



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS

# **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS POST-TENSADAS DE CIMENTACIÓN**

ING. JULIO ALEJANDRO DE LEÓN CHAVARRÍA

Ing. M.Sc. Fóscolo Liano Quezada  
ASESOR

Guatemala, abril del 2012



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



ESCUELA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS

# **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS POST-TENSADAS DE CIMENTACIÓN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN  
PRESENTADO AL COMITÉ DE LA MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS  
POR

**ING. JULIO ALEJANDRO DE LEÓN CHAVARRÍA**  
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**MAESTRO EN ESTRUCTURAS**

GUATEMALA, ABRIL DEL 2012



# UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



## FACULTAD DE INGENIERÍA

### **NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

### **TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez
EXAMINADOR	Dra. Mayra Castillo
EXAMINADOR	Ing. M.Sc. Humberto Rosal
EXAMINADOR	Ing. M.Sc. Ernesto Guzmán



HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS  
POST-TENSADAS DE CIMENTACIÓN**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado, con fecha 19 de julio del 2011.

**ING. JULIO ALEJANDRO DE LEÓN CHAVARRÍA**





Guatemala, 13 de abril del 2,012

Ing. M.Sc.  
José Humberto Rosal Paz  
Coordinador Maestría en Estructuras  
Escuela de estudios de postgrado  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero Rosal:

Luego de asesorar y revisar el trabajo de graduación titulado **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS POST-TENSADAS DE CIMENTACIÓN**, realizado por el estudiante de Maestría en Estructuras, Ing. Julio Alejandro de León Chavarría, me permito informarle que los aspectos técnicos planteados por el suscrito durante el desarrollo del trabajo han cumplido de forma satisfactoria con los requisitos necesarios para un trabajo de graduación y constituye un valioso aporte para nuestra profesión; razón por la cual, se da por **APROBADO**.

En base a lo anterior, el Ing. Julio Alejandro de León Chavarría puede continuar con los trámites necesarios para proceder con la defensa de su trabajo previo a optar al grado de Maestro en Estructuras.

Atentamente,

Ing. M.Sc. Fóscolo Liano Quezada  
ASESOR



## ACTO QUE DEDICO A

Nuestro Padre Celestial	De quién proviene toda la Ciencia
Mis Padres	Ing. Héctor Antonio de León Sagastume Lic. Ofelia E. Chavarría Rivera
Mi Esposa	Tannia Ivonne de León, por su amor y apoyo incondicional
Mis Hijitos	Julito, Andreita y Ximenita
Mi hermano	Héctor A. de León Chavarría
Mis Sobrinos	Tesalita, Tonito, Juanito, José Luis, Héctor, Carlitos
Mi tía	Carmen Mortley
Mis primos	Nylda, Carlos, Luis Pedro
Mis amigos	JVR, FEG, MPG, GBC, WNT, ARA; del trabajo; de la Primera Cohorte de Quetzaltenango; y a todos los que me han brindado su amistad.
Usted	Estimado Lector



## AGRADECIMIENTO ESPECIAL

Por haber nacido de buenos padres, a quienes amo inmensamente; cada uno con características tan especiales que impresionaron positivamente mi vida.

Por contar con el amor y apoyo incondicional de Tannia, mi amada Compañera Eterna.

Por mis adorados hijitos: Julito, Andreita y Ximenita, quienes son mi ejemplo y mi inspiración.

*La Ingeniería es una gran disciplina,  
¡estudíadla siempre!, pero, no  
olvidéis la Literatura y la Historia.*  
**Héctor A. de León S. 24-XII-2,003**



# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	VI
ÍNDICE DE TABLAS	VIII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS	XXIII
DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	XXIV
JUSTIFICACIÓN	XXVI
ENFOQUE METODOLÓGICO	XXVII
INTRODUCCIÓN	XXIX
<b>1. Consideraciones Geotécnicas</b>	<b>1</b>
1.1 Conceptos Básicos	1
1.2 Requerimientos Generales	5
1.2.1 Envejecimiento del suelo y el grado de cementización	6
1.2.2 Sobreconsolidación	7
1.2.3 Modo de formación del depósito de suelo	7
1.2.4 Calidad de la arcilla	7
1.2.5 Suelo Saturado	7
1.3 Clasificación de suelos	8
1.4 Consolidación	9
1.5 Capacidad soporte del suelo	10
1.6 Losas de cimentación	14
1.6.1 Asentamiento en losas	16
1.6.2 Módulo de sub-base	17
1.7 Módulo de elasticidad	18
1.8 Ejemplo Ilustrativo 1.1	20
1.9 Ejemplo Ilustrativo 1.2	21
<b>2. Concreto Pre-esforzado</b>	<b>27</b>
2.1 Antecedentes	29
2.2 Definición	37
2.3 Aplicaciones del concreto pre-esforzado	33
2.4 Historia y desarrollo del uso de losas post-tensadas de cimentación	35
2.5 Ejemplo Ilustrativo de diseño de estructuras de concreto armado en comparación al concreto pre-esforzado	38

2.5.1 Integración de la carga viva	38
2.5.2 Solución con viga de concreto post-tensado	39
2.5.2.1 Viga propuesta	39
2.5.2.2 Propiedades geométricas	40
2.5.2.3 Datos	40
2.5.2.4 Esfuerzos debido al pre-esfuerzo inicial	41
2.5.2.5 Esfuerzos debido al peso propio	42
2.5.2.6 Esfuerzos en la fase de Inicio	42
2.5.2.7 Esfuerzos debido al pre-esfuerzo efectivo	42
2.5.2.8 Esfuerzos debido al pre-esfuerzo efectivo y el peso propio	43
2.5.2.9 Esfuerzos debido a la sobrecarga y a la carga viva	43
2.5.2.10 Esfuerzos en la fase de servicio	43
2.5.2.11 Comparación de esfuerzos de trabajo con los esfuerzos permisibles	43
2.5.3 Solución con viga de concreto armado	44
2.5.3.1 Datos	44
2.5.3.2 Opción que no requiere refuerzo a compresión (sección simplemente reforzada)	44
2.5.3.3 Opción que requiere refuerzo a compresión (sección doblemente reforzada)	45
2.5.4 Análisis comparativo	48
<b>3. Consideraciones para el Diseño Estructural de Losas Post-tensadas de Cimentación</b>	<b>51</b>
3.1 Consideraciones generales	51
3.1.1 Parámetros del clima	52
3.1.1.1 Índice de Thornthwaite	53
3.1.2 Parámetros del suelo	56
3.1.2.1 Condición center y edge lift	56
3.1.2.2 Distancia de la variación de la humedad medida desde los bordes, $e_m$	56
3.1.2.3 Movimiento diferencial del Suelo, $y_m$	58
3.1.2.4 Propiedades ponderadas de los suelos	61
3.1.3 Parámetros del sitio	62
3.1.3.1 Propiedades de los suelos no saturados	63
3.1.3.2 Pre-vegetación	64
3.1.3.3 Linderos y vías	64
3.1.3.4 Taludes	64
3.1.3.5 Corte y relleno	64



3.1.3.6	Drenaje	64
3.1.3.7	Tiempo de la construcción	65
3.1.3.8	Jardinización	65
3.1.3.9	Irrigación	65
3.1.3.10	Árboles	66
3.1.3.11	Períodos de sequía	66
3.1.4	Parámetros estructurales	66
3.1.4.1	Forma de la losa	67
3.1.4.2	Cimentaciones de espesor uniforme	67
3.1.4.3	Esfuerzos de corte permisibles, $V_c$	68
3.1.4.4	Rigideces, $C_\Delta$	68
3.1.4.5	Capacidad de la sección fisurada	69
3.2	Análisis de interacción suelo-estructura	70
3.2.1	Momento flexionante	70
3.2.2	Corte	75
3.2.3	Deflexión diferencial	75
3.2.4	Coeficiente de fricción entre la sub-base y la losa ( $\mu$ )	77
3.3	Provisiones sísmicas	79
3.4	Ejemplo ilustrativo 1, cálculo de $e_m$	82
3.5	Ejemplo ilustrativo 2, cálculo de $y_m$	94
<b>4.</b>	<b>Diseño Estructural de Losas Post-tensadas de Cimentación</b>	<b>99</b>
4.1	Procedimiento de diseño para losas de cimentación construidas sobre suelos expansivos	100
4.1.1	Integración de cargas	100
4.1.2	Definición de rectángulos traslapados	102
4.1.3	Cálculo del factor de forma	103
4.1.4	Configuración de nervios y cálculo del espaciamiento de diseño, $S$	103
4.1.5	Cálculo del peralte de los nervios, $h$	104
4.1.6	Definición del ancho del nervio, $b$	105
4.1.7	Chequeo de la capacidad soporte del suelo	106
4.1.8	Cálculo de las propiedades de la sección de losa	107
4.1.9	Cálculo de la fuerza mínima de pre-esfuerzo y la cantidad de tendones ( $N_T$ ) requeridos	107
4.1.10	Diseño en la condición center lift	111
4.1.10.1	Cálculo de momentos	113
4.1.10.2	Chequeo de la capacidad a flexión	114
4.1.10.3	Chequeo de la rigidez mínima de la losa de	116

cimentación	
4.1.10.4 Chequeo de la capacidad a corte	117
4.1.11 Diseño en la condición edge lift	119
4.1.11.1 Cálculo de momentos	120
4.1.11.2 Chequeo de la capacidad a flexión	121
4.1.11.3 Chequeo de la rigidez mínima de la losa de cimentación	122
4.1.11.4 Chequeo de la capacidad a corte	123
4.1.12 Sección fisurada	124
4.1.12.1 En center lift	125
4.1.12.2 En edge lift	126
4.1.13 Conversión para losa de espesor uniforme	126
4.1.13.1 Peralte de losa de espesor uniforme equivalente	127
4.1.13.2 Determinación de $P_e$ , $N_T$ y $e_p$	128
4.1.13.3 Diseño en la condición center lift	129
4.1.13.3.1 Cálculo de las propiedades geométricas	129
4.1.13.3.2 Chequeo de la capacidad a flexión	130
4.1.13.3.3 Chequeo de la capacidad a corte	131
4.1.13.4 Diseño en la condición edge lift	132
4.1.13.4.1 Chequeo de la capacidad a flexión	132
4.1.13.4.2 Chequeo de la capacidad a corte	133
4.1.13.5 Revisión de la sección fisurada	134
4.2 Losas de cimentación construidas sobre suelos compresibles	134
4.3 Cálculo del esfuerzo en losas de cimentación debido a fuerzas provenientes de las particiones de carga	137
4.4 Ejemplo de diseño	139
4.4.1 Integración de cargas	141
4.4.2 Definición de rectángulos traslapados	142
4.4.3 Cálculo del factor de forma	143
4.4.4 Cálculo del espaciamiento de nervios	144
4.4.5 Definición del peralte de nervios	145
4.4.6 Definición del ancho de nervios	146
4.4.7 Chequeo de la capacidad soporte	146
4.4.8 Cálculo de la propiedades de la sección	149

4.4.9	Cálculo de la fuerza mínima de pre-esfuerzo y la cantidad de tendones requeridos	152
4.4.10	Diseño en la condición center lift	154
4.4.10.1	Cálculo de momentos	154
4.4.10.2	Chequeo de la capacidad a flexión	155
4.4.10.3	Chequeo de la rigidez mínima de la losa de cimentación	157
4.4.10.4	Chequeo de la capacidad a corte	159
4.4.11	Diseño en la condición edge lift	161
4.4.11.1	Cálculo de momentos	161
4.4.11.2	Chequeo de la capacidad a flexión	161
4.4.11.3	Chequeo de la rigidez mínima de la losa de cimentación	163
4.4.11.4	Chequeo de la capacidad a corte	165
4.4.12	Sección fisurada	166
4.4.13	Conversión para losas de espesor uniforme	170
4.4.13.1	Peralte de losa	170
4.4.13.2	Determinación de $P_e$ , $N_T$ y $e_p$	170
4.4.13.3	Propiedades geométricas de la sección	173
4.4.13.4	Diseño en la condición center lift	173
4.4.13.5	Diseño en la condición edge lift	177
4.14	Sumario	181
4.14.1	Losa nervada	181
4.14.2	Losa de espesor uniforme	182
4.15	Análisis de resultados	182
	CONCLUSIONES	186
	RECOMENDACIONES	188
	BIBLIOGRAFÍA	190
	APÉNDICE	192

## ÍNDICE DE FIGURAS

1.1 Cimentaciones superficiales y profundas	2
1.2 Zapatas aisladas, combinadas y losas de cimentación	4
1.3 Incremento de $q_{ult}$ con losa de cimentación	15
1.4 Módulo de reacción de sub-base	18
1.5 Perfil estratigráfico del ejemplo ilustrativo 1.2	22
2.1 Falla de una viga de concreto sometida a tracción	29
2.2 Viga de concreto armado	30
2.3 Viga de concreto pre-esforzado	31
2.4 Viga de concreto pre-esforzado con tendones colocados con distintas geometrías	31
2.5 Banco de pre-tensado	32
2.6 Sección transversal de viga post-tensada del ejemplo ilustrativo	39
2.7 Sección longitudinal de viga post-tensada del ejemplo ilustrativo	40
3.1 Correlación entre el Índice de Thornthwaite y el equilibrio de succión del suelo	53
3.2 Mapa del Índice de Thornthwaite para Guatemala	55
3.3 Expansión y contracción de los suelos debajo de una losa de cimentación	57
3.4 Perfil de succión del suelo	60
3.5 Variación típica de momentos en ambos ejes, longitudinal y transversal de una losa rectangular	71
3.6 Variación típica de momentos a lo largo del eje longitudinal, a medida que la longitud de la losa aumenta	72
3.7 Relación entre el momento negativo y la deflexión diferencial	74
3.8 Relación entre el momento positivo y la deflexión diferencial	74
3.9 Distribución típica de la fuerzas de corte sobre la superficie de la losa en el modo center lift	75
3.10 Efecto de la excentricidad del tendón en las deflexiones diferenciales en el modo center lift	76
3.11 Efecto de los movimientos sucesivos experimentados por una losa de cimentación sobre una base cubierta de polietileno	77
3.12 Coeficiente de fricción de una Losa de 5 pulgadas de espesor	78
3.13 Zona de clasificación del mineral	85

3.14	Determinación de $\gamma_o$ en la zona I y II	86
3.15	Estrato de 9 piés considerado en el análisis de Ponderación de las propiedades del suelo	89
3.16	Distancia de la variación de la humedad medida desde los bordes, $e_m$	94
4.1	Rectángulos traslapados	102
4.2	Ancho soporte de los nervios interiores y exteriores de una losa nervada	107
4.3	Losa de cimentación en la condición center lift	111
4.4	Efecto del momento en la losa de cimentación en la condición center lift	111
4.5	Efecto de la fuerza de pre-esfuerzo en la losa de cimentación en la condición center lift, cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está arriba del centro de gravedad	112
4.6	Efecto de la fuerza de pre-esfuerzo en la losa de cimentación en la condición center lift, cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está abajo del centro de gravedad	112
4.7	Losa de cimentación en la condición edge lift	119
4.8	Efecto del momento en la losa de cimentación en la condición edge lift	119
4.9	Efecto de la fuerza de pre-esfuerzo en la losa de cimentación en la condición edge lift, cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está arriba del centro de gravedad	120
4.10	Efecto de la fuerza de pre-esfuerzo en la losa de cimentación en la condición edge lift, cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está abajo del centro de gravedad	120
4.11	Dimensiones en planta del ejemplo de diseño	140
4.12	Rectángulos traslapados, ejemplo de diseño	143
4.13	Ubicación de nervios, ejemplo de diseño	144
4.14	Área soporte de losa B	148
4.15	Sección transversal a la dirección larga	149
4.16	Ubicación de $y_t, y_b$ y eje neutro	150
4.17	Sección transversal a la dirección corta	151

## ÍNDICE DE TABLAS

1.1 Tipos de cimentaciones y usos recomendados	3
1.2 Factores de capacidad soporte	12
1.3 Ecuaciones de carga última y recomendaciones de uso	14
1.4 Asentamientos diferenciales esperados	16
1.5 Ecuaciones para obtener $E_s$	19
1.6 Datos geotécnicos del ejemplo 1.2	22
2.1 Tabla comparativa entre vigas de concreto post-tensado y vigas de concreto armado.	49
3.1 Clasificación del Tipo de Clima según Thornthwaite	54
3.2 Factor de fábrica	63
3.3 Coeficientes de rigidez $C_\Delta$	69
3.4 Datos geotécnicos de suelo, ejemplo ilustrativo	83
3.5 Factor de fábrica para el ejemplo del sección 3.4	83
3.6 Zona de clasificación del mineral, ejemplo ilustrativo	85
3.7 Factor de cambio de esfuerzo	96
4.1 Valor $C_p$ en función de $k_s$	139
4.2 Resumen de datos de losa nervada, ejemplo de diseño	149
4.3 Propiedades de la sección transversal a la dirección larga, ejemplo de diseño	150
4.4 Propiedades de la sección transversal a la dirección corta, ejemplo de diseño	151
4.5 Relaciones de demanda/capacidad para Quetzaltenango	183
4.6 Relaciones de demanda/capacidad para Zacapa	184
4.7 Tabla comparativa entre un sitio en Quetzaltenango y otro en Zacapa	185

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Capítulo 1

<b>SUCS</b>	Sistema unificado de clasificación de suelos
$q_{ult}$	Capacidad última de carga del suelo
$q_a$	Capacidad admisible de carga del suelo
<b>SPT</b>	Prueba de penetración estándar (Standard penetration test, por sus siglas en inglés)
<b>SF</b>	Factor de seguridad (Security factor, por sus siglas en inglés)
$\mu$	Módulo de Poisson
<b>c</b>	Cohesión del suelo (kPa)
<b>N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub></b>	Factores de capacidad de carga que afectan la cohesión del suelo, las cargas y el peso específico del suelo, respectivamente.
<b>s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>, s<sub>γ</sub></b>	Factor de forma
<b>d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub></b>	Factores de profundidad
<b>i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub></b>	Factores de inclinación de la carga
$\phi$	Ángulo de fricción interna, en radianes
$\theta$	Ángulo de la carga vertical, en grados
<b>B</b>	Dimensión del lado menor del cimiento, en metros
<b>L</b>	Dimensión del lado mayor del cimiento, en metros
<b>Z</b>	Profundidad en el punto de interés desde la superficie
$\gamma$	Peso específico del suelo (kN/m <sup>3</sup> )

<b>Q</b>	Presión debido a las fuerzas actuantes
<b>b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>r</sub></b>	Factores base, para situaciones en que el cimiento tenga una base inclinada
<b>g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>r</sub></b>	Factores de pendiente de la superficie del suelo
<b>E<sub>s</sub>, E<sub>f</sub></b>	Módulo de elasticidad del suelo y la zapata, en unidades consistentes.
<b>B, I<sub>f</sub></b>	Ancho de zapata y su momento de inercia, en unidades consistente.
<b>f'<sub>c</sub></b>	Resistencia especificada del concreto a la compresión a los 28 días, en PSI
<b>f<sub>p</sub></b>	Esfuerzo mínimo promedio del presfuerzo residual a la compresión, en PSI

### Capítulos 3 y 4

<b>A</b>	Área de la sección gruesa del concreto, in <sup>2</sup>
<b>A'<sub>b</sub></b>	Área máxima de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el anclaje del tendón, in <sup>2</sup> .
<b>A<sub>b</sub></b>	Área de soporte debajo del anclaje del tendón, in <sup>2</sup> .
<b>A<sub>ps</sub></b>	Área del acero de pre-esfuerzo, in <sup>2</sup>
<b>A<sub>0</sub></b>	Coeficiente en el cálculo de $M_L$ en el modo center lift.
<b>B</b>	Constante usado en la ecuación para calcular $M_L$ en el modo center lift en la dirección larga.



