este caso la capacidad a corte estará influenciada principalmente por el espesor de losa y las dimensiones de la columna. Y, ya que en la etapa preliminar de diseño no se conoce el valor de la fracción de momento desbalanceado transferido en la conexión losa - columna, entonces se recomienda multiplicar el esfuerzo cortante que actúa arriba por 1.2 para columnas interiores, 1.6 para columnas exteriores y 2.0 para columnas de esquina, esto para tomar en cuenta los efectos del momento transferido.

10. Evaluación de deflexiones

La deflexión en losas presforzadas de concreto deben ser estudiadas al someter la estructura a cargas vivas y deflexiones a largo plazo debido a cargas permanentes. Una parte significativa de las deflexiones debidas a cargas gravitacionales será contra-restada por la deflexión hacia arriba debidas al Presfuerzo. Por ello, al calcular deflexiones a largo plazo solo la carga sobrantes de las cargas balanceadas debe ser tomada en cuenta.

El cálculo exacto de las deflexiones en losas postensadas de dos direcciones es un proceso complicado que involucra considerar las condiciones límite, patrones e historia de carga, el

cambio de rigidez debido al agrietamiento local, pérdida de Presfuerzo: y fluencia plástica. En el diseño es apropiado utilizar expresiones simples, aproximadas y conservadoras para estimar las deflexiones. Si estos cálculos resultan en deflexiones críticas, entonces debería llevarse a cabo un estudio más profundo.

La forma típica en la que se deflecta una losa en dos direcciones está mostrado en la Figura 62. La deflexión en el punto medio del panel puede ser estimada al sumar las deflexiones de las dos franjas de viga ortogonales. Al estimar las deflexiones de estas "franjitas de viga", las expresiones dadas en la Figura 60 pueden ser utilizadas. Por ejemplo, la deflexión máxima del panel interior en una losa de dos direcciones con tres claros iguales en ambas direcciones y sometida a una carga viva w solo en el panel interior es:

$$\Delta = \left(\frac{2.60 + 2.60}{384} \right) \frac{wL^4}{EL \frac{h^3}{12}} = 0.163 \frac{wL^4}{Eh^3} \quad (41)$$

La expresión anterior tiene resultados exactos en losas con más de tres claros. El uso de valores de rigidez grandes en esta expresión es justificable únicamente si los esfuerzos de tensión en el concreto permanecen menores a los esfuerzos de agrietamiento.

El trabajo de investigación presentado consistió en el diseño y evaluación de losas postensadas como alternativa a sistemas constructivos tradicionales en Guatemala, como lo es una losa reforzada de concreto. Para llevar a cabo la evaluación, se llevó a cabo el diseño de una losa de concreto reforzada y luego, el de una losa de concreto postensada. Los diseños realizados para el presente trabajo, fueron elaborados siguiendo las normativas del ACI 318-14. Este código puede ser utilizado a pesar que no sea propio de Guatemala, ya que la normativa AGIES NSE 7.3 2018 posee un contenido reducido que especifica que el diseño de elementos presforzados sea realizado siguiendo las especificaciones y requisitos descritos en el código ACI 318-14 de los Estados Unidos. Todos los cálculos realizados fueron realizados con Microsoft Excel.

A partir de los resultados obtenidos en el diseño de los elementos, se llevó a cabo una evaluación de los resultados basado en armaduras, dimensiones, cuantificaciones y costos con el propósito de determinar si el diseño e implementación de losas de entrepiso de concreto postensado en una alternativa viable y comparable en Guatemala.

1. Propiedades geométricas

Para llevar a cabo el diseño de la losa postensada y la losa reforzada y asegurarse que los resultados fueran comparables, se decidió que se debía tomar una misma geometría con base a la cual se calcularían los refuerzos requeridos. Las propiedades geométricas de la losa de diseño incluía:

- L_c = Largo de un panel de losa
- B_c = Ancho de un panel de losa

- x = Número de paneles en el eje horizontal
- y = Número de paneles en el eje vertical
- c_1 = Peralte de columnas
- c_2 = Ancho columna

2. Diseño de losa reforzada

El diseño de la losa reforzada fue llevado a cabo siguiendo todos los requisitos de diseño especificados en el código ACI 318-14 para una losa en una dirección. El proceso de diseño se dividió en diferentes pasos, dentro de los cuales se realizaron las verificaciones correspondientes. Los pasos establecidos para este diseño se presentan a continuación:

- Determinar el espesor mínimo requerido según capítulo 7 del código ACI 318-14.
- Integrar las cargas de servicio y diseño siguiendo las combinaciones de carga gravitacionales indicadas en el capítulo 5 del código ACI 318-14.
- Calcular los momentos de diseño de la losa.
- Cálculo de la cuantía de acero requerida por el diseño a flexión positiva.
- Proponer un arreglo de varillas.
- Cálculo de la cuantía de acero requerida por el diseño a flexión negativa.
- Proponer un arreglo de varillas.
- Cálculo y propuesta de la cuantía de acero requerida por fraguado y temperatura.
- Presentar arreglo y detalles del diseño de la losa reforzada.

3. Diseño de losa postensada

El diseño de la losa postensada se llevó a cabo cumpliendo los requerimientos descritos en el código ACI 318-14. La losa postensada diseñada consiste en una losa plana en dos direcciones, para ello se apoyó en el capítulo 8 del código. El diseño de la losa está dividido en diferentes procedimientos para determinar el arreglo de torones, el arreglo de acero de refuerzo para control de agrietamiento, verificar los esfuerzos, verificar las deflexiones de la estructura y verificar los diseños de flexión y corte. La metodología de diseño de la losa postensada se dividió en los siguientes procedimientos:

- Determinar el espesor mínimo requerido según capítulo 8 del código ACI 318-14.
- Integrar las cargas de servicio y diseño siguiendo las combinaciones de carga gravitacionales indicadas en el capítulo 5 del código ACI 318-14.

- Determinar la carga que se desea balancear por medio de los torones.
- Evaluar las opciones para la elección del perfil del torón.
- Determinar las excentricidades máximas de los torones.
- Determinar los perfiles de los torones y las fuerzas de presfuerzo.
- Determinar las pérdidas a corto y largo plazo en la fuerza en los torones seleccionados.
- Determinar los esfuerzos resultantes para la propuesta de número, distribución y separación de los torones.
- Determinar los momentos resultantes, debido al presfuerzo y a las cargas de servicios.
- Calcular los esfuerzos totales resultantes en la losa y verificar que no excedan los límites de tensión admisibles.
- Determinar el acero de refuerzo requerido para el control de agrietamiento de la sección.
- Verificar la resistencia a flexión y cortante de la losa.
- Calcular y verificar las deflexiones de la losa.
- Presentar arreglo de la distribución y detalles del diseño de la losa postensada.

4. Cuantificación de materiales

La cuantificación de los materiales fue llevada a cabo a partir de los resultados obtenidos del diseño de ambas losas. Para ello, se tomaron las cantidades de varillas de la losa reforzada y se calculó el peso total del acero. Además, se calcularon todos los volúmenes de los elementos para obtener el valor de volumen total del concreto que debe ser utilizado. Es muy importante mencionar, que para la cuantificación de la losa reforzada, se incluyeron los materiales utilizados para las vigas, ya que estas son parte del análisis de esta losa en una dirección.

Por otro lado, para la cuantificación de los materiales de la losa postensada se incluyeron todos los torones utilizados y las varillas no presforzadas para el control de agrietamiento. Los pesos de ambas cantidades de acero fueron calculadas por separados. Por último, se calculó el volumen de concreto total requerido.

5. Análisis de costos

El análisis de costos fue realizado a partir de los resultados obtenidos en la cuantificación de materiales. Uno de los puntos comparativos principales entre ambas losas es con respecto a los costos de construcción. Por ello, se realizaron presupuestos de ambas metodologías basadas en el peso del acero no presforzado, el peso de acero de refuerzo presforzado y los metros cúbicos de concreto totales. Los costos utilizados para este análisis fueron obtenidos a partir de una investigación de los costos actuales en el mercado Guatemalteco.

Cálculos y resultados

El trabajo de investigación presentado consiste en el diseño y evaluación de dos losas de entrepiso de diferentes tipologías, una losa de entrepiso de concreto reforzado y una losa de entrepiso de concreto presforzado. Para llevar a cabo el diseño de ambas losas de entrepiso se tomaron datos geométricos predeterminados de una losa para una edificación destinada al uso de oficinas. El largo total del elemento es de 130 pies (42 m) y 78 pies (24 m) de profundidad. A continuación se presenta un cuadro con todos los datos iniciales requeridos para el diseño. Se incluyen datos sobre la distancia entre niveles, dimensión de columnas, recubrimiento requerido para losas según su tipología estructural (una o dos direcciones) y las dimensiones de la losa.

Cuadro 1: Datos geométricos iniciales de la estructura a diseñar

Datos geométricos de diseño			
Altura Nivel Edificación	h	12	ft
Losa			
Tipo de losa	1 Dirección		
Recubrimiento requerido	Rec	0.75	in
Número de claros en x	x	5	
Número de claros en y	y	3	
Ancho del panel	Lx	13	ft
Largo del panel	Ly	26	ft
Columna			
Ancho columna	c1	24	in
Peralte columna	c2	24	in

Los siguientes datos requeridos para el inicio de diseño son las cargas de servicio, que consisten en las cargas vivas, muertas y de sobre carga de la estructura. Los datos de carga

fueros extraídos de las especificaciones de cargas vivas y muertas del ASCE/SEI 7-16 para edificaciones destinadas a oficinas. Las cargas de servicio se muestran en el Cuadro 2 a continuación.

Cuadro 2: Cargas de diseño de la estructura

Cargas de servicio			
Carga viva de oficinas	CV	50	psf
Sobre carga muerta - Piso, relleno y tabicaciones	CM	25	psf

Finalmente, como parte de los datos requeridos antes de comenzar con el diseño de la losa reforzada, se deben especificar las propiedades de los materiales con los que se llevará a cabo el diseño de la losa, es decir, el concreto y el acero de refuerzo (Ver Cuadro 3). Específicamente se tabula la resistencia a compresión del concreto, el peso específico del concreto y la resistencia a fluencia del acero de refuerzo.

Cuadro 3: Propiedades de materiales de diseño

Propiedades de materiales			
Concreto			
Resistencia a compresión	f'_c	5000	psi
Peso específico	γ_c	150	lb/ft ²
Acero de refuerzo			
Resistencia a la fluencia	f_y	60 000	psi

1. Diseño de losa de concreto reforzado no presforzado

El primer diseño que se llevó a cabo como parte del presente trabajo de investigación fue el de la losa de concreto reforzado no presforzado. Es importante mencionar que la losa fue analizada como una losa en una dirección, ya que ésta es una de las metodologías constructivas comúnmente implementadas en Guatemala. Este tipo de losas consiste en la combinación de vigas principales y secundarias como parte del sistema de resistencia, tanto gravitacional como lateral.

Puesto que no es parte de los objetivos de esta investigación efectuar el análisis y diseño de la estructura de marcos sismo - resistentes, sino que únicamente el análisis y diseño de la losa de entrepiso, se recopiló información de diferentes proyectos existentes ejecutados recientemente en Guatemala bajo las especificaciones ASCE/SEI 7 - 16 y del ACI 318 - 14 para estimar las cuantías de acero de refuerzo a flexión para el cálculo del costo de las vigas de dicho tipo de sistema estructural (Ver Anexo 77). Dentro de los proyectos investigados se tienen los siguientes: edificio GENPACT ubicado en la Avenida Petapa, zona 12; edificio Pacto de Vida ubicado en la zona 2; edificio RENOVATI ubicado en la zona 10 de esta Ciudad Capital, entre otros.

A partir de la información recabada se concluyó que la cuantía de acero de refuerzo para las vigas principales de dichas edificaciones, tanto negativa como positiva, oscila entre 0.0076 y 0.01, mientras que para las vigas secundarias el rango se encuentra entre 0.00549

y 0.00695. En lo que al acero de refuerzo se refiere, se concluyó que las vigas principales estarían compuestas por estribos No. 4 espaciados @ 10 cms y las vigas secundarias poseerían estribos No. 3 @ 10 cms. Para efectos del presente ejemplo se utilizaron los límites inferiores indicados anteriormente, así como la separación de estribos recopilada.

El diseño de losas comienza calculando el espesor de la losa. Esto se llevó a cabo siguiendo las especificaciones de espesores mínimos recomendadas por el código ACI 318-14. Para el presente caso se tomaron las condiciones de apoyo para una losa con un extremo continuo, al tratarse del caso más crítico para el análisis. El siguiente cuadro muestra el espesor de losa, así como el peralte efectivo, implementado durante el análisis:

Cuadro 4: Espesor mínimo requerido para la losa

Determinar el espesor de losa		
Razón claro - profundidad		24
Espesor mínimo requerido	h	6.50 in
Peralte efectivo de losa	d	5.75 in

Posteriormente se realizó la integración de las cargas de servicio basado en las especificaciones de combinaciones de carga presentadas en el capítulo 5 del código ACI 318-14 para determinar la carga última para la cual será diseñada la estructura.

Cuadro 5: Integración de cargas de la losa

Integración de cargas			
Peso propio de la losa	wp	81.25	psf
I. 1.4CM	w	148.75	psf
II. 1.2CM + 1.6CV	w	207.5	psf
Carga última	wu	207.5	psf

Nota: únicamente se incluyeron las cargas gravitacionales en el análisis de la losa de entrepiso, despreciando el efecto de las cargas accidentales al no ser parte su integración de la presente investigación.

Cuadro 6: Carga última unitaria de la losa a partir de la integración de cargas

Carga última unitaria de integración			
Carga última total	wtot	5395	psf
Carga última unitaria	wu	207.5	psf

A partir de la carga última de diseño unitaria (207.5psf), se calcularon las fuerzas de momento generadas a lo largo de la losa. Estos momentos fueron calculados a partir de los factores de distribución de momentos para losas continuas. Estos factores fueron extraídos del manual de construcción de acero AISC 13 capítulo tres, en donde se muestran los valores de los factores de distribución de momentos en losas continuas. El cálculo de los momentos distribuidos en la losa consiste en la multiplicación entre la carga última de la losa, la longitud flexionante de la losa elevada al cuadrado y el factor de distribución de momento

del punto respectivo. El Cuadro 7 muestra los valores máximos de momentos positivos y negativos calculados en la losa.

Cuadro 7: Momento de diseño calculado a partir de los factores de distribución de momento de estructuras continuas

Momento de diseño			
Momento positivo	Mu+	2735.265	lb-ft
Momento negativo	Mu-	3717.155	lb-ft

El siguiente paso consistió en calcular el refuerzo requerido para flexión positiva y negativa de la losa, utilizando los momentos de diseño máximos positivo y negativo respectivamente. Para el cálculo del área de acero requerida debido al momento de diseño, se utiliza la siguiente ecuación en la que se iguala el momento último de diseño y la resistencia a momento de la estructura ϕM_n , para despejar el área de acero de acero requerida A_s y asegurar que se cumpla con la condición en la que la resistencia a momento de la estructura es mayor o igual que el momento último de diseño.

$$M_u = \phi M_n \quad (42)$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (43)$$

El cuadro 8 y 9 a continuación, muestran un resumen del cálculo de acero a flexión de la losa, así como también la verificación de uso del factor de reducción ϕ a partir de las deformaciones unitarias de los materiales.

Cuadro 8: Cálculo y verificación de acero a flexión positiva de la losa

Cálculo de acero de refuerzo a flexión positiva de la losa			
Asumiendo que $t > 0.0005$, y por lo tanto $\phi = 0.90$			
Factor de reducción	ϕ	0.9	
Momento último	M_u	32823.18	lb-in
Momento resistente	ϕM_n	34020	lb-in
Cuantía de acero requerida	A_s	0.12	in ²
Verificación	Ok		
Cuantía de acero mínima	$\rho_{minflexin}$	0.0035	
	$A_{s,min}$	0.2415	in ²
Verificación	Utilizar $A_{s,min}$		
Verificación del factor de reducción			
Deformación unitaria concreto	c	0.003	
Peralte efectivo	d	5.75	in
	a	0.25	in
	l	0.8	
	c	0.3125	in
Deformación unitaria acero	t	0.0522	
Verificación	Utilizar $\phi = 0.90$		
Arreglo de varillas			
varillas No.3 @6 pulg			

Cuadro 9: Cálculo y verificación de acero a flexión negativa de la losa

Cálculo de acero de refuerzo a flexión negativa de la losa			
Asumiendo que $t > 0.0005$, y por lo tanto $\phi = 0.90$			
Factor de reducción	ϕ	0.9	
Momento último	M_u	44605.86	lb-in
Momento resistente	ϕM_n	45360	lb-in
Cuantía de acero requerida	A_s	0.16	in ²
Verificación	Ok		
Cuantía de acero mínima	$\rho_{minflexin}$	0.0035	
	$A_{s,min}$	0.2415	in ²
Verificación	Utilizar $A_{s,min}$		
Verificación del factor de reducción			
Deformación unitaria concreto	c	0.003	
Peralte efectivo	d	5.75	in
	a	0.25	in
	l	0.8	
	c	0.3125	in
Deformación unitaria acero	t	0.0522	
Verificación	Utilizar $\phi = 0.90$		
Arreglo de varillas			
varillas No.3 @6 pulg			

A partir del Cuadro 8 y 9, se determinó que el arreglo de varillas requerido para el refuerzo longitudinal de la losa es de varillas No.3 @6 pulgadas, tanto en la fibra superior como en la inferior de la viga.

Para concluir con el diseño de la losa de entrepiso de concreto reforzada en una dirección, se calculó el área de acero mínima para el diseño de refuerzo por fraguado y temperatura requerido por la losa según el capítulo siete del código ACI 318-14.

Cuadro 10: Diseño de arreglo de acero para el refuerzo de fraguado y temperatura de la estructura

Refuerzo de acero por fraguado y temperatura de la losa			
	ρ_{min}	0.0018	
Acero mínimo requerido	$A_{s,min}$	0.1242	in ²
Arreglo de varillas			
varillas No.3 @12 pulg			

A partir del diseño realizado para la losa reforzada de entrepiso en una dirección, se concluye que, la estructura que resiste una carga última de diseño de 207.5 psf debida a las cargas de servicio de una edificación destinada a oficinas, posee un espesor de 6.50 pulgadas, un largo de 26ft y ancho de panel de 13 pies, un arreglo de varillas longitudinales de varillas No.3 @6 pulgadas tanto en la fibra a compresión como en la fibra en tensión de la sección y una arreglo de varillas por fraguado y temperatura, en una cama sobre el refuerzo longitudinal en la fibra en tensión, de varillas No.3 @12 pulgadas.

Detalle de diseño losa reforzada

Los detalles a continuación, muestran los detalles sobre la distribución de varillas, dimensiones y propiedades del diseño de la losa reforzada. Para la losa reforzada también se llevó a cabo el detalles de las vigas principales y secundarias colocadas, para la evaluación de los paneles como una dirección.

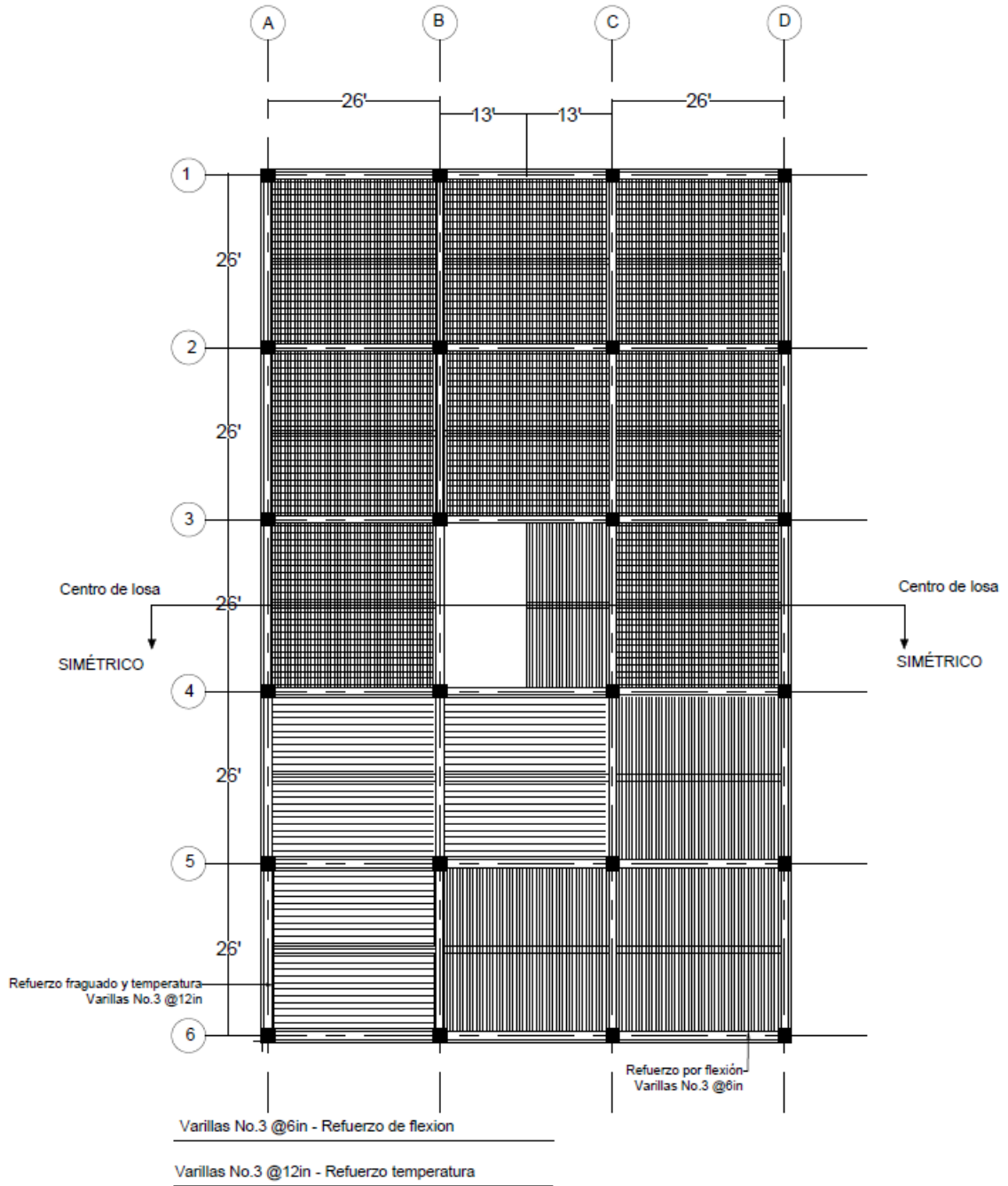


Figura 62: Distribución de varillas de refuerzo

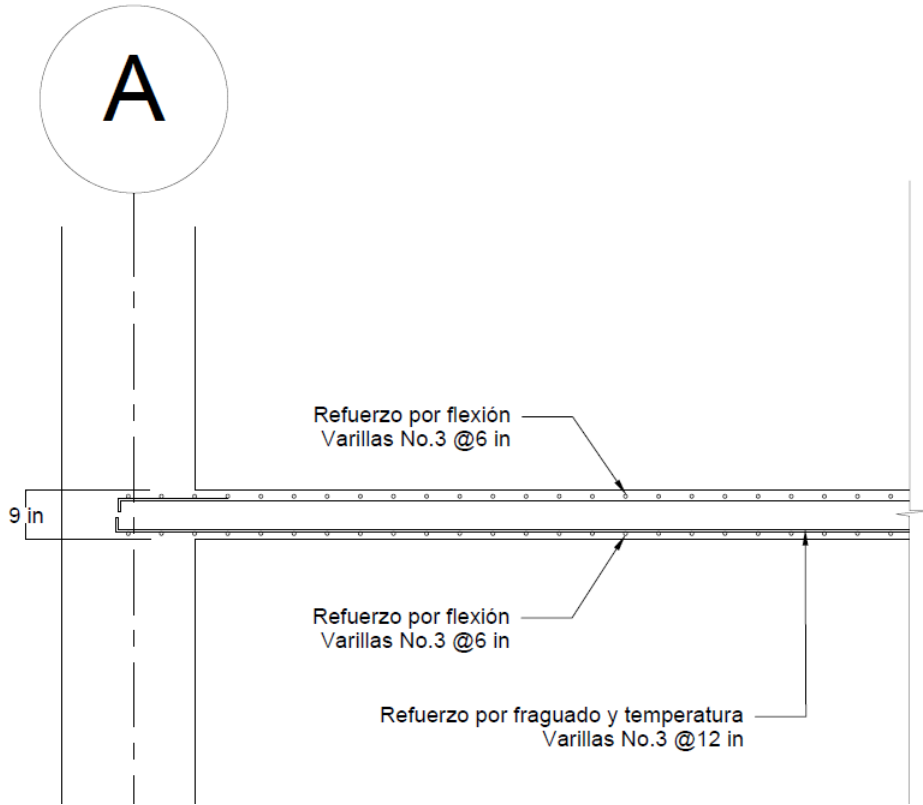


Figura 63: Sección transversal losa reforzada

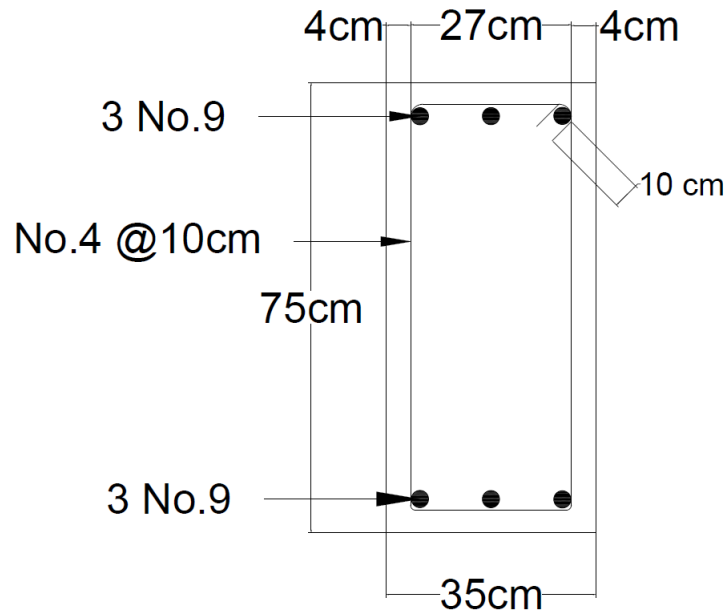


Figura 64: Sección transversal viga principal 75x35 cm

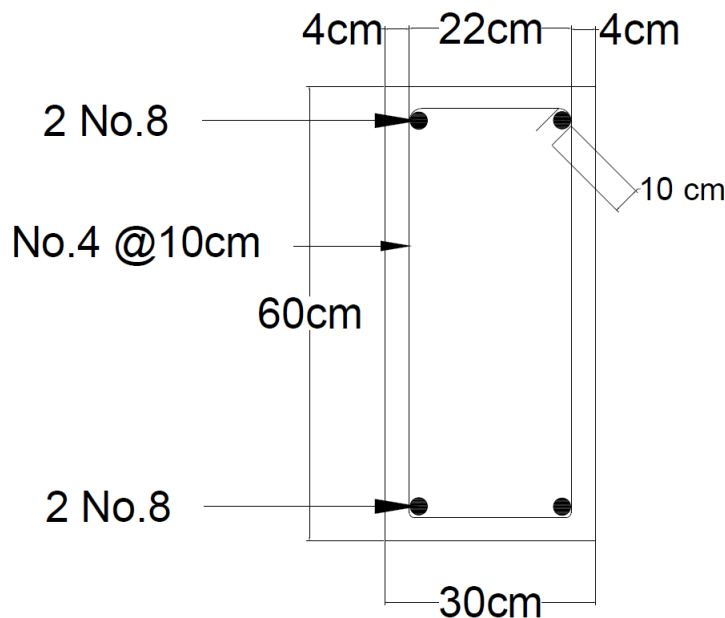


Figura 65: Sección transversal viga secundaria 60x30 cm

2. Diseño de losa de concreto postensada

El segundo diseño realizado consistió en una losa postensada. El tipo de losa postensada diseñada fue una losa plana, es decir que, la losa no posee vigas principales o secundarias perimetrales o entre ejes, sino que solo se componen de dos elementos estructurales: las columnas y la losa en sí. Es importante mencionar que, para llevar a cabo este diseño se utilizó la geometría predeterminada utilizada en el diseño anterior.