<b><math>B_w</math></b>	Ancho de la losa asumido, in
<b><math>b</math></b>	Base (ancho) del nervio, in
<b><math>C</math></b>	Constante usado en la ecuación para calcular $M_L$ en el modo center lift en la dirección larga.
<b><math>C_\Delta</math></b>	Coefficiente usado para establecer la rigidez mínima de la losa, ver tabla 4.1.
<b><math>CGC</math></b>	Centro geométrico de la sección gruesa del concreto
<b><math>CGS</math></b>	Centro de gravedad de la fuerza de pre-esfuerzo.
<b><math>C_p</math></b>	Coefficiente para calcular el esfuerzo a tensión permisible debido a una carga proveniente de una partición en función de $k_s$ .
<b><math>CR</math></b>	Pérdida de pre-esfuerzo debido al creep del concreto, kips.
<b><math>E_{cr}</math></b>	Módulo de elasticidad del concreto de largo plazo o Módulo Creep, psi. A menos que se use cálculos más detallados $E_{cr}$ puede ser tomado como 1,500,000 psi.
<b><math>e_m</math></b>	Distancia de la variación de la humedad medida desde el perímetro de la losa, in
<b><math>e_p</math></b>	Excentricidad de la fuerza de pre-esfuerzo (perpendicular a la distancia entre el $CGS$ y el $CGC$ , in.
<b><math>ES</math></b>	Pérdida de pre-esfuerzo debido al acortamiento elástico del concreto, kips.

$f_e$	Esfuerzo efectivo después de las pérdidas de pre-esfuerzo debido al acortamiento elástico, creep y contracción del concreto, y relajación del acero, ksi
$f_{bp}$	Esfuerzo permisible de soporte en la zona de anclaje, psi
$f_c$	Esfuerzo permisible del concreto a la compresión, psi
$f'_{ci}$	Resistencia a la compresión del concreto en el tiempo en que se hace el pre-esfuerzo, psi. Por ejemplo, si fuera a los 28 días, $f'_{ci}$ sería igual a $f'_c$ , por lo que $f'_{ci} < f'_c$ .
$F_{mr}$	Fuerza mínima requerida, kips
$F_f$	Factor de fábrica usado para modificar el coeficiente de difusión no saturado ( $\alpha$ ) por presencia de raíces, estratos, fracturas del suelo y juntas.
$f_{pu}$	Esfuerzo último especificado del acero, kips
$f_{pi}$	Esfuerzo del acero permisible inmediatamente después del pre-esfuerzo, ksi.
$f_t$	Esfuerzo permisible del concreto a la tensión, psi
$H$	Espesor de una losa de espesor uniforme, in
$h$	Profundidad total del nervio, medido desde la parte superior de la losa hasta la parte inferior del nervio, in
$I$	Momento de Inercia de la sección gruesa, in <sup>4</sup>
$I_m$	Índice de Thornthwaite

<b><i>L</i></b>	Longitud total de la losa (o total de la longitud del rectángulo de diseño) en la dirección que está siendo considerada (corta o larga), perpendicular a $W$ , ft.
<b><i>LL</i></b>	Límite líquido de los suelos
<b><i>k<sub>s</sub></i></b>	Módulo de sub-grado del suelo, pci
<b><i>M<sub>L</sub></i></b>	Máximo momento de servicio aplicado en la dirección larga (causado por esfuerzos de flexión en la sección transversal corta) en las condiciones edge lift y center lift, ft-kips/ft.
<b><i>M<sub>S</sub></i></b>	Máximo momento de servicio aplicado en la dirección corta (causado por esfuerzos de flexión en la sección transversal larga) en las condiciones edge lift y center lift, ft-kips/ft.
<b><i>n</i></b>	Número de nervios rigidizantes en la sección transversal a lo ancho de $W$ .
<b><i>N<sub>T</sub></i></b>	Número de tendones
<b><i>P</i></b>	Carga de servicio uniforme (sin factorar) que actúa en todo el nervio perimetral. Representa la carga muerta y viga que transmite las paredes de la superestructura. $P$ no incluye la porción del concreto de la losa.
<b><i>PI</i></b>	Índice plástico de los suelos.
<b><i>PL</i></b>	Límite plástico de los suelos
<b><i>P<sub>b</sub></i></b>	Carga puntual, kips

<b><math>P_e</math></b>	Fuerza de pre-esfuerzo efectiva después de las pérdidas debidas al acortamiento elástico, creep y contracción del concreto, y las pérdidas por relajación del acero, kips.
<b><math>pF</math></b>	Valor de succión del Suelo
<b><math>P_i</math></b>	Fuerza de pre-esfuerzo especificado a un % de tensado, kips.
<b><math>P_s</math></b>	Fuerza de pre-esfuerzo al final de gato hidráulico e inmediatamente antes del tendón de anclaje, típicamente obtenido por $0.8 A_{ps} f_{pu}$ , kips
<b><math>P_r</math></b>	Fuerza de pre-esfuerzo efectiva, considerando la fricción de la sub – base = $P_e - SG$ , kips
<b><math>RE</math></b>	Pérdida de pre-esfuerzo debido a la relajación del acero, kips.
<b><math>S</math></b>	Espaciamiento entre nervios interiores usado para las ecuaciones de corte y momento, ft. Si el espaciamiento entre nervios varía, el promedio del espaciamiento podría ser usado si la relación entre el espaciamiento mayor y el menor no excede 1.5. Si esta relación se excede, se podría tomar $S = 0.85 (S_{mayor})$ .
<b><math>S_b</math></b>	Módulo de sección con respecto a la fibra inferior (botton), $in^3$
<b><math>S_s</math></b>	Pendiente de succión versus la curva de contenido volumétrico de agua
<b><math>SF</math></b>	Factor de forma

<b><math>SH</math></b>	Pérdida de pre-esfuerzo debido a la contracción del concreto, kips.
<b><math>S_t</math></b>	Módulo de sección con respecto a la fibra superior (top), in <sup>3</sup>
<b><math>t</math></b>	Espesor de losa nervurada, in
<b><math>V</math></b>	Fuerza de corte de servicio aplicado, en la dirección corta ( $V_s$ ) y dirección larga ( $V_L$ ), kips/ft.
<b><math>W</math></b>	Ancho total de la losa (o total del ancho del rectángulo de diseño) en la dirección que está siendo considerada (corta o larga), perpendicular a $L$ , ft.
<b><math>W_{slab}</math></b>	El peso de la losa, lbs
<b><math>y_m</math></b>	Movimiento diferencial del suelo, in
<b><math>z</math></b>	El valor menor entre $L$ ó $6\beta$ en la dirección que está siendo considerada, ft
<b><math>\delta</math></b>	Asentamiento esperado, reportado por el Ingeniero geotécnico, en suelo sujeto a compresión debido a una carga total expresada como carga uniforme, in
<b><math>\beta</math></b>	Longitud de rigidez relativa, distancia aproximada desde el perímetro de la losa hasta el punto de máximo momento, piés.
<b><math>\mu</math></b>	Coeficiente de fricción de la sub-base
<b><math>\gamma_o</math></b>	Cambio en el volumen del suelo para un cambio en la succión del 100% de arcilla fina

$\gamma_h$	Cambio en el volumen del suelo para un cambio en la succión corregida para el valor actual de % de arcilla fina. También conocido como Índice a la compresión de la succión.
$\alpha$	Coeficiente de difusión no saturado, es una medida de movimiento de la humedad en suelos no saturados
$\alpha'$	Coeficiente de difusión no saturado modificado por el factor de fábrica del suelo, $F_f$ .
<b>%-2<math>\mu</math></b>	Porcentaje de suelos más finos que 2 micrones
<b>%-#200</b>	Porcentaje de suelos que pasan el tamiz No. 200

## GLOSARIO

**AASHTO** Asociación Americana del Sistema Oficial de Transporte y Carreteras (American Association of State Highway and Transportation Officials).

**ACI** Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute)

**Ángulo de fricción interna** Conocido como el ángulo en donde el plano de falla a corte de los suelos sucede. Está definido como el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano y la fuerza normal aplicada a dicho plano.

**Asentamiento de los suelos** Fenómeno asociado con la consolidación de los suelos que están sujetos a cargas estáticas permanentes, que pueden darse desde el inicio de la construcción -mayormente en suelos granulares- hasta varios años después de la misma. Es entonces, el desplazamiento o deformación de los suelos que dan bajo el efecto de cargas gravitacionales o sísmicas.

**Asentamiento Diferencial** Movimiento o desplazamiento relativo de las diferentes partes de una estructura a causa de un asentamiento irregular de la misma.

<b>ASCE</b>	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers)
<b>BRAB</b>	Consejo Asesor de Investigación de la Construcción (Building Research Advisory Board)
<b>Cargas</b>	Fuerzas u otras acciones resultantes del peso de los materiales, la ocupación y sus pertenencias, efectos ambientales, movimientos diferenciales y restricciones a la deformación.
<b>Cargas de Servicio</b>	Todas las cargas, estáticas o transitorias, que se imponen a la estructura o elemento estructural debido a su uso (sin factores de carga).
<b>Compactación</b>	Es la densificación del suelo, lograda por medios dinámicos, con el propósito de mejorar sus propiedades ingenieriles.
<b>Consolidación</b>	Se conoce al fenómeno que ocasiona la reducción gradual de volumen del suelo por compresión debido a cargas estáticas. También puede darse por pérdida de aire o agua, o por un reajuste de la fábrica textural.
<b>Cortante</b>	Fuerza interna que actúa tangencialmente al plano, llamada también tensión diagonal.
<b>FHA</b>	Administración Federal de la Vivienda (Federal Housing Administration)
<b>IBC</b>	Código Internacional de Construcción (International Building Code)



<b>Límite Líquido</b>	Cuando el suelo pasa de un estado semilíquido a un estado plástico y puede moldearse.
<b>Límite Plástico</b>	Cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado semisólido y se rompe
<b>Manual</b>	Guía de uso documental que proporciona instrucciones, procedimientos, y criterios de aplicación, con la finalidad de lograr la estandarización.
<b>Módulo de Balasto (k)</b>	Conocido también como Módulo de Reacción de Subgrado. Valor que corresponde a la rigidez de un conjunto infinito de resortes situados bajo un elemento deformable (viga flexible, en este caso la cimentación), que sirve para calcular los esfuerzos en el suelo, y se obtiene dividiendo la presión de contacto ( $q$ ) y el desplazamiento ( $\delta$ ).
<b>Módulo de Elasticidad</b>	Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite elástico del material.
<b>Módulo de Sección</b>	Relación del momento de inercia respecto a un eje particular de una sección dividido entre la distancia a la fibra extrema de la sección, medida perpendicularmente al eje en consideración.
<b>Permeabilidad</b>	Es la capacidad de un material para que un fluido lo atraviere sin alterar su estructura interna. Se afirma que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e impermeable si la cantidad de fluido es despreciable.
<b>Peso</b>	Fuerza vertical hacia abajo experimentada por una masa, cuando es sometida a la aceleración de la gravedad.

<b>Pre-dimensionar</b>	Efecto de colocarles dimensiones a los miembros estructurales en forma parcial.
<b>Presión intersticial</b>	Es la presión que se genera en las partículas de agua que se encuentran entre las partículas del suelo y, debido a que, el agua es incompresible ésta fluye hacia el exterior.
<b>Prueba SPT</b>	Desarrollado alrededor de 1927, es actualmente el método más popular y económico para obtener información de la sub-base, como la capacidad soporte del suelo, el ángulo de fricción interna, cohesión, entre otros. Se estima que cerca del 90% de las cimentaciones hechas en Norte, Centro y Sur América fueron diseñados con parámetros obtenidos con esta prueba. El método ha sido estandarizado como ASTM D 1586 desde 1958.
<b>PTI</b>	Instituto del Post-tensado (Pos-Tensioned Institute)
<b>SBC</b>	Standard Building Code
<b>Thornthwaite</b>	El sistema de clasificación climática de Charles Warren Thornthwaite es la alternativa más popular con respecto a los sistemas de clasificación climática más difundidos. Se basa en dos conceptos, la Evapotranspiración potencial y en el balance de vapor de agua. La evapotranspiración potencial se determina a partir de la temperatura media mensual, corregida según la duración del día. El exceso o déficit se calcula a partir del balance de vapor de agua, que se obtiene a partir de la cantidad de lluvia.

## RESUMEN

El presente estudio especial de graduación contiene el método de diseño de losas post-tensadas de cimentación del Instituto del Post-tensado, por sus siglas en inglés PTI, llamado Método PTI, el cual, está basado en estudios experimentales que desde 1970 el PTI junto a otras universidades tales como la Universidad A&M de Texas, la Universidad de Saskatchewan de Canadá y la Universidad tecnológica de Michigan han efectuado. El Comité ACI-360 en el Capítulo 9 incluye este método de diseño, y menciona que este método tiene ventajas tecnológicas únicas para resolver cimentaciones sobre suelos expansivos y compresibles. Según el PTI, su método provee a las losas de cimentación post-tensadas, ventajas técnicas y económicas que han exhibido desempeño satisfactorio por más de 25 años.

Se exponen los conceptos geotécnicos básicos necesarios para comprender la variabilidad de factores que intervienen en la segura sustentación de estructuras. Además, en este estudio se menciona el aporte singular que hiciera el Ingeniero checo Karl Von Terzagui, a quien se le considera como el padre de la Mecánica de Suelos, quien propuso que la capacidad soporte del suelo no era una propiedad intrínseca del suelo mismo únicamente, sino que se interrelacionaban la cohesión del suelo, las condiciones de carga y la geometría de la cimentación en cuestión, y todas éstas, en función del ángulo de fricción interna.

Además, se tratan los conceptos básicos del concreto pre-esforzado, que desde su origen en 1866 dio paso a soluciones osadas y seguras de ingeniería. Los aportes extraordinarios del Ingeniero Civil y Estructural de origen francés Eugene Freyssinet fueron consolidando esta tecnología. En 1928, el Ingeniero Freyssinet logró conseguir una patente y publicar su libro "Una Revolución en el Arte de la Construcción", y con esto dio impulso a esta extraordinaria tecnología.

## **OBJETIVO GENERAL**

Analizar el comportamiento estructural de las Losas Post-tensadas de Cimentación construidas sobre estratos de suelos poco competentes y aplicar los parámetros de diseño estructural del Método PTI a un caso de estudio.

## **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

1. Considerar los parámetros geotécnicos que prevalecen en el análisis y diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación.
2. Comparar la tecnología en estudio contra otras opciones tecnológicas e identificar las ventajas competitivas, tanto técnicas como económicas.
3. Desarrollar un mapa para Guatemala con curvas Iso-índice de Thornthwaite para aplicarlas directamente en el diseño estructural de losas post-tensadas de cimentación.
4. Interpretar las normas recomendadas por el Instituto de Postensado, que también cita el Capítulo 9 del ACI 360 y, su aplicación en un caso de estudio.

## DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El estudio realizado, buscaba resolver el siguiente problema identificado en el área del diseño estructural:

En Guatemala hay carencia de un método para diseñar losas post-tensadas de cimentación sobre suelos con plasticidades altas, según ASTM D 4318, y sobre suelos compresibles; tampoco existe información sobre el índice de Thornthwaite en la diferentes regiones del país, el cual, es uno de los parámetros base para la aplicación del método PTI, que permite resolver el desafío de cimentar sobre este tipo de suelos y que es el tema central del presente estudio.