Los datos iniciales fueron los mismos utilizados en el diseño de la losa de concreto reforzado (Cuadro 1). Sin embargo, para el cuadro de propiedades de materiales se agregaron las propiedades del acero de presfuerzo, ya que el diseño de esta losa está compuesto por concreto, acero no presforzado y acero de presfuerzo. Las características de los materiales se presentan en el Cuadro 11 a continuación:

Cuadro 11: Propiedades de los materiales utilizado en la losa postensada

Propiedades de materiales en losa			
Concreto			
Resistencia a compresión	f'_c	5000	psi
Peso específico	c	150	lb/ft ²
Acero de refuerzo no presforzado			
Resistencia a la fluencia	f_y	60 000	psi
Acero de presfuerzo			
Diámetro de torón		0.6	in
Resistencia a la tracción	f_{pu}	270	ksi
Esfuerzo inicial del torón	f_{pu}	202.5	ksi
Diámetro del ducto plástico	d	0.75	in

El código ACI 318-14 no permite que el acero de presfuerzo sea esforzado al cien por ciento de su capacidad, sino que permite un máximo del 75 % de su capacidad. Bajo esta especificación se asumió que el torón sería presforzado al 75 % de su resistencia. Es por esto que, en la tabla se utiliza 202.5 ksi (el 75 por ciento de la capacidad máxima, 270 ksi) como esfuerzo inicial en el torón.

En el Cuadro 12 a continuación, se determinó el espesor mínimo requerido de la losa presforzada. En este caso la tipología estructural de losa es en dos direcciones, para ello se utilizó una razón claro-profundidad de 45, según las especificaciones en el capítulo 7 del código ACI 318-14. Con base al valor obtenido del espesor mínimo en la losa, se estableció un espesor aproximado para asegurar que la losa soporte las fuerzas cortantes de punzonamiento a las que está sometida. Además, al obtener el espesor aproximado de diseño, el peralte efectivo del elemento también se calculó.

Cuadro 12: Espesor de losa mínimo según tipo de losa

Determinar espesor de losa requerido			
Razón claro - profundidad		45	
Espesor estimado	h	6.93	in
Espesor de losa aproximado	h	9	in
Peralte efectivo	d	8.25	in

Para el siguiente paso, se llevó a cabo la integración de cargas de la losa utilizando las cargas de servicio del Cuadro 2 y las combinaciones de carga especificadas en el artículo 5 del código ACI 318-14, con el propósito de obtener la carga última de la losa.

Cuadro 13: Integración de cargas de diseño

Integración de cargas			
Peso propio de la losa	wp	112.5	psf
I. 1.4CM	w	192.5	psf
II. 1.2CM + 1.6CV	w	245	psf
Carga última	wu	245	psf

Debido a que el espesor de la losa está directamente relacionado a la resistencia a corte de la losa, se llevó a cabo un cálculo preliminar de fuerzas cortantes por punzonamiento en la losa. Para ello, se tomaron dos columnas, una en el interior de un panel y otra en el borde de un panel, para determinar si la resistencia cortante ϕV_c de la losa era mayor que la fuerza cortante última generada en el área tributaria de las columnas. En el caso que la resistencia fuera menor a la fuerza cortante actuante, el espesor de la losa debía ser modificado (incrementado), ya que no se consideró como opción de diseño el implemento de capiteles o ábacos en las columnas. En este caso, el espesor de la losa para cumplir con la resistencia a esfuerzos cortante fue de 9 pulgadas (23 centímetros). La verificación preliminar de fuerza cortante por punzonamiento en las dos diferentes columnas se encuentra tabulado en el Cuadro 14 a continuación:

Cuadro 14: Verificación preliminar de cortante por punzamiento para determinar el espesor de la losa

Revisión preliminar de cortante por punzamiento			
Presfuerzo promedio asumido		250	psi
Evaluación en columna interior B2			
Fuerza cortante última	V_u	198.74	kips
Distancia de análisis por punz.	d	7.20	in
Perímetro crítico de Col-B2	b_o	124.80	in
	αs	40.00	Columna Interior
	βp	3.50	
Factor de reducción	ϕ	0.75	
Resistencia a esfuerzo cortante	ϕV_c	200.31	kips
Chequeo	$V_u < \phi V_c$		OK
Evaluación en columna de borde B1			
Fuerza cortante última	V_u	124.215	kips
Distancia de análisis por punz.	d	7.2	in
Perímetro crítico de Col-B1	b_o	86.4	in
	αs	40	Columna Borde
	βp	3.5	
Factor de reducción	ϕ	0.75	
Resistencia a esfuerzo cortante	ϕV_c	131.96	kips
Chequeo	$V_u < \phi V_c$		OK

Para la selección de los perfiles de torones, se inició en determinar la carga que debía ser balanceada, la experiencia práctica ha demostrado que si la carga balanceada por el presfuerzo, luego de haber ocurrido todas las pérdidas, se encuentre entre el 80 - 100 % del peso propio de la losa, se tiene un diseño económico que satisface las necesidades de servicio y requerimientos estructurales. Por lo que se decidió que se balancearía el 90 % de la carga última.

Cuadro 15: Carga balanceada por el acero de presfuerzo luego de ocurrir todas las pérdidas

Carga balanceada por el presfuerzo			
Peso propio de la losa	wp	112.5	psf
Carga a balancear por el presfuerzo	wbalance	101.25	psf

Para satisfacer los requerimientos mínimos de refuerzo no presforzado, se asumió un arreglo de dos camas de varillas número cuatro para el control de agrietamiento por fuerzas cortantes en las columnas. Las excentricidades máximas en los extremos fueron calculadas restando de la mitad del espesor total de la losa, el recubrimiento superior y arreglos de varillas superiores. Asimismo, se determinó la excentricidad máxima en el centro de los torones restando de la mitad del espesor total de la losa, el recubrimiento inferior y el arreglo de varillas inferior requerido para el control de agrietamiento.

Cuadro 16: Excentricidades de la curvatura de los torones dentro de la losa

Cálculo de excentricidades de los perfiles de los torones		
Torones en dirección Este - Oeste		
Excentricidad máxima en extremo	e2	2.75 in
Torones en dirección Norte - Sur		
Excentricidad máxima en extremo	e2	2 in
Excentricidad en el centro de los claros en las dos direcciones		
Excentricidad máxima en el centro	e1	3.25 in

El cálculo de la fuerza de los torones se llevó a cabo a partir de de la carga balanceada, el largo del panel analizado y la ságitas del perfil del torón, además, se aseguró de coincidir el punto de inflexión del torón con la sección crítica de corte por punzonamiento. Para ello se calcula la variación angular β . La ecuación utilizada para determinar la fuerza en los torones se presenta a continuación.

$$P = \frac{w_{balanceada} L^2}{8f_1 f_y} \quad (44)$$

Cuadro 17: Datos geométricos del perfil y fuerza del torón en dirección este - oeste

Torones en dirección este - oeste		
Variación angular - β		
Variación angular del torón	β	0.050
f - Ságitas (Distancia desde el centro del arco al centro de la cuerda)		
Lambda torón en panel interior	λ_i	0.500
Lambda torón en panel externo	λ_e	0.550
Distancia entre el punto de inflexión y el punto más alto de la curvatura	h2i	0.600 in
Distancia entre el punto de inflexión y el punto más alto de la curvatura	h2e	0.545 in
Ságitas en panel interior	f _i	6.600 in
Ságitas en panel externo	f _e	5.170 in
Fuerzas de presfuerzo requeridas - P		
Fuerza del torón del panel interior	P _i	15.56 kip/ft
Fuerza del torón del panel exterior	P _e	19.86 kip/ft

En el caso de los torones en dirección norte - sur se decidió colocar los torones bajo el esquema de fuerza constante a lo largo de todo el torón, por lo que la fuerza del torón tanto en los paneles interiores como exteriores debía ser igual, al igual que la ságitas de los torones.

Cuadro 18: Datos geométricos del perfil y fuerza del torón en dirección este - oeste

Torones en dirección norte - sur			
Variación angular - β			
Variación angular del torón	β	0.050	
f - Ságitas (Distancia desde el centro del arco al centro de la cuerda)			
Lambda torón en panel interior	λ_i	0.500	
Lambda torón en panel externo	λ_e	0.550	
Distancia entre el punto de inflexión y el punto más alto de la curvatura	h_{2i}	0.372	in
Ságitas en panel interior	$f_i = f_e$	4.095	in
Ságitas en panel externo	f_e	4.095	in
Fuerzas de presfuerzo requeridas - P			
Fuerza del torón del panel interior	P_i	25.07	kip/ft
Fuerza del torón del panel exterior	P_e	25.07	kip/ft
Radio de curvatura del torón - R			
Según el ACI 318-14 el radio de curvatura no debe ser menor a 8ft.			
Radio de curvatura	R	18.59	ft
Chequeo final	Perfiles Satisfactorios		

Las pérdidas en el presfuerzo están dadas por diferentes factores. Las pérdidas totales están compuestas por la sumatoria de las pérdidas friccionales, las pérdidas por los anclajes, pérdidas por acortamiento elástico, las pérdidas debidas a fluencia plástica y las pérdidas a largo plazo. Ya que el trabajo presente tiene propósitos académicos a nivel licenciatura, las pérdidas totales de la losa postensada serán asumidas basado en investigación y experiencia práctica. La experiencia ha permitido que se tenga una aproximación del porcentaje de pérdidas en estructuras presforzadas, a través de investigación sobre pérdidas, se asumieron los siguientes porcentajes para las pérdidas en la fuerza de los torones de la losa:

Cuadro 19: Pérdidas dadas en los torones continuos de la losa

Pérdidas en torones continuos			
Fuerza inicial de torón	f_{pu}	202.5	ksi
Pérdidas friccionales y por anclajes			
Pérdida asumida	Asumimos	6 %	
Pérdida en el presfuerzo	Δf_{pu}	12.15	ksi
Pérdidas a largo plazo			
Pérdida asumida	Asumimos	3 %	
	Δf_{pu}	6.08	ksi
Pérdidas debidas al acortamiento elástico			
Pérdida asumida	Asumimos	5.50 %	
	Δf_{pu}	11.14	ksi
Pérdidas por fluencia plástica			
Pérdida asumida	Asumimos	3 %	
	Δf_{pu}	6.08	ksi
Pérdidas totales en el presfuerzo			
Estimación de pérdidas totales basado en investigación	Asumimos	18 %	pérdidas
	Δf_{fp}	35.44	ksi

Cuadro 20: Pérdidas dadas en los torones extra de la losa

Pérdidas en torones extra			
Pérdidas friccionales y por anclajes			
Pérdida asumida	Asumimos	3%	
Pérdida en el presfuerzo	Δf_{pu}	6.075	ksi
Pérdidas a largo plazo			
Pérdida asumida	Asumimos	5%	
	Δf_{pu}	10.13	ksi
Pérdidas debidas al acortamiento elástico			
Pérdida asumida	Asumimos	7.50%	
	Δf_{pu}	15.19	ksi
Pérdidas por fluencia plástica			
Pérdida asumida	Asumimos	5%	
	Δf_{pu}	10.13	ksi
Pérdidas totales en el presfuerzo			
Estimación de pérdidas totales basado en investigación	Asumimos	21%	pérdidas
	Δf_{fp}	41.51	ksi

Una vez calculadas las pérdidas de los torones, se conoció el esfuerzo inicial y final de los torones. Ya que se calcularon las fuerzas requeridas de los torones se calculó la cantidad de torones y su distribución en los paneles. Finalmente se obtuvo la fuerza total de los torones, y el esfuerzo total transmitido al concreto debido a esta fuerza.

Cuadro 21: Fuerza y esfuerzo en los torones luego que ocurren todas las pérdidas

Fuerza en los torones luego que ocurran todas las pérdidas		
Torón	Esfuerzo luego de pérdidas (Ksi)	Fuerza del torón luego de pérdidas (Kips)
Continuo en Este-Oeste	167.06	35.92
Extra en Este-Oeste	160.99	34.61
Continuo en Norte-Sur	167.06	35.92
Área de torón de = 0.6in	0.215	PTI Tabla 3-6

Cuadro 22: Cálculo de la cantidad de torones según la fuerza total requerida y la fuerza de un torón luego de todas las pérdidas

Panel	Fuerza total requerida (kips)	Fuerza del torón luego de las pérdidas (kips)	No. torones totales
Este - Oeste interior	404.45	35.92	12
Este - Oeste de borde	516.27	34.61	16
Norte - Sur	651.78	35.92	19

Cuadro 23: Cantidad y distribución de torones en un panel de losa

Dirección	No. torones Totales	No. torones en columna	No. torones fuera de columna	No. torones en centro
E-O continuo	12	5	4	3
E-O bordes	16	5	6	5
N-S continuo	19	10	9	0

Cuadro 24: Fuerza total inducida por la cantidad de torones propuestos para la losa

Fuerza total inducida por la cantidad de torones propuestos - (Kips)		
Fuerza total P (Kips)	Área de concreto (in ²)	Esfuerzo total en el concreto P/A (psi)
431.02	2808	153.50
553.80	2808	197.22
682.45	2808	243.04

Una vez determinado el arreglo de los torones, se debían calcular los esfuerzos debidos al acero de presfuerzo diseñado y las cargas de servicio de la estructura. Para ello, se calcularon primero los momentos debidos al presfuerzo y luego, los momentos debidos a las cargas de servicio. Para ambos cálculos de los momentos se utilizó la metodología de distribución de momentos desarrollada por Hardy-Cross. Esta metodología se utiliza cuando se tiene un elemento estáticamente indeterminado, y consiste en la restricción de las conexiones para convertir el elemento en una estructura estáticamente determinada. Entonces, para esta condición, se procede con el cálculo de los momentos desarrollados en las articulaciones. Luego, cada una de las articulaciones es liberada, y el momento desbalanceado calculado, es distribuido hacia los miembros cercanos a través de los factores de distribución calculados con base a las rigideces de los elementos que conforman la estructura. Ya que el momento desbalanceado representa una acción en uno de los extremos del elemento, se sabe que también se induce una acción en el extremo contrario. Esta acción contraria inducida fue calculada utilizando el coeficiente de transferencia de los momentos, que se tomó como 0.5. Este procedimiento fue reiterativo hasta asegurarse que cada una de las articulaciones alcanzara su equilibrio (Ver Anexo 83). Los momentos fueron calculados debidos a la suma de la carga muerta y la carga viva sin factorar y también debidos a la suma de las cargas factoradas en un marco con dirección norte - sur y el un marco con dirección este - oeste. Los momentos resultantes pueden observarse en los diagramas de momento obtenidos (Ver Figuras).

Ya que se han obtenido los valores finales de los momentos debidos a las fuerzas del presfuerzo y las cargas de servicio, se calcularon las ubicaciones y los valores de los momentos máximos de la estructura, así como también los diagramas de momento (Anexo 5). A continuación, en el 25 y 26, se muestran los resultados de los momentos totales obtenidos a partir de la metodología de Hardy-Cross previamente descrita.

Cuadro 25: Momentos obtenidos a partir de la metodología de marcos equivalentes para la dirección Este - Oeste

Carga muerta + carga viva				
	Eje 1	Eje 2 - izq	Eje 2 - der	Eje 3
Momentos debido a presfuerzo (kip-ft)	1,213.13	-900.91	560.75	-1,854.83
Momento debido a cargas servicio (Kip-ft)	-2,122.04	4,231.02	-4,117.32	1,708.77
Momento total (kip-in)	-908.91	3,330.12	-3,556.57	-146.06
Momento total (kip-ft)	-75.74	277.51	-296.38	-12.17

Cuadro 26: Momentos obtenidos a partir de la metodología de marcos equivalentes para la dirección Norte - Sur

Carga muerta + carga viva						
	A	B-izq	B-der	C-izq	C-der	D
Presfuerzo	1,018.93	-1,573.18	1,376.52	-1,376.55	1,573.22	-1,018.82
Servicio	-1,802.11	3,802.86	-3,455.04	3,455.09	-3,802.93	1,801.92
Total (kip-in)	-783.19	2,229.68	-2,078.52	2,078.54	-2,229.71	783.10
Total (kip-ft)	-65.27	185.81	-173.21	173.21	-185.81	65.26

El siguiente procedimiento, consistió en el cálculo de los esfuerzos producidos en la losa, debidos a las fuerzas del presfuerzo y los momentos finales. El análisis de los esfuerzos se dividieron en la franja de diseño en dirección este-oeste y en la dirección norte-sur. Luego, se tomaron diferentes ubicaciones en la losa en donde se consideró que el análisis de esfuerzos sería más crítico y significativo para el análisis. Los esfuerzos totales de la losa consisten en los esfuerzos inducidos al concreto por la contracción de los torones, los esfuerzos debidos a los momentos dados por la fuerza de presfuerzo aplicada a los torones y la excentricidad de la misma con respecto al centroide de la sección y los momentos dados por el presfuerzo y las cargas de servicio. El Cuadro 27 muestra un resumen de los cálculos realizados, es importante mencionar que los esfuerzos fueron calculados individualmente por lo que sus valores exactos pueden ser visualizado en el cuadro.

El cálculo de los esfuerzos fue necesario obtener algunos datos geométricos, tanto de los torones como de la sección de losa. El Cuadro 27 muestra los valores de módulo de sección de losa, excentricidades y juego de los torones utilizados para la determinación de los esfuerzos totales en la losa.

Cuadro 27: Datos geométricos requeridos para el análisis de esfuerzos en la losa postensada

Datos geométricos requeridos para el análisis de esfuerzos			
Módulo de sección	S	4212	in ³
Excentricidad en extremos del panel			
Excentricidad máxima en extremo - E-O	e2	2.75	in
Excentricidad máxima en extremo - N-S	e2	2	in
Excentricidad en el centro de los claros en las dos direcciones			
Excentricidad máxima en el centro	e1	3.25	in
Juego del torón - capacidad de dobléz del elemento			
Juego panel externo N - S (ext)	h2	0.387	in
Juego panel externo N - S (int)	h2	0.568	in
Juego panel externo E - O (ext)	h2	0.568	in
Juego panel externo E - O (int)	h2	0.625	in

Cuadro 28: Cálculo de los esfuerzos en diferentes ubicaciones críticas para el análisis de la losa

Dirección franja de diseño	Ubicación	-P/A (psi)	e (in)	-Pe/S (psi)	M (kip- in)	+M/S (psi)	σ_{tot} (psi)
Este - Oeste	Fibra superior en B2	-197.22	2.414	-317.38	2685.61	0.638	-513.97
Este - Oeste	Fibra superior en B3	-153.49	2.380	-247.02	-1006.24	-0.239	-400.76
Este - Oeste	Fibra inferior en panel 1-2	-197.22	3.250	1539.02		0.365	-624.17
Este - Oeste	Fibra inferior en panel 2-3	-153.49	3.250	-332.58	4915.98	1.167	-486.91
Norte - Sur	Fibra superior en B2	-243.04	1.664	-269.59	1442.05	0.342	-512.29
Norte - Sur	Fibra inferior en panel A-B	-243.04	3.250	-526.58	3468.31	0.823	-769.80
Norte - Sur	Fibra inferior en panel B-C	-243.04	1.771	-286.95	2869.81	0.681	-529.30