En coherencia con el problema identificado y los objetivos propuestos, el estudio se orientó por la búsqueda de respuestas a las siguientes preguntas de investigación:

1. ¿Cuáles son los parámetros geotécnicos que prevalecen en el análisis y diseño de losas post-tensadas de cimentación?
2. ¿Cuáles son las ventajas competitivas, tanto técnicas como económicas, del concreto pre-esforzado respecto del concreto armado?
3. ¿Cuáles son los valores del índice de Thornthwaite para las distintas regiones del país, que permiten desarrollar un mapa para Guatemala de curvas iso-índice, aplicables directamente en el diseño estructural de losas post-tensadas de cimentación?

4. ¿Cómo deben interpretarse las normas recomendadas por el Instituto del Post-tensado, y que también se citan en el Capítulo 9 del ACI 360 y, cómo aplicarlas a un caso particular en estudio?

## JUSTIFICACIÓN

En el mundo, Guatemala fue uno de los primeros países en adoptar la tecnología del concreto pre-esforzado. Varios ingenieros guatemaltecos importaron esta joven tecnología y, a tan solo 10 años de que surgiera en el mundo, durante la década de 1950, se construyó el puente del Trébol con vigas post-tensadas. A principios de la década de 1970, se construyó el puente del Incienso, un puente de vigas post-tensadas en doble voladizo que llegó a ser el primero en su tipo en América Latina; en esa misma década se construyó el puente sobre el Río Dulce con la misma tecnología. Estos ejemplos, daban a Guatemala un lugar preferencial en la aplicación del concreto pre-esforzado, específicamente en el tema de puentes.

Después de este gran inicio tecnológico que se dio en Guatemala, pasaron varios años sin desarrollar obras de ingeniería utilizando el concreto pre-esforzado. Una nueva generación de ingenieros retomó el tema 25 años más tarde. En la actualidad, existen varias empresas que proveen soluciones de concreto pre-esforzado, sin embargo, no se ha desarrollado el uso de losas post-tensadas de cimentación. Hasta el momento del inicio de la investigación, la Asociación de Ingenieros Estructurales de Guatemala carece de una normativa desarrollada para este tema. El presente estudio, se constituye por tanto, como un aporte significativo al ingeniero diseñador, ya que, mediante la aplicación del método PTI puede brindar soluciones para cimentar de manera segura sobre suelos poco competentes, al aportar como resultado más relevante, un mapa de curvas iso-índice para Guatemala.



## ENFOQUE METODOLÓGICO

El presente estudio se desarrolló fundamentalmente desde la perspectiva cuantitativa, con un diseño descriptivo, definiendo para ello, algunos parámetros clave, entre ellos, el índice de Thornthwaite, el cual es uno de los datos de entrada para utilizar el método PTI, objeto del presente estudio, y sirve para determinar los parámetros  $e_m$  y  $y_m$ , los cuales a su vez sirven para calcular los momentos y cortes actuantes, así como también definir el peralte de las losas que garantice una rigidez mínima, tal que, las deflexiones en ésta estén dentro del rango aceptable; así como también la fuerza mínima de pre-esfuerzo y el número de tendones requeridos para que la losa chequee a flexión.

Ya que, desde el punto de vista científico, describir es medir, se hizo necesario calcular el índice de Thornthwaite para desarrollar el método PTI; para ello, se aplicaron las siguientes técnicas investigativas:

- a) Revisión documental de indicaciones técnicas para el diseño de losas post-tensadas, así como estudios relacionados con el tema.
- b) Recopilación de información estadística de los últimos años de 24 estaciones climatológicas administradas por el INSIVUMEH, específicamente de la cantidad de agua llovida y la temperatura promedio prevaleciente en cada sitio.
- c) Determinación cuantitativa de índices para cada estación, y a partir de ello, se procedió a la interpolación de curvas iso-índice, dando como resultado el mapa de la figura 3.2.
- d) Obtención de lecturas directas del mapa construido, para conocer el índice de Thornthwaite para un sitio determinado.

- e) Estudio de casos particulares, como ejemplificación de la aplicación de los conocimientos generados, en el diseño de losas post-tensadas para diferentes regiones del país.
- f) A partir de los casos particulares analizados, se elaboraron conclusiones y recomendaciones.

## INTRODUCCIÓN

En nuestra Guatemala, en donde existen diversas costumbres y culturas, que por cierto, enriquecen y ennoblecen a sus habitantes, también está llena de paradigmas y limitaciones de recursos que hacen que el uso de los nuevos e importantes avances tecnológicos no puedan ser adoptados con la celeridad que exige una comunidad globalizada. Es por ello, que el presente trabajo demostrará la viabilidad de usar otra manera de cimentar estructuras y que puede resultar más conveniente desde el punto de vista técnico y económico. El ahorro demostrado con el uso de elementos pre-esforzados supone una solución muy conveniente, y en el caso de las cimentaciones con Losas Post-tensadas, que pueden ser aplicadas tanto en proyectos de gran envergadura como también en proyectos habitacionales pueden obtenerse proyectos más económicos y con ventajas técnicas importantes. En el mercado local, existen empresas que tienen patentes autorizadas de Equipos para Post-tensado, tales como, MK4, Freyssinet y Divydag, las cuales son usadas ampliamente en proyectos viales como puentes y pasarelas, sin embargo no está difundido en Losas Post-tensadas de cimentación, por lo que, el presente estudio puede motivar al sector de diseño y construcción de esta tecnología para empezarse a usar de manera extensiva y así ponernos al nivel de otros países desarrollados.

En el Capítulo 1, se describen algunas consideraciones geotécnicas y se presentan algunos conceptos básicos de los parámetros que intervienen en el análisis y diseño de cimentaciones en general. Se aborda con detenimiento el concepto de Capacidad

Soporte del Suelo introducido por el Ingeniero checo Karl Von Terzagui, quien es considerado el padre de la Mecánica de Suelos y que propuso que esta propiedad no era intrínseca del suelo mismo únicamente, sino que se interrelacionaban la cohesión del suelo, las condiciones de carga y la geometría de la cimentación en cuestión, todas en función del ángulo de fricción interna del suelo. Por lo que considerando la proporcionalidad que existe entre estos factores y la Capacidad Soporte del Suelo, una cimentación con un área mayor que otra provee mejores condiciones portantes y así, se presenta una de las muchas ventajas que las losas de cimentaciones tienen sobre otras tecnologías de cimentaciones superficiales.

El Capítulo 2, describe conceptos del Concreto Pre-esforzado, desde cómo se originó y como ha ido evolucionando, hasta convertirse en un tecnología de punta que presenta ventajas competitivas respecto del concreto armado. Como se sabe, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión, no así a la tensión. Considérese una viga sometida a cargas gravitacionales que provoca que la viga se flexione, entonces, las fibras extremas sometidas a tensión pueden llegar fácilmente al colapso. Existen 2 formas de contrarrestar esta situación, una es el refuerzo y la otra es el pre-esfuerzo. En la forma más simple, barras de acero pasivo colocadas en las zonas en donde se desarrollan los esfuerzos de tensión constituye la primera solución, es decir, lo que se conoce como concreto reforzado. En el concreto pre-esforzado, se inducen esfuerzos de compresión en las zonas en donde se desarrollan los esfuerzos de tensión, por lo que dichos efectos se contrarrestan y en tanto que los esfuerzos de trabajo no excedan a los esfuerzos permisibles la estructura tendrá un desempeño apropiado y seguro. Se presenta un

ejemplo ilustrativo, tomando el caso de una viga de puente de una luz considerable sometida a una carga vial especificada y se comparan los resultados obtenidos mediante el uso de vigas de Concreto Post-tensado y otra solución de vigas de Concreto Reforzado, y cómo la primera opción resulta tener obvias ventajas respecto de la segunda solución.

En el Capítulo 3, se detallan las consideraciones para el Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación mediante el Método PTI construidas sobre estratos de suelos expansivos o compresibles. Se expone la importancia preeminente que tienen diversos parámetros, tales como: Climáticos, del Suelo, del Sitio y Estructurales. También, se presenta un Análisis de Interacción Suelo-Estructura y cómo los parámetros antes mencionados se interrelacionan para incidir en la magnitud de los momentos flexionantes, en las fuerzas de Corte y en las Deflexiones Diferenciales. Se detallan los requerimientos sísmicos normados en el capítulo 21 del ACI-11. Al final se presentan 2 ejemplos ilustrativos para la determinación de  $e_m$  y para  $y_m$ , cuales son 2 importantes inputs en el diseño de las Losas Post-tensadas de Cimentación.

En el Capítulo 4, se presenta el Diseño Estructural de Losas Post-tensadas de Cimentación mediante un proceso racional y detallado, tomando como base el Método PTI, propuesto por el Instituto del Post-tensado y citado también por el ACI 360-06 en el Capítulo 9. Básicamente, se verifican los esfuerzos de flexión, que son, de tensión o compresión en la fibra superior e inferior de la losa y se comparan contra los esfuerzos permisibles; así como también, se verifican los esfuerzos de corte y se cuida que no excedan a los esfuerzos de corte permisibles;

también se verifica la rigidez mínima que debe tener la losa; se chequea la condición de Sección Fisurada y; todo lo anterior se evalúa en la condición Center Lift, que es cuando la losa se levanta por el centro, debido a que el contenido de humedad alrededor del perímetro de la losa gradualmente decrece y la contracción relativa del suelo debajo del interior de la losa ocurre, y también en la condición Edge Lift, que es cuando los bordes se levantan, debido a que el suelo debajo del perímetro de la losa llega a ser más húmedo que el suelo debajo del interior de la losa.

# **CAPÍTULO 1**

## **CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS**

Para un estudio de esta envergadura, es necesario hacer un repaso de algunas consideraciones geotécnicas de importancia. Además, se debe reconocer la asociación técnica que debe existir entre un ingeniero estructuralista y un ingeniero geotécnico, para garantizar que las obras que se edifiquen y se sustenten sean seguras y económicas.

### **1.1 Conceptos Básicos**

Las cimentaciones, también llamadas subestructuras son elementos de interfaz entre la superestructura y el terreno portante. Por lo que las cimentaciones son parte del sistema de ingeniería que transmite las cargas al sub-suelo. Como consecuencia, las cargas deben ser transmitidas al suelo de una manera que los esfuerzos límites del mismo no sean excedidos y las deformaciones sean tolerables. Fundamentalmente, se dividen en cimentaciones superficiales y profundas, ver figura 1.1.

Figura 1.1a Cimentación Superficial: para zapatas y losas. Su profundidad es generalmente  $D/B \leq 1$ .

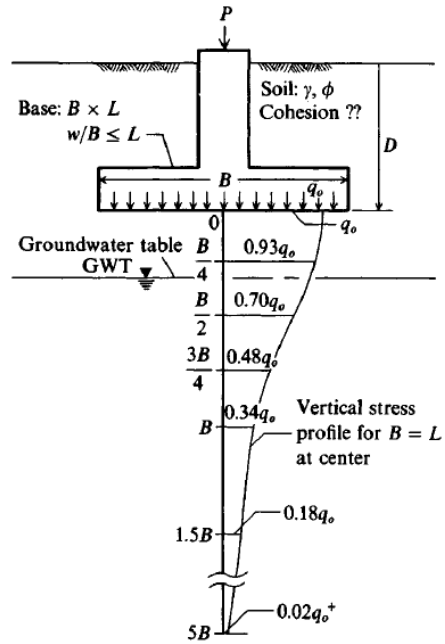
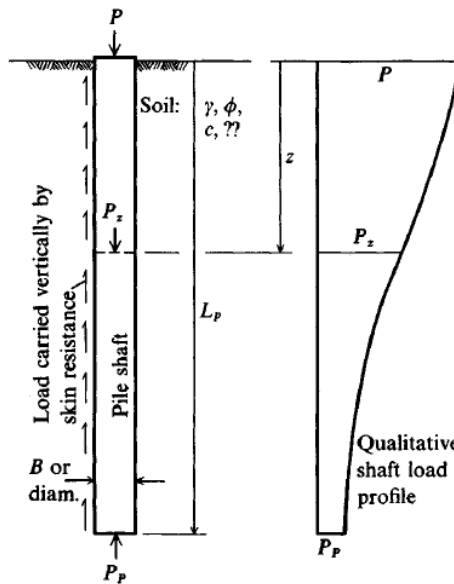


Figura 1.1b Cimentaciones Profundas: para pilotes con profundidades  $L_p/B \geq 4$



Fuente: Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición, página 4.



En la tabla 1.1 se detallan los tipos de cimentaciones y usos típicos, Según Bowles.

Tabla 1.1 Tipos de Cimentaciones y usos recomendados

Tipos de Cimentaciones	Uso	Condiciones del Suelo
Cimentaciones Superficiales (generalmente $\frac{D}{B} \leq 1$ )		
Zapata aisladas, Cimientos Corridos	Columnas Individuales, Paredes	Condiciones del suelo en donde la capacidad soporte es adecuada para las cargas aplicadas. Puede ser usado en un solo estrato; o en capa firme sobre capa suave o viceversa. Se debe chequear asentamientos
Zapatas Combinadas	De dos a cuatro columnas sobre la misma zapata y/o si el espacio es limitado	Las mismas consideraciones de arriba
Losas de Cimentación	Para un sistema de varias columnas; usadas para reducir los asentamientos diferenciales	Cargas muy pesadas que sobrepasan la presión admisible del suelo bajo zapatas; si fueran zapatas, el área requerida en planta de cada una se traslaparían entre sí.
Cimentaciones Profundas (generalmente $\frac{L_P}{B} \geq 4$ )		
Pilotes flotantes	En grupos de dos o más, soportan losas o zapatas que cargan columnas	Condiciones del suelo en donde la capacidad soporte en la superficie o cerca de ella es muy baja y los estratos seguros están ubicados a grandes profundidades. La resistencia desarrollada entre la superficie del pilote y el suelo es suficiente para soportar las cargas
Pilotes de carga	Igual que los pilotes flotantes	Condiciones del suelo en donde la capacidad soporte en la superficie o cerca de ella es muy baja y los estratos seguros están ubicados a grandes profundidades. Suelos competentes para soportar la acción de punta del pilote
Pilotes combinados (flotantes/combinados)	Las mismas consideraciones de los dos casos de arriba	Las mismas consideraciones de los dos casos de arriba

Fuente: Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición, página 8

Como se indica en la tabla 1.1, una zapata aislada (fig. 1.2a) o combinada (fig. 1.2b) soporta una o dos columnas, respectivamente; mientras que una losa (fig. 1.2c) es una zapata especial usada para

soportar un sistema de columnas y/o muros de corte, misma que puede ser soportada por el suelo o por un sistema de pilotes. Los pilotes son subestructuras catalogadas como cimentaciones profundas, que análogamente a las zapatas aisladas distribuyen la carga al suelo por fricción y/o acción de punta. En la figura 1.2, se ilustran los cimientos que se han citado.

Figura 1.2a Cimentaciones Superficiales, Zapatas aisladas

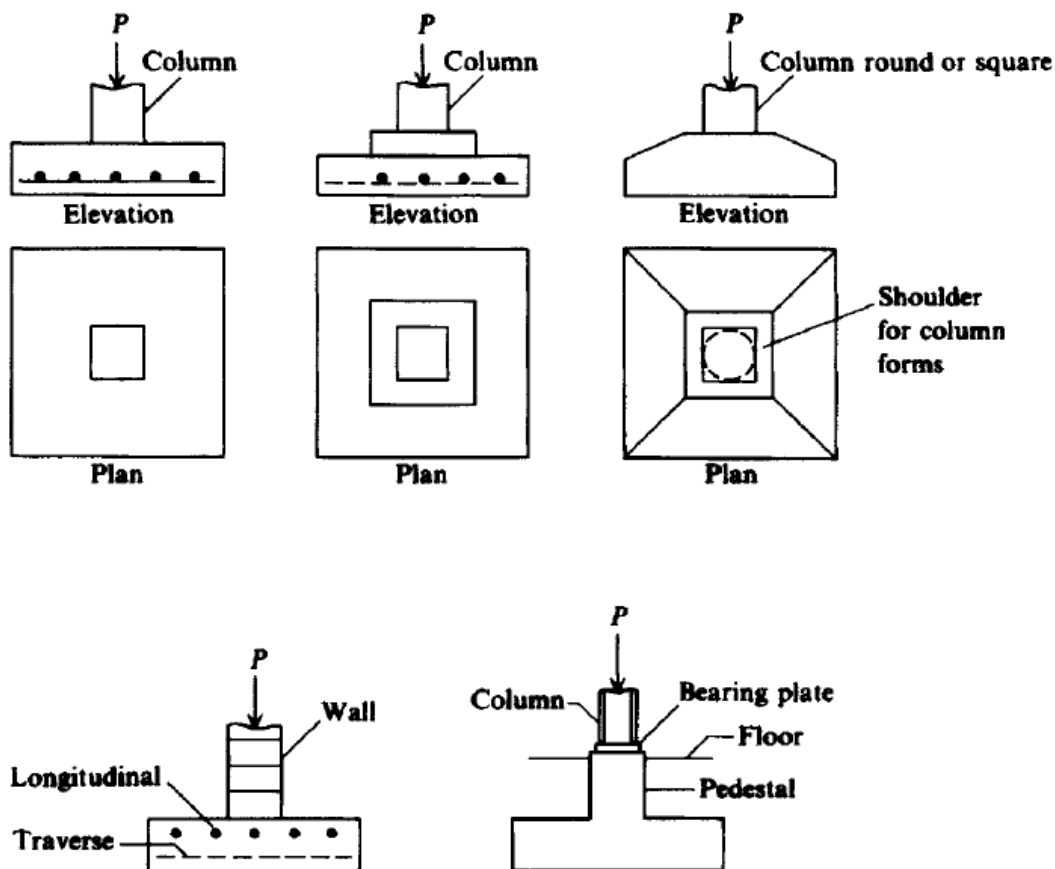


Figura 1.2b Cimentaciones Superficiales, Zapatas Combinadas

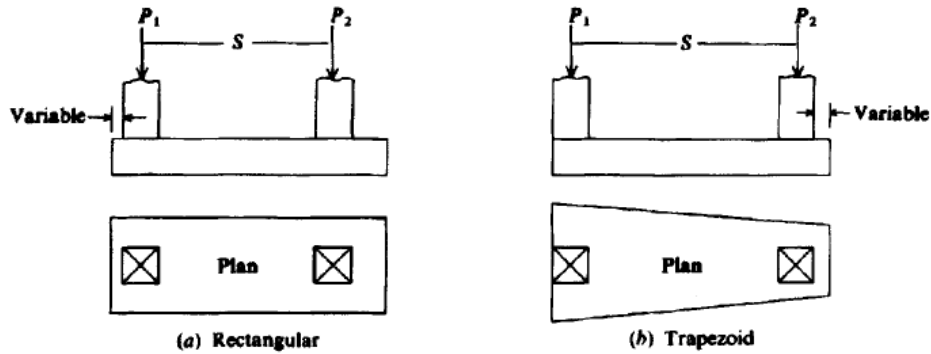
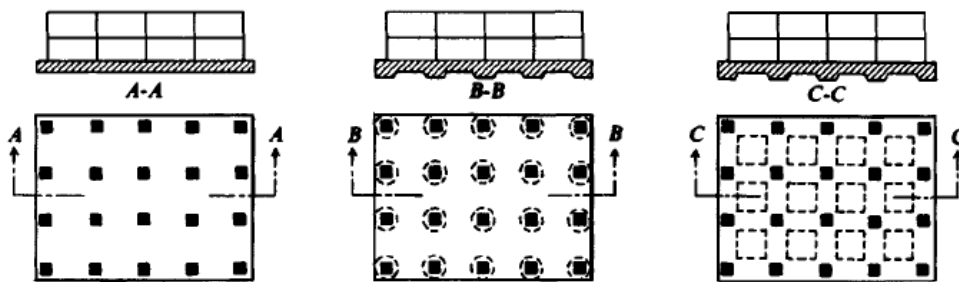


Figura 1.2c Cimentaciones Superficiales, Losas de Cimentación



Fuente: Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición, páginas (a) 404, (b) 473, (c) 538.

## 1.2 Requerimientos generales

En ocasiones los edificios que han sufrido colapsos totales o parciales, se ha debido a que los esfuerzos en el suelo han sobre pasado la capacidad soporte del mismo, provocado asentamientos excesivos.

La heterogeneidad del suelo, combinado con la ocurrencia de cargas imprevistas o el subsecuente movimiento del suelo provocados por fenómenos sísmicos pueden resultar en graves problemas de asentamientos en donde el diseñador puede tener poco control. La tecnología actual de diseño puede prever circunstancias especiales, de

manera tal, que se podría grandemente reducir la probabilidad de problemas de asentamientos, pero, no necesariamente se garantiza un proyecto libre de riesgos. Para ser justos, sin embargo, algunos problemas son el resultado directo de un pobre diseño, ya sea, simple descuido o la falta de capacidad ingenieril. Otro factor importante que complica grandemente el diseño de cimentaciones es que los parámetros del suelo usados para el diseño son obtenidos antes de que el proyecto empiece su vida útil. La manipulación de suelo, ya sea, por corte, relleno, compactación son eventos que modifican dichos parámetros. En conclusión, como resultado de la incertidumbre de las cargas, de las propiedades del suelo y de la variabilidad de fenómenos naturales, es una práctica común ser conservadores en el diseño de las cimentaciones. Sin embargo, ser demasiado conservador puede ser un problema de ética también, a menos que al cliente se le presenten varias opciones y acepte la recomendación más conservadora de acuerdo a sus intereses.

Entre los factores más importantes que afectan las propiedades de la ingeniería de suelos están:

### **1.2.1 Envejecimiento del Suelo y el Grado de Cementización:**

Todos los suelos tienen un grado de cementización entre partículas. El proceso de envejecimiento parece incrementar este efecto. Este efecto fue reconocido muy tempranamente en suelos cohesivos (arcillas y limos plásticos), pero ahora se considera de gran importancia en suelos menos cohesivos (arenas), aunque en los primeros este efecto es más pronunciado.

### **1.2.2 Sobreconsolidación**

Conocido también como preconsolidación y es cuando un volumen de suelo ha sido sometido por un período de tiempo considerable a un estado de esfuerzo mayor que la presión de sobrecarga actual. La relación de sobreconsolidación (OCR) se obtiene de dividir la presión efectiva de sobreconsolidación a una profundidad  $z$  entre la presión efectiva vertical a la misma profundidad  $z$ . Un suelo subconsolidado tiene un  $OCR < 1$ ; para suelos normalmente consolidados el  $OCR = 1$  y un suelo sobreconsolidado tiene un  $OCR > 1$ . Para suelos ligeramente sobreconsolidado el rango está en  $1 < OCR < 3$  y para suelos altamente sobreconsolidados el rango está en  $6 < OCR < 8$ .

### **1.2.3 Modo de formación del depósito de suelo**

Los depósitos de suelo que han sido transportados a través de diversos medios tienen diferencias que los caracterizan, por ejemplo, los transportados por el agua, tienden a tener tamaños pequeños de partículas, son bastante uniformes en composición y pueden llegar a ser muy compactos.

### **1.2.4 Calidad de la arcilla**

El término arcilla es comúnmente usado para describir cualquier suelo cohesivo con suficiente mineral arcilloso que al secarse produce contracción con deformaciones de grietas y fisuras.

### **1.2.5 Suelo saturado**

Puede ser un fenómeno geológico. Un incremento en el contenido de agua puede disminuir la resistencia a corte en los suelos

cohesivos inclusive a cero. Cambios en la cantidad de agua en el suelo puede producir efectos indeseables.

### **1.3 Clasificación de Suelos**

A manera de esbozar el amplio campo de la taxonomía de los suelos, proponemos la siguiente información básica que se requiere considerar para comprender un tanto este tema. Para resolver un problema de geotecnia supone conocer y determinar las propiedades del suelo; por ejemplo: para determinar la velocidad de circulación de un acuífero, se mide la permeabilidad del suelo, se utiliza la red de flujo y la ley de Darcy, o; para calcular los asentamientos de un edificio, se mide la compresibilidad del suelo, valor que se utiliza en las ecuaciones basadas en la teoría de la consolidación Terzagui y que posteriormente siguieron Meyerhof, Hansen, entre otros, o; para calcular la estabilidad de un talud, se mide la resistencia al corte del suelo y este valor se lleva a expresiones de equilibrio estático.

En otras aplicaciones geotécnicas, no se dispone de expresiones racionales para llegar a soluciones cuantificables. Por esta razón, se requiere una clasificación de los suelos, en función de su comportamiento, y eso es lo que se denomina clasificación de suelos.

Agrupar suelos por la semejanza en los comportamientos, correlacionar propiedades con los grupos de un sistema de clasificación, aunque sea un proceso empírico, permite resolver multitud de problemas sencillos. Eso ofrece la caracterización del suelo por la granulometría y la plasticidad. Sin embargo, el ingeniero debe ser

precavido al utilizar esta valiosa ayuda, ya que, soluciones a problemas de flujos, asentamientos o estabilidad, soportado solo en la clasificación, puede llevar a resultados desastrosos. El grado de compacidad relativa de una arena es seguro indicador del comportamiento de ese suelo. La curva granulométrica y los Límites de Atterberg, de gran utilidad, implican la alteración del suelo y los resultados no revelan el comportamiento del suelo in situ. Entre otros sistemas de clasificación de suelos están el SUCS (norma ASTM D 2486), propuesto por Arthur Casagrande y el propuesto por AASHTO.

#### **1.4 Consolidación**

Cuando el suelo se somete a una sobrecarga  $q$ , los esfuerzos totales se incrementan en esa misma cuantía. En suelos saturados, esto conduce al incremento de la presión de poros; pero dado que el agua no resiste esfuerzos cortantes, sin que se modifique el nuevo esfuerzo total, el exceso de presión intersticial se disipa a una velocidad controlada por la permeabilidad  $k$  del suelo, con lo que el esfuerzo efectivo se va incrementando a medida que el agua fluye. Así, en la cuantía de la sobrecarga  $q$ , cuando se reduce la presión de poros que se habían incrementado se incrementa el esfuerzo efectivo, esto significa reducción de la relación de vacíos e incremento del esfuerzo efectivo. Por lo anterior se da el asentamiento del terreno por deformación del suelo que se ve afectado con el incremento de esfuerzos causado por la sobrecarga y el incremento de la resistencia al corte del suelo después de disiparse el exceso de presión de poros.

La consolidación puede ser primaria o secundaria. Primaria, cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral, esta es la consolidación propiamente dicha, típica del caso de los suelos de Ciudad de México y de la Torre de Pisa, y con la que nace la Mecánica de Suelos (Terzagui, 1925). Secundaria, cuando la consolidación se da por reajuste del esqueleto mineral y luego de que la carga está casi toda soportada por este y no por el agua.

La consolidación impone la necesidad de evaluar la magnitud y la velocidad de los asentamientos. Si las deformaciones totales del terreno varían en la dirección horizontal, se producen asentamientos diferenciales. Si el suelo es altamente deformable, las sobrecargas altas producen asentamientos excesivos. Si el suelo es un limo arenoso, la permeabilidad puede ofrecer asentamientos rápidos que suelen darse durante la construcción. Si el suelo es limo arcilloso, los asentamientos pueden prolongarse un tiempo importante después de terminada la obra.

### **1.5 Capacidad Soporte del Suelo**

El ingeniero checo Karl Von Terzagui (1943), quien se considera el padre de la Mecánica de Suelos, propuso que la capacidad soporte del suelo no era una propiedad intrínseca del suelo mismo únicamente, sino que se interrelacionaban la cohesión del suelo, las condiciones de carga y la geometría de la cimentación en cuestión, todas en función



del ángulo de fricción interna del suelo. De tal manera que propuso la ecuación de la capacidad soporta última, así:

Ecuación 1.1

$$q_{ult} = c N_c s_c + \bar{q} N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

Fuente: Tabla 4-1, página 220, Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición

Siguiendo el trabajo de Terzagui, Meyerhof (1963) propuso su ecuación de capacidad de carga, en donde consideraba aspectos adicionales a los de su antecesor, ya que, contemplaba la posibilidad de la ocurrencia de cargas inclinadas y el efecto de la profundidad del cimiento. Por lo que propuso:

Ecuación 1.2 Para carga vertical, Meyerhof

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Ecuación 1.3 Para carga inclinada, Meyerhof

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Fuente: Tabla 4-1, página 220, Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición

Posteriormente el ingeniero danés J. Brinch Hansen (1970), extendió el trabajo de Meyerhof y consideró además el efecto que producía la inclinación de la superficie del terreno y la inclinación de la base de la cimentación, de la siguiente manera:

Ecuación 1.4 Hansen

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Fuente: Tabla 4-1, página 220, Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición

La tabla 1.2 muestra los factores  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  y todos los factores de la capacidad soporte propuesto por Terzagui, Meyerhof y Hansen.

Tabla 1.2 Factores de Capacidad Soporte

Factores de Capacidad Soporte			
Terzagui (1943)	$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}$ $a = e^{\left( \frac{3}{4}\pi - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$ <p><math>K_{p\gamma}</math>, factor tabulado por Terzagui en función de <math>\phi</math></p>
Meyerhof (1963)	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$		$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$
Hansen (1970)			$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$

Factores de Forma de Terzagui			
	Cimiento Corrido	Cimiento Redondo	Cimiento Cuadrado
$S_c$	1.00	1.30	1.30
$S_\gamma$	1.00	0.60	0.80

Factores de Meyerhof			
de Forma	De profundidad	De inclinación	Para
$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	<i>Cualquier <math>\phi</math></i>
$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$			
$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$	$\phi > 10^\circ$
$s_q = s_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1$	$i_\gamma = 0$ para $\theta > 0$	$\phi = 0$

Fuente: Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición.  
Tabla 4.1 página 220.

Factores de Hansen...		
De Forma	De Profundidad	De Inclinación
$s'_c = 0.2 \frac{B'}{L} \quad (\phi = 0^\circ)$ para $\phi = 0^\circ$ $s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$ $s_c = 1$ para cimiento corrido,	$d'_c = 0.4 k \quad (\phi = 0^\circ)$ $d_c = 1.0 + 0.4 k$ $k = \frac{D}{B}$ , para $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right)$ , para $\frac{D}{B} > 1$ <i>k en radianes</i>	$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$
$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L} \text{ sen}\phi$ para cualquier $\phi$	$d_q = 1.0 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen}\phi)^2 k$	$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f C_a \cot \phi}\right]^{\alpha_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L} \geq 0.6$ , para cualquier $\phi$	$s_\gamma = 1.0$ para cualquier $\phi$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f C_a \cot \phi}\right]^{\alpha_2}$ $i_\gamma = \left[1 - \frac{\left(0.7 - \frac{\eta^\circ}{450^\circ}\right) H_i}{V + A_f C_a \cot \phi}\right]^{\alpha_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$

...Factores de Hansen	
De Inclinación de la superficie	De Inclinación de la base del cimiento
$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
$g_b = g_\gamma = (1.0 - 0.5 \tan \beta)^5$	$b_q = e^{(-2.7 \tan \phi)}$ $b_\gamma = e^{(-2.7 \eta \tan \phi)}$ <i>η en radianes</i>

Fuente: Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición, Tabla 4.5 página 226.

La ecuación de Terzagui, fue la primera que se propuso para el cálculo de  $q_{ult}$  y en la actualidad es aún usada ampliamente, debido a su facilidad en el uso y aplicación (no se necesita calcular todos los factores de forma, profundidad ni otros), sin embargo, no es aplicable cuando existen cargas horizontales y/o momentos o para bases inclinadas. Las ecuaciones de Meyerhof y Hansen son ampliamente

usadas. Bowles, recomienda el uso de cada una de las ecuaciones de acuerdo a las aplicaciones, de la siguiente manera:

Tabla 1.3 Ecuaciones de Carga Última y recomendación de uso

Uso	Mejor para
Terzagui	Suelos muy cohesivos, en donde la relación $\frac{D}{B} \leq 1$ o para estimaciones rápidas de $q_{ult}$ para comparar con otros métodos. No use para cuando hay fuerzas horizontales y/o momentos o para cuando la superficie del terreno y/o la base del cimiento es inclinada
Hansen, Meyer	Cualquier situación que aplique, dependiendo de la preferencia o familiaridad con un método en particular
Hansen	Cuando la superficie del terreno y/o la base del cimiento es inclinada o cuando $\frac{D}{B} > 1$ .

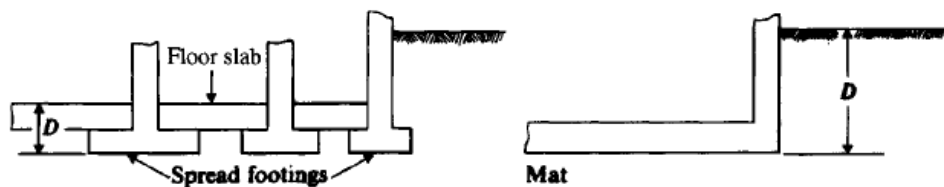
Fuente: Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición, página 228.

## 1.6 Losas de Cimentación

Teniendo en cuenta el fenómeno de la consolidación de los suelos y su efecto a corto, mediano y largo plazo, dependiendo de las características de la sub-base, en los asentamientos diferenciales tan perjudiciales para la integridad de una estructura; y considerando la proporcionalidad que existe entre la cohesión del suelo, las cargas que vienen de la superestructura y las dimensiones de los cimientos con la capacidad última de carga de los suelos, resulta interesante las obvias ventajas que tienen las losas de cimentación respecto de cimientos aislados o combinados. Bowles, en su libro *Foundation Analysis and Design*, establece que las losas de cimentación son usadas en donde la capacidad portante de los suelos es baja, ya sea, porque existe un depósito errático como un relleno sanitario, suelos muy compresibles o suelos de rocas suspendidas, etc... por lo que una dimensión mayor del

cimiento (ver figura 1.3,  $B_{losa} > B_{zapata}$ ) resulta en un aumento en  $q_{ult}$  y/o las grandes cargas de las columnas que solicitan zapatas individuales que cubren más del 50% del área. Es común usar losas de cimentación para sótanos profundos, para soportar las columnas y proveer de una vez el piso del mismo. Una ventaja particular en sótanos es que provee de una barrera para la humedad proveniente del nivel freático. Las losas podrían estar soportadas por pilotes en situaciones cuando el nivel freático esté muy alto (para controlar la flotabilidad) o donde la base del suelo es susceptible a grandes asentamientos. Las losas de cimentación deben ser diseñadas para limitar los asentamientos a un margen tolerable. Estos asentamientos pueden incluir lo siguiente, como ya se indicó, consolidación, asentamientos inmediatos o elásticos o una combinación de consolidación y asentamientos inmediatos. La ecuación de  $q_{ult}$  que propone Bowles para calcularla es la de Hansen (ecuación 1.4).