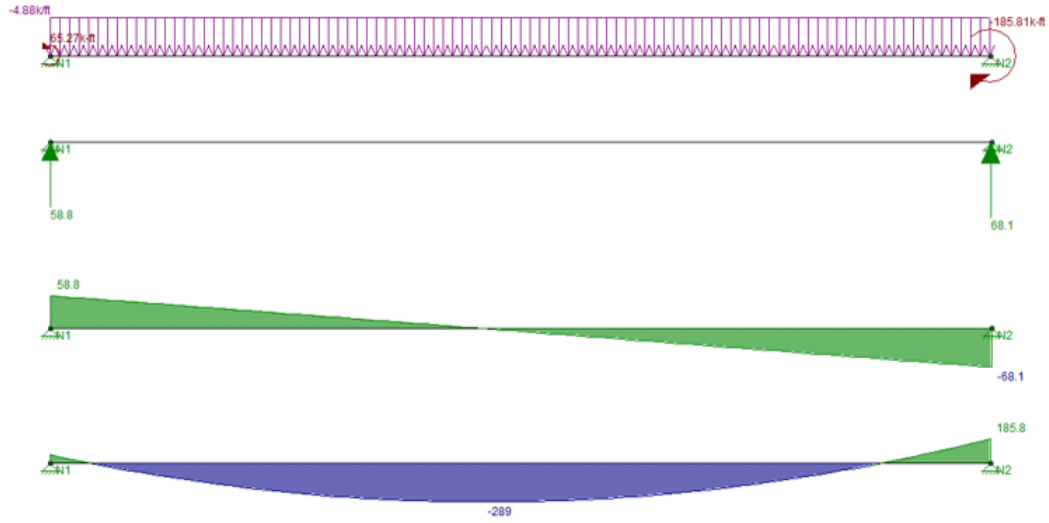


Figura 66: Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 1 norte-sur

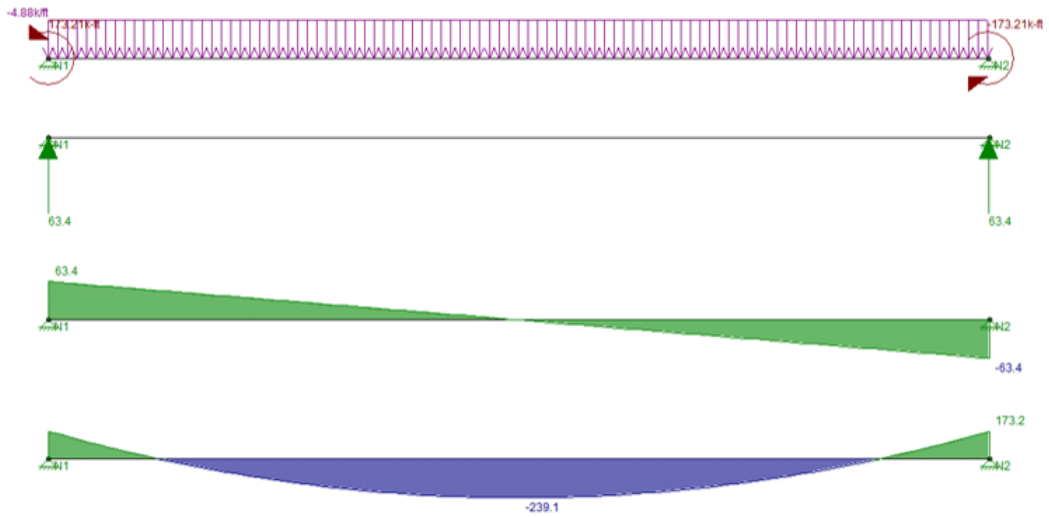


Figura 67: Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 2 norte-sur

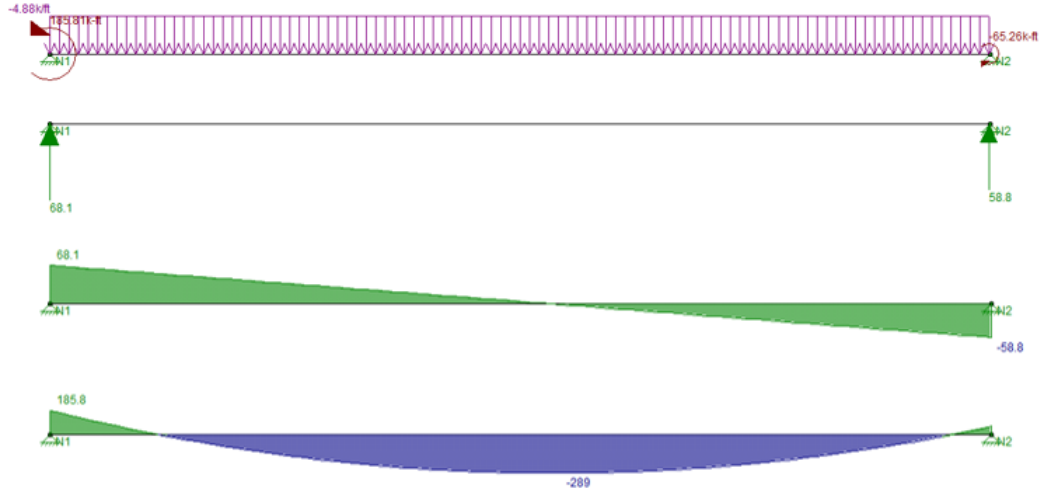


Figura 68: Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 3 norte-sur

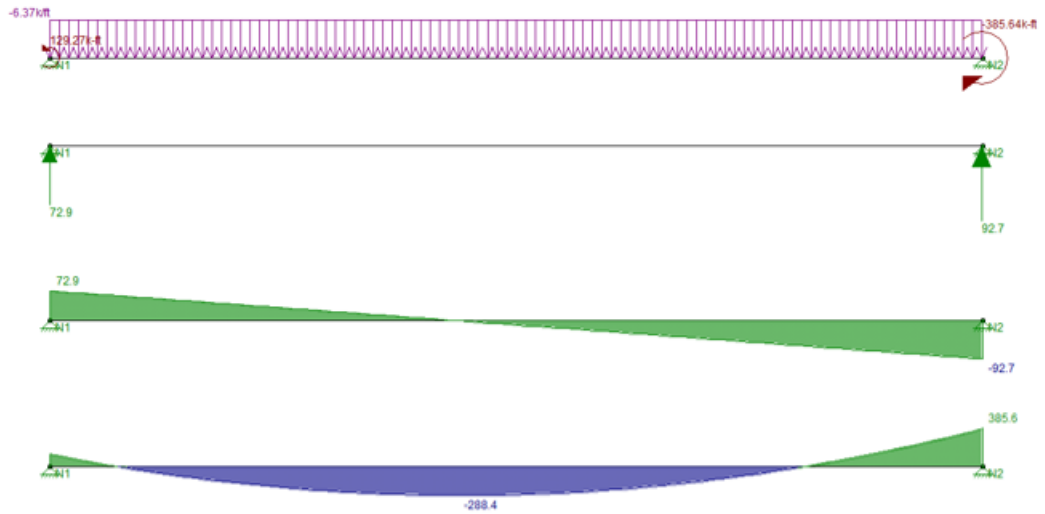


Figura 69: Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 1 este-oeste

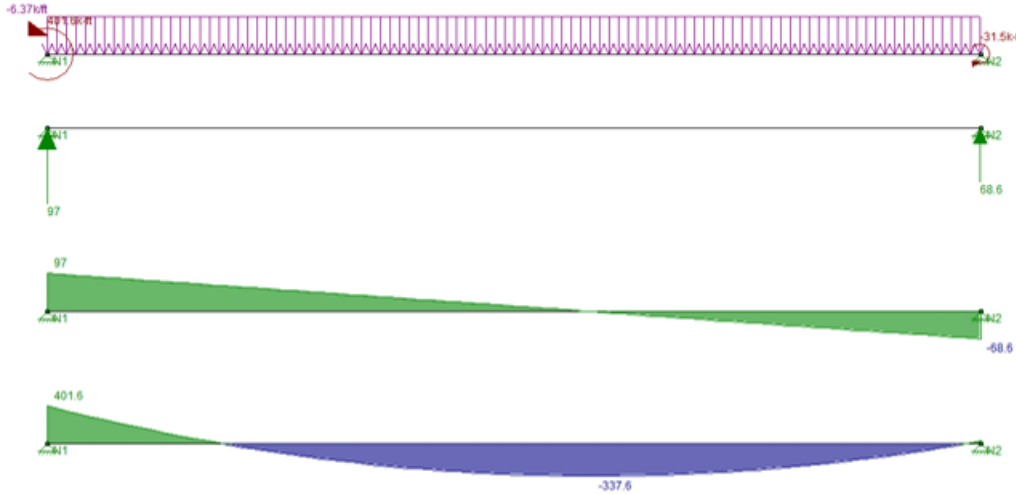


Figura 70: Condición de carga, reacciones en los apoyos y diagramas de corte y momento flector por cargas de servicio - tramo 2 este-oeste

Luego de obtener los esfuerzos totales en las diferentes secciones críticas de la losa, se debió verificar que ninguna de ellos sobrepasara el esfuerzo límite de tensión de la estructura. Este esfuerzo límite está especificado en el capítulo 8 del código ACI 318-14 como $\sigma_{admisibile} = 6\sqrt{f_c}$. Como se puede observar en el Cuadro 29 a continuación, ninguno de los valores calculados excede el límite requerido, por lo que se concluyó que el arreglo de torones para la sección diseñada eran satisfactorios.

Cuadro 29: Verificación que los esfuerzos totales se encuentren dentro de los límites admisibles para la sección

$\sigma_{tot}(psi)$	<	$\sigma_{limite}(psi)$
-514.05	<	424.26
-400.36	<	424.26
-623.83	<	424.26
-485.40	<	424.26
-512.29	<	424.26
-768.80	<	424.26
-529.30	<	424.26

Como siguiente procedimiento de diseño, se verificó el control de agrietamiento debido a las fuerzas de presfuerzo al rededor de las columnas. En el diseño de losas postensadas es muy importante considerar el agrietamiento de la sección y el refuerzo mínimo requerido para evitarlo en las áreas críticas. Además, en el capítulo 8 del código ACI 318-14 se especifica que una losa en dos direcciones debe cumplir con refuerzo mínimo en las esquinas y bordes del elemento, ya que las losas al ser sometidas a cargas tienden a levantarse en las las esquinas. En el caso de la losa diseñada en la presente investigación, se tiene restricciones contra este levantamiento en las esquinas y bordes por las columnas, para ello, la sección requiere de acero no presforzado para controlar los momentos producidos y controlar el agrietamiento probable en estas áreas.

Para verificar el acero requerido debido a los momentos en la losa, se verificó que ninguno de los momentos en la fibra inferior de los paneles de losa analizados, excediera el límite de esfuerzos de tensión dado por $\sigma_{admisible} = 6\sqrt{f_c}$. Se concluyó que, ya que ninguno de los momentos calculados excedió el límite de tensión en el concreto, no se requería acero de refuerzo en las secciones de momentos positivos (fibra inferior de la losa). Por otro lado, en las áreas de momento negativo al rededor de las columnas, se determinó que se requería de un área de acero mínima en ambas direcciones, obtenida por la ecuación $A_s = 0.00075hl$. Según esta área de acero obtenida se propuso el arreglo de 12 varillas 4 en una dirección en los paneles de borde y en ambas direcciones en los paneles de esquina. En el Cuadro 30 se presentan los cálculos y los arreglos de varillas propuestos tanto para el área de agrietamiento al rededor de las columnas, como para los paneles de borde y esquina de la losa:

Cuadro 30: Determinación de acero requerido para el control de agrietamiento en la losa postensada

Control de agrietamiento al rededor de las columnas			
Límite de esfuerzos a tracción en el concreto	σ	212.1320344	psi
Chequeo esfuerzos de tensión en la parte de debajo de la losa		Ok	
Área mínima requerida en las dos direcciones	$A_{s,min}$	2.11	in ²
Arreglo de varillas propuesto		11 Varillas No.4	
Área de acero del arreglo propuesto	A_s	2.16	in ²
Refuerzo para los paneles de borde y esquina			
*El acero longitudinal será instalado perpendicular a los bordes libres.			
Área total de refuerzo presforzado en E-O	A_{pt}	3.44	in ²
Distancia de la fibra de compresión al centroide del presfuerzo	d	8.25	in ²
Razón entre A_{pt} y bd	p	0.00134	
El análisis de la razón s será en dirección Este-Oeste:	s	0.00083	-
Área mínima del acero de refuerzo de abajo	A_s	2.141	in ²
Área de acero del arreglo propuesto		12 Varillas No.4	
Área de acero del arreglo propuesto	A_s	2.36	in ²

La siguiente verificación realizada para la losa fue la resistencia a flexión. Para ello, se utilizaron los momentos finales obtenidos en puntos críticos y se determinó que los momentos últimos actuando en ese punto fueran menores a la resistencia a flexión en la misma ubicación. La resistencia a flexión fue calculada según la cantidad de acero de presfuerzo y la cantidad de acero de refuerzo en ese punto en la dirección analizada. Además, se tomaron los esfuerzos en los torones a nivel de la flexión nominal de la estructura, calculado según los requerimientos del código ACI 318-14 en el artículo 20.3.4.1 para acero de presfuerzo. Para visualizar los chequeos y resultados obtenidos, se puede observar el Cuadro 31 a continuación. Además, se verificó también la ductilidad de la losa según la relación entre los esfuerzos de los materiales. (Cuadro 32)

Cuadro 31: Verificación de la resistencia a flexión de la losa postensada

Franja de diseño	Ubicación	Mn (in-kips)	Mu (in-kips)	Verificación
Este - Oeste	M- en cara de columna B2	4109.09	3349.79	Ok
Este - Oeste	M- en cara de columna B3	3210.29	1437.63	Ok
Este - Oeste	Max. M+ en panel 1-2	4729.25	297.51	Ok
Este - Oeste	Max. M+ en panel 2-3	3718.52	3326.51	Ok
Norte - Sur	M- en cara panel A-B	4151.84	207.08	Ok
Norte - Sur	Max. M+ en panel A-B	5473.24	1707.07	Ok
Norte - Sur	Max. M+ en panel B-C	4223.90	3722.26	Ok

Cuadro 32: Verificación de ductilidad de la losa postensada

wp	w	wp + (d/dp)w	Varificación
7.08E-05	0.011	0.01326	Ok
5.58E-05	0.011	0.01332	Ok
6.38E-05	0.0123	0.01280	Ok
5.03E-05	0	0.00005	Ok
9.18E-05	0.0106	0.01503	Ok
7.39E-05	0.0115	0.01281	Ok
9.03E-05	0	0.00009	Ok

La evaluación de corte fue realizada para los tres tipos de falla que pueden suceder en una losa. El primer chequeo fue calculado para una columna interior (Ver Cuadro 34), esto quiere decir que la falla cortante en este punto sería de punzonamiento. Para ello, se tomó la columna B2 (en referencia a los ejes) y se determinó la fuerza y esfuerzo de cortante último debido a las cargas y a la componente vertical de los torones, así como también la resistencia a cortante en ese mismo punto. Por último, se llevó a cabo una evaluación de la transferencia de momentos y el chequeo a flexión debido a estos momentos desbalanceados transferidos. (Ver Cuadro 33)

Cuadro 33: Verificación de resistencia a flexión por la transferencia de momentos en la columna interior

Columna	Momento último transferido (kip-in)	Resistencia flexionante (kip-in)	Verificación
Interior	256.30	2275.88	Ok

Cuadro 34: Análisis de corte en columna interior B2

Columna	Corte último Vu (kips)	Corte presfuerzo Vu (kips)	Esfuerzo último vu (psi)	Esfuerzo resistente vc (psi)	Verificación
Interior	185.14	65.35	275.25	306.01	Ok

El siguiente chequeo fue realizado al rededor de una columna de borde, en donde la falla puede suceder a lo largo de la losa. De la misma forma que se describió anteriormente, las esfuerzos cortantes últimos fueron calculados para este punto y se verificó que no excediera la resistencia a cortante. En este punto, también se realizó un análisis de la transferencia de momentos desbalanceados a través de las propiedades geométricas de la columna de borde. Los resultados obtenidos para la columna exterior se encuentran tabulados en el Cuadro 36.

Cuadro 35: Verificación de resistencia a flexión debida a la transferencia de momentos

Columna	Momento último transferido (kip-in)	Resistencia flexionante (kip-in)	Verificación
Borde	1283.45	2275.88	Ok

Cuadro 36: Análisis de resistencia a corte en columna de borde B1

Columna	Corte último Vu (kips)	Esfuerzo último vu (psi)	Esfuerzo resistente vc (psi)	Verificación
Borde	78.44	152.84	212.13	Ok

Finalmente, se verificó el corte en una columna de esquina. Para ello se calculó el área tributaria de la esquina a través de pitágoras y relaciones de triángulos, y, de esta forma se obtuvo la fuerza de corte última y asimismo, la resistencia a cortante (Cuadro 37).

Cuadro 37: Verificación del criterio cortante en columna de esquina

Columna	Cortante último (kip-in)	Resistencia a corte (kip-in)	Verificación
Esquina	42.64	58.71	Ok

Como último paso, se debe verificar que las deflexiones de la losa postensada se encuentren dentro de los límites especificados. Se estudió que la deflexión máxima en la losa de entrepiso ocurren en uno de los paneles de esquina de la estructura. Las deflexiones fueron analizadas debidas a la carga viva del panel, luego, debida a la carga muerta y por último debida a la fluencia plástica. De los tres análisis de deflexiones mencionados, se calculó un total y se verificó que no excediera la deflexión límite especificada para una losa de entrepiso, dada por la ecuación $\Delta_{admissible} = \frac{L}{360}$, en el artículo 24.2.2 del código ACI 318-14. A continuación el Cuadro 38 contiene los datos utilizados para el cálculo de deflexiones, así como también las deflexiones resultantes:

Cuadro 38: Estimación y verificación de deflexiones de la losa postensada en análisis

Estimación de las deflexiones en la losa			
*Las deflexiones máximas de la losa ocurrirán en una esquina del panel.			
Deflexión por carga viva			
Inercia	I	18954	in ⁴
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	4030.51	ksi
Carga viva total	CV	50	psf
Peso sobre el panel	w	0.108	kip/in
Deflexión instantánea por carga viva para panel de esquina	Δ	0.266	in
Deflexión límite	L/360	0.867	in
Chequeo	Ok		
Deflexión por carga muerta			
Carga muerta total	CM	137.5	psf
Carga balanceada	w _b	101.25	psf
Peso sobre el panel	w	0.078	kip/in
Deflexión instantánea por carga muerta para panel de esquina	Δ	0.135	in
Deflexión por fluencia plástica			
Factor de fluencia plástica	f	2	
Deflexión instantánea por fluencia plástica	Δ	0.269	in
Sumatoria de deflexiones			
Deflexión total	Δ	0.535	in
Deflexión límite	L/360	0.867	in
Chequeo	Ok		

Detalle de diseño losa postensada

Los detalles a continuación, muestran los detalles sobre la distribución, dimensiones, propiedades del diseño de la losa postensada.

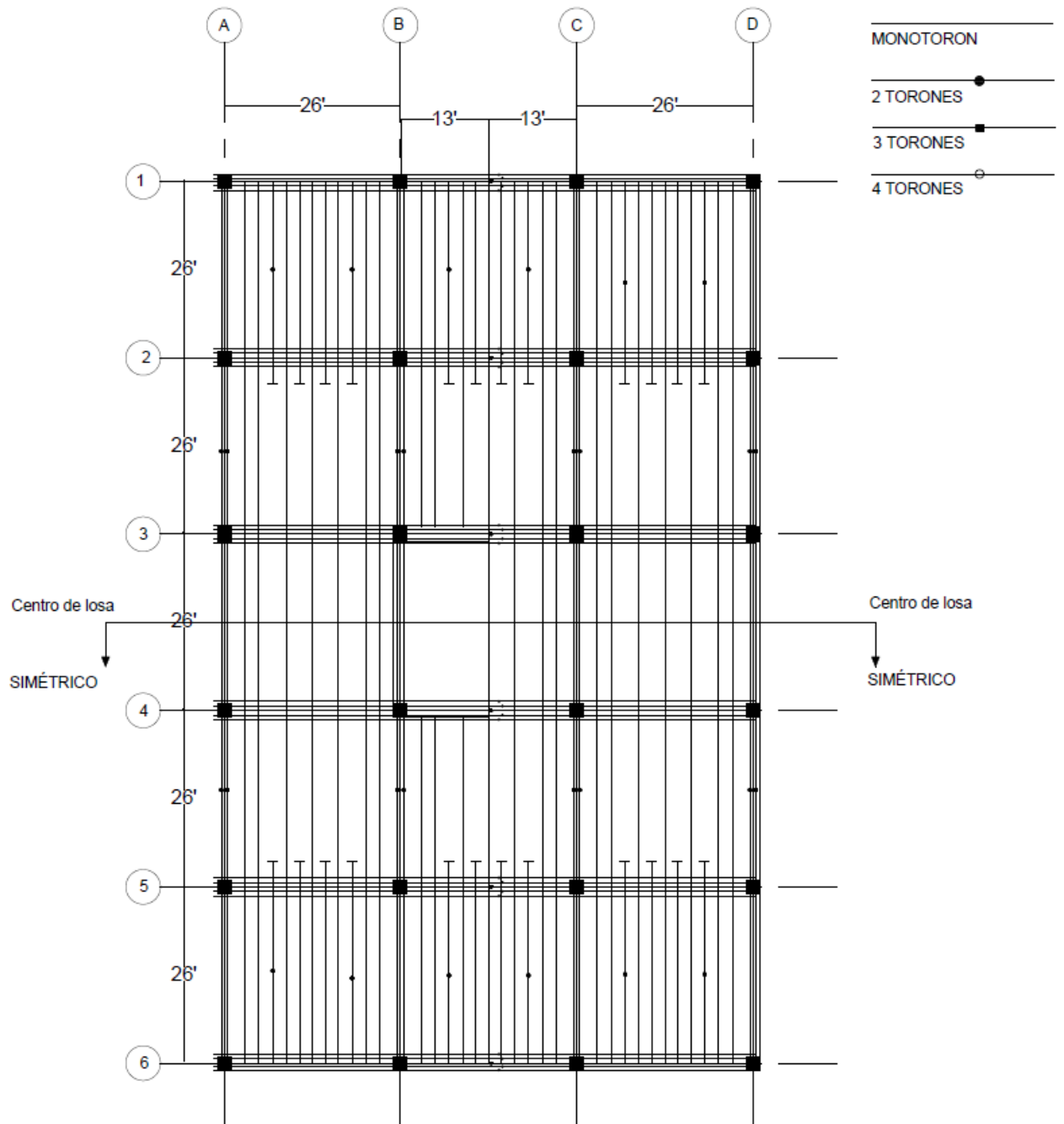


Figura 71: Distribución de torones diseñada [18]

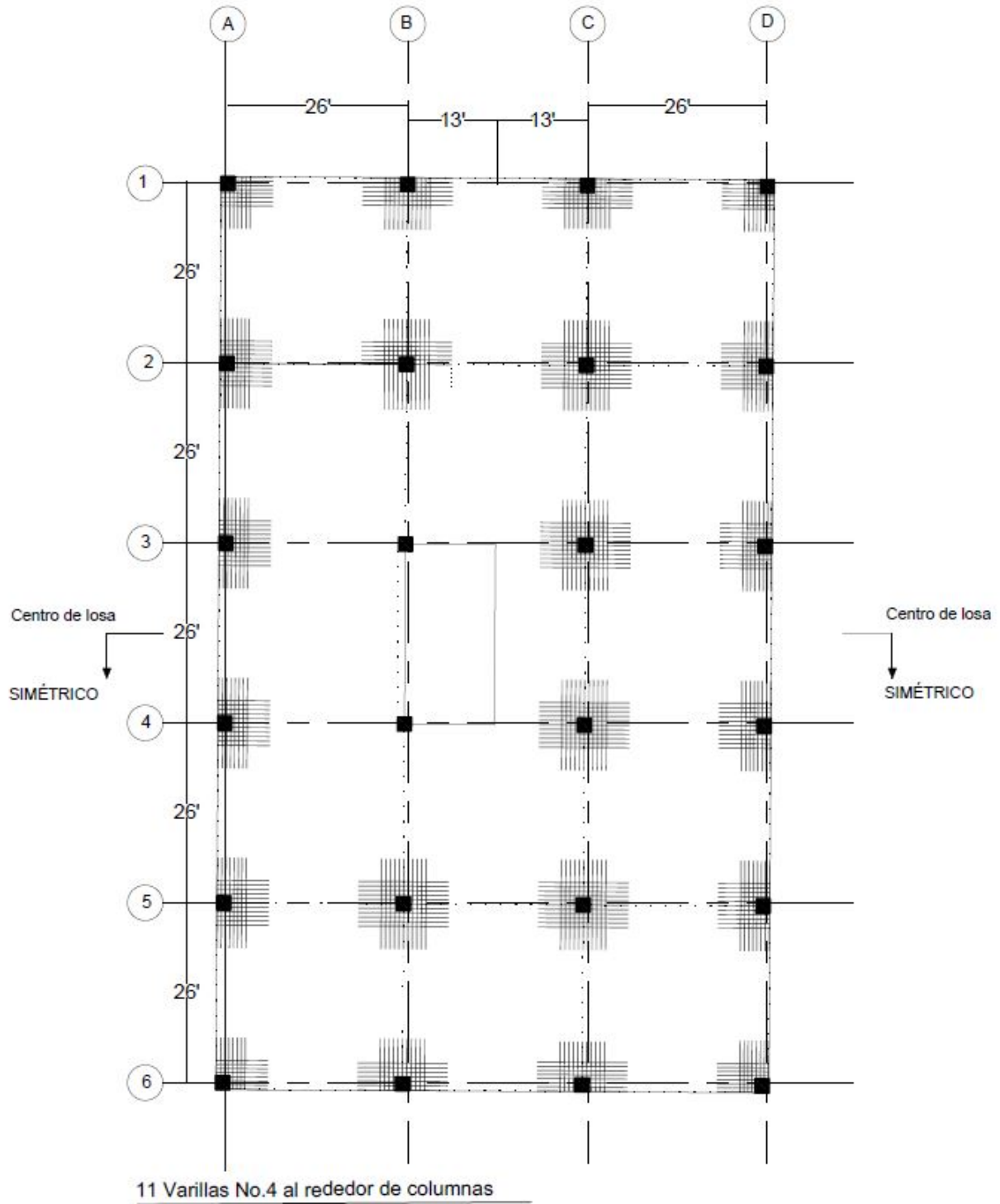


Figura 72: Detalle arreglo de refuerzo para el control de agrietamiento

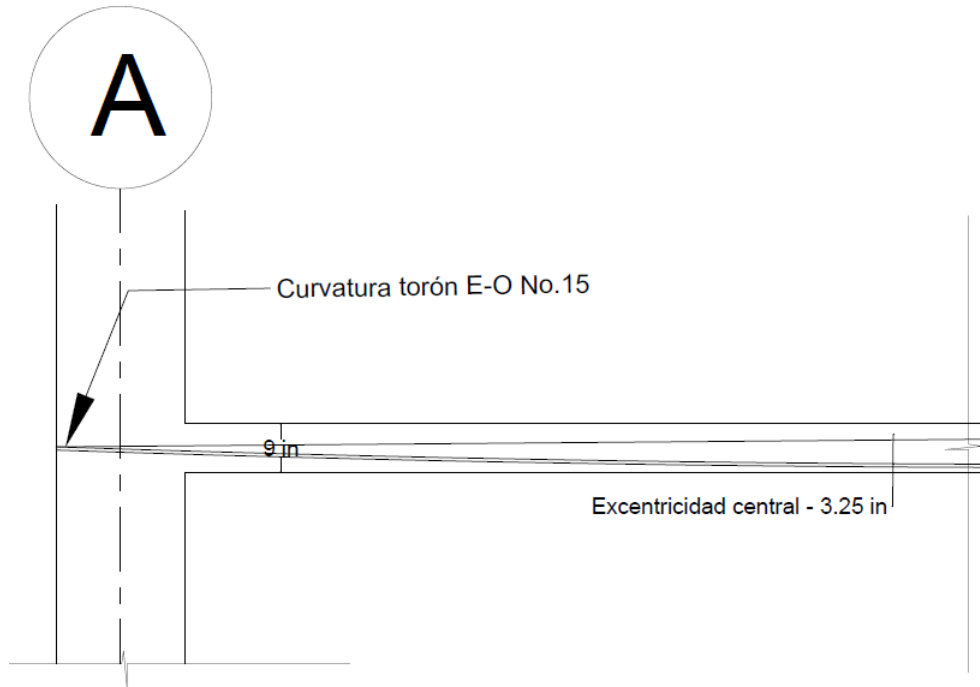


Figura 73: Detalle curvatura del torón en borde externo de losa [18]