Figura 1.3 Incremento en  $q_{ult}$  con losa de cimentación



Fuente: Joseph E. Bowles, Foundation **Analysis and Design**, Quinta Edición.

Una ventaja interesante con las losas de cimentación es que provee el efecto puente debido a la rigidez de la losa. El comité ACI 336 sugiere que los asentamientos diferenciales en losas están relacionados tanto los asentamientos totales estimados  $\Delta H$  y a la rigidez de la estructura  $K_r$ , ver tabla 1.4.

Tabla 1.4 Asentamientos diferenciales esperados,

Para $k_r$	Asentamientos diferenciales esperados	
0	0.5 x $\Delta H$ 0.35 x $\Delta H$	Para bases grandes Para cimientos cuadrados
0.5	0.1 x $\Delta H$	
> 0.5	Losas rígidas, no hay asentamientos	

Fuente: Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición, Tabla 4.1 página 220.

### 1.6.1 Asentamientos en losas

El análisis de asentamientos se debe hacer en donde el incremento neto en la presión excede a la presión existente. Estos asentamientos podrían ser inmediatos y/o mediante el proceso de consolidación. Un problema mayor –particularmente para excavaciones profundas en suelos arcillosos– es la expansión y/o el flujo lateral en la base de la excavación que hace que ésta se eleve. Este fenómeno se conoce como “levante” y valores de 25 a 50mm son muy comunes. Valores arriba de 200mm han sido reportados en la literatura. Es difícil calcular los asentamientos cuando el “levante” ha ocurrido. Teóricamente, todo ese levante desaparece si se re aplica la presión inicial de la losa. En la práctica, ese levante no se elimina por completo o al menos no tan rápido como sucedió.

### 1.6.2 Módulo de Sub-base

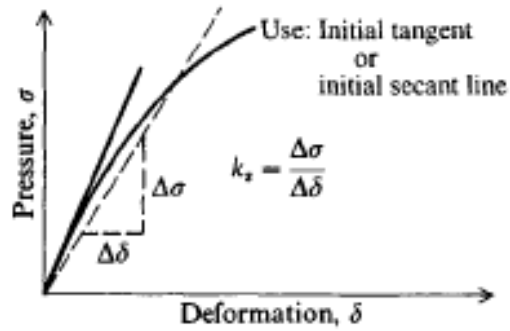
El Módulo de reacción de sub-base ( $k_s$ ) o Módulo de Balasto es un concepto introducido por el Ingeniero alemán Emil Winkler en 1867 cuando propuso su modelo matemático de suelo elasto-resistente.

Siendo que este parámetro no es una propiedad intrínseca del suelo, hay múltiples modelos para su evaluación. El módulo de reacción de sub-base relaciona la presión del suelo y la deflexión del mismo, ver figura 1.4, es ampliamente usado en el análisis de miembros de cimentación, es usado para zapatas continuas, losas y pilotes.

Este módulo sirve entonces para calcular la rigidez (resortes) en cada nudo basado en el área tributaria de dichos nudos. El objetivo de este parámetro es el de reemplazar una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante  $k$  por unidad de área, a este sistema de resortes se le llama comúnmente la cimentación de Winkler. Cada resorte equivalente actúa de manera independiente uno del otro, esto significa que esta independencia hace que la deflexión de cada uno no sea influenciada por el resorte adyacente. Algunos diseñadores discrepan debido a esta independencia de dichos resortes por lo que optan a usar otros métodos como el Método de Elementos Finitos, entre otros. Lo que realmente es una conveniencia matemática que facilita los cálculos de esfuerzos y deformaciones en las interfaces estructura-suelo, puesto que las deformaciones se hacen directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados.

Esta teoría propuesta por Winkler es aceptable para suelos cuyo índice de plasticidad es bajo (ver sección 3.1a). Para suelos cuyos índices de plasticidad están por encima de 15 según ASTM D4318, el método PTI brinda una solución cuyo desempeño ha sido satisfactorio por más de 25 años.

Figura 1.4 Módulo de Reacción de sub-base



Fuente: Joseph E. Bowles, *Foundation Analysis and Design*, Quinta Edición.

### 1.7 Módulo de Elasticidad del suelo ( $E_s$ )

Este módulo puede ser obtenido utilizando ecuaciones experimentales obtenidas por medio del ensayo SPT, la tabla 1.5 indica dichas ecuaciones, las cuales, fueron obtenidas con valores  $N_{55}$ , en donde el subíndice indica la proporción de energía base del equipo utilizado, es decir, la relación entre la energía real del martillo y la energía de ingreso del muestreador.



Tabla 1.5, Ecuaciones para Obtener  $E_s$

Soil	SPT	CPT
Sand (normally consolidated)	$E_s = 500(N + 15)$	$E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$
	$= 7000\sqrt{N}$	$= 8000\sqrt{q_c}$
	$= 6000N$	---
	---	$E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$
	$\ddagger E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \cdot \ln N$	$*E_s = (1 + D_r^2)q_c$
Sand (saturated)	$E_s = 250(N + 15)$	$E_s = Fq_c$
		$e = 1.0 \quad F = 3.5$
		$e = 0.6 \quad F = 7.0$
Sands, all (norm. consol.)	$\S E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$	
Sand (overconsolidated)	$\ddagger E_s = 40\,000 + 1050N$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$
	$E_{s(\text{OCR})} \approx E_{s,\text{nc}}\sqrt{\text{OCR}}$	
Gravelly sand	$E_s = 1200(N + 6)$	
	$= 600(N + 6) \quad N \leq 15$	
	$= 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
Silts, sandy silt, or clayey silt	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$
	If $q_c < 2500$ kPa use	$\S E'_s = 2.5q_c$
	$2500 < q_c < 5000$ use	$E'_s = 4q_c + 5000$
	where	
	$E'_s = \text{constrained modulus} = \frac{E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} = \frac{1}{m_v}$	
Soft clay or clayey silt		$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$

Fuente: Joseph E. Bowles, **Foundation Analysis and Design**, Quinta Edición, tabla 5-6 página 316

Tabla 1.5 (continúa)

Soil		
Use the undrained shear strength $s_u$ in units of $s_u$		
Clay and silt	$I_p > 30$ or <i>organic</i>	$E_s = (100 \text{ to } 500)s_u$
Silty or sandy clay	$I_p < 30$ or <i>stiff</i>	$E_s = (500 \text{ to } 1500)s_u$ Again, $E_{s,OCR} \approx E_{s,nc} \sqrt{OCR}$ Use smaller $s_u$ -coefficient for highly plastic clay.
Of general application in clays is		
	$E_s = K s_u$ (units of $s_u$ )	(a)
where $K$ is defined as		
	$K = 4200 - 142.54I_p + 1.73I_p^2 - 0.0071I_p^3$	(b)
and $I_p$ = plasticity index in <b>percent</b> . Use $20\% \leq I_p \leq 100\%$ and round $K$ to the nearest multiple of 10.		
Another equation of general application is		
	$E_s = 9400 - 8900I_p + 11600I_c - 8800S$ (kPa)	(c)
	$I_p, I_c, S$ = previously defined above and/or in Chap. 2	

## 1.8 Ejemplo Ilustrativo 1.1

Determinación de  $q_a$ . Mediante una prueba de SPT se obtuvo una presión última del suelo  $q_{ult}$  de 300kPa. Estimar la capacidad admisible de carga  $q_a$  para un cimiento cuadrado de lado desconocido, localizado a una profundidad incierta usando las ecuaciones de Meyerhof y Terzagui. Usar  $SF = 3$ ,  $\phi = 0^\circ$ .

Tomando las ecuaciones de Meyerhof y Terzaghi para un  $\phi = 0$  de tabla 1.2, se obtienen para Meyerhof  $N_c = 5.14$  y  $N_q = 1$ ; para Terzaghi  $N_c = 5.7$  y  $N_q = 1$ .

Usando Terzagui, Ecuación 1.1, con  $S_c = 1.3$  por ser cimiento cuadrado, y  $\phi = 0$ .

$$q_a = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{q_{ult}}{3} = \frac{1}{3} \cdot c(N_c) S_c + \frac{1}{3} \cdot q'(N_q) = \frac{1}{3} \cdot \frac{q_{ult}}{2} (5.7) 1.3 + \frac{1}{3} q'(1)$$

$$q_a = 1.24 q_{ult} + 0.3q'$$

Usando las Ecuaciones de Meyerhof, Ecuación 1.2, con  $S_c = 1.2$

$$c = \frac{q_{ult}}{2}$$

$$q_{ult} = 1.2 c N_c + q' N_q$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{q_{ult}}{3} = S_c c (N_c) \cdot \frac{1}{3} + q' N_q = 1.2 \frac{q_{ult}}{2} (5.14) \cdot \frac{1}{3} + q'(1) \cdot \frac{1}{3}$$

$$q_a = 1.03 q_{ult} + 0.3q' \quad [kPa]$$

Según Bowles, es común desestimar el valor del segundo término, en este caso,  $0.3 q'$ , además, los coeficientes del primer término en ambas ecuaciones, que en este caso son 1.03 y 1.24, tienden a 1. Por lo que las ecuaciones anteriores pueden reescribirse de la siguiente manera:

$$q_a = q_{ult} = 300 kPa$$

## 1.9 Ejemplo Ilustrativo 1.2

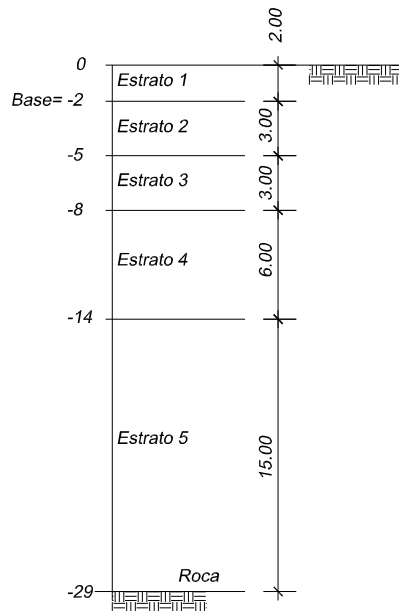
Determinación de  $q_a$  para un asentamiento máximo esperado de 50mm para el suelo cuyo perfil estratigráfico se detalla en la figura 1.9 y cuya losa será fundida a una profundidad de 2.00m, para una  $q_{ult} = 350 kPa$  y  $\gamma = 18.70 kN/m^3$  obtenido de un ensayo SPT, con un módulo de Poisson de  $\mu = 0.3$  para todos los estratos. En la tabla 1.6 se presenta datos geotécnicos adicionales.

Tabla 1.6 Datos Geotécnicos, Ejemplo 1.2

Estrato	Clase de Suelo	$N_{70}$
1	Limo arcilloso muy rígido	
2	Arena densa	18
3	Grava de arena densa	22
4	Arena con grava	40

Fuente: Propia

Figura 1.5 Perfil estratigráfico Ejemplo 1.2



Fuente: Propia

### 1.9.1 Paso 1: Determinar $q_a$ en base solo al Refuerzo

Basado solo en el esfuerzo, con un factor de seguridad (SF) de 3 para suelo arcilloso. Como en el ejemplo anterior, siguiendo la recomendación de Bowles, tenemos:

$$q_a = q_{ult} = 350 \text{ kPa}$$

### 1.9.2 Paso 2: Determinar $q_a$ en base al Asentamiento

Para un asentamiento del orden de 50mm. Se debe determinar  $E_s$ .

a. Encontrar el promedio ponderado del módulo de elasticidad del suelo.

La profundidad  $H$  de la base de la losa hasta el manto rocoso es:

$$H = 3 + 3 + 6 + 15 = 27 \text{ m}$$

Usando las ecuaciones indicadas en la tabla 1.5, se obtienen los valores de  $E_s$  para cada estrato, de la siguiente manera:

$$E_{s1} = \frac{1000q_{ult}}{2} = \frac{1000 \cdot 350}{2} = 175,000 \text{ kPa}$$

*(promedio del rango para arcilla rígida)*

Siendo que las ecuaciones de la tabla 1.5 fueron obtenidas con  $N_{55}$  y para el presente ejemplo se presentan resultados para un ensayo SPT con  $N_{70}$  por lo que se necesita hacer una sencilla conversión, como se muestra.

$$E_{s2} = 500(N_{55} + 15) = 500 \left[ 18 \left( \frac{70}{55} \right) + 15 \right] = 18\,950 \text{ kPa}$$

*(se convirtió  $N_{70}$  a  $N_{55}$ ) Tabla 5*

$$E_{s3} = 500(N_{55} + 15) = 500 \left[ 22 \left( \frac{70}{55} \right) + 15 \right] = 21\,500 \text{ kPa}$$

$$E_{s4} = 500(N_{55} + 15) = 500 \left[ 40 \left( \frac{70}{55} \right) + 15 \right] = 32\,900 \text{ kPa}$$

El promedio ponderado del módulo de elasticidad del suelo en este caso es:

$$E_s = \frac{3(150\,000) + 3(18950) + 6(21\,500) + 15(32900)}{27} = 41\,828 \text{ kPa}$$

b. El ancho estimado de la losa será de  $B = 14 \text{ m}$  y el ancho efectivo  $B' = \frac{B}{2} = 7 \text{ m}$ . El largo estimado de la losa será de  $L = 14 \text{ m}$ .

$$N = \frac{H}{B'} = \frac{27}{7} = 3.85 \sim 4 \text{ y } M = \frac{L}{B} = 1$$

Con los valores  $N$  y  $M$  de las ecuaciones anteriores, se obtienen los valores  $I_1 = 0.408$  (ecuación 1.15) e  $I_2 = 0.037$  (ecuación 1.16) y luego con la ecuación 1.14, se obtiene el factor de influencia de Steinbrenner, que servirá para considerar el efecto del incremento de esfuerzos verticales, de la siguiente manera:

$$I_s = I_1 + \left( \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \right) \cdot I_2 = 0.408 + \left( \frac{1 - 2(0.3)}{1 - 0.3} \right) \cdot (0.037) = 0.429$$

De la figura 1.7, con  $\frac{D}{B} = \frac{2}{14} = 0.14$  en el eje de las abscisas y usando la curva con  $\frac{L}{B} = \frac{14}{14} = 1$  y  $\mu = 0.30$ , obtenemos en el eje de las ordenadas el valor de  $I_f = 0.78$ . Con  $m = 4$  para el caso de losas. Ahora con la ecuación 1.13 de Timoshenko y Goodier obtenemos  $q_a$  para un asentamiento esperado de  $\Delta H = 50 \text{ mm}$  ( $0.05 \text{ m}$ ).

$$\frac{\Delta H}{q_a} = B' \left( \frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) m I_s I_f = (7) \left( \frac{1 - 0.3^2}{41,828} \right) (4)(0.429)(0.78) = 0.000204$$

$$q_a = \frac{0.050}{0.000204} = 245 \text{ kPa}$$

La capacidad admisible de carga  $q_a$  que se obtuvo fue para un suelo específico  $(c, \mu, E_s)$ , para condiciones de carga determinada ( $q_{ult}$ ) y para un tamaño de cimiento aproximado  $(B, B', L, D)$  –en este caso losa-.





## **CAPÍTULO 2**

### **CONCRETO PRE-ESFORZADO**

#### **2.1 Antecedentes**

El uso del concreto pre-esforzado se originó en 1866 y, fue en California que se obtuvo la primera patente, pero no fue sino hasta finales de la década de 1940 cuando realmente se empezó a desarrollar debido a la gran escasez de acero que presentó Europa para ser reconstruida al finalizar la II guerra mundial.

Ante tal escasez, se requería de una tecnología que eficientara el uso del acero, suponía una tecnología que permitiría economizar las obras, algunos estudios indican que existe una reducción de los materiales de construcción, del orden del 40% de concreto (ver ejemplo ilustrativo, al final de este capítulo) y un 75% de acero.

Se considera a Eugene Freyssinet (1911), ingeniero civil y estructural de origen francés, como el padre del Concreto Pre-esforzado. Él pensó que el pre-esfuerzo podría ser muy útil al tener disponibilidad de acero de alta resistencia con concreto de alta calidad. Estos materiales fueron progresando lentamente y fue hasta 1928 cuando logró conseguir una patente de estos y publicar el libro "Una Revolución en el Arte de la Construcción" pero, los ingenieros de esa época supusieron que era una idea novelesca ya que nunca alcanzaría el éxito.

Sin embargo, hubo algunos como Mangel en Bélgica y Hoyer en Alemania que reconocieron su futuro haciendo surgir ideas básicas de

los sistemas de pre-esforzados, ya que en su época hacían falta. Se contaba con nuevas herramientas y materiales, por lo que fueron los ingenieros europeos quienes encabezaron el nuevo método de construcción que acaparó la atención del resto del mundo. Algunos ejemplos se dan en Estados Unidos debido a que se había anticipado el uso de esta tecnología en tuberías, pilotes, depósitos para agua, etc. Pero no fue hasta 1951 que realmente se utilizó el verdadero Concreto Pre-esforzado al hacer el primer puente vehicular.

En 1952 se creó una sociedad internacional bajo el nombre de Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP, sus siglas en francés) en Cambridge. Su objetivo era diseminar el uso de este material que en ese entonces no era muy conocido. Esto hizo que en varias partes del mundo se crearan otras sociedades y se fomentó un intercambio de información.

El Comité 360 del Instituto Americano del Concreto (ACI, por sus siglas en inglés) organizado en 1975 empezó a normar las losas de cimentación bajo el título en inglés "Design of Slabs-on-Ground".