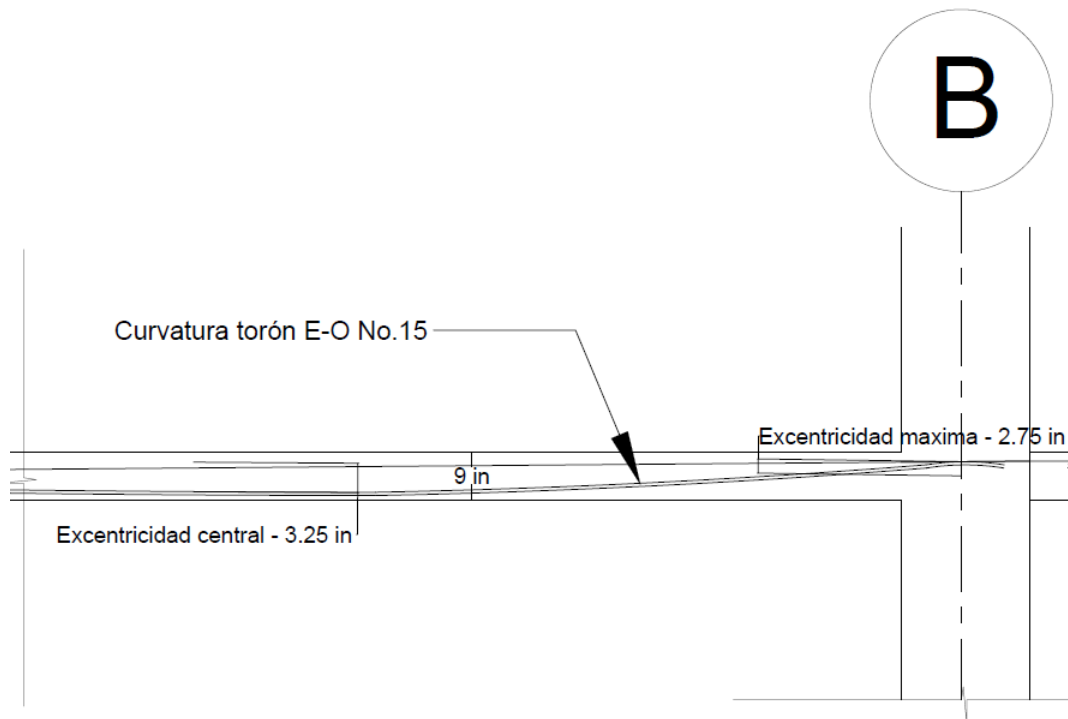


Figura 74: Detalle curvatura del torón en panel interno de losa [18]

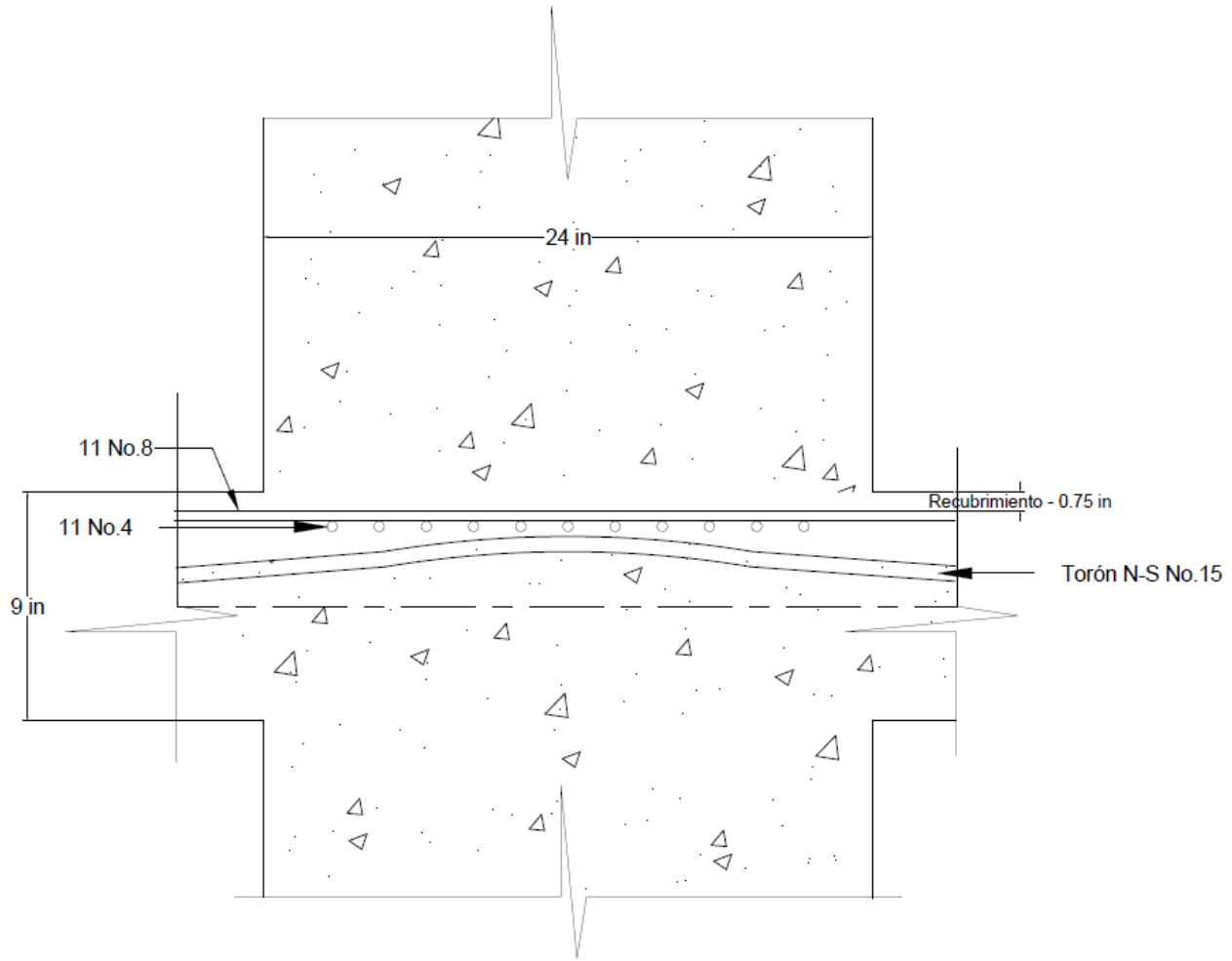


Figura 75: Detalle arreglo de refuerzo y torones en columnas

3. Cuantificación y análisis de costo de los materiales

La cuantificación de los materiales de la losa reforzada consistieron en la integración de los materiales de la losa y las vigas principales y secundarias. En el caso de la losa, la cuantificación fue realizada utilizando los arreglos de varillas propuestas para el refuerzo por flexión negativa, positiva y el refuerzo por fraguado y temperatura para la losa. Para comenzar, es importante mencionar que todas las cuantificaciones realizadas fueron primero calculadas para un panel de la losa para que de esta forma al calcular las cantidades totales de materiales solo se multiplicara por los paneles totales que conforman toda la losa. Esto mismo fue llevado a cabo con las vigas, se realizó el cálculo del volumen y las cantidades de acero de una de las vigas principales y una de las vigas secundarias para luego solo multiplicar los resultados por las cantidades de vigas totales.

Primero, se calculó el volumen de concreto de la losa utilizando el ancho del panel, el largo del panel y espesor utilizado. En el Cuadro 36 se puede observar la cuantificación del concreto de la losa por panel y el resultado total al multiplicar la cantidad de paneles totales.

Este mismo procedimiento fue realizado para el concreto de las vigas (39).

Cuadro 39: Cuantificación del concreto de la losa reforzada

Cuantificación del concreto de la losa reforzada			
Para un panel			
Ancho de panel	b	26	ft
Largo del panel	L	26	ft
Espesor de la losa	h	0.54	ft
Volumen de concreto	Vc	366.17	ft ³
Volumen de concreto	Vc	10.38	m ³
Cantidad total de paneles	Cant	14 1/2	
Volumen total de concreto	Vc	150.46	m³

Cuadro 40: Cuantificación de concreto en vigas principales y secundarias

Cuantificación de concreto de vigas principales			
Para un panel			
Ancho de panel	b	793	cm
Largo unitario	L	793	cm
Peralte de viga	d	75	cm
Ancho de viga	b	35	cm
Volumen de concreto	Vc	208.16	cm ³
Volumen de concreto	Vc	2.08	m ³ /m
Cantidad total de Vigas principales	Cant	38	
Volumen TOTAL de concreto	Vc	79.10	m³

Cuadro 41: Cuantificación de concreto en vigas principales y secundarias

Cuantificación de concreto de vigas secundarias			
Para un panel			
Ancho de panel	b	793	cm
Largo unitario	L	793	cm
Peralte de viga	d	60	cm
Ancho de viga	b	30	cm
Volumen de concreto	Vc	142.74	m ³
Volumen de concreto	Vc	1.43	m ³ /m
Cantidad total de vigas secundarias	Cant	14 1/2	
Volumen TOTAL de concreto	Vc	20.70	m³

Para la cuantificación de acero, se calcularon la cantidad de varillas y/o estribos necesarios para la losa y las vigas, para luego obtener los kilogramos totales en uno de los paneles a través del peso de la varilla según su diámetro. Otro de los valores calculados, fue el de la densidad de la estructura con los kilogramos totales obtenidos del acero y los metros cúbicos de concreto. Los resultados de la cuantificación de materiales de la losa reforzada se pueden visualizar a continuación en el 34

Cuadro 42: Resultados de la cuantificación de la losa reforzada

Cuantificación de acero y concreto total requerido en losa y vigas			
En losa			
Volumen total de concreto de losa	Vc	150.46	m3
Metros lineales totales de acero de losa	ml	12577.36	ml
Kilogramos totales de acero de losa	wacero	7074.77	Kg
Densidad total de la estructura	ρ	47.02	Kg/m3
En vigas			
Volumen total de concreto de vigas	Vc	99.80	m3
Metros lineales totales de acero de vigas	ml	23215.38	ml
Kilogramos totales de acero de vigas	wacero	18444.47	Kg
Densidad total de la estructura	ρ	184.82	Kg/m3

Para la cuantificación de la losa postensada, se llevó a cabo un procedimiento muy similar al descrito para la losa reforzada. En este caso y a diferencia de la losa postensada, en esta cuantificación no se incluyeron vigas (puesto que es una losa plana) y a su vez, se incluyó la cuantificación del acero de presfuerzo incluido en este diseño. Para el cálculo de todas las cantidades, se llevó a cabo la determinación de cantidades para un panel de la losa y luego se multiplicó por la cantidad total de paneles. Los resultados obtenidos de la cuantificación de concreto, varillas de refuerzo y acero presforzado de la losa postensada diseñada son presentados en los cuadros a continuación:

Cuadro 43: Cuantificación de acero de refuerzo y concreto en la losa postensada

Cuantificación de concreto y acero de refuerzo de la losa postensada			
Volumen total de concreto	Vc	208.33	m3
Metros lineales totales de acero No.4	ml	3789.02	ml
Kilogramos totales de acero No.4	wacero	3766.29	Kg
Densidad total de la losa		18.08	Kg/m3

Cuadro 44: Cuantificación de acero presforzado para losa

Torones dentro del ducto	Cantidad de torones en losa	Longitud de 1 cable (m)	Peso unitario(kg/m)	Metros lineales	Peso total (kg)	Densidad (Kg/m3)
1	25	40.05	40.05	1.094	1095.31	5.26
2	8	40.05	80.10	1.094	701.00	3.36
3	6	24.18	72.53	1.094	476.10	2.29
4	24	24.18	96.71	1.094	2539.23	12.19
TOTALES	63				4811.64	23.10

Por último, el análisis de costos fue realizado con base a las cuantificaciones obtenidas tanto de la losa reforzada como de la losa postensada. Para llevar a cabo la elaboración de un análisis de costos, se estudiaron los costos generales ofrecidos por el mercado guatemalteco

y se elaboró una tabulación de los precios del acero Grado 60, el acero presforzado, específicamente de los torones utilizados (torones No.15), anclajes tipo S de postensado, concreto de 5000 psi, formaleta fenólica, sistema de andamiaje y desencofrado. Cada uno de estos costos fue analizado con base al costo directo del material, el costo directo de la mano de obra, IVA, imprevistos, indirectos y utilidad, para la obtención del precio total unitario del material correspondiente.

Ya que se habían calculado los pesos y metros cúbicos del acero y del concreto, la obtención del precio de la estructura fue llevado a cabo con facilidad. Los costos totales de las estructuras fueron obtenidas al multiplicar los precios unitarios por la cantidad de material requerido según el diseño de la estructura correspondiente. Así mismo, para el cálculo de los costos requeridos de la formaleta, andamiaje y desencofrado, se calcularon las áreas respectivas y se multiplicaron por los precios obtenidos por metros cuadrado.

El Cuadro 45 a continuación, presenta el cuadro realizado para la obtención de los precios unitarios de los materiales utilizados en los diseños de losa.

Cuadro 45: Precios unitarios de los materiales requeridos para la construcción según el diseño de ambas losas

Material	Costo directo del material (Q.)	Costo directo de la mano de obra (Q.)	Imprevistos, IVA indirectos y utilidad (30 %)	IVA (12 %)	Costo total (Q)	Unidad
Acero de refuerzo grado 60	Q6.39	Q4.38	Q3.23	Q1.68	Q15.69	kg
Acero de presfuerzo	Q21	Q16.72	Q11.46	Q5.96	Q55.14	kg
Anclajes de postensado	Q1,400	Q0.00	Q429.86	Q223.53	Q2,053.529	unidad
Concreto 5,000 psi	Q975.00	Q165.00	Q342.00	Q177.84	Q1,659.84	m3
Formaleta fenólica	Q95.00	Q60.00	Q46.50	Q24.18	Q225.68	m2
Sistema de andamiaje	Q40.00	Q60.00	Q30.00	Q15.60	Q145.60	m2
Desencofrado	Q0.00	Q30.00	Q9.00	Q4.68	Q43.68	m2

Para obtener los precios de los diferentes materiales, se desglosó el precio total estimado en cuatro diferentes categorías: costo directo del material, costo directo de mano de obra, costo por imprevistos y utilidad y costos del impuesto sobre el valor añadido. Para cada uno de estos costos se llevó a cabo una investigación de costos regulares en diferentes empresas del sector, así como también se apoyó en documentos, cuantificaciones y presupuestos de proyectos realizados entre lo que se puede mencionar: el edificio ALTUM en zona 14, remodelación de estructuras en zona 14, construcciones y/o remodelaciones a nivel personal, etc. Entre las empresas en Guatemala que importan equipos y accesorios para la construcción de concreto presforzado y, con base a las cuales se estudiaron los precios actuales, se puede

mencionar Precon, Rodio Swissboring, Copreca y Muratori.

Para el costo directo del material y específicamente en el caso del acero de refuerzo grado 60, se recopiló que el costo de un quintal de hierro en Guatemala se encuentra al rededor de 290 quetzales, por lo que se tomó este valor y se convirtió en el costo en quetzales por kilogramo de acero. En el caso del concreto de 5000 psi, en Guatemala es vendido por metro cúbico, y el precio que se obtuvo por metro cúbico fue de aproximadamente Q.975.

Para el acero de Presfuerzo, se obtuvo que incluyendo los costos de importación y traslado, las empresas comúnmente cobran Q.21 por kilogramo de acero de presfuerzo. Al igual que en el caso de los anclajes, se determinó que el precio de un anclaje que fue importado y trasladado dentro de Guatemala tiene un precio de aproximadamente 1400 quetzales la unidad. Los precios de la formaleta fenólica y sistemas de andamiaje investigados rondan al rededor de los 95 quetzales por metro cuadrado en el caso de la formaleta, y Q.100 de los cuales se estimó que el 40 % representa el costo directo de los sistemas de andamiaje por metro cuadrado y el 60 % restante, el costo directo de mano de obra. El sistema de andamiaje para el cual se estimó el precio está compuesto por tablonces, polines, puntales, trickets, etc.

En el caso del costo directo de la producción o mano de obra, se llevó a cabo una investigación que muestra los siguientes resultados. Los armadores de acero de refuerzo grado 60 comúnmente cobra 32 centavos por octavo de varilla, por ello para determinar el costo por kilogramo de acero de refuerzo, se sumaron todos los tipos de varillas utilizados en la estructura (en este caso No.9, No.8, No.4 y No.3) y se multiplicaron por los centavos correspondientes, así como también la cantidad de varillas de ese diámetro contenidas en un quintal (considerando un largo de seis metros).

Para el caso del acero de presfuerzo, se encontró que el documento de precios justos de COVIAL ha determinado que el precio máximo que se paga por kilogramo de acero de presfuerzo instalado es de 41 quetzales. Con base a este dato, se estimó que el 40 % del precio representa la mano de obra de instalación tanto del acero de presfuerzo como el de los anclajes.

Por último, el costo por imprevistos, indirectos y utilidad se tomó como el 30 % de la suma de los costos directos del material y el costo directo de producción para todos los materiales. Y por último, el costo por el impuesto sobre el valor añadido consiste en el 12 % de la suma de los costos directos del material y el costo directo de producción aplicado a todos los materiales.

Primero, para la losa reforzada, se obtuvo que el costo total del acero, se obtiene sumando la cantidad de acero utilizado para el armado de las vigas (Q.289,346.02) y del acero requerido para la losa (110,984.78). A partir de esta sumatoria, se obtiene un costo total del acero de Q.400,330.80. Luego, los costos totales sobre los metros cúbicos de concreto requeridos para la losa reforzada, tuvieron un resultado de Q.415,392.41. Nuevamente se debe mencionar que, el costo total de concreto incluye el volumen total de las vigas principales, las vigas secundarias y la losa reforzada.

Adicional a los costos de los materiales que conforman la losa, se tomaron en cuenta los costos de las formaletas requeridas para la fundición de las estructuras, así como también de los costos del desencofrado y el sistema de andamiaje según los metros cuadrados de la

estructura. Para la losa reforzada diseñada, los metros cuadrados fueron divididos en los metros cuadrados de losa y los metros cuadrados de las vigas. Como resultado se obtuvo que los costos para formaletas de fenólico, sistema de andamiaje y desencofrado totalizan una cantidad de Q.445,825.74.

El total obtenido para el costo de la construcción de una losa reforzada en Guatemala resultó en Q.1,255,022.9.

Por otro lado, en el caso de la losa postensada, el costo total del acero se obtuvo a partir de la sumatoria del costo total de las varillas de acero y el del acero de presfuerzo. El costo total del acero requerido para el diseño de la losa postensada es de Q.306,720.84. Otro costo que se tomó en cuenta para el caso de la losa postensada fue el de los anclajes, ya que cada uno de los ductos embebidos en la losa deben tener un anclaje propio, por ello se terminó que el costo de cada anclaje para los 63 ductos es de Q.128,419.20. Además, el costo total del concreto para la losa postensada dió como resultado una cantidad de Q.349.796.33. Y adicionalmente a esto, la losa postensada diseñada obtuvo un total de Q.391,107.82 para los costos de formaletas, andamiajes y desencofrado de la estructura.

Finalmente, el costo total de la losa postensada diseñada resultó en Q.1,142,268.23. Que representa una diferencia de 10 % del costo de la losa reforzada.

Discusión de resultados

Luego de llevar a cabo el diseño de las losas, se obtuvo la solución para el arreglo de varillas de la losa reforzada y postensada. Los resultados obtenidos están resumidos en el Cuadro 8, Cuadro 9 y Cuadro 10. Se obtuvo que la losa diseñada como una estructura de entrepiso en una dirección apoyada sobre vigas principales y secundarias, requiere de refuerzo de varillas No.3 a cada 6 pulgadas (15 centímetros) para resistir esfuerzos de flexión positiva y negativa, y refuerzo por fraguado y temperatura de varillas No.3 a cada 12 pulgadas (31 centímetros). Adicional a esto, se tomaron en cuenta los arreglos de las vigas principales y secundarias que conforman el sistema estructural de la losa reforzada (Figura 64 y 65). Para la viga principal, se tiene un arreglo de 3 varillas No.9 por flexión y estribos No.4 a cada 10 centímetros para las fuerzas cortantes. Por otro lado, para el caso de la viga secundaria, se tiene un arreglo de 2 varillas No.8 por flexión y estribos No.3 a cada 10 centímetros.

1. Arreglos y distribuciones de las losas diseñadas

Los arreglos y distribuciones del refuerzo presforzado y no presforzado de la losa postensada se encuentran tabulados en el Cuadro 23 y en el Cuadro 30. Para el refuerzo principal de la losa postensada, se utilizaron torones No.15, es decir de diámetro de 0.6 pulgadas (1.52 centímetros) en diferentes agrupaciones. Para los resultados obtenidos y la distribución de los torones, se especificaron diferentes arreglos de torones. Para la losa, se tienen ductos que contienen un solo torón, también ductos con dos torones y ductos de tres y hasta cuatro torones. En total, para toda la losa se tienen 63 ductos con diferentes cantidades de torones contenidos. Para la dirección de este a oeste se determinó que se requerían torones continuos y torones en los bordes, es decir que existen torones que abarcan todo el largo de la losa y torones cortos que abarcan solo el panel de borde de la losa. Se decidió este arreglo, ya que en los bordes la losa debe soportar mayores esfuerzos y, para no aumentar la cantidad de torones continuos en la losa, se decidió complementar esta demanda con torones cortos

en los bordes de la misma. Finalmente y con base a los cálculos realizados, se determinaron las cantidades requeridas en cada dirección: 12 torones continuos en dirección este a oeste, 16 torones cortos en los bordes de la dirección este a oeste y 19 torones continuos en la dirección norte - sur. Adicionalmente, las losas postensadas requieren de varillas de refuerzo regulares para el control de agrietamiento debido a los esfuerzos de tensión generados por el presfuerzo y a los esfuerzos cortantes en las áreas críticas al rededor de las columnas. Para ello, se determinó que los arreglos requeridos para la losa postensada de diseño consisten en 11 varillas No.4 dispuestas en las dos direcciones en la cara superior de la losa, en áreas de 6.5x6.5 pulgadas al rededor de las columnas y 12 varillas No.4 distribuidas en los paneles de borde y esquinas.

A partir de los arreglos mencionados, se llevó a cabo un análisis entre ambos arreglos. Debido a las diferencias entre ambas metodologías, no se puede llevar a cabo una comparación directa entre el arreglo de varillas de la losa reforzada y el arreglo de varillas y torones de la losa postensada. Por ello, la comparación entre las armaduras de las estructuras fue llevada a cabo por medio de la cuantificación del acero requerido. A partir del Cuadro 34, se puede observar que el peso total del acero requerido para la losa y vigas que componen el sistema estructural, es de 25 519.24 kilogramos de acero. Por otro lado, en el Cuadro 36 y 37, se pueden observar los totales del peso de las varillas de refuerzo utilizadas y los torones. En total, la losa postensada requiere un total de 8 577.93 kilogramos de acero. Los valores totales obtenidos del peso del acero en cada una de las losas diseñadas, muestran que la losa reforzada diseñada requiere casi tres veces más acero que la losa postensada. Esto implica que no solamente se necesitan mayores cantidades de acero dentro de la estructura reforzada, sino que el peso total, con respecto al acero de refuerzo, es tres veces mayor que el peso de la losa postensada.

2. Dimensiones de las losas y la importancia del peso estructural

Con respecto a las dimensiones de la losa y a partir de los resultados obtenidos del diseño de la losa reforzada y el diseño de la losa postensada, se obtuvieron los resultados sobre los espesores requeridos de la estructura. En el caso de la losa reforzada, se obtuvo que el espesor de la losa diseñada es de 6.5 pulgadas (17 centímetros). Este espesor obtenido (Ver Cuadro 4) representa un valor común utilizado, ya que generalmente una losa reforzada soportada sobre vigas principales y/o secundarias, tiene espesores entre cuatro y ocho pulgadas (10 y 20 centímetros). Para casos en los que la losa no esté apoyada sobre vigas, los espesores tienden a incrementar, ya que la losa se convierte en el elemento responsable de soportar y distribuir las cargas de diseño. Para ello, la losa debe comportarse como un elemento rígido, soportar esfuerzos de flexión y cortante, esto se logra incrementando el espesor de la misma.