Por su parte, a principios de la década de 1970 el Instituto del Post-tensado (PTI, por sus siglas en inglés) desarrolló una serie de Manuales relacionados a las losas Post-tensadas de Cimentación, entre ellos, Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación (Design of Post-Tensioned Slabs-on-Ground, su título en inglés), Manual de Construcción y Mantenimiento de Losas Post-tensadas de Cimentación (Construction

and Maintenance Manual for Post-Tensioned Slabs-on-Ground, su título en inglés).

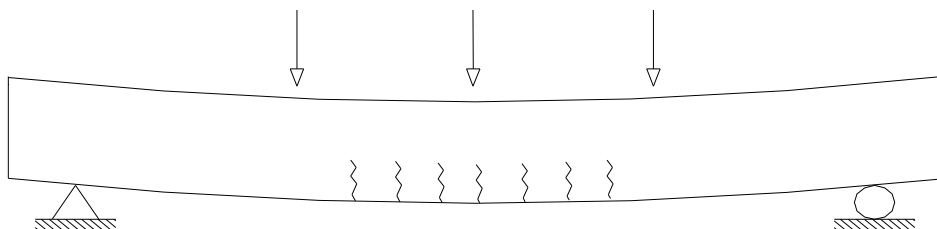
Estas fuentes bibliográficas han servido de base para el desarrollo de esta importante tecnología que, a nivel mundial se ha ido difundiendo a gran velocidad, sin embargo, en la industria guatemalteca de la construcción ha ido tomando tímidos pasos en su avance. Las losas de cimentación resolvieron en buena medida el problema de cimentar en suelos con poca capacidad soporte, brindando la seguridad y economía deseada.

## 2.2 Definición

Al concreto pre-esforzado también se le conoce como pre-comprimido; esto significa que antes de empezar su vida de trabajo se le aplican esfuerzos de compresión en aquellas zonas donde se desarrollarán esfuerzos de tensión bajo cargas de servicio.

El concreto es muy resistente ante la compresión, pero débil en tensión, considérese una viga de concreto simple soportando una carga, al incrementar ésta, la viga se flexiona ligeramente y después falla repentinamente Figura 2.1.

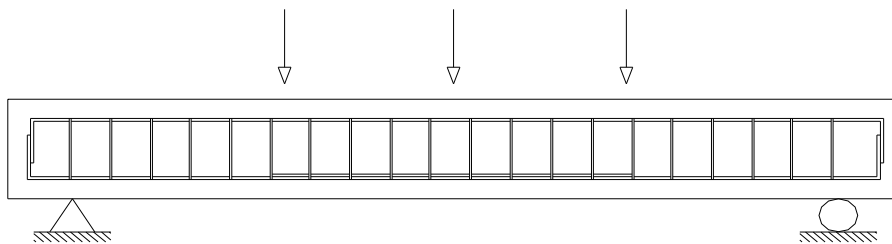
Figura 2.1 Falla de una viga de concreto sometida a tracción.



Fuente: Notas de Clase, Ing. M.Sc. Ernesto Guzmán, abril del 2011

Bajo esta carga, los esfuerzos en la viga serán de compresión en las fibras superiores, y de tensión en las inferiores. Es probable que la viga se agriete en su parte inferior y sufra rupturas, aún con cargas relativamente pequeñas, debido a la baja resistencia del concreto a la tensión. Existen dos formas de contrarrestarla: con el empleo de refuerzo o con pre-esfuerzo. En el concreto reforzado, ver fig. 2.2, en las zonas donde se desarrollarán esfuerzos de tensión bajo la carga, debe de colocarse refuerzo en forma de varillas de acero. El refuerzo absorbe toda la tensión y el agrietamiento en el concreto se mantendrá dentro de los límites permisibles.

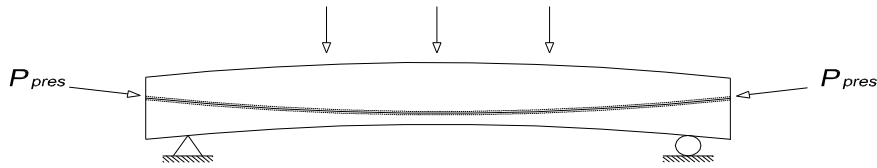
Figura 2.2 Viga de concreto armado



Fuente: Notas de Clase, Ing. M.Sc. Ernesto Guzmán, abril del 2011

En el concreto pre-esforzado, ver fig. 2.3, los esfuerzos de compresión introducidos en las zonas donde se desarrollan los esfuerzos de tensión bajo la carga, resistirán o anularán estos esfuerzos de tensión. En este caso, el concreto reacciona como si tuviese una alta resistencia a la tensión propia y en tanto que los esfuerzos de tensión no excedan a los esfuerzos de pre-compresión, no podrán presentarse agrietamientos en la parte inferior de la viga.

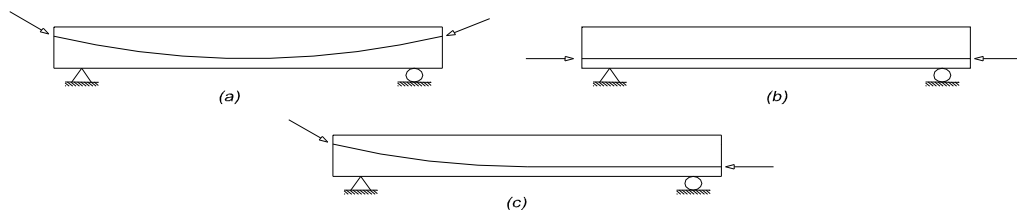
Figura 2.3 Viga de concreto Pre-esforzado



Fuente: Notas de Clase, Ing. M.Sc. Ernesto Guzmán, abril del 2011

El pre-esfuerzo se logra por medio de tendones incorporados permanentemente al elemento estructural. Por lo general, los tendones se forman de alambre de alta resistencia (del orden de 270 000 psi), torones o varillas, que se colocan aisladamente o formando cables y la geometría puede ser parabólica (a), recta (b) o una combinación de ambas(c), ver fig. 2.4.

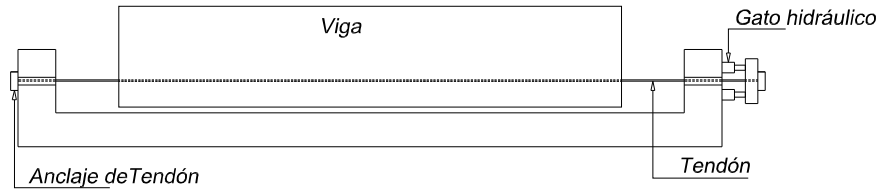
Figura 2.4 Vigas de concreto Pre-esforzado



Fuente: Notas de Clase, Ing. M.Sc. Ernesto Guzmán, abril del 2011

Existen dos métodos básicos para pre-esforzar, a saber: pre-tensado y post-tensado. En el pre-tensado, primero se tensa al acero entre los muertos de anclaje y el molde que da la forma al elemento, ver fig. 2.5. Cuando el concreto ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se libera el acero de los muertos de anclaje y se transfiere la fuerza al concreto a través de la adherencia existente entre ambos.

Figura 2.5 Banco de pretensado



Fuente: Notas de Clase, Ing. M.Sc. Ernesto Guzmán, abril del 2011

En el post-tensado, primero se coloca al concreto fresco dentro del molde y se deja endurecer previo a la aplicación del pre-esfuerzo. El acero puede colocarse en posición con un determinado perfil (ver fig. 2.4), quedando ahogado en el concreto, para evitar la adherencia se introduce el acero dentro de una camisa metálica protectora; o bien puede dejarse ductos en el concreto, pasando el acero a través de ellos una vez que ha tenido lugar el endurecimiento. En cuanto se ha alcanzado la resistencia requerida del concreto, se tensa el acero contra los extremos del elemento y se ancla, quedando así el concreto en compresión. Una vez que los tendones han sido tensados y anclados, generalmente se llenan los ductos de una lechada coloidal de cemento introducida a presión. El objeto principal de la lechada endurecida es evitar la corrosión en los tendones, así como proporcionar adherencia entre los tendones y el concreto.

El Post-tensado ofrece algunas ventajas técnicas y económicas bastante útiles sobre el concreto armado, particularmente se pueden obtener luces más largas, donde el control de deflexiones es importante, o si su peralte constructivo puede ser minimizado y por ende el peso propio del elemento.

En cuanto a las losas post-tensadas, que consisten en losas coladas in situ, las hay de entrepiso y de cimentación. El peralte efectivo de una losa Post-tensada es particularmente ventajosa en edificios; en algunos casos esto ha hecho posible adicionar un nivel extra donde era restringido por la altura de la edificación pues se obtienen plantas libres de vigas y columnas y estructuras más livianas. Adicionalmente, donde no hay tal restricción, la reducción en el volumen de construcción genera ahorros en el costo de servicios y en costos subsecuentes de mantenimiento; además que al tener un edificio más liviano su respuesta ante sismos es menos crítica que otro edificio equivalente de concreto armado más pesado (menor corte basal). La reducción de peso de las edificaciones genera adicionalmente ahorros en el costo de las cimentaciones; el peso del concreto en losas de un edificio de almacenes puede ser más de la mitad del peso total de la edificación.

### **2.3 Aplicaciones del Concreto Pre-esforzado**

El concreto pre-esforzado ha hecho posible la creación de estructuras que sin este método no se hubiera podido lograr, Existe todavía mucho por hacer en el trabajo detallado de refinar el pre-esfuerzo aún más para extender su uso. Muchas son las aplicaciones que tiene esta tecnología, entre otras, edificios (vigas, losas, muros de corte), puentes, pasarelas peatonales, estabilización de taludes, muros de contención, columnas en cantiléver, rehabilitación de estructuras (post-tensado externo), estructuras de almacenamiento (tanques y silos), presas, túneles, anclajes en roca (seguridad en excavaciones), puertos, plataformas fijas y flotantes (en la producción del petróleo) estaciones

de energía nuclear, losas de entrepiso y losas de cimentación, cual es el tema que se abordará en el presente estudio de tesis.

En losas de estacionamiento de sótanos se ha usado la tecnología del post-tensado, dado que el espacio entre columnas puede ser mayor y permite mayor comodidad al usuario. Se ha usado cimientos post-tensados en torres sometidas a fuerzas horizontales (sismo o viento) con resultados altamente efectivos.

Las losas post-tensadas de cimentación tienen aplicación en proyectos pequeños y de gran envergadura. Entre muchas ventajas del uso de losas de cimentación están: las cimentaciones quedan unidas de forma que previenen los asentamientos diferenciales en suelos granulares o arcillosos, debido a que el concreto es comprimido las losas son altamente impermeables y se reducen los agrietamientos; en cuanto a los materiales de construcción, se pueden obtener ahorros de más del 40% de concreto (ver ejemplo ilustrativo al final de este capítulo) y un 75% de acero; reducción de peso de la estructura debido a que se pueden obtener peraltes reducidos en comparación de las losas de concreto armado; se pueden salvar grandes luces obteniéndose continuidad estructural que permite un número menor de juntas, así como una mayor integridad estructural.

En cuanto al procedimiento constructivo, este comienza con la instalación del sistema de andamiaje (obviamente no para Losas de Cimentación), el cual puede ser de cualquier tipo disponible en el mercado. Este procedimiento se simplifica en forma considerable, ya



que por lo general no cuenta con vigas, haciendo del andamiaje una superficie plana.

Una vez comenzada la instalación del andamiaje, se inicia la instalación de la armadura tradicional y los cables de post-tensado en forma simultánea. La faena de fundición de concreto es igual a una losa tradicional, donde una bomba puede ser utilizada para colar el concreto. El procedimiento de tensado se ejecuta una vez que el concreto ha alcanzado la resistencia suficiente, período que se cumple en promedio al tercer día de vertido el mismo. Luego de tensada la losa, ésta es capaz de soportar las cargas para lo que fue diseñada, por lo que se puede retirar la totalidad del sistema de andamiaje. Finalmente se corta el resto del cable que sobresale de la losa una vez tensada, y se sella la cavidad mediante un mortero.

## **2.4 Historia y desarrollo del uso de Losas Post-tensadas de Cimentación**

Las losas de cimentación de concreto reforzado datan de la década de 1940, ocasionalmente se referían como "losas flotantes", las cuales fueron utilizadas para cimentar edificaciones pequeñas y livianas; en la década de 1950 llegaron a ser muy comunes, sin embargo, no había un método científico de desarrollo de diseño sino era a prueba y error. La FHA, entidad gubernamental estadounidense creada en 1934 autorizó un estudio técnico para establecer los criterios de diseño para residencias soportadas por losas de cimentación. Como resultado de dicho estudio, la BRAB publicó su reporte considerando los efectos de las características del suelo y el contenido de humedad debido al clima y la interacción suelo-estructura.

A mediados de la década de 1960, las losas de concreto post-tensadas fueron usadas para soportar viviendas en varias partes de Louisiana, Texas y California. Esta tecnología fue introducida debido a que las estructuras cimentadas por losas de concreto reforzadas sobre suelos expansivos tenían un desempeño poco satisfactorio debido a los asentamientos diferenciales. En Texas y Louisiana desarrollaron losas post-tensadas que consistían en losas de espesor uniforme con vigas rigidizantes en ambos sentidos, este tipo de losa fue conocida como "cimentaciones reticuladas". En California, en donde los suelos son menos expansivos que los que había en Texas y Louisiana, las primeras losas post-tensadas que se utilizaron eran de espesor uniforme con una viga en el borde perimetral y no en el interior, este tipo de cimentaciones fueron conocidas como "Losas de California" o "Cimentaciones de California". La mayoría de los primeros métodos de diseño asumían arbitrariamente una longitud de losa (span) –en algunos casos era especificado por el ingeniero geotécnico- para soportar todas las cargas súper impuestas sin exceder los esfuerzos permisibles o las deflexiones límites. El método de diseño fue llamado "spanability", que se refería entonces a la capacidad en términos de longitud que tiene una losa post-tensada de soportar la estructura sin sobrepasar los límites de esfuerzos y deflexiones permisibles.

En 1975, la División del Post-tensado del Instituto del Concreto Pre-esforzado publicó "Recomendaciones tentativas para losas de cimentaciones pre-esforzadas usadas sobre suelos expansivos o compresibles"; sin embargo, estas recomendaciones resultaron mucho más conservadoras que los métodos existentes, por lo que no resultaron

competitivas comparándolas con las cimentaciones de concreto no pre-esforzado.

En 1976 el Instituto del Concreto Pre-esforzado (PCI) fue reorganizado y el Instituto del Post-tensado (PTI) se fundó como una organización separada. El PTI continuó los estudios del PCI. También en 1976, el PTI inició una investigación con el apoyo de la Universidad de Texas A&M para desarrollar una técnica de diseño racional para las losas post-tensadas de cimentación soportadas sobre suelos expansivos o compresibles. Como resultado de esta investigación se publicó en 1980 "Diseño y Construcción de Losas Post-tensadas de Cimentación (Primera Edición)".

El método de diseño propuesto en este estudio (generalmente conocido como Método PTI) ha llegado a ser un método estándar de diseño que ha sido aplicado ampliamente con muy buenos resultados. En 1988, este método de diseño fue añadido a la sección 29-4 del UBC y del SBC y fue reconocido como un método aceptable de diseño. En California y Nevada las "Losas de California" predominaron hasta 1988, sin embargo, aunque aún son usadas, el Método de Diseño PTI ha prevalecido en la mayor parte de los Estados Unidos desde la publicación del UBC en 1988. En Guatemala no se ha desarrollado esta tecnología en losas post-tensadas, sin embargo, el presente estudio puede motivar a los ingenieros civiles y geotécnicos nacionales a considerar este tipo de soluciones.

## 2.5 Ejemplo ilustrativo de diseño de Estructuras de Concreto Armado en comparación al Concreto Pre-esforzado.

Para ilustrar las ventajas ya mencionadas que tienen los elementos de concreto pre-esforzado sobre los de concreto armado, tomaremos el caso del diseño de una viga de una luz considerable.

Un puente de 19 metros de luz debe ser capaz de resistir un camión estándar HS20 AASHTO. El puente tiene un sistema de vigas, las cuales están separadas 2 metros entre sí.

### 2.5.1 Integración de la Carga Viva

El Camión HS20 AASHTO tiene los siguientes datos de cargas:

$P_m = 4,090.91 \text{ kg}$ , de carga puntual.

$\omega = 477.09 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ , de carga distribuida por unidad de longitud de pista

Usando un factor de distribución  $f_d = 1.5$  y un factor de impacto de  $f_i = 1.25$ , las cargas arriba descritas quedan así:

$P_m = 7,670.45 \text{ kg}$  y  $\omega = 894.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ .

Usando las ecuaciones de momento para carga puntual y carga distribuida, obtenemos:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{7,670.45 * 19}{4} = 36,434.66 \text{ kg} - m$$

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{894.55 * 19^2}{8} = 40,366.36 \text{ kg} - m$$

Sumando los 2 momentos, obtenemos una carga viva distribuida, así:

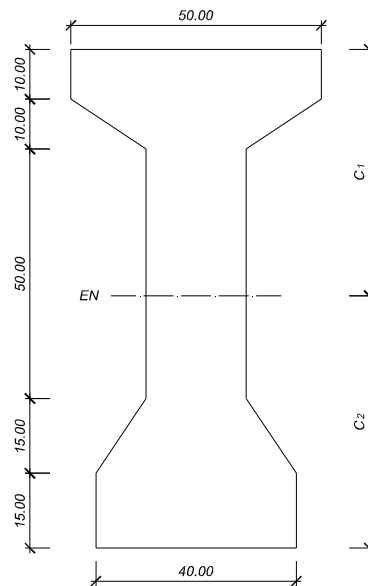
$$\omega_{LL} = \frac{8 * (36,434.66 + 40,366.36)}{19^2} = 1,702.00 \text{ kg/m}$$

## 2.5.2 Solución con Viga de Concreto Post-tensado

Los datos se verificarán al centro del claro.