Por otro lado, a partir del diseño de la losa postensada se obtuvo que el espesor requerido de la losa debe ser de 9 pulgadas (23 centímetros) (Ver Cuadro 12). La losa postensada diseñada fue una losa plana, lo que significa que la losa se encuentra apoyada únicamente sobre columnas. El apoyo directo de la losa sobre columnas, genera una fuerza cortante por punzonamiento en la estructura. El espesor de las losas es uno de los principales factores influyentes en la resistencia a esfuerzos cortantes del miembro. Por esta razón, para determinar el espesor de la losa postensada se debe chequear que se cumplan con todos los criterios cortantes y por lo cual el espesor de este tipo de losas tiende a ser mayor que el de una

losa reforzada. Adicional a esto, el refuerzo de las losas postensadas consiste en la colocación de torones dentro del elemento, para ello, el espesor de la losa debe ser lo suficientemente grande para asegurarse que el arreglo requerido pueda ser distribuido dentro de la misma. El arreglo de torones dentro de una estructura debe tener una curvatura específica que cumpla con excentricidades, largos y radio de curvatura calculados. Por esta misma razón es importante verificar que el espesor de la losa sea lo suficientemente grande para que tanto los armados de varillas de acero para el control de agrietamiento en la fibra inferior y superior, como los ductos que contienen los torones y sus curvaturas requeridas puedan ser correctamente distribuidos sin presentar inconvenientes debido a falta de espacio. Entonces, en el caso que los chequeos de corte y espesores mínimos, soliciten un valor específico para una losa postensada, este puede ser incrementado a la medida en la que se asegure que el armado de la losa quepa dentro del elemento. Por esta razón, el espesor de la losa postensada diseñada es 2.5 pulgadas mayor al de la losa reforzada diseñada.

El peso de una estructura está directamente relacionado con las dimensiones de la misma y los materiales que la componen. En el caso de las losas, el peso depende de la geometría de la misma y del armado de acero contenido. Como se discutió anteriormente, el peso de la losa preforzada, con respecto al acero, es tres veces mayor el de la losa postensada. Pero, ya que el acero representa un peso prácticamente insignificante en comparación con el concreto. Es importante mencionar que, aunque la losa reforzada posea un peso en acero tres veces mayor que el de la losa postensada, este peso es despreciado para el argumento del peso de la estructura. Entonces, para este caso, se analizará el argumento del peso estructural únicamente desde el punto de vista del concreto.

De los resultados obtenidos del desarrollo de las cuantificaciones, se puede observar que el volumen del concreto del sistema de losa reforzada con vigas principales y secundarias es 16 % mayor que el volumen calculado de la losa plana postensada. En el caso que se comparara únicamente la losa reforzada (sin incluir el sistema de vigas) con la losa postensada, con respecto al concreto, el peso de la losa postensada es mayor que el de la reforzada, debido a que esta requiere un espesor más grande. Pero, ya que el sistema estructural de la losa reforzada incluye el sistema de vigas, no se puede llevar a cabo la comparación tomando en cuenta únicamente los aspectos de la losa reforzada, porque, de no poseer el sistema de vigas, la losa tendría resultados totalmente diferentes a los obtenidos y seguramente, tendría un espesor mucho mayor al diseñado.

En una estructura, el peso es un factor que cobra importancia dependiendo de la zona de su construcción, ya que si se está hablando de construcciones en zonas no sísmicas, el peso de la estructura tiene poca importancia más allá de los costos de los materiales. Pero, si se habla del peso de una edificación en una zona sísmica, como en el caso de Guatemala, el peso de una estructura tiene suma importancia en el comportamiento estructural del elemento. El presente trabajo de investigación, no incluye dentro de sus objetivos el análisis sísmico de la estructura completa, sino únicamente el diseño y evaluación de las losas de entrepiso. Por ello, no se tiene ningún cálculo o resultado con respecto al comportamiento sísmico de la estructura. Sin embargo, se cree importante mencionar el aspecto en el que influye el peso de una estructura en un país de alta sismicidad, ya que el trabajo presentado consiste en la evaluación de una alternativa a los sistemas constructivos tradicionales de Guatemala, que es un zona altamente sísmica. El peso de una estructura, es uno de los factores principales a la hora de analizarla sísmicamente, porque el peso de la estructura compone una parte de

la carga sísmica que la estructura debe soportar en caso de un evento. Esto quiere decir que mientras mayor sea el peso de la estructura, mayor será el efecto que tenga el sismo sobre ella. Por esta razón, es que en un país como Guatemala se debe procurar tener el menor peso estructural posible y por lo que los resultados obtenidos de la cuantificación del concreto en la losa reforzada implican una desventaja en proporción a la losa postensada.

Sin embargo, la losa postensada diseñada requiere un espesor 2.5 pulgadas mayor al de la losa reforzada diseñada. Bajo el planteamiento realizado sobre la importancia del peso estructural en Guatemala, se tiene que la losa postensada tendrá un peso de concreto mayor al de la losa reforzada. Esta conclusión es válida, si únicamente se evalúan las losas como tal. Pero, ya que el caso de la losa reforzada está siendo evaluado en conjunto con las vigas que conforman el sistema estructural, también se tiene como resultado de las cuantificaciones de materiales realizadas (Cuadros 23 36 y 37) que el volumen total de concreto de la losa postensada es de 208.33 metros cúbicos, mientras que la losa reforzada presentó un volumen total de concreto de 250.26 metros cúbicos de concreto. Entonces, a partir de los datos obtenidos, se puede determinar que la losa reforzada y su sistema estructural de vigas tiene un peso mayor al de la losa postensada plana.

3. Implicación estructural de las vigas principales y secundarias de la losa reforzada

Otro de los puntos con base a los que se evalúan ambas losas, es la implicación de un sistema estructural que incluye vigas principales y secundarias contra un sistema sin vigas. Como se especificó anteriormente, la losa reforzada fue diseñada como una losa en una dirección debido al sistema estructural de la misma, compuesto por vigas principales de y vigas secundarias. Estas vigas son encargadas de transferir los esfuerzos generados en la losa reforzada debido a las cargas de servicio y sobre carga a las columnas de la estructura. Además, las vigas deben resistir las demandas requeridas por las fuerzas flexionantes y cortantes generadas, esto representa una ventaja en el diseño de la losa reforzada, ya que se los cálculos se limitan únicamente al diseño de flexión positiva y negativa de la estructura. En este sentido, cuando se tiene un sistema estructural de vigas que permiten llevar a cabo el análisis de las losas como paneles en una dirección, el diseño de la losa reforzada es simple y rápido. Por otro lado, un sistema de marcos compuesto únicamente por la losa de entrepiso y las columnas, el diseño estructural tiende a ser más complejo y exhaustivo.

Otra implicación importante sobre la inclusión de vigas en el sistema estructural es sobre la resistencia lateral de la estructura.

La resistencia lateral del sistema estructural de la losa plana es cuestionable, ya que este consiste únicamente de las columnas. Esto también representa una desventaja desde la perspectiva sísmica, ya que se debería llevar a cabo un análisis y evaluación para determinar si este tipo de sistemas estructurales con losas planas requieren algún elemento que incremente la resistencia lateral general de la estructura en caso de algún evento sísmico. De forma general se debería estudiar si la losa es capaz de distribuir y resistir estas fuerzas laterales correctamente hacia las columnas, y de no ser así, si la implementación de muros estructurales es una solución. El objetivo principal de esta investigación es la evaluación y análisis del sistema de entrepiso y no de la estructura completa, por lo que no se llevaron a cabo las

evaluaciones mencionadas. Sin embargo, se considera que es un punto importante entre la comparación del sistema de losa plana y el sistema estructural de la losa reforzada. Ya que el sistema estructural de la losa reforzada representa una estructura con resistencia a las fuerzas laterales, debido a que las vigas son elementos estructurales que brindan un soporte lateral a las edificaciones y transmiten los esfuerzos inducidos al resto de la estructura.

Otra de las implicaciones de tener vigas incluidas en el sistema estructural de entrepiso es la altura entre los niveles de la edificación. La altura libre entre niveles es un aspecto muy importante en la arquitectura de la estructura y las vigas son una principal restricción. Tradicionalmente, las instalaciones eléctricas y sanitarias son colocadas en los cielos de los niveles y luego, cubiertas utilizando cielos falsos de tabla yeso. Una de las principales dificultades al colocar las instalaciones eléctricas y sanitarias son las vigas, ya que estas deben ser rodeadas por medio de dobleces en U que representan aún más reducción de la altura libre entre niveles. En muchas ocasiones los instaladores buscan realizar perforaciones en vigas para atravesar las tuberías y evitar no solo la reducción extra de la altura libre, sino también la compra del material adicional requerido para rodear las vigas. Esta práctica debería ser completamente prohibida, ya que al perforar una viga se cambian todas sus propiedades geométricas para las cuales fue diseñada y pueden llegar a tener un impacto en la resistencia y comportamiento de falla de la misma al estar sometida a las cargas de diseño.

Además, otra de las desventajas de la reducción de alturas libres en edificaciones es el aspecto arquitectónico, ya que una menor altura libre representa una reducción en el espacio general del nivel. Comúnmente los arquitectos velan por tener la mayor cantidad de espacios libres en las edificaciones como parte de sus diseños. Para este argumento, la losa postensada plana representa una solución ya que, al no incluir vigas en su diseño, la altura libre de entrepiso solamente se reducirá hasta la altura de las instalaciones eléctricas y/o sanitarias, permitiendo un mayor aprovechamiento de espacios.

4. Accesibilidad de equipo y materiales de presfuerzo en Guatemala

Una de las desventajas del diseño de elementos estructurales presforzados es que, debido a que en Guatemala el diseño de estructuras presforzadas es poco común, el mercado de venta de estos elementos es reducido. Al llevar a cabo un diseño de un elemento estructural presforzado en Guatemala, se debe tomar en cuenta que los materiales que se utilizarán en la estructura, como el acero de presfuerzo, deben ser importados con varios meses de anticipación. En Guatemala se puede obtener torones de 0.6 pulgadas de diámetro en algunas empresas, pero si la cantidad requerida es alta, siempre se recurrirá a la importación de los torones. Además del acero de presfuerzo, también se debe considerar el resto de materiales requeridos para la construcción de un elemento presforzado. Para el caso de una losa postensada, los elementos requeridos consisten en los anclajes, ductos y el equipo de instalación. Todos estos equipos y accesorios no son encontrados en el mercado guatemalteco por lo que se debe considerar la importación de los mismos con suficiente tiempo de anticipación previo al inicio de la ejecución. Por esta misma razón se debe ser cuidadoso a la hora del diseño de una estructura presforzada, ya que si en el diseño se utilizan anclajes, ductos o diámetros de torones que no pueden ser importados hacia Guatemala por razones externas, el diseño entero podría ser descartado o recalculados para materiales que sí puedan ser importados al

país. La baja accesibilidad a los materiales necesarios para esta metodología es una de las desventajas del diseño de estructuras presforzadas en Guatemala.

Otro aspecto muy importante de la ejecución de estructuras presfuerzo en Guatemala es la mano de obra, ya que para este tipo de metodologías se requiere que los ejecutores sean lo suficientemente calificados para manejar los equipos y realizar las tareas respectivas. En el caso de concreto reforzado, Guatemala posee mano de obra experimentada y eficiente. Esto se debe a que la mayoría de estructuras ejecutadas en Guatemala son de concreto reforzado y a que, a pesar que la mano de obra debe ser delicada con respecto al armado, empalmado y fundiciones, no se requiere de mayor experiencia para llevar a cabo estos elementos.

5. Implicaciones de la mano de obra en la ejecución de losas de entrepiso postensadas

Por otro lado y como se mencionaba anteriormente, la ejecución de obras presforzadas puede ser muy delicada, ya que se corren muchos riesgos que pueden no solamente provocar daños en la estructura, sino también tener repercusiones sobre la vida humana. Las tensiones inducidas a los torones de la estructuras presforzadas son tan elevadas que en el caso que se induzca una tensión mayor a la permitida por accidente o falta de experiencia, el torón podría destruir la sección de concreto e incluso causar heridas mortales a las personas que se encuentren al rededor. Los incidentes provocados por ausencia de mano de obra calificada no solamente representan daños estructurales, sino que también se traducen a grandes costos por incidente que deben ser agregados al proyecto. Es por ello que es muy importante contar con mano de obra calificada y experimentada que conozca muy bien el uso de los equipos de instalación de torones, el uso y tensionado a través de los gatos hidráulicos, realizar correctamente el corte de los torones y sobre todo sea consciente de los riesgos que se corren al trabajar con esta tecnología que induce elevadas fuerzas de tensión a la estructura. Este aspecto es muy importante mencionar, ya que al comparar la ejecución de una losa reforzada contra una losa postensada en Guatemala, la mano de obra de la losa reforzada experimentada del país podría ejecutar la construcción de una losa rápida, efectiva y económicamente. Por otro lado, al ejecutar una losa postensada en Guatemala, probablemente se tendría mayor dificultad en encontrar mano de obra calificada para realizar los procesos correctamente. Sin mencionar que seguramente los costos de contratar mano de obra calificada para la construcción de losas postensadas es mayor a la mano de obra para la construcción de una losa reforzada.

6. Análisis de costos entre ambos sistemas estructurales

Respecto al análisis de costos llevado a cabo en la investigación, se procuró que los costos evaluados para cada una de las losas diseñadas fuese realista para Guatemala. Para llevar a cabo los cálculos de los costos de ambos diseños se partió de los datos y cantidades obtenidas de las cuantificaciones de materiales. El análisis de costos estuvo basado en el concreto, acero de refuerzo y acero presforzado requeridos para la losas diseñadas, el costo de formaletas y desencofrado de los elementos. Los costos obtenidos para cada una de las losas fueron resultado de la multiplicación del peso total de acero, los metros cúbicos de concreto y los metros cuadrados requeridos para cubrir con formaleta por los costos correspondientes

(Ver Cuadro 38). Para obtener los costos totales unitarios, se desglosaron los costos en sus diferentes categorías: costos directos del material, costos directos de la producción, utilidad y el impuesto sobre el valor añadido.

El total obtenido para el costo de la construcción de una losa reforzada en Guatemala resultó en Q.1,255,022.92. Por otro lado, en el caso de la losa postensada, el costo total de la estructura diseñada resultó en Q.1,142,268.23. No se debe olvidar que los datos obtenidos están compuestos por los costos por metro cúbico de concreto 5000 requerido por cada una de las losas, los costos totales por los pesos de acero obtenidos para cada una de las estructuras y los costos de las formaletas, andamiajes y desencofrado de las mismas.

Se puede observar que la diferencia entre ambos valores totales es de 112,754.70 quetzales, lo que significa que basado en el análisis de los costos incluidos en esta investigación, la ejecución de la losa reforzada diseñada es aproximadamente 10 % más cara que la losa postensada diseñada en el presente proyecto en Guatemala. La diferencia entre los costos radica en el mayor volumen de concreto requerido por la estructura, al igual que el mayor peso de acero requerido para la construcción de la losa reforzada diseñada en una dirección con un sistema estructural compuesto de vigas principales y secundarias.

Es importante mencionar, que los costos sobre los que se basó en análisis económico de la ejecución de las losas postensadas fueron resultados de investigación y referencias de documentos, empresas y presupuestos estudiados con el propósito de obtener valores cercanos a la realidad actual del mercado del sector. Debido a que en Guatemala la construcción de este tipo de elementos no es muy popular, los precios investigados para los accesorios, aceros y mano de obra de construcción presforzada pueden variar dependiendo de las empresas que importen este tipo de materiales. Pero, para propósitos de este trabajo se tomaron los rangos de precios más elevados en donde por supuesto se consideraron los gastos de importación y traslado de los materiales, ya que en Guatemala este mercado es reducido y el objetivo era realizar una comparación justa entre los costos de ambas losas. Sin embargo, aún habiéndose asumido los costos más elevados para los materiales y mano de obra del presfuerzo, el resultado final fue una diferencia de 10 % que se traduce a 112,754.70 quetzales de diferencia. A pesar que la diferencia económica entre ambas estructuras es reducida, se considera un valor representativo e importante para la evaluación de la eficiencia económica de las losas postensadas implementadas en Guatemala.

7. Análisis estructural entre losas reforzadas y losas postensadas

La última evaluación realizada entre ambas losas de entrepiso diseñadas, es el de las implicaciones estructurales de ambos sistemas. Para comenzar, la losa de entrepiso postensada es un elemento estructural que utiliza una metodología superior al de una losa de concreto reforzada. De forma general, simplemente con comparar los procedimientos para el diseño de una losa reforzada y los procedimientos del diseño de una losa postensada, se puede observar que el diseño de una estructura postensada consiste en diferentes procedimientos y verificaciones largas que corresponden a los arreglos, distribuciones, pérdidas y esfuerzos debidos al acero de presfuerzo, así como también el diseño de la estructura bajo criterios de flexión y corte, mientras que la losa en una dirección consiste de la integración de las cargas de diseño y el diseño del acero requerido bajo el criterio de flexión.

Mientras que una losa reforzada representa un elemento estructural con la capacidad de resistir las cargas de diseño y tener un falla dúctil en caso de un desastre natural. Una losa diseñada como postensada representa un elemento estructural con mayores resistencias y capacidades, que fue diseñada teniendo control sobre las deflexiones, agrietamientos y capacidades de carga de la misma. La implementación del acero de presfuerzo en elementos estructurales como la losa, representan un elemento con una infraestructura más avanzada que el de una losa reforzada con varillas de acero. Las fuerzas inducidas a los torones para la ejecución del elemento, brindan a la estructura una capacidad de carga muy grande, a la vez que se tiene una estructura liviana y delgada para las cargas que logra soportar. Uno de los puntos más interesantes sobre la capacidad estructural de la losa postensada es que, los torones fueron calculados para balancear el 90 % del peso propio de la losa, esto quiere decir que una vez la losa es ejecutada ella tendrá la capacidad de balancear el 90 % de su propio peso y adicionalmente a ello soportar las cargas de diseño, sobrecargas y fallar de forma dúctil en el caso de una catástrofe. La resistencia de la losa es tan elevada que, la estructura prácticamente se sostiene por sí sola y básicamente solo requiere de un elemento sobre el cual puede estar apoyada sin necesitar ninguna clase de apoyo intermedio. Este no es el caso de la losa reforzada diseñada, ya que se compone de un sistema estructural de vigas principales y secundarias.

Las ventajas del diseño y ejecución de losas de concreto reforzado, es que el diseño es simple, efectivo y rápido, al igual que su ejecución. Este tipo de estructuras ha sido utilizado en Guatemala durante años y ha probado ser una solución funcional ante las cargas de diseño e incluso ante eventos sísmicos.

En contraste a esto, las losas postensadas no adheridas representan una desventaja en el sentido del mantenimiento de las mismas debido a las pérdidas en las fuerzas del acero de presfuerzo. Como se estudió en el diseño de la losa presforzada, los torones tienen pérdidas debidas al acomodo de los anclajes, al acortamiento elástico, pérdidas friccionales, pérdidas por fluencia plástica y pérdidas en el tiempo o a largo plazo. Estas pérdidas representan una desventaja, ya que temporalmente los torones dentro de la estructura deberán tener mantenimiento, que se traduce a costos adicionales en el proyecto. El mantenimiento de estas estructuras es muy importante, porque los torones pueden perder tanta fuerza que podrían comprometer el comportamiento de la estructura y se podrían provocar una falla en la misma. Bajo este punto de vista, las losas postensadas representan una desventaja, ya que la revisión y mantenimiento de la misma puede ser un procedimiento exhaustivo y costoso.

Conclusiones

Basado en la evaluación llevada a cabo entre el diseño de la losa de entrepiso postensada y la losa reforzada, se observó que las implicaciones negativas de la implementación de una losa postensada de entrepiso, consisten en el mantenimiento de la estructura debido a las pérdidas del presfuerzo y a la resistencia lateral cuestionable que podría representar una dificultad para la estructura general en donde se construya una losa plana postensada. Sin embargo, debido a que el trabajo de investigación presentado tiene como objetivo principal el diseño y evaluación de las losas de entrepiso como tal, y no de la estructura completa, se concluye que, tomando en cuenta las ventajas discutidas dentro del análisis de resultados sobre la implementación del sistema de entrepiso postensado, el diseño de losas planas postensadas para entrepiso según los requerimientos del código ACI 318 – 14 y las normas AGIES NSE 2018 y su aplicación para edificaciones es una alternativa eficiente que podría ser implementada en el país de Guatemala.

A partir del diseño llevado a cabo para la losa reforzada y la losa postensada, se determinó que la losa postensada tiene una mayor capacidad de carga que la losa reforzada. Además, al comparar el sistema estructural de la losa postensada y el sistema estructural de la losa reforzada incluyendo el sistema de vigas, se observó que el peso de la estructura, desde el punto de vista del volumen del concreto requerido, es aproximadamente 16 % mayor en el sistema de losa tradicional fundida *insitu*, por lo que se concluyó que, la losa reforzada representa una desventaja con respecto a su resistencia y peso estructural ante un evento sísmico en el país. Otro de los puntos importantes de comparación fue el del mantenimiento de las losas postensada y cómo esto representa una desventaja económica, así como también constructiva. Sin embargo, se determinó que las ventajas estructurales de la losa postensada de entrepiso en comparación con la losa reforzada de entrepiso, son de mayor importancia para la resistencia y capacidad de una estructura sobre la cual se tiene un control sobre las deflexiones y agrietamientos a la hora del diseño. Por ello, se concluye que la implementación de sistemas de losa postensadas de entrepiso es una excelente alternativa estructural para el diseño de losas en edificaciones guatemaltecas.

Las ventajas de una losa de concreto reforzado siguiendo los sistemas tradicionales cons-

tructivos de Guatemala sobre el diseño de una losa de entrepiso, consiste en la funcionalidad, eficiencia y simplicidad que implica este diseño y ejecución sobre la metodología de concreto presforzado. Sin embargo, las ventajas de un sistema de losa postensada contra el sistema estructural de una losa reforzada consisten en una mayor altura libre entre niveles, una mayor capacidad y resistencia a cargas de diseño, un peso estructural resultante tres veces menor al de una losa reforzada, una menor cantidad de materiales requeridos y por ende, un menor costo. A partir de las ventajas y desventajas evaluadas entre ambos sistemas, se determinó que el diseño de la losa postensada de entrepiso tuvo mayores fortalezas que debilidades, por lo que representa una alternativa a los sistemas constructivos del país.

Según el análisis de costos realizado a partir de la cuantificación de materiales de ambas losas diseñadas, se determinó que la diferencia entre los costos de la losa postensada y la losa reforzada diseñadas, tiene una diferencia aproximada del 10 % y que por lo tanto, la losa reforzada es la alternativa más costosa de la investigación. Por esta razón se concluye que, la losa postensada de entrepiso representa una opción económicamente eficiente en Guatemala.

Recomendaciones

Se recomienda que, como ampliación al trabajo de investigación realizado, se lleve a cabo una comparación entre la losa postensada diseñada y una losa de concreto reforzado en dos direcciones, ya que esta también forma parte de los sistemas tradicionales guatemaltecos y se cree que puede aportar un punto muy importante a la investigación. Esto se debe a que se estaría llevando a cabo una comparación entre dos losas diferentes con la misma tipología estructural.

Para complementar el análisis realizado, se recomienda llevar a cabo un análisis sísmico entre dos edificaciones completas con los diferentes sistemas de entrepiso. Como se mencionó, la falta de restricción lateral en la losa postensada puede representar un punto de inflexión en la conclusión sobre que esta losa representa una alternativa estructural más eficiente al sistema de losa reforzada en una dirección en un país de alta sismicidad como Guatemala.

Por otro lado, para analizar el presente trabajo en un nivel superior al de una licenciatura, se recomienda que el cálculo y determinación de las pérdidas de presfuerzo de la losa postensada diseñada, sea llevado a cabo utilizando las ecuaciones especificadas en el código ACI 318-14 y descartando los porcentajes de pérdidas asumidos en esta investigación.

A nivel infraestructural del país, se recomienda la alternativa de diseño y ejecución de losas postensadas de entrepiso en Guatemala. La implementación de esta metodología representa una ventaja estructural, económica y arquitectónica en la construcción de edificios.

Con respecto al mercado de construcción guatemalteco, se recomienda la ampliación de productos y equipos requeridos para la ejecución de estructuras presforzadas. La implementación de este tipo de productos en el mercado puede representar una ventaja económica de las losas postensadas aun mayor a la de losas reforzadas con acero pasivo.

Como una evaluación alternativa, se decidió llevar a cabo el diseño preliminar de una losa de concreto postensada de entrepiso con una diferente distribución de torones a la utilizada en el diseño presentado dentro de la investigación. Para ello, se concentraron los torones sobre la franja de diseño de las columnas y se compensó el resto con acero de refuerzo

pasivo. Al igual que las otras losas, se cuantificó la cantidad de materiales y así mismo, un costo total. Según lo obtenido, se determinó que la losa postensada a pesar de requerir una menor cantidad de acero postensado, poseía una cantidad de acero pasivo muy elevada. Por ende, el costo de la losa no representó una alternativa más económica.

-
- [1] American Society of Civil Engineers (ASCE), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. USA, 2017.
 - [2] American Concrete Institute (ACI), *Building Code Requirements for Structural Concrete*. USA, 2014.
 - [3] Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), *Diseño de concreto prefabricado y preesforzado en edificaciones*. Guatemala, 2018.
 - [4] J. C. Rosales Véliz, *Análisis comparativo de costos entre el sistema de losas prefabricadas vigueta y bovedilla, losa densa y losa-acero*. Guatemala, 2005.
 - [5] J. C. McCormac, *Diseño de Concreto Reforzado*. México, 2017.
 - [6] E. Farias, *Losas Macizas*, 2017. dirección: https://issuu.com/evanjupsysfarias/docs/losas%7B%5C_%7Dmacizas%7B%5C_%7D160817.
 - [7] M. O. Méndez Arellano, Eduardo & Cuevas González, *Estudio experimental de conexiones columna-losa postensada aligerada*. 2012.
 - [8] Lloyd Alter, *Celebrate waffles (and waffle slabs) on Våffeldagen (Swedish Waffle Day) March 25*, 2017. dirección: <https://www.treehugger.com/green-architecture/celebrate-waffles-and-waffle-slabs-vaffeldagen-swedish-waffle-day-march-25.html>.
 - [9] William García, *PreCon - Procesos para el armado de losas prefabricadas con vigueta y bovedilla o molde LK.pdf*, Guatemala, 2013.
 - [10] American Society of Testing Materials (ASTM), *Steel Strand, Uncoated Seven Wire for Prestressed Concrete*. USA, 2016.
 - [11] Acero Red, *Manual de instalación losacero Ternium 25*, México, 2010.
 - [12] J. A. De León Chavarría, *Análisis y diseño de losas postensadas de cimentación*. Guatemala, 2012.
 - [13] R. Kong, F.K & Evans, *Reinforced and Prestressed Concrete*. USA, 2017.
 - [14] J. Medrado Bravo Medina, *Diseño de losas postensadas para edificaciones, con aplicación en Parque Tecnológico de la Universidad de Cuenca*. Ecuador, 2013.

- [15] A. H. Allen, *Prestressed Concrete*. 2003.
- [16] M. Á. Rodríguez Vega, *Análisis y diseño de una edificio de 8 niveles empleando diferentes sistemas de piso: Losas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas y losas planas de concreto postensado*. México, D.F, 2015.
- [17] D. E. Branson, *Diseño de vigas de concreto presforzado*. México, 1981.
- [18] M. P. Collins, *Prestressed Concrete Structures*. Canada, 1997.
- [19] Freyssinet, *Freyssinet Prestressing - The system of the inventor of prestressed concrete*. Australia, 2013.
- [20] DYWIDAG Systems, *DYWIDAG Sistemas de presfuerzo*. 2012.
- [21] VSL, *VSL STRAND POST-TENSIONING SYSTEMS*. Suiza, 2015.
- [22] F. d. J. Orozco Zepeda, *Temas fundamentales del concreto presforzado*. México, 2005.
- [23] Institute of Concrete Science and Technology (ICSITECH), “Bond of 13mm prestressing steel strands in pretensioned concrete members”, 2012.

A. Cargas vivas según ASCE 7-16

Table 4.3-1 Minimum Uniformly Distributed Live Loads, L_o , and Minimum Concentrated Live Loads

Occupancy or Use	Uniform, L_o psf (kN/m ²)	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated lb (kN)	Also See Section
Apartments (See Residential)					
Access floor systems					
Office use	50 (2.40)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Computer use	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Armories and drill rooms	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Assembly areas					
Fixed seats (fastened to floors)	60 (2.87)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Lobbies	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Movable seats	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Platforms (assembly)	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Stage floors	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Reviewing stands, grandstands, and bleachers	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		4.14
Stadiums and arenas with fixed seats (fastened to the floor)	60 (2.87)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		4.14
Other assembly areas	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Balconies and decks	1.5 times the live load for the area served. Not required to exceed 100 psf (4.79 kN/m ²)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Catwalks for maintenance access	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	300 (1.33)	
Corridors					
First floor	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Other floors	Same as occupancy served except as indicated				
Dining rooms and restaurants	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Dwellings (See Residential)					
Elevator machine room grating (on area of 2 in. by 2 in. (50 mm by 50 mm))		—	—	300 (1.33)	
Finish light floor plate construction (on area of 1 in. by 1 in. (25 mm by 25 mm))		—	—	200 (0.89)	
Fire escapes	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
On single-family dwellings only	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Fixed ladders		—	—	See Sec. 4.5.4	
Garages (See Section 4.10)					
Passenger vehicles only	40 (1.92)	No (4.7.4)	Yes (4.7.4)	See Sec. 4.10.1	
Trucks and buses	See Sec. 4.10.2	—	—	See Sec. 4.10.2	
Handrails and Guardrails	See Sec. 4.5.1	—	—	See Sec. 4.5.1	
Grab bars		—	—	See Sec. 4.5.2	
Helipads (See Section 4.11)					
Helicopter takeoff weight 3,000 lb	40 (1.92)	No (4.11.1)	—	See Sec. 4.11.2	

Figura 76: Tabla cargas vivas - Parte 1

Hospitals				
Operating rooms, laboratories	60 (2.87)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)
Patient rooms	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)
Hotels (See Residential)				
Libraries				
Reading rooms	60 (2.87)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)
Stack rooms	150 (7.18)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	1,000 (4.45)
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)
Manufacturing				
Light	125 (6.00)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	2,000 (8.90)
Heavy	250 (11.97)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	3,000 (13.35)
Office buildings				
File and computer rooms shall be designed for heavier loads based on anticipated occupancy				
Lobbies and first-floor corridors	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)
Offices	50 (2.40)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)

Figura 77: Tabla cargas vivas - Parte 2

B. Características requeridas en los torones según ASTM A416

TABLE 1 Breaking Strength Requirements

Strand Designation No.	Diameter of Strand, mm [in.]	Minimum Breaking Strength of Strand, kN [lbf]	Steel Area of Strand, mm ² [in. ²]	Weight of Strand kg/1000 m [lb/1000 ft]
Grade 1725 [250]				
6	6.4 [0.250]	40.0 [9 000]	23.2 [0.036]	182 [122]
8	7.9 [0.313]	64.5 [14 500]	37.4 [0.058]	294 [197]
9	9.5 [0.375]	89.0 [20 000]	51.6 [0.080]	405 [272]
11	11.1 [0.438]	120.1 [27 000]	69.7 [0.108]	548 [367]
13	12.7 [0.500]	160.1 [36 000]	92.9 [0.144]	730 [490]
15	15.2 [0.600]	240.2 [54 000]	139.4 [0.216]	1094 [737]
Grade 1860 [270]				
9	9.53 [0.375]	102.3 [23 000]	54.8 [0.085]	432 [290]
11	11.11 [0.438]	137.9 [31 000]	74.2 [0.115]	582 [390]
13	12.70 [0.500]	183.7 [41 300]	98.7 [0.153]	775 [520]
13a	13.20 [0.520]	200.2 [45 000]	107.7 [0.167]	844 [568]
14	14.29 [0.563]	230.0 [51 700]	123.9 [0.192]	970 [651]
15	15.24 [0.600]	260.7 [58 600]	140.0 [0.217]	1102 [740]
18	17.78 [0.700]	353.2 [79 400]	189.7 [0.294]	1487 [1000]

Figura 78: Fuerza resistente de falla

TABLE 2 Yield Strength Requirements

Strand Designation No.	Nominal Diameter of Strand mm [in.]	Initial Load, kN [lbf]	Minimum Load at 1 % Extension, kN [lbf]	
			Low-Relaxation	Normal-Relaxation
Grade 1725 [250]				
6	6.4 [0.250]	4.0 [900]	36.0 [8 100]	34.0 [7 650]
8	7.9 [0.313]	6.5 [1 450]	58.1 [13 050]	54.7 [12 300]
9	9.5 [0.375]	8.9 [2 000]	80.1 [18 000]	75.6 [17 000]
11	11.1 [0.438]	12.0 [2 700]	108.1 [24 300]	102.3 [23 000]
13	12.7 [0.500]	16.0 [3 600]	144.1 [32 400]	136.2 [30 600]
15	15.2 [0.600]	24.0 [5 400]	216.2 [48 600]	204.2 [45 900]
Grade 1860 [270]				
9	9.53 [0.375]	10.2 [2 300]	92.1 [20 700]	87.0 [19 550]
11	11.11 [0.438]	13.8 [3 100]	124.1 [27 900]	117.2 [26 350]
13	12.70 [0.500]	18.4 [4 130]	165.3 [37 170]	156.1 [35 100]
13a	13.20 [0.520]	20.0 [4 500]	180.1 [40 500]	170.1 [38 250]
14	14.29 [0.563]	23.0 [5 170]	207.0 [46 530]	195.5 [43 950]
15	15.24 [0.600]	26.1 [5 860]	234.6 [52 740]	221.5 [49 800]
18	17.78 [0.700]	35.3 [7 940]	318.0 [71 500]	300.2 [67 500]

Figura 79: Fluencia plástica requerida

TABLE 3 Diameter Relation Between Center and Outer Wires

Strand Designation No.	Nominal Diameter of Strands, mm [in.]	Minimum Difference Between Center Wire Diameter and Diameter of Any Outer Wire, mm [in.]
Grade 1725 [250]		
6	6.4 [0.250]	0.025 [0.001]
8	7.9 [0.313]	0.038 [0.0015]
9	9.5 [0.375]	0.051 [0.002]
11	11.1 [0.438]	0.064 [0.0025]
13	12.7 [0.500]	0.076 [0.003]
15	15.2 [0.600]	0.102 [0.004]
Grade 1860 [270]		
9	9.53 [0.375]	0.0508 [0.002]
11	11.11 [0.438]	0.0635 [0.0025]
13	12.70 [0.500]	0.0762 [0.003]
13a	13.20 [0.520]	0.0762 [0.003]
14	14.29 [0.563]	0.0889 [0.0035]
15	15.24 [0.600]	0.1016 [0.004]
18	17.78 [0.700]	0.1143 [0.0045]

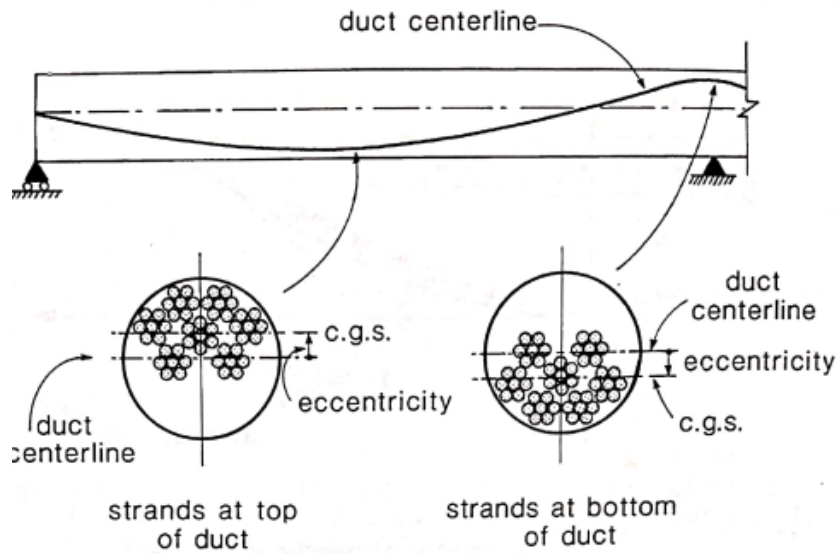
Figura 80: Relación de diámetros entre alambres

C. Radios de curvatura de un torón recomendados según Collins

Sheath inside diameter	in. (mm)	1.8–2.2 (45–55)	2.6–3.2 (65–80)	3.3–3.7 (85–95)	3.9–4.3 (100–110)
Minimum radius of curvature	ft (m)	12 (3.5)	15 (4.5)	16 (5.0)	23 (7.0)

Figura 81: Radios de curvatura recomendados

D. Tablas de excentricidades y diámetros área torones según Collins



tendon size	sheath diameter in. (mm)	eccentricity in. (mm)
no. of 1/2 in. dia. (13mm) strands		
3	1.25 (32)	0.28 (7)
4	1.63 (41)	0.28 (7)
7	2.00 (51)	0.32 (8)
12	2.50 (64)	0.43 (11)
19	3.13 (80)	0.51 (13)
22	3.38 (86)	0.47 (12)
31	4.00 (102)	0.55 (14)
55	5.50 (140)	0.90 (23)
no. of 0.6 in. dia. (15mm) strands		
3	1.50 (38)	0.20 (5)
4	2.00 (38)	0.20 (5)
7	2.25 (57)	0.40 (10)
12	3.00 (76)	0.50 (13)
19	3.75 (95)	0.70 (18)
31	5.00 (127)	0.90 (23)
55	6.50 (165)	1.20 (30)

Figura 82: Tabulación de diámetros y curvatura de acero presforzado

E. Metodología de Hardy Cross para determinar los momentos finales en la losa postensada

PROPIEDADES DE MATERIALES			
Resistencia mínima a la compresión del concreto			
Resistencia a la compresión del concreto de la losa	$f'_{c,losa}$	5000	psi
Resistencia a la compresión del concreto de columna	$f'_{c,columna}$	5000	psi
Módulo de elasticidad del concreto			
Módulo de elasticidad del concreto en la losa	$E_{c,losa}$	4030508.65	psi
Módulo de elasticidad del concreto en la columna	$E_{c,columna}$	4030508.65	psi
Coefficientes de rigidez de los elementos			
Inercia losa	I_{losa}	18954	in ⁴
Inercia columna	$I_{columna}$	27648	in ⁴
Coefficiente de Carry-On Moment	C	4454.19	
Rigidez de elemento torsional	Kt	326.72	$E_{c,losa}$
Rigidez de columnas	Kc	877.71	$E_{c,columna}$
Rigidez equivalente de las columnas	$K_{eq,col}$	275.45	$E_{c,columna}$
Rigidez de la losa dentro de la franja de diseño	K_{losa}	252.72	$E_{c,losa}$
FRANJAS DE DISEÑO			
Dimensión de franja de diseño de panel interior	$L_{interior}$	26	ft
TRAMOS - LONGITUDES			
Longitud de tramos 1 - 2	(L1-2)	26	ft
Longitud de tramos 2 - 3	(L2-3)	26	ft
CARGAS SOBRE LA LOSA			
Cargas muertas	CM	137.5	psf
Cargas vivas	CV	50	psf
Cargas distribuidas sobre la franja de diseño			
Carga muerta uniformemente distribuida sobre franja	w_{muerta}	3575	lb/ft
Carga viva uniformemente distribuida sobre franja	w_{viva}	1300	lb/ft

Figura 83: Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos

MOMENTOS EN LOS EMPOTRAMIENTOS - FIXED END MOMENTS			
Momentos por carga muerta			
Momento de empotramiento M ₁₋₂ por carga muerta	M1-2	-2416.70	kip-in
Momento de empotramiento M ₂₋₁ por carga muerta	M2-1	2416.70	kip-in
Momento de empotramiento M ₂₋₃ por carga muerta	M2-3	-2416.70	kip-in
Momento de empotramiento M ₃₋₂ por carga muerta	M3-2	2416.70	kip-in
Momento de empotramiento M ₃₋₄ por carga muerta	M3-4	-2416.70	kip-in
Momento de empotramiento M ₄₋₃ por carga muerta	M4-3	2416.70	kip-in
Momentos por carga viva			
Momento de empotramiento M ₁₋₂ por carga viva	M1-2	-878.80	kip-in
Momento de empotramiento M ₂₋₁ por carga viva	M2-1	878.80	kip-in
Momento de empotramiento M ₂₋₃ por carga viva	M2-3	-878.80	kip-in
Momento de empotramiento M ₃₋₂ por carga viva	M3-2	878.80	kip-in
Momento de empotramiento M ₃₋₄ por carga viva	M3-4	878.80	kip-in
Momento de empotramiento M ₄₋₃ por carga viva	M4-3	878.80	kip-in
FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS SEGÚN TRAMO			
Factor de distribución para tramo 1-2	DF1-2	0.48	$\frac{K_s}{\sum K_s + K_{ec}}$
Factor de distribución para tramo 2-1	DF2-1	0.32	
Factor de distribución para tramo 2-3	DF2-3	0.32	
Factor de distribución para tramo 3-2	DF3-2	0.00	Para muros el factor es 0
Factor de distribución para tramo 3-2	DF3-2	0.32	Para línea continua
Factor de distribución para tramo 3-4	DF3-4	0.32	
Factor de distribución para tramo 4-3	DF4-3	0.48	
FACTORES DE MAYORACIÓN			
Factor de mayoracion por carga muerta	Factor	1.2	Según ACI 318-14
Factor de mayoracion por carga viva	Factor	1.6	Según ACI 318-14

Figura 84: Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos

METODO DEL MARCO EQUIVALENTE POR CARGAS DE SERVICIO - DOS MARCOS MARCOS													
MOMENTOS POR CARGA MUERTA					MOMENTOS POR CARGA VIVA					MOMENTOS POR D+L			
Eje 1	Eje 2	Eje 3		DF	Eje 1	Eje 2	Eje 3		DF	Eje 1	Eje 2	Eje 3	
1-2	2-1	2-3	3-2		1-2	2-1	2-3	3-2		1-2	2-1	2-3	3-2
0.48	0.324	0.324	0.00		0.48	0.324	0.324	0.00		0.48	0.324	0.324	0.00
-2,416.70	2,416.70	-2,416.70	2,416.70	FEM	-878.80	878.80	-878.80	878.80	FEM	-3,295.50	3,295.50	-3,295.50	3,295.50
1,156.35	578.17	0.00	0.00		420.49	210.24	0.00	0.00		1,576.83	788.42	0.00	0.00
-553.29	-187.11	-187.11	-93.56		-201.20	-68.04	-68.04	-34.02		-754.49	-255.16	-255.16	-127.58
264.74	132.37	0.00	0.00		96.27	48.13	0.00	0.00		361.01	180.50	0.00	0.00
39.14	78.27	78.27	39.14		14.23	28.46	28.46	14.23		53.37	106.74	106.74	53.37
-18.73	-9.36	0.00	0.00		-6.81	-3.40	0.00	0.00		-25.54	-12.77	0.00	0.00
-23.82	-47.63	-47.63	-23.82		-8.66	-17.32	-17.32	-8.66		-32.54	-64.95	-64.95	-32.48
11.40	5.70	0.00	0.00		4.14	2.07	0.00	0.00		15.54	7.77	0.00	0.00
14.49	28.99	28.99	14.49		5.27	10.54	10.54	5.27		19.76	39.53	39.53	19.76
-6.93	-3.47	0.00	0.00		-2.52	-1.26	0.00	0.00		-9.46	-4.73	0.00	0.00
-8.82	-17.64	-17.64	-8.82		-3.21	-6.41	-6.41	-3.21		-12.03	-24.05	-24.05	-12.03
4.22	2.11	0.00	0.00		1.53	0.77	0.00	0.00		5.75	2.88	0.00	0.00
5.37	10.73	10.73	5.37		1.95	3.90	3.90	1.95		7.32	14.64	14.64	7.32
-2.57	-1.28	0.00	0.00		-0.93	-0.47	0.00	0.00		-3.50	-1.75	0.00	0.00
-3.27	-6.53	-6.53	-3.27		-1.19	-2.38	-2.38	-1.19		-4.45	-8.91	-8.91	-4.45
1.56	0.78	0.00	0.00		0.57	0.28	0.00	0.00		2.13	1.07	0.00	0.00
1.99	3.98	3.98	1.99		0.72	1.45	1.45	0.72		2.71	5.42	5.42	2.71
-0.95	-0.48	0.00	0.00		-0.35	-0.17	0.00	0.00		-1.30	-0.65	0.00	0.00
-1,535.82	2,984.29	-2,553.65	2,348.23	TOTALES	-558.48	1,085.20	-928.60	853.90	TOTALES	-2,094.31	4,069.49	-3,482.25	3,202.13

Figura 85: Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos

MOMENTOS POR 1.2x CARGA MUERTA					MOMENTOS POR 1.6xCARGA VIVA					MOMENTOS POR 1.2D+1.6L								
Eje	Eje		Eje		Eje	Eje		Eje		Eje	Eje		Eje					
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3				
1-2	2-1	2-3	3-2	1-2	2-1	2-3	3-2	1-2	2-1	2-3	3-2	1-2	2-1	2-3	3-2			
0.48	0.324	0.324	0.00	DF	0.48	0.324	0.324	0.00	DF	0.48	0.324	0.324	0.00	DF	0.48	0.324	0.324	0.00
-2,900.04	2,900.04	-2,900.04	2,900.04	FEM	-1,406.08	1,406.08	-1,406.08	1,406.08	FEM	-4,306.12	4,306.12	-4,306.12	4,306.12	FEM	-4,306.12	4,306.12	-4,306.12	4,306.12
1,387.61	693.81	0.00	0.00		672.78	336.39	0.00	0.00		2,060.40	1,030.20	0.00	0.00		2,060.40	1,030.20	0.00	0.00
-663.95	-224.54	-224.54	-112.27		-321.91	-108.87	-108.87	-54.43		-985.86	-333.40	-333.40	-166.70		-985.86	-333.40	-333.40	-166.70
317.69	158.84	0.00	0.00		154.03	77.01	0.00	0.00		471.72	235.86	0.00	0.00		471.72	235.86	0.00	0.00
46.96	93.93	93.93	46.96		22.77	45.54	45.54	22.77		69.73	139.47	139.47	69.73		69.73	139.47	139.47	69.73
-22.47	-11.24	0.00	0.00		-10.90	-5.45	0.00	0.00		-33.37	-16.68	0.00	0.00		-33.37	-16.68	0.00	0.00
-28.58	-57.16	-57.16	-28.58		-13.86	-27.71	-27.71	-13.86		-42.44	-84.87	-84.87	-42.44		-42.44	-84.87	-84.87	-42.44
13.67	6.84	0.00	0.00		6.63	3.32	0.00	0.00		20.31	10.15	0.00	0.00		20.31	10.15	0.00	0.00
17.39	34.78	34.78	17.39		8.43	16.87	16.87	8.43		25.82	51.65	51.65	25.82		25.82	51.65	51.65	25.82
-8.32	-4.16	0.00	0.00		-4.03	-2.02	0.00	0.00		-12.36	-6.18	0.00	0.00		-12.36	-6.18	0.00	0.00
-10.58	-21.17	-21.17	-10.58		-5.13	-10.26	-10.26	-5.13		-15.72	-31.43	-31.43	-15.72		-15.72	-31.43	-31.43	-15.72
5.06	2.53	0.00	0.00		2.46	1.23	0.00	0.00		7.52	3.76	0.00	0.00		7.52	3.76	0.00	0.00
6.44	12.88	12.88	6.44		3.12	6.25	6.25	3.12		9.56	19.13	19.13	9.56		9.56	19.13	19.13	9.56
-3.08	-1.54	0.00	0.00		-1.49	-0.75	0.00	0.00		-4.58	-2.29	0.00	0.00		-4.58	-2.29	0.00	0.00
-3.92	-7.84	-7.84	-3.92		-1.90	-3.80	-3.80	-1.90		-5.82	-11.64	-11.64	-5.82		-5.82	-11.64	-11.64	-5.82
1.88	0.94	0.00	0.00		0.91	0.45	0.00	0.00		2.78	1.39	0.00	0.00		2.78	1.39	0.00	0.00
2.39	4.77	4.77	2.39		1.16	2.31	2.31	1.16		3.54	7.08	7.08	3.54		3.54	7.08	7.08	3.54
-1.14	-0.57	0.00	0.00		-0.55	-0.28	0.00	0.00		-1.69	-0.85	0.00	0.00		-1.69	-0.85	0.00	0.00
-1,842.99	3,581.15	-3,064.38	2,817.87	TOTALES	-893.57	1,736.32	-1,485.76	1,366.24	TOTALES	-2,736.56	5,317.47	-4,550.14	4,184.11	TOTALES	-2,736.56	5,317.47	-4,550.14	4,184.11

Figura 86: Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos

METODO DEL MARCO EQUIVALENTE, MOMENTOS DEBIDOS AL PRESFUERZO				
MOMENTOS DEBIDO AL PRESFUERZO				
	Eje	Eje		Eje
	1	2	3	
	1-2	2-1	2-3	3-2
DF	0.48	0.324	0.324	0.00
FEM	1,908.92	-452.57	452.57	-1,908.92
	-913.38	-456.69	0.00	0.00
	437.04	147.80	147.80	73.90
	-209.11	-104.56	0.00	0.00
	-30.91	-61.83	-61.83	-30.91
	14.79	7.40	0.00	0.00
	18.81	37.62	37.62	18.81
	-9.00	-4.50	0.00	0.00
	-11.45	-22.90	-22.90	-11.45
	5.48	2.74	0.00	0.00
	6.97	13.93	13.93	6.97
	-3.33	-1.67	0.00	0.00
	-4.24	-8.48	-8.48	-4.24
	2.03	1.01	0.00	0.00
	2.58	5.16	5.16	2.58
	-1.23	-0.62	0.00	0.00
	-1.57	-3.14	-3.14	-1.57
	0.75	0.38	0.00	0.00
TOTALES	1,213.13	-900.91	560.75	-1,854.83