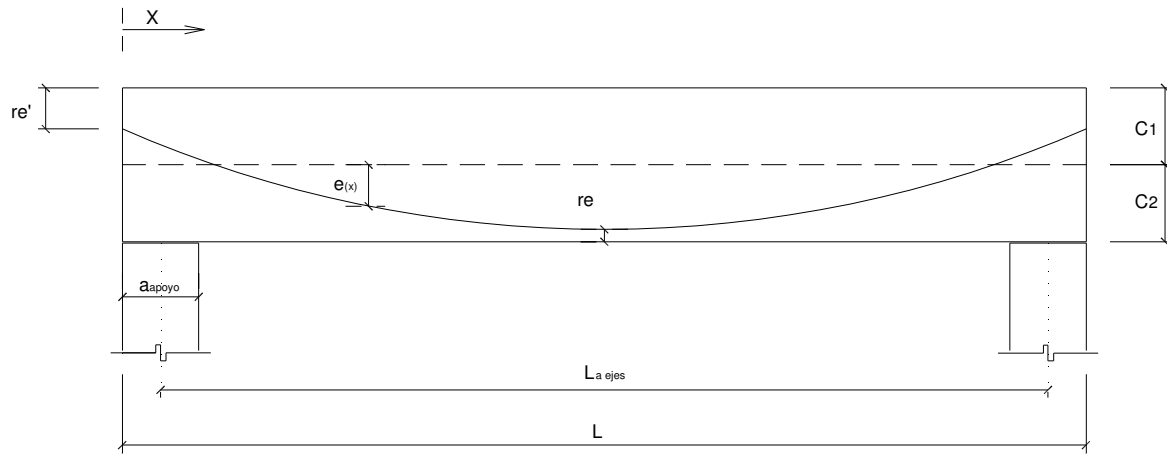
### 2.5.2.1 Viga Propuesta

Figura 2.6 Sección de Viga Post-tensada, definición geométrica transversal



Fuente: **Propia**

Figura 2.7 Sección de Viga Post-tensada, definición geométrica longitudinal



Fuente: **Propia**

### 2.5.2.2 Propiedades Geométricas

$$A = 2,900.00 \text{ cm}^2$$

$$C_1 = 49.40 \text{ cm}$$

$$C_2 = 50.60 \text{ cm}$$

$$I = 3,162,485.63 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = \frac{I}{C_1} = 64,022.40 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \frac{I}{C_2} = 62,495.46 \text{ cm}^3$$

$$r^2 = \frac{I}{A} = 1,90.51 \text{ cm}^2$$

### 2.5.2.3 Datos

$$L = 19.00 \text{ m}$$

$$a_{apoyo} = 1.00 \text{ m}$$

$$L_{a \text{ ejes}} = 18.00 \text{ m}$$

$$\gamma = 2400.00 \frac{kg}{m^3}$$

$$\omega_{DL_{Sobrecarga}} = 450 \frac{kg}{m}$$

$$r'_e = 20.00 \text{ cm}$$

$$r_e = 12.00 \text{ cm}$$

$$F_u = 18,900.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f'_c = 350.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_{cable \text{ torón}} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$\%_{tensado} = 80\%$$

$\%_{pérdidas} = 10\%$ , corresponden a la pérdida de presfuerzo

$$Relación \text{ de efectividad} = R = 100\% - \%_{pérdidas} = 90\%$$

$$\#_{cables \text{ torón}} = 10 \text{ hilos}$$

$r_{concreto} = 85\%$ , a los 6 ó 7 días. Si fuera a los 28 días  $r=100\%$

$$(f'_c_{compresión})_{inicial} = -0.6 (f'_c)(r_{concreto}) = -178.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$(f'_c_{tensión})_{inicial} = 1.6 (\sqrt{f'_c})(r_{concreto}) = 27.60 \frac{kg}{cm^2}$$

$$(f'_c_{compresión})_{servicio} = -0.4 f'_c = -140.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$(f'_c_{tensión})_{servicio} = 1.6 \sqrt{f'_c} = 29.93 \frac{kg}{cm^2}$$

#### 2.5.2.4 Esfuerzos debido al Pre-esfuerzo inicial

$$P_i = (F_u)(A_{cable \text{ torón}})(\#_{cables \text{ torón}})(\%_{tensado}) = 211,680.00 \text{ kg}, \quad \text{pre-esfuerzo inicial}$$

$e = C_2 - r_e = 38.60 \text{ cm}$ , excentricidad al centro del claro.

$$ft_{P_i} = -\frac{P_i}{A} \left(1 - \frac{e C_1}{r^2}\right) = 54.64 \frac{kg}{cm^2}, \text{ en la fibra superior de la viga (tensión)}$$

$f_{c_{P_i}} = -\frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e C_2}{r^2}\right) = -203.75 \frac{kg}{cm^2}$ , en la fibra inferior de la viga (compresión)

### 2.5.2.5 Esfuerzos debido al peso propio

$\omega_0 = \gamma A = 696.00 \frac{kg}{m}$ , en unidades consistentes

$$M = \frac{\omega_0 L_a ejes^2}{8} = \frac{696.00 * 18.00^2}{8} = 2,818,800.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$f_{c_{PP}} = -\frac{M}{S_1} = -44.03 \frac{kg}{cm^2}$ , en la fibra superior de la viga (compresión)

$f_{t_{PP}} = \frac{M}{S_2} = 45.10 \frac{kg}{cm^2}$ , en la fibra inferior de la viga (tensión)

### 2.5.2.6 Esfuerzos en la Fase de Inicio

$$f_{fibra superior} = f_{t_{P_i}} + f_{c_{PP}} = 10.61 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{fibra inferior} = f_{c_{P_i}} + f_{t_{PP}} = -158.64 \frac{kg}{cm^2}$$

Ambos están dentro del rango permisible, por lo tanto, la sección y el prefuerzo están bien. Ahora es necesario analizar la situación en la fase de servicio en donde la sobrecarga, el peso propio y la carga viva actuarán, luego se compararán con los esfuerzos permisibles en la fase de servicio.

### 2.5.2.7 Esfuerzos debido al Pre-esfuerzo efectivo

$f_{t_s} = R f_{t_{P_i}} = 49.18 \frac{kg}{cm^2}$ , en la fibra superior de la viga (tensión)

$f_{c_s} = R f_{c_{P_i}} = -183.37 \frac{kg}{cm^2}$ , en la fibra inferior de la viga (compresión)



### 2.5.2.8 Esfuerzos debido al Pre-esfuerzo efectivo y el Peso Propio

$$ft_s = R ft_{Pi} + fc_{PP} = 5.15 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fc_s = R fc_{Pi} + ft_{PP} = -138.27 \frac{kg}{cm^2}$$

### 2.5.2.9 Esfuerzos debidos a la sobrecarga y a la carga viva

$$\omega_{DL+LL} = \omega_{DLSobrecarga} + \omega_{LL} = 2,152.00 \frac{kg}{m}$$

$$M_{DL+LL} = \frac{\omega_{DL+LL} L_{a ejes}^2}{8} = \frac{2,152.00 * 18^2}{8} = 8,715,600.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$fc_{DL+LL} = -\frac{M_{DL+LL}}{S_1} = -136.13 \frac{kg}{cm^2}$$

$$ft_{DL+LL} = \frac{M_{DL+LL}}{S_2} = 139.46 \frac{kg}{cm^2}$$

### 2.5.2.10 Esfuerzos en la Fase de Servicio

$$f_{fibra superior} = ft_s + fc_{DL+LL} = -130.98 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{fibra inferior} = fc_s + ft_{DL+LL} = 1.19 \frac{kg}{cm^2}$$

### 2.5.2.11 Comparación de Esfuerzos de trabajo con los Esfuerzos Permisibles

Comparando los resultados anteriores con los esfuerzos permisibles en la fase de servicio, se concluye que están dentro de los límites de seguridad, por lo tanto, la viga de concreto post-tensado propuesta es capaz de resistir la demanda de un camión HS20 AASHTO dentro de los límites permisibles.

## 2.5.3 Solución con Viga de Concreto Armado, de acuerdo al ACI 318-11

### 2.5.3.1 Datos

$$L = 19.00 \text{ m}$$

$$\gamma = 2400.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\omega_{LL} = 1,702.00 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{DL\text{Sobrecarga}} = 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f'_c = 280.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y = 4,200.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$E_s = 2,100,000.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para ilustrar la solución se proponen 2 secciones posibles. La primera sección será una que no requiere refuerzo a compresión, es decir, una viga simplemente reforzada; y otra que sí requiere refuerzo a compresión, es decir, doblemente reforzada. La primera con secciones mayores que la segunda. La solución abordará únicamente el análisis a flexión.

### 2.5.3.2 Opción que no requiere refuerzo a Compresión (simplemente reforzada)

$$b_w = 0.60 \text{ m}$$

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 0.93 \text{ m}$$

$$\omega_{LL} = 1,702.00 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{DL_{\text{sobre carga}}} = 450.00 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{DL_{\text{peso propio}}} = 1,440.00 \text{ kg/m}$$

La combinación de carga (ASCE 7-10) que se usará es:

$$\omega_{ult} = 1.2 (DL_{\text{sobre carga}} + DL_{\text{peso propio}}) + 1.6 LL = 5,369.29 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{\omega_{ult} l^2}{8} = 242,285.15 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{0.85(f'c)(b_w)(d)}{(F_y)} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(Mu)}{0.85(\phi)(f'c)(b_w)(d)^2}} \right] = 78.72 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = 0.014108$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.80\sqrt{f'c}}{F_y} \geq \frac{14}{F_y} = 0.003333$$

$$\rho_{\max} = 50\% \rho_{bal} = 0.5 \left( 0.85\beta_1 \frac{f'c}{F_y} \cdot \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) = 0.014450$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \rightarrow \text{ok, la sección cumple}$$

### 2.5.3.3 Opción que requiere refuerzo a Compresión (doblemente reforzada)

Podemos hacer más pequeña la sección, hasta cierto nivel, pero requerirá acero a compresión. Se propone entonces, la siguiente sección:

$$b_w = 0.50 \text{ m}$$

$$h = 0.85 \text{ m}$$

$$d = 0.78 \text{ m}$$

$$\omega_{LL} = 1,702.00 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{DL_{sobre\ carga}} = 450.00 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{DL_{peso\ propio}} = 1,020 \text{ kg/m}$$

La combinación de carga (ASCE 7-10) que se usará es:

$$\omega_{ult} = 1.2 (DL_{sobre\ carga} + DL_{peso\ propio}) + 1.6 LL = 4,781.20 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{\omega_{ult} l^2}{8} = 215,751.65 \text{ kg} - m$$

$$A_s = \frac{0.85(f'c)(b_w)(d)}{(F_y)} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(Mu)}{0.85(\phi)(f'c)(b_w)(d)^2}} \right] = 92.56 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = 0.023733$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.80\sqrt{f'c}}{F_y} \geq \frac{14}{F_y} = 0.003333$$

$$\rho_{\max} = 50\% \rho_{bal} = 0.5 \left( 0.85\beta_1 \frac{f'c}{F_y} \cdot \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \right) = 0.014450$$

Entonces, la sección requiere un refuerzo mayor al permitido por el código, por lo que será necesario, reforzar la sección en la zona de compresión.

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} b_w d = 56.36 \text{ cm}^2$$

El momento que resiste el  $A_{s_{\max}}$  es:

$$Mr = \phi A_{s_{\max}} F_y \left( d - \frac{A_{s_{\max}} F_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b_w} \right) = 144,972.05 \text{ kg} - m$$

El momento que falta por resistir es:

$$Mu_2 = Mu - Mr = 70,779.6 \text{ kg} - m$$

$$r' = 7 \text{ cm}$$

Donde  $r'$  la distancia de la fibra en compresión al eje de la varilla de refuerzo en compresión ( $A's$ ).

$$As_2 = \frac{Mu_2}{\phi Fy (d - r')} = 26.37 \text{ cm}^2$$

Por condiciones de ductilidad, el armado complementario de tensión que se acaba de calcular debe ser máximo el 50% del armado de compresión (en zonas no sísmicas sería el 75% del armado de compresión). Por lo que:

$$As_{compresión} = A's = \frac{As_2}{0.50} = 52.75 \text{ cm}^2$$

$$As_{tensión} = As_{max} + As_2 = 82.73 \text{ cm}^2$$

La fuerza de tensión del acero es:

$$T = As Fy = 347,457.19 \text{ kg}$$

La fuerza de compresión del acero es:

$$Cs = A's f's \approx A's Fy = 221,532.38 \text{ kg}$$

$$\sum F_{horizontales} = 0$$

$$Cc = T - Cs = 125,924.81 \text{ kg}$$

$$a = \frac{Cc}{0.85 f'c \cdot b} = 10.58 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro queda definida como:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 12.45 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c - r'}{c} (0.003) = 0.001313$$

Ahora, se ajusta el  $f'_s$  así:

$$f'_s = E_s \varepsilon_s = 2,757.64 \text{ kg/cm}^2$$

Y así iterativamente, se obtienen los siguientes datos:

$$f'_s = 3,589.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_s = 189,321.77 \text{ kg}$$

$$C_c = 158,135.42 \text{ kg}$$

$$a = 13.29 \text{ cm}$$

$$c = 15.63 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = 0.0016568$$

$$Mu_{resis.} = \phi \left[ C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - r') \right] = 222,531.32 \text{ kg} - m$$

La relación demanda/capacidad estaría en 0.97, por lo cual, se podría concluir que la sección propuesta resiste la demanda satisfactoriamente.

#### **2.5.4 Análisis Comparativo**

Tomando como referencia para el análisis comparativo solo 2 factores, a saber, el volumen de concreto y el tiempo necesario para que la estructura pueda soportar todas las cargas de diseño, es fácil concluir que la viga de concreto post-tensado tiene un costo-beneficio

más conveniente en comparación con las vigas de concreto armado, ver tabla 2.1.

Tabla 2.1 Tabla Comparativa entre Vigas de Concreto Post-tensado vrs. Vigas de Concreto Armado

Tipo de Viga	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso <sub>concreto</sub> /Longitud (Kg/m)	Tiempo (días)
Concreto post-tensado	0.29	5.51	696	6
Concreto armado, simplemente reforzado	0.6	11.4	1440	28
Concreto armado, doblemente reforzado	0.425	8.075	1020	28

Fuente: **Propia**

Este ahorro evidente de materiales (107% y 47% sobre la viga simplemente y doblemente reforzada, respectivamente) y tiempo de ejecución son factores preeminentes a la hora de concebir proyectos de ingeniería en donde elementos estructurales pre-esforzados, tales como, vigas, muros de corte, losas de entepiso, losas de cimentación, etc... se conjugan para dar paso a soluciones osadas y factibles con todas las ventajas que esta tecnología ofrece y que hemos citado en este capítulo.





## **CAPÍTULO 3**

### **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS POST-TENSADAS DE CIMENTACIÓN**

#### **3.1 Consideraciones Generales**

El Método de Diseño desarrollado por el PTI para losas sobre suelos expansivos es generalmente aplicado a suelos que reúnen los siguientes requerimientos:

- ✓ Índice de Plasticidad de 15 ó mayor de acuerdo con ASTM D 4318.
- ✓ Más del 10% de partículas de suelo son menores que 5 micrómetros de tamaño, de acuerdo con ASTM D 422.
- ✓ El Índice de Expansión (EI) mayor que 20 de acuerdo con ASTM D 4829

El procedimiento de diseño está basado en esfuerzos de trabajo. Los momentos, cortes y deflexiones diferenciales se integran bajo la acción de cargas aplicadas de servicio (incluyendo cargas resultantes por la humedad debido a efectos climáticos). Los esfuerzos en el concreto causados por estos momentos y cortes, actuando en una sección no fisurada asumida, están limitados a valores específicos permisibles. Las deflexiones diferenciales en la losa están limitadas a valores aceptables, proporcionando una rigidez mínima en la cimentación, la cual está en función de la compatibilidad de deformación de la súper estructura.

Aunque los supuestos de diseño radican en una sección no fisurada, éstos no son invalidados aún por la presencia de grietas por contracción del concreto. Los efectos de grietas por contracción y flexión han sido ampliamente estudiados y se ha encontrado que no tienen consecuencias importantes.

Un conjunto de parámetros deben ser conocidos para diseñar exitosamente las losas de cimentación. Éstos incluyen datos relacionados con el clima, suelos, sitio y estructura.