Figura 87: Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos

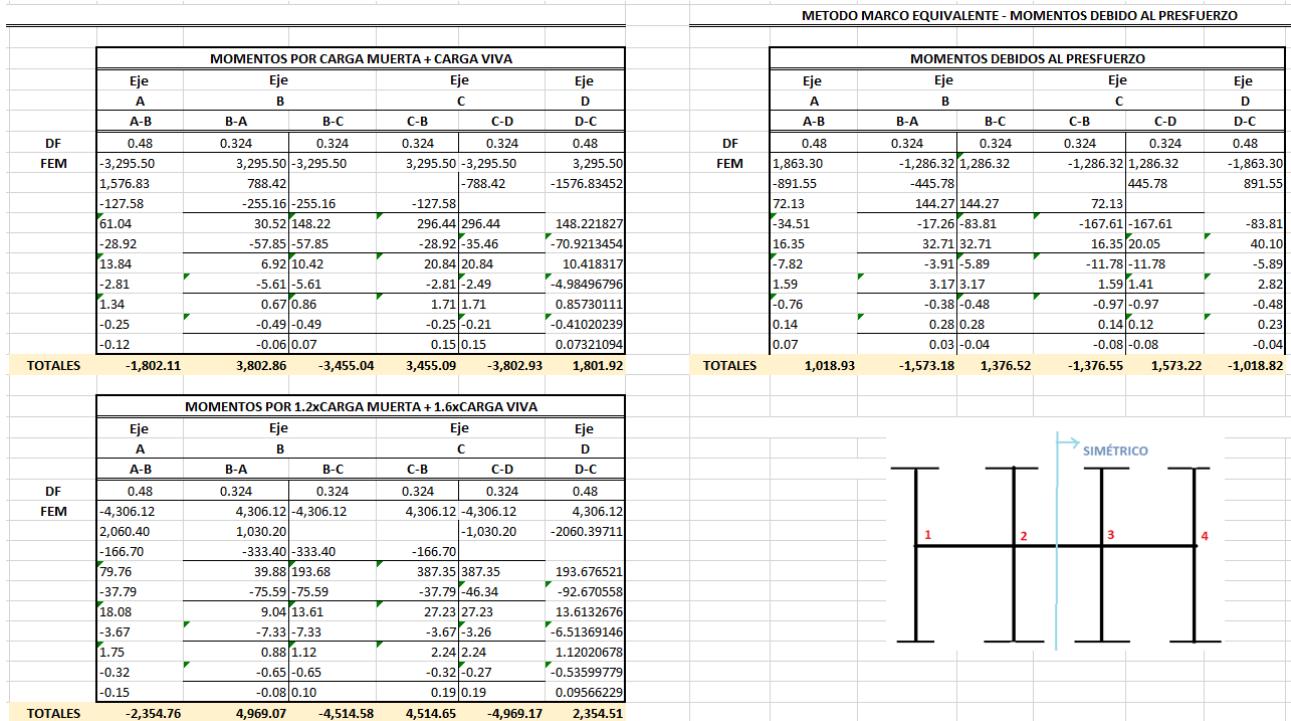


Figura 88: Metodología de marcos equivalentes para el cálculo de momentos

F. Diagramas de corte y momento resultantes debido a cargas no mayoradas en losa postensada

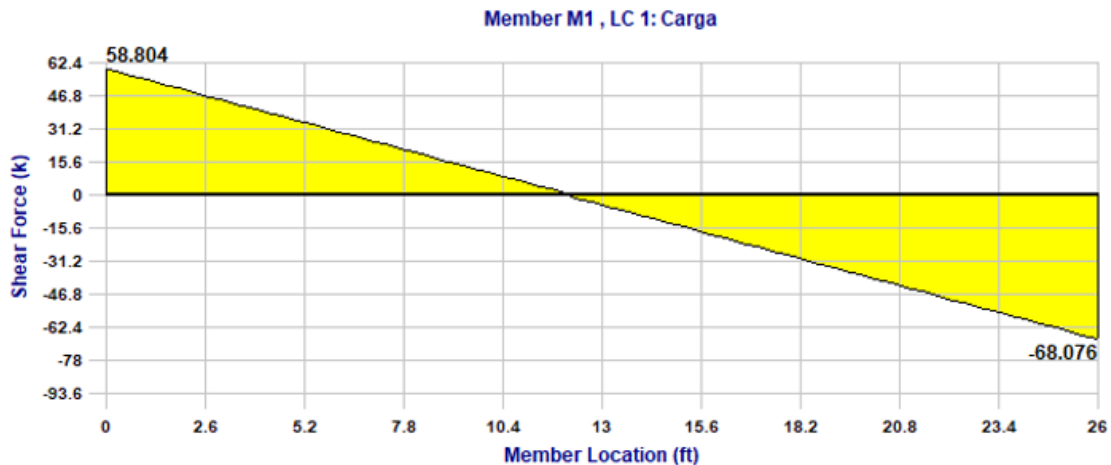


Figura 89: Diagrama de corte para el tramo A-B en dirección Norte Sur

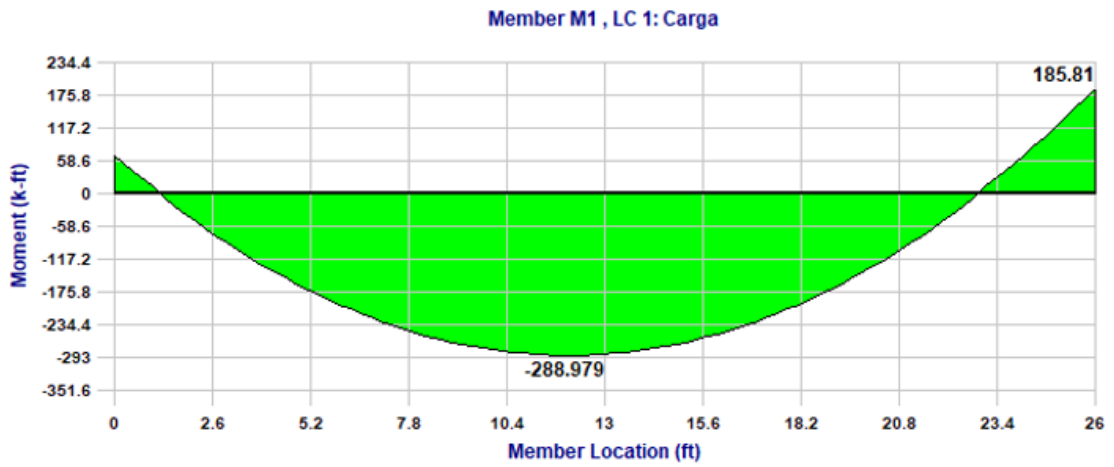


Figura 90: Diagrama de corte para el tramo A-B en dirección Norte Sur

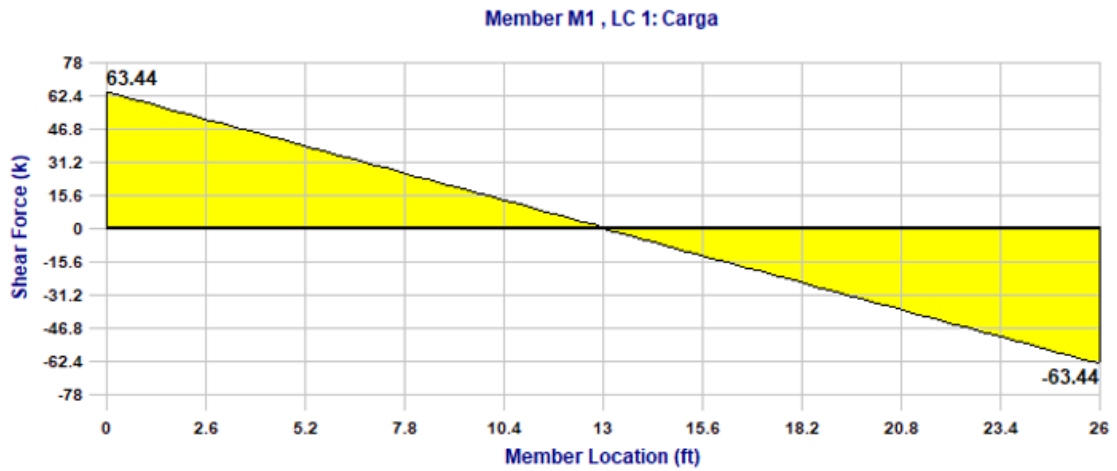


Figura 91: Diagrama de corte para el tramo B-C en dirección Norte Sur

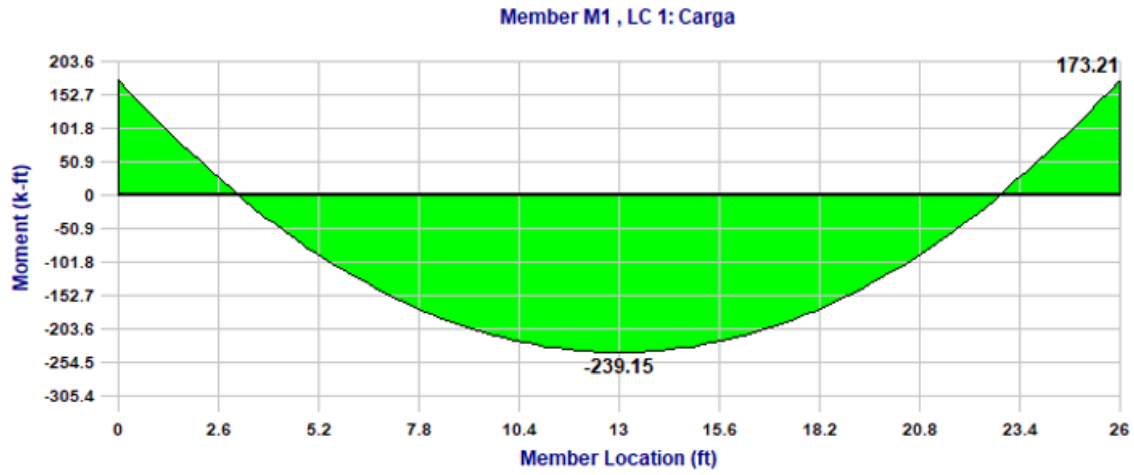


Figura 92: Diagrama de corte para el tramo B-C en dirección Norte Sur

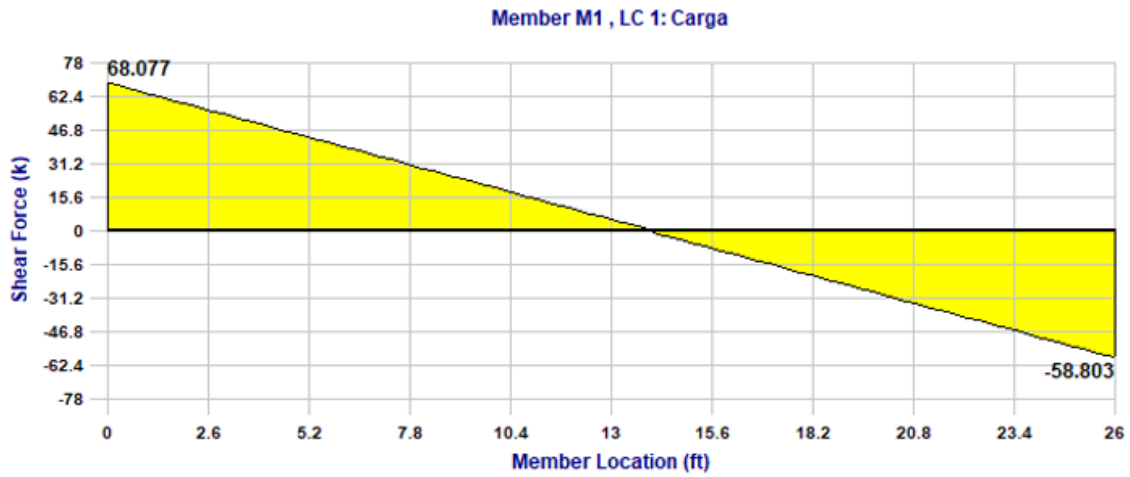


Figura 93: Diagrama de corte para el tramo C-D en dirección Norte Sur

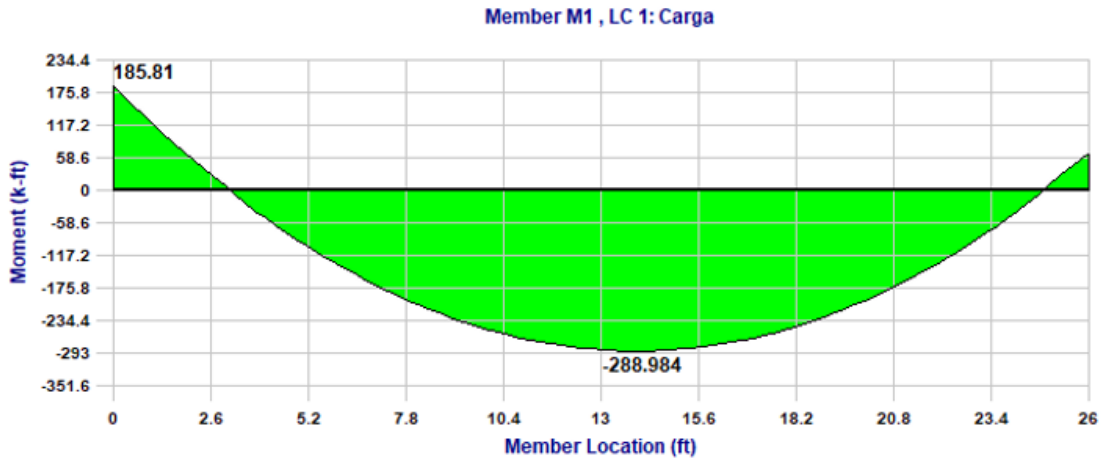


Figura 94: Diagrama de corte para el tramo C-D en dirección Norte Sur

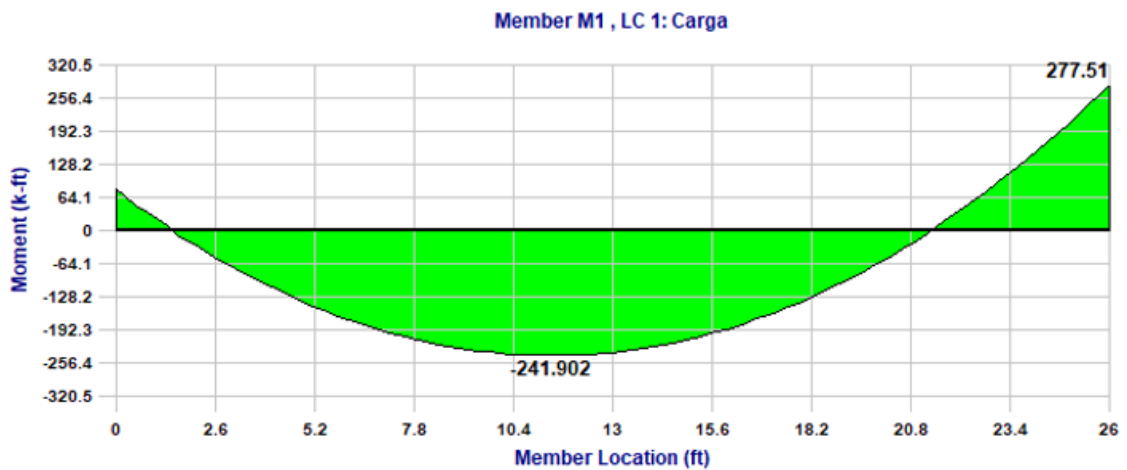
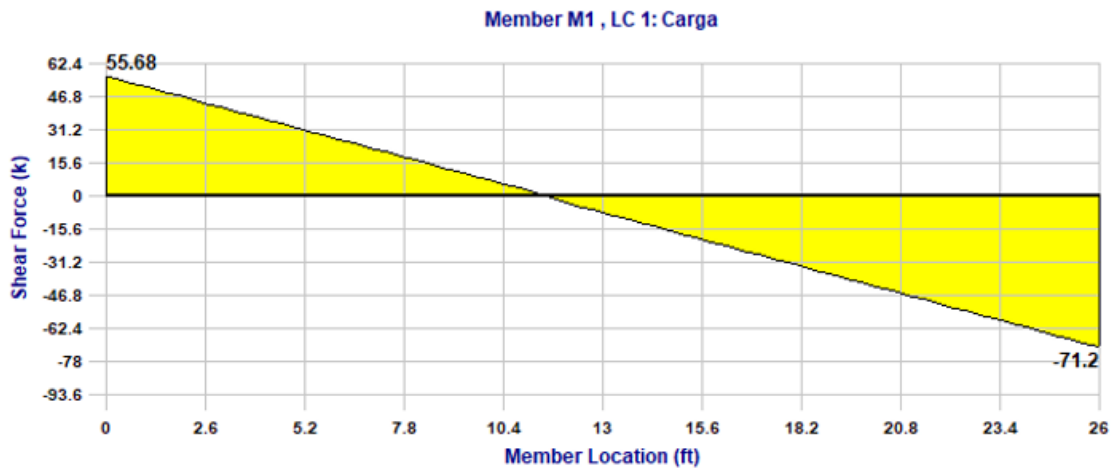


Figura 95: Diagrama de corte y momento para el tramo 1-2 en dirección Norte Sur

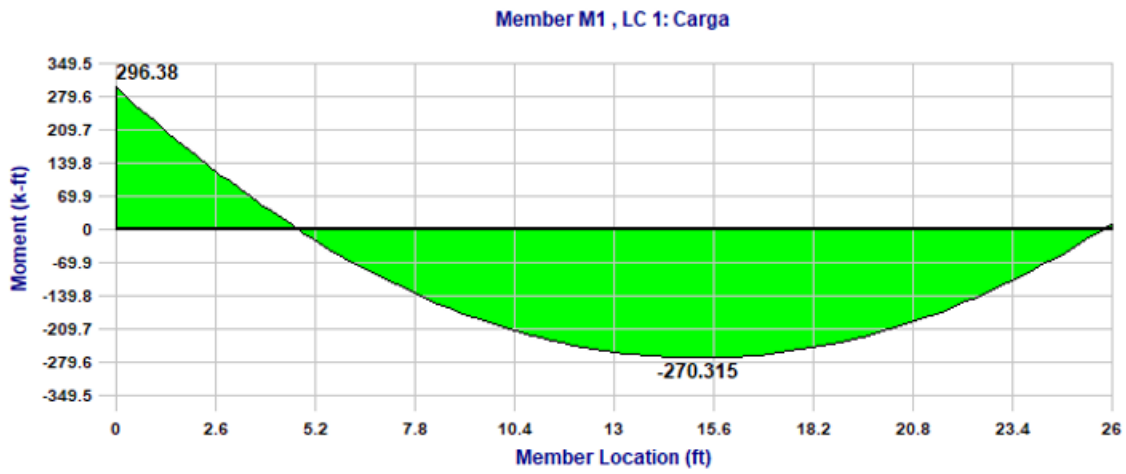
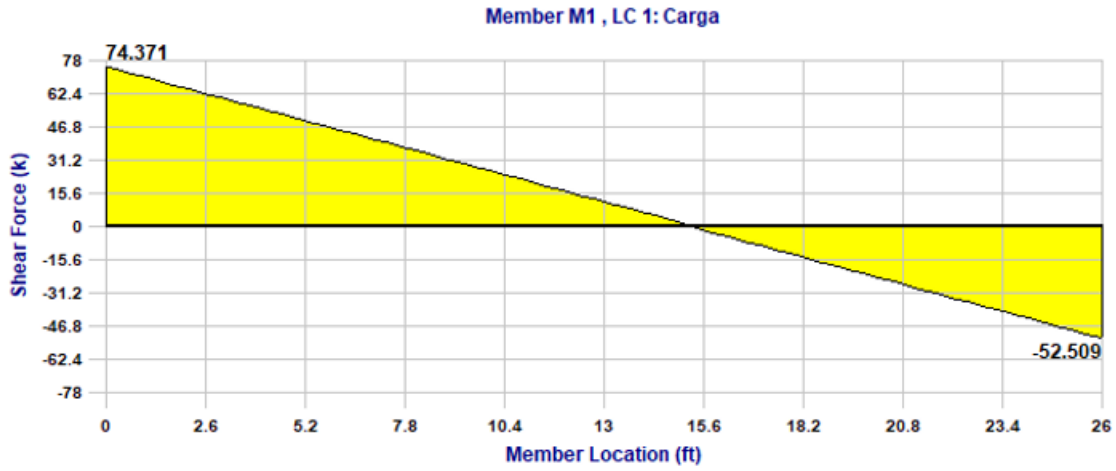


Figura 96: Diagrama de corte y momento para el tramo 2-3 en dirección Norte Sur

G. Diagramas de corte y momento resultantes debido a cargas mayoradas en losa postensada

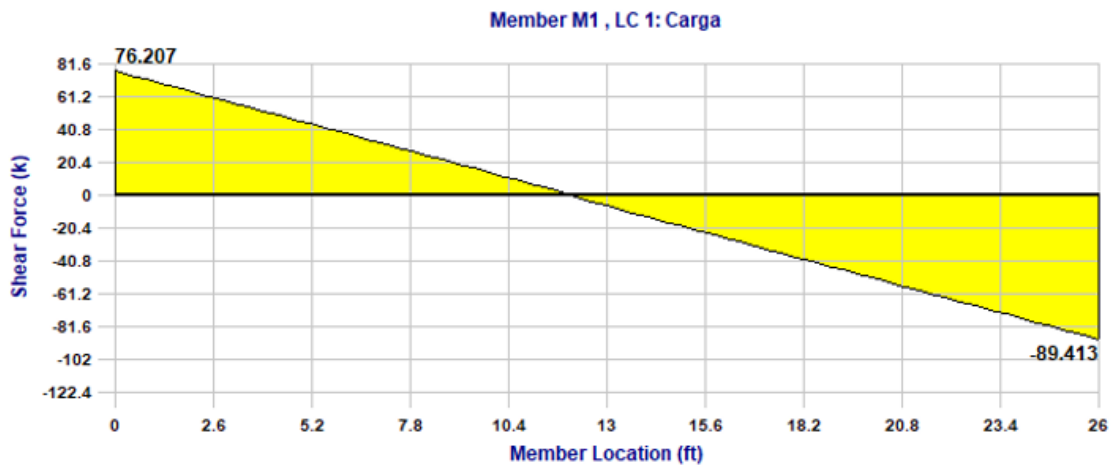


Figura 97: Diagrama de corte para el tramo A-B en dirección Norte Sur

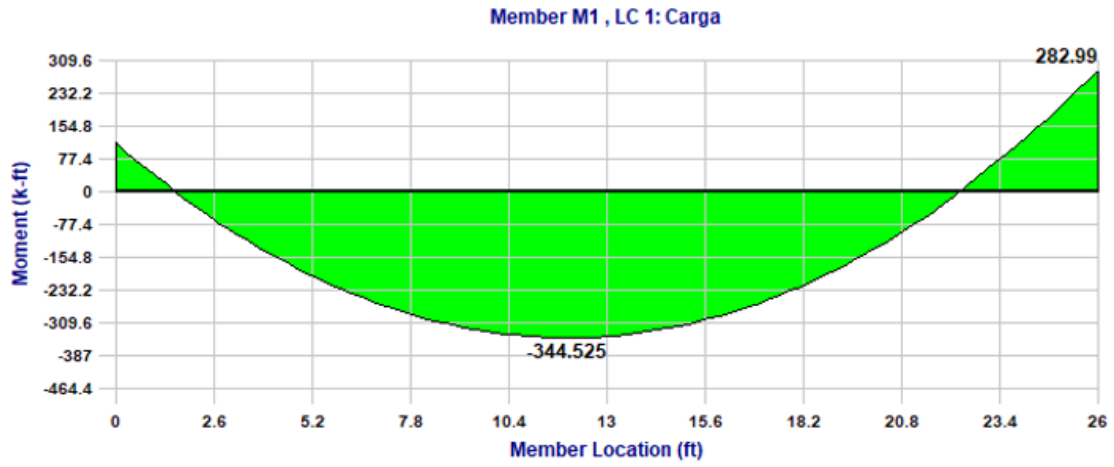


Figura 98: Diagrama de corte para el tramo A-B en dirección Norte Sur

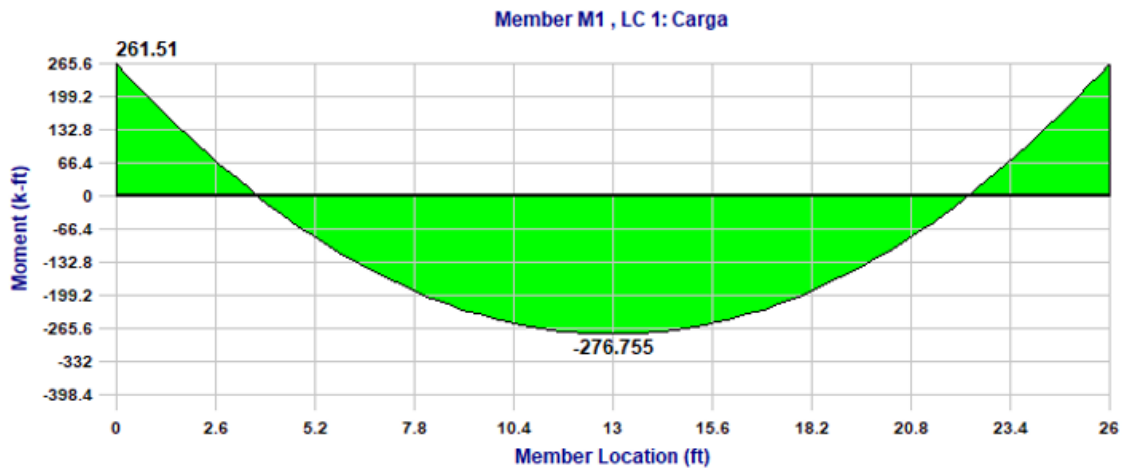
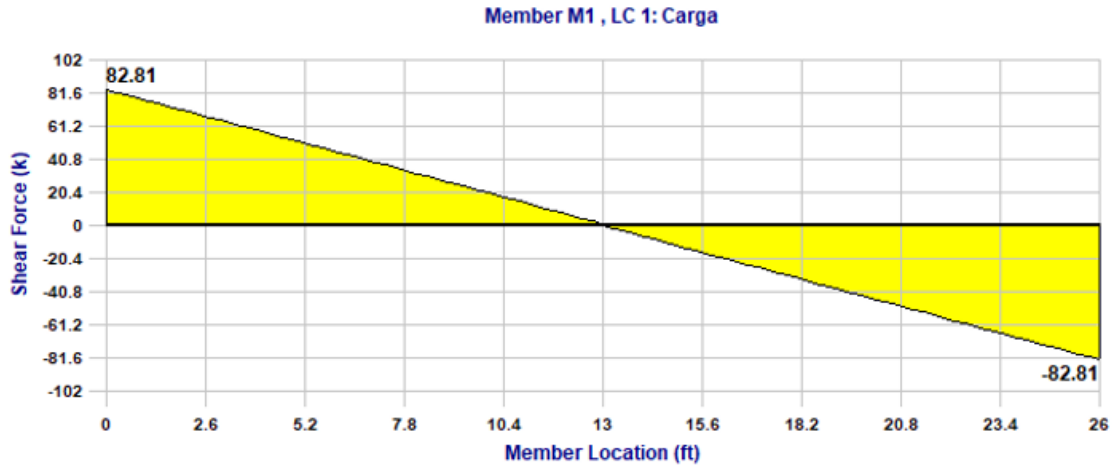


Figura 99: Diagrama de corte Y momento para el tramo B-C en dirección Norte Sur

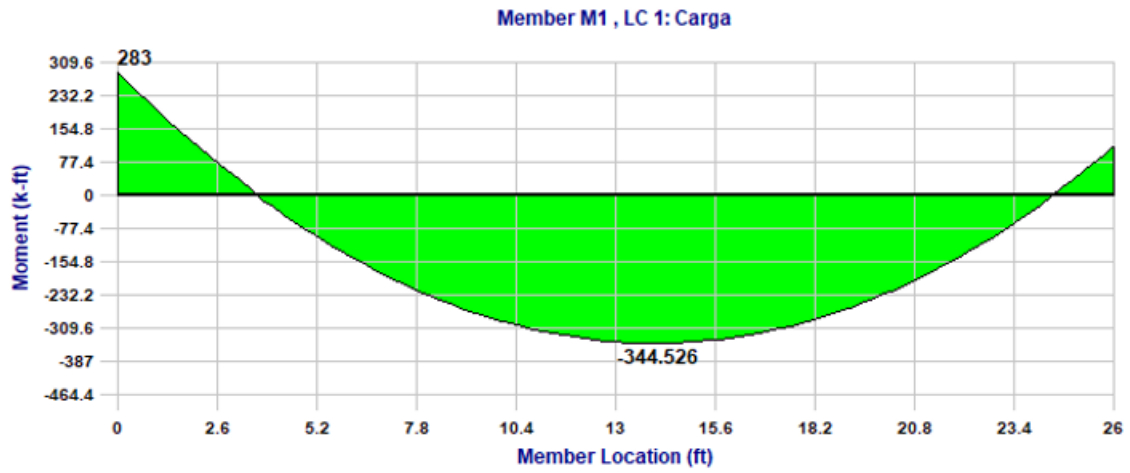
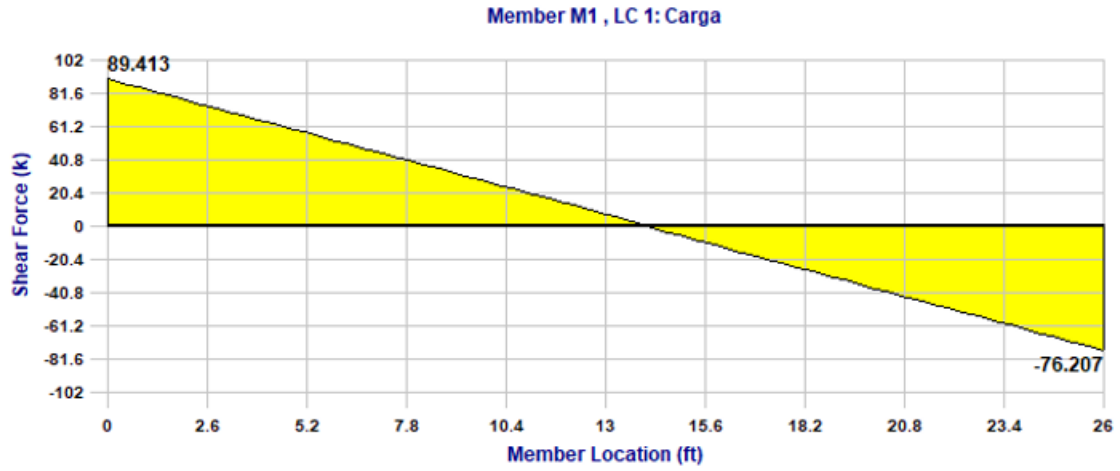


Figura 100: Diagrama de corte y momento para el tramo C-D en dirección Norte Sur

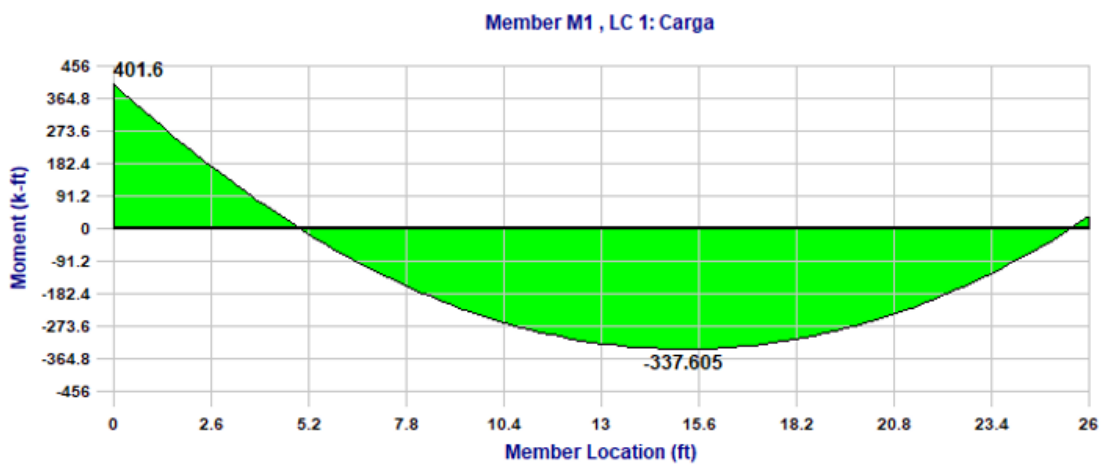
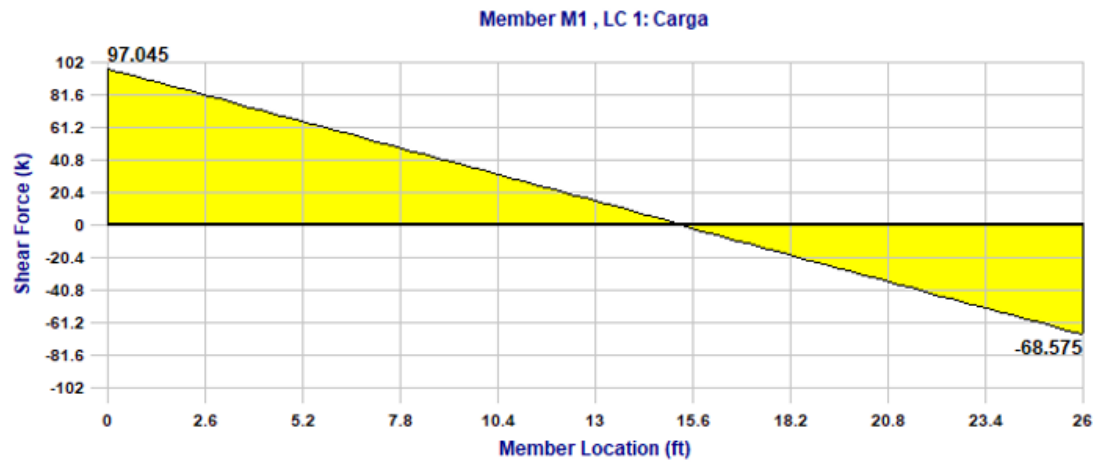


Figura 101: Diagrama de corte y momento para el tramo 1-2 en dirección Norte Sur

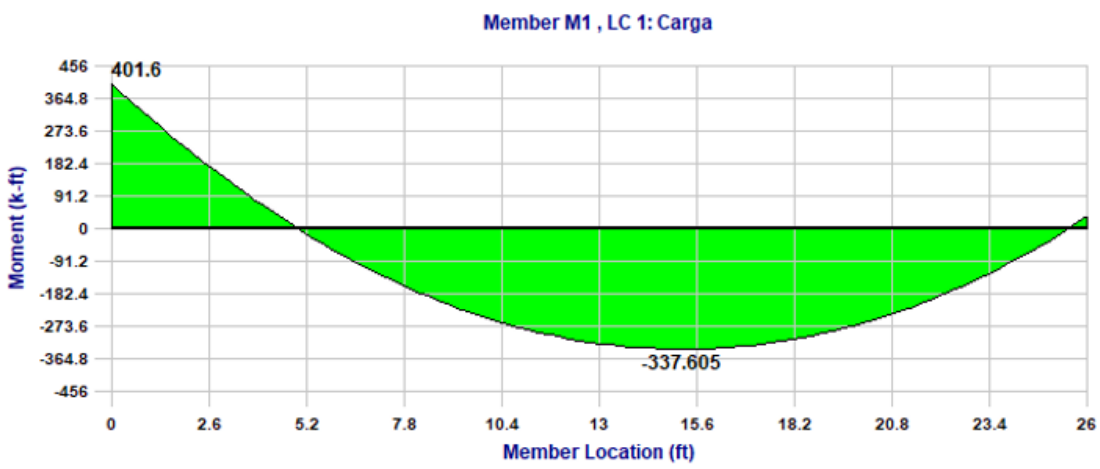
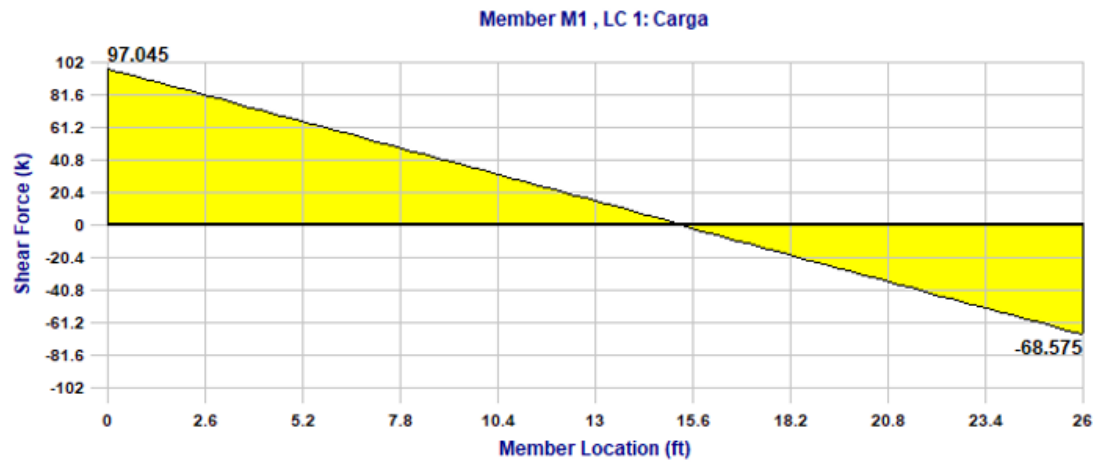


Figura 102: Diagrama de corte y momento para el tramo 2-3 en dirección Norte Sur

H. Cuantificación de materiales losa postensada

CUANTIFICACIÓN DE CONCRETO			
1 Panel			
Ancho de panel	b	26	ft
Largo del panel	L	26	ft
Espesor de la losa	h	0.75	ft
Volumen de concreto	V _c	507	ft ³
Volumen de concreto	V_c	14.37	m³
Cantidad total de paneles	Cant	14 1/2	
Volumen TOTAL de concreto	V_c	208.33	m³
CUANTIFICACIÓN REFUERZO DE CORTE DE 1 COLUMNA			
Porcentaje de desperdicio		15%	
Metros lineales	L	7.93	m
Número de varillas		No.4	
Cantidad de varillas		11	
Numero de camas	Camas	2	
Cantidad de varillas total por viga		22	Varillas No.4
Metros lineales varillas No.4		174.39	m
Peso varillas No.4	ρ	0.994	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.4	W _{acero}	173.34	Kg
Densidad del panel analizado	ρ_{panel}	12.06	Kg/m³
Cantidad total de Columnas	Cant	13	
Metros lineales totales de acero No.4	ml	2267	ml
Kilogramos Totales de acero No.4	W_{acero}	2253.47	Kg

Figura 103: Cuantificación de concreto y de acero para el refuerzo cortante alrededor de columnas en la losa postensada

CUANTIFICACIÓN ACERO PARA ESQUINAS DE 1 PANEL			
Porcentaje de desperdicio		15%	
Metros lineales	L	7.93	m
Número de varillas		No.4	
Cantidad de varillas		12	
Numero de camas	Camas	2	
Cantidad de varillas total por viga		24	Varillas No.4
Metros lineales varillas No.4		190.24	m
Peso varillas No.4	ρ	0.994	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.4	W_{acero}	189.10	Kg
Densidad del panel analizado	ρ_{panel}	13.16	Kg/m ³
Cantidad total de esquinas	Cant	4	
Metros lineales totales de acero No.4	ml	761	ml
Kilogramos Totales de acero No.4	W_{acero}	756.41	Kg
CUANTIFICACIÓN ACERO PARA BORDES DE 1 PANEL			
Porcentaje de desperdicio		15%	
Metros lineales	L	7.93	m
Número de varillas		No.4	
Cantidad de varillas		12	
Numero de camas	Camas	1	
Cantidad de varillas total por viga		12	Varillas No.9
Metros lineales varillas No.4		95.12	m
Peso varillas No.4	ρ	0.994	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.4	W_{acero}	94.55	Kg
Densidad del panel analizado	ρ_{panel}	0.55	Kg/m ³
Cantidad total de bordes	Cant	8	
Metros lineales totales de acero No.4	ml	761	ml
Kilogramos Totales de acero No.4	W_{acero}	756.41	Kg

Figura 104: Cuantificación de acero para el control de agrietamiento en las esquinas y en los bordes de la losa postensada

Tipo de torón	Torones dentro del ducto	Longitud de 1 cable (in)	Longitud de 1 cable (ft)	Longitud de 1 cable (m)	Metros lineales	Peso (kg/m)	Kilogramos requeridos	Cantidad	Metros lineales	Peso total (kg)	Densidad (Kg/m ³)
1 Torón	1	1576.28	131.36	40.05	40.05	1.094	43.81	25	1001.20	1095.31	5.26
2 Torones	2	1576.28	131.36	40.05	80.10	1.094	87.62	8	640.77	701.00	3.36
3 Torones	3	951.63	79.30	24.18	72.53	1.094	79.35	6	435.20	476.10	2.29
4 Torones	4	951.63	79.30	24.18	96.71	1.094	105.80	24	2321.05	2539.23	12.19
TOTALES								63		4811.64	23.10

Figura 105: Cuantificación del acero de presfuerzo requerido para torones en la losa postensada

I. Cuantificación de materiales losa reforzada

CUANTIFICACIÓN DE CONCRETO DE LOSA			
DE UN PANEL			
Ancho de panel	b	26	ft
Largo del panel	L	26	ft
Espesor de la losa	h	0.54	ft
Volumen de concreto	Vc	366.17	ft ³
Volumen de concreto	Vc	10.38	m ³
Cantidad total de paneles	Cant	14 1/2	
Volumen TOTAL de concreto	Vc	150.46	m³
CUANTIFICACIÓN ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA 1 PANEL			
Recubrimiento	rec	0.04	m
Largo panel	L	7.85	m
Ancho unitario	b	3.92	m
Número de varillas	No.3		
Separación entre varillas	@12pulg	0.3048	m
Numero de camas	Camas	2	
Cantidad de varillas según espaciamiento	13.00		Varillas No.3
Metros lineales varillas No.3	51.00		m
Peso varillas No.3	ρ	0.56	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.3	Wacero	28.69	Kg/m
Densidad del panel analizado	ρpanel	2.76	Kg/m³
Cantidad total de Columnas	Cant	14 1/2	
Metros lineales totales de acero No.3	ml	739.56	ml
Kilogramos Totales de acero No.3	Wacero	416.00	Kg

Figura 106: Cuantificación de concreto y acero de refuerzo por fraguado y temperatura en la losa reforzada

CUANTIFICACIÓN ACERO DE REFUERZO POR FLEXIÓN 1 PANEL			
Recubrimiento	rec	0.04	m
Largo panel	L	7.85	m
Ancho unitario	b	7.85	m
Número de varillas	No.3		
Separación entre varillas	@6pulg	0.15	m
Numero de camas	Camas	2	
Cantidad de varillas según espaciamiento	104.00		Varillas No.3
Metros lineales varillas No.3	816.40		m
Peso varillas No.3	ρ	0.56	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.3	W_{acero}	459.23	Kg/m
Densidad del panel analizado	ρ_{panel}	44.26	Kg/m ³
Cantidad total de Columnas	Cant	14 1/2	
Metros lineales totales de acero No.3	ml	11837.80	ml
Kilogramos Totales de acero No.3	W_{acero}	6658.76	Kg

Figura 107: Cuantificación de acero por flexión en la losa reforzada

CUANTIFICACIÓN DE CONCRETO VIGAS PRINCIPALES			
1 PANEL			
Ancho de panel	b	793	cm
Largo unitario	L	793	cm
Peralte de viga	d	75	cm
Ancho de viga	b	35	cm
Volumen de concreto	Vc	208.16	cm ³
Volumen de concreto	Vc	2.08	m³/m
Cantidad total de Vigas principales	Cant	38.00	
Volumen TOTAL de concreto	Vc	79.10	m³
CUANTIFICACIÓN DE CONCRETO VIGAS SECUNDARIAS			
1 PANEL			
Ancho de panel	b	793	cm
Largo unitario	L	793	cm
Peralte de viga	d	60	cm
Ancho de viga	b	30	cm
Volumen de concreto	Vc	142.74	m ³
Volumen de concreto	Vc	1.43	m³/m
Cantidad total de vigas secundarias	Cant	14 1/2	
Volumen TOTAL de concreto	Vc	20.70	m³

Figura 108: Cuantificación de concreto en vigas principales y secundarias en la losa reforzada

CUANTIFICACIÓN ACERO DE FLEXIÓN EN VIGAS PRINCIPALES			
Recubrimiento	rec	0.04	m
Metros lineales	L	7.93	m
Número de varillas	No.9		
Cantidad de varillas		3	
Numero de camas	Camas	2	
Cantidad de varillas total por viga	6		Varillas No.9
Metros lineales varillas No.9	47.56		m
Peso varillas No.9	ρ	5.06	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.9	W_{acero}	240.78	Kg
Densidad del panel analizado	ρ_{panel}	115.67	Kg/m ³
Cantidad total de vigas principales	Cant	38	
Metros lineales totales de acero No.9	ml	1807.32	ml
Kilogramos Totales de acero No.9	W_{acero}	9149.54	Kg
CUANTIFICACIÓN ACERO DE FLEXIÓN EN VIGAS SECUNDARIA			
Recubrimiento	rec	0.04	m
Metros lineales	L	7.85	m
Número de varillas	No.8		
Cantidad de varillas		2	
Numero de camas	Camas	2	
Cantidad de varillas total por viga	4		Varillas No.8
Metros lineales varillas No.8	31.40		m
Peso varillas No.8	ρ	4.00	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.8	W_{acero}	125.60	Kg
Densidad del panel analizado	ρ_{panel}	87.99	Kg/m ³
Cantidad total de vigas secundarias	Cant	14 1/2	
Metros lineales totales de acero No.8	ml	455.30	ml
Kilogramos Totales de acero No.8	W_{acero}	1821.20	Kg

Figura 109: Cuantificación de acero longitudinal en vigas principales y secundarias de la losa reforzada

CUANTIFICACIÓN ACERO DE ESTRIBOS VIGAS PRINCIPALES - 1 VIGA			
Largo panel	L	7.93	m
Número de varillas	No.4		
Separación entre varillas	@10 cm	0.1	m
Recubrimiento vigas	rec	4	cm
Cantidad de estribos según espaciamiento	81	Estribos No.4	
Largo de ganchos	Lg	10	cm
Perímetro estribos	2.08	m	
Metros lineales de varillas No.4	168.48		m
Densidad de una varilla No.4	ρ	0.994	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.4	W_{acero}	167.47	Kg
Densidad de acero	ρ_{panel}	80.45	Kg/m ³
Cantidad total de vigas principales	Cant	38	
Metros lineales totales de acero No.4	ml	6402.24	ml
Kilogramos Totales de acero No.4	W_{acero}	6363.83	Kg
CUANTIFICACIÓN ACERO DE ESTRIBOS VIGAS SECUNDARIAS			
Largo panel	L	7.93	m
Número de varillas	No.3		
Separación entre varillas	@10 cm	0.1	m
Recubrimiento vigas	rec	4	cm
Cantidad de estribos según espaciamiento	81	Estribos No.3	
Largo de ganchos	Lg	10	cm
Perímetro estribos	1.68	m	
Metros lineales de varillas No.3	136.08		m
Densidad de una varilla No.3	ρ	0.56	kg/m
Kilogramos de acero de refuerzo No.3	w_{acero}	76.55	Kg
Densidad de acero	ρ_{panel}	53.63	Kg/m ³
Cantidad total de vigas principales	Cant	14 1/2	
Metros lineales totales de acero No.3	ml	1973.16	ml
Kilogramos Totales de acero No.3	w_{acero}	1109.90	Kg

Figura 110: Cuantificación de acero requerido para los estribos en la viga principal y secundaria en la losa reforzada

- Cedencia:** Fase en la que un elemento comienza a deformarse permanentemente. 65–68
- Contra-flecha:** Curvatura convexa que se forma en un elemento estructural al ser sometido a grandes fuerzas de tensión. 50–52
- Descompresión:** Disminución en la presión o esfuerzos de compresión a la que un elemento está sujeto. 47
- Estado límite:** Representa el punto a partir del cual la estructura deja de cumplir con las funciones para la cual fue diseñada. 16
- Faguado:** Proceso de endurecimiento y pérdida de plasticidad del concreto. 1, 23, 24, 30
- Fluencia:** Deformación o alargamiento irreversible de un elemento sometido a fuerzas de tensión. 21
- Formaleta fenólica:** Tablones utilizados como molde para la fundición de concreto. Esta compuesta por plywood fenólico, que es un material que tiene pegamentos que soportan la humedad y que es ideal para la obtención de acabados lisos en estructuras. 11
- In situ:** Que es llevado a cabo en el lugar de construcción. 11, 24
- Lechada:** Mezcla ligera de concreto y agua utilizado para la inyección de elementos. 30, 31, 35
- Presfuerzo:** Metodología que consiste en la inducción de tensiones elevadas a una estructura por medio de acero para mejorar su capacidad y resistencia. 28–37, 41, 43, 45, 46, 48, 49, 51, 52, 56–58, 60, 67, 70, 73, 74, 110
- Punzonamiento:** Esfuerzo que se produce principalmente en elementos que trabajan a flexión y que, debido a un soporte vertical existe una transferencia de esfuerzos axiales excesivamente concentrados sobre el elemento flexionado. 55, 61, 68, 69

Torones: Tipo de refuerzo utilizado para el presfuerzo que consiste en un número de alambre enrollados helicoidalmente al rededor de un centro. 22, 29–35, 38, 39, 41, 43, 45, 47–49, 51, 54–62, 64, 67, 71

Transición: Fase intermedia en la cual un elemento cambia de estar controlado por fuerzas de compresión a fuerzas de tensión. 17, 19, 20