### **3.1.1 Parámetros del Clima**

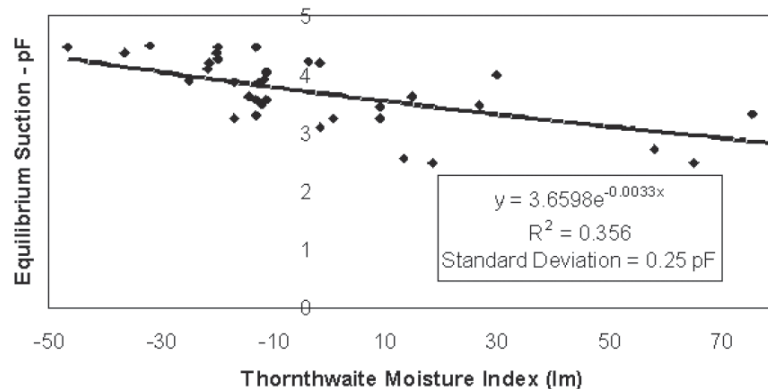
El potencial que tienen los suelos arcillosos para contraerse o hincharse es solamente crítico en lugares cuyos climas presentan condiciones de períodos de lluvias, seguido de extensos períodos sin lluvia. En el diseño de suelos expansivos, el ingeniero debe darse cuenta que el movimiento de suelo dañino no es necesariamente consecuencia de la obra a edificar. Si la estructura estará en sitios que tienen un potencial alto de expansión, pero las condiciones del clima provocan pocos cambios en el contenido de humedad en el suelo, entonces hay poca oportunidad para que la expansión o contracción del suelo se produzca. Si el sitio está en un área que tiene mucha lluvia o el clima sigue siendo relativamente húmedo durante todo el año, entonces el suelo probablemente ya ha experimentado una expansión considerable, un pequeño aumento en la humedad, causará solo un pequeño aumento en la expansión del suelo. Por el contrario, si los sitios se mantienen relativamente secos durante todo el año, hay más oportunidad para que grandes expansiones del suelo ocurran en

presencia repentina de condiciones de lluvia que eleven la humedad en el ambiente. Así que, para llegar a un diseño apropiado, el ingeniero necesita algunos indicadores ambientales o conocimiento del clima en donde se hará el proyecto para estimar la severidad de la contracción o expansión de los suelos en el cual la cimentación estará. Uno de los indicadores ambientales clave es el índice de la evapotranspiración potencial, concepto introducido por Charles Warren Thornthwaite (1948).

### 3.1.1.1 El Índice de humedad de Thornthwaite ( $I_m$ )

Este índice está definido como la cantidad de agua que debería regresar a la atmósfera por medio de la evaporación de la superficie de la tierra y la transpiración de las plantas si hubiera un suministro ilimitado de agua a las plantas y al suelo. Este índice está correlacionado con el equilibrio que se da en la succión a cierta profundidad en un depósito de suelo razonablemente homogéneo, como resultado de múltiples ciclos de succión cerca de la superficie, sin tomar en cuenta los efectos que provocan la irrigación de césped, flores o árboles, ver figura 3.1.

Figura 3.1 Correlación entre el Índice de Thornthwaite y el Equilibrio de Succión del Suelo



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación**, Tercera Edición del PTI, grafica 3.4 página 10.

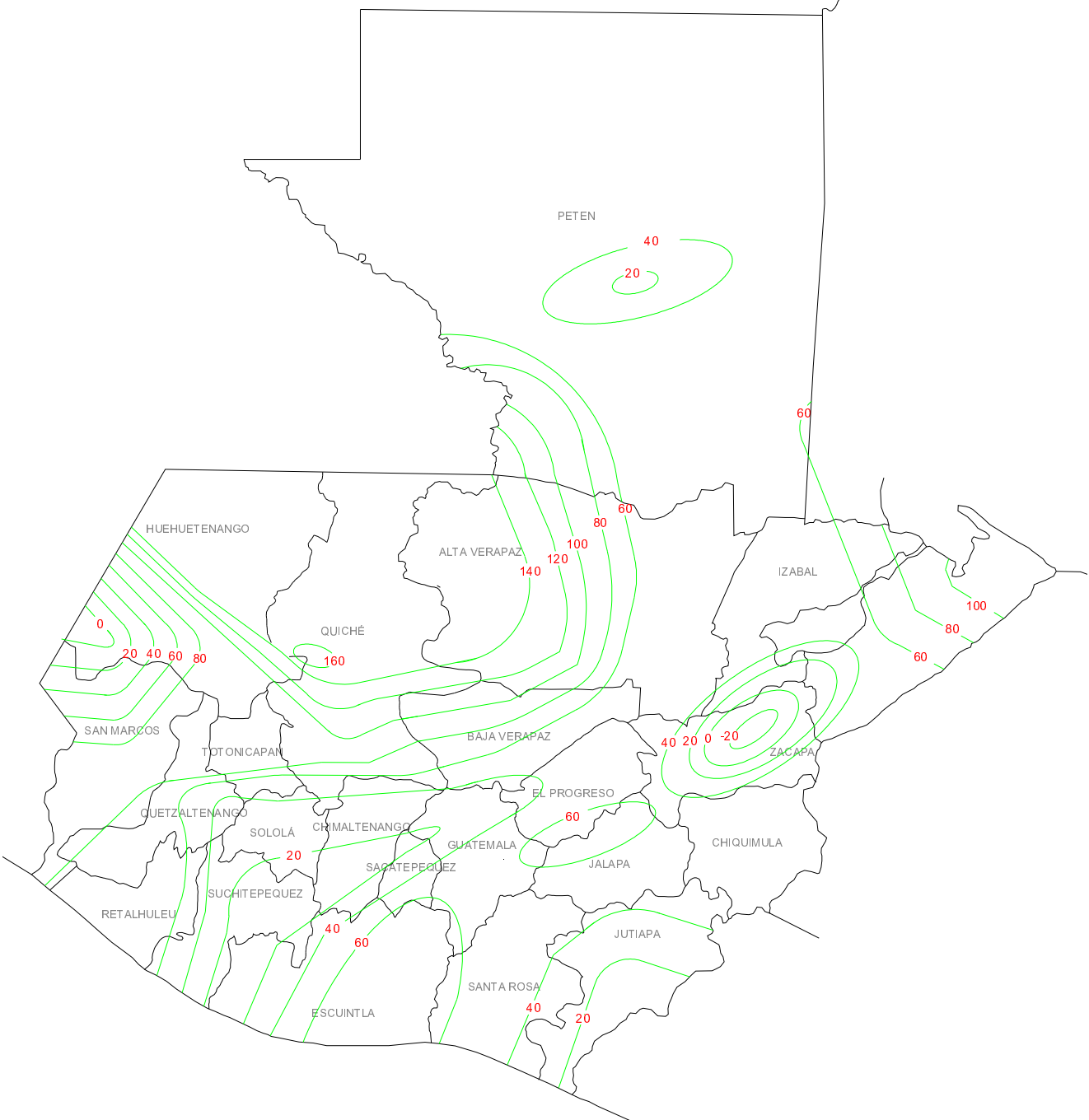
Este índice es un importante dato de entrada para el cálculo de  $e_m$  (sección 3.1.2.2) y para  $y_m$  (sección 3.1.2.3), los cuales sirven para determinar el peralte de los nervios de la losa de cimentación (sección 4.1.5), el cálculo de los momentos flexionantes (sección 4.1.10.1) y el cálculo de corte de sección (sección 4.1.10.4). En la figura 3.2, se presenta un mapa de curvas Iso-índice de Thornthwaite para Guatemala, utilizando para ello la información estadística disponible de los últimos años de temperaturas medias y cantidad de agua llovida de 24 estaciones climatológicas administradas por el INSIVUMEH. Un ejemplo detallado para el cálculo del índice de Thornthwaite se describe en la sección 3.4.13. La tabla 3.1 clasifica el tipo de clima según este índice, como puede notarse, valores altos describen climas húmedos y valores bajos, incluso los negativos describen climas secos.

Tabla 3.1 Clasificación del tipo de clima según el Índice de Thornthwaite

Tipo	Árido	Condición
E	Semiárido	-40 Im -60
D	Seco sub-húmedo	-20 Im -40
C1	Sub-húmedo	0 Im -20
C2	Húmedo	20 Im 0
B1		40 Im 20
B2		60 Im 40
B3		80 Im 60
B4		100 Im 80
A	Per-húmedo	> Im 100

Fuente: Climate Classification System, **Charles Warren Thornthwaite** (1948)

Figura 3.2 Distribución del Índice de humedad Thornthwaite  $I_m$  para Guatemala



Fuente: Propia

### **3.1.2 Parámetros del Suelo**

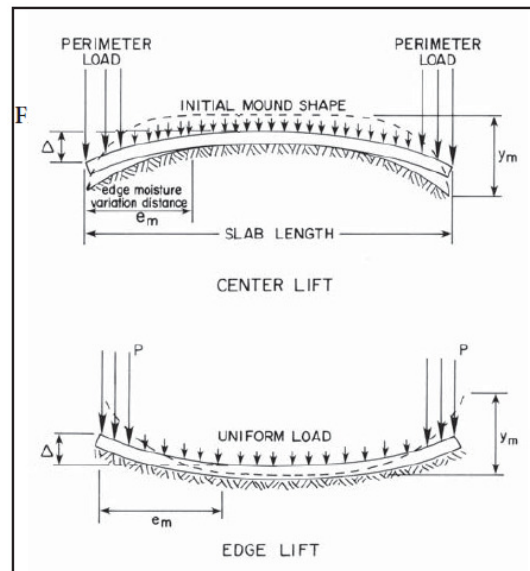
#### **3.1.2.1 Condición Center Lift y Edge Lift**

Si el suelo debajo de la losa experimenta un cambio en el contenido de humedad después de la construcción de la losa el centro de la misma puede levantarse (término conocido como secado del borde o doming –abombamiento- o “Center Lift”, este último será usado en el presente estudio) o puede suceder que los bordes se levanten (conocido como borde expandido o dishing –por su forma de plato- o “Edge Lift”, este último será usado en el presente estudio). La condición center lift se da a largo plazo, la cual ocurre cuando el contenido de humedad alrededor del perímetro de la losa gradualmente decrece y la contracción relativa del suelo debajo del interior de la losa ocurre, o cuando el contenido de humedad debajo del interior de la losa incrementa y el suelo se expande. Por el contrario, la condición edge lift, es decir, cuando los bordes se levantan, es debido a que el suelo debajo del perímetro de la losa llega a ser más húmedo que el suelo debajo del interior de la losa, ver figura 3.3.

#### **3.1.2.2 Distancia de la variación de la humedad medida desde los bordes, $e_m$**

También conocida como distancia de penetración de humedad medida respecto del borde de la losa,  $e_m$  ver figura 3.3. Esta distancia varía en proporción directa con el contenido de humedad en el suelo. Condiciones altas de humedad es indicativo que puede ocurrir que  $e_m$  aumente y que el centro de la losa se levante (doming), por el contrario si la humedad del suelo es baja,  $e_m$  disminuye y puede ocurrir que los extremos se levanten (dishing).

Figura 3.3 Expansión y contracción de los suelos debajo de una losa.



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación**, Tercera Edición del PTI, página 13.

En conclusión, esta distancia depende en gran medida de las condiciones climáticas. Las losas construidas en climas más cálidos tenderían a experimentar menores valores de  $e_m$  durante la condición edge lift que durante la condición center lift de la losa. Esto es debido a la influencia de los esfuerzos de evapotranspiración que tienden a retardar o revertir la migración de la humedad debajo de la losa. Mientras que las losas construidas en climas más húmedos tenderían a experimentar valores más grandes de  $e_m$  en la condición edge lift debido a la fuerte influencia del clima más húmedo. Los valores de  $e_m$  a usarse en el diseño estructural deberían ser proveídos por el Ingeniero Geotécnico.

Los diseñadores deberían asegurar que en el cálculo de los momentos generados en la condición center lift de la losa que están basados en valores de  $e_m$  mayores a 5ft no deben ser menores que los generados por 5ft (umbral). Hay una discontinuidad en la ecuación para momentos en el sentido longitudinal provocados por la condición center lift de la losa en  $e_m = 5$ . Los momentos para  $e_m$  ligeramente mayores a 5ft son a menudo menores que los momentos generados con  $e_m$  exactamente igual a 5ft.

### **3.1.2.3 Movimiento diferencial del Suelo, $y_m$**

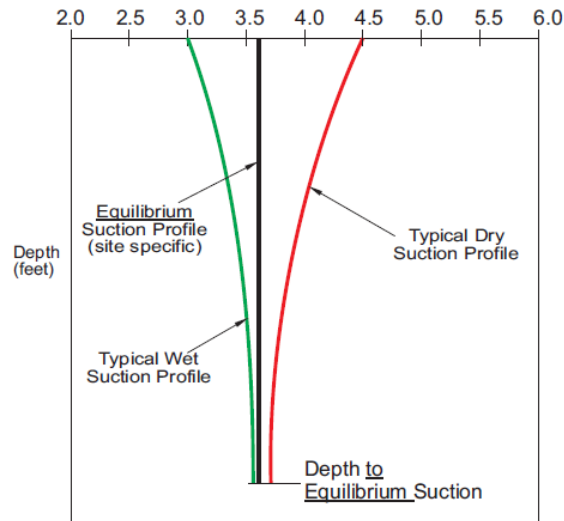
También conocido como expansión diferencial, la cantidad de  $y_m$  a ser esperada depende de algunas condiciones, incluyendo el tipo y cantidad de arcilla mineral, profundidad de los estratos de arcilla, uniformidad de los estratos de arcilla, la humedad inicial, la profundidad de la zona activa (variación de la profundidad de la succión del suelo, ver figura 3.4), la velocidad de infiltración de la humedad o evaporación, así como otras condiciones más difíciles de medir y controlar. Los efectos que son más difíciles de medir pueden incluir el tipo y la cantidad de cobertura vegetal en el sitio antes y después de la construcción, sitios en taludes, condiciones de drenaje, riego, bajadas de agua, filtraciones o fugas en el suministro de agua, entre otros. Si estas condiciones del sitio han sido corregidas y la humedad en el suelo es producto únicamente del clima,  $y_m$  puede ser estimado por un ingeniero calificado. Se debe enfatizar que la determinación de  $y_m$  se basa en las condiciones climáticas controladas del suelo y no es válida cuando está influenciado de manera significativa por otras condiciones, incluyendo las mencionadas anteriormente. Un Ingeniero Geotécnico



debe hacer estudios específicos para casos especiales. En un sitio apropiadamente drenado, irrigado y plantado, las condiciones climáticas y las propiedades del suelo representadas por el coeficiente de difusión no saturado  $\alpha$ , produce el máximo rango de cambio en el volumen de suelo. En tal sitio, este rango es determinado por el suelo más seco o más húmedo en el perímetro de la losa debido a las lluvias y la evapotranspiración. El riego normal reduce el rango máximo del cambio de volumen del suelo en la condición climática más seca y no incrementa el contenido de humedad en la zona activa de las arcillas más allá de lo cual ocurriría en la condición climática más húmeda. Por lo tanto, si el sitio es adecuadamente diseñado y mantenido, el diseño basado en las condiciones climáticas de humedad del sitio correspondiente es conservador.

El valor  $y_m$  debe ser estimado usando el cambio en la elevación de la superficie del suelo entre 2 localizaciones separadas por una distancia  $e_m$  dentro del cual este movimiento diferencial ocurrirá. Un perfil de succión inicial y final debe ser usado en el borde de la cimentación para determinar  $y_m$ .

Fig. 3.4 Perfil de Succión del Suelo.



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación**, Tercera Edición del PTI, figura 3.16, página 23.

En ausencia de datos necesarios para establecer con exactitud los valores de succión del suelo en la superficie, se recomienda lo siguiente: para un perfil de succión más húmedo, un valor típico bajo para un sitio con buenas condiciones de drenaje puede ser de  $3pF$ ; para un perfil de succión más seco, un valor de  $4.5 pF$  puede ser usado en condiciones normales de diseño, ver figura 3.4. El Caso de Post-construcción es recomendado para valores de  $I_m$  entre -15 y +15, pero, también es posible usarlo para valores más secos que -15 (valores negativos más altos) y valores más húmedos que +15 (valores positivos más altos), se debe usar para esto la tabla 3.6 para determinar el Factor de Cambio del Esfuerzo ( $SCF$ ), en donde en la primera columna se detallan los valores de succión en equilibrio y en la primera fila se detallan los valores de succión más seco y más húmedo, es posible

hacer interpolaciones para determinar  $SCF$ , ver el ejemplo ilustrativo 2 del numeral 3.3.3.

El método original que constituye la base para el método de diseño del Instituto del Postensado (PTI) es válido para valores  $y_m$  de 4in. El método de diseño es, por tanto, estrictamente para valores hasta 4 in inclusive. Las ecuaciones estructurales, sin embargo, pueden ser extrapoladas para valores  $y_m$  más allá de 4in, y valores más grandes que 4in podrían ser apropiadamente usados. El efecto adicional en el diseño para valores arriba de 4in es menos significativo que para valores debajo de  $y_m$ . De manera alternativa, para valores de  $y_m$  arriba de 4in podría utilizarse un tipo diferente de método de diseño como el Método de Elementos Finitos. Cuando aplique un método alternativo de diseño, se debe poner especial atención por las diferencias existentes entre esos métodos.

#### **3.1.2.4 Propiedades Ponderadas de los Suelos**

Para suelos estratificados, el promedio ponderado de las diferentes propiedades ( $PI, \gamma_h, \alpha'$ ) de los suelos debe ser calculado. El procedimiento para calcular el promedio ponderado de todas las propiedades es el mismo. Usualmente un perfil de suelo de 9ft o más es justificado geotécnicamente para realizar este promedio ponderado, éste se subdivide en tres secciones, por ejemplo, el tercio superior, el tercio medio y el tercio inferior, si es de 9ft, entonces cada sección tendrá un espesor de 3ft. El factor  $F$  se determina entonces así: tres por el tercio superior, dos por el tercio medio y uno por el tercio inferior. Para cada estrato de suelo en el mismo perfil, el promedio ponderado

de las propiedades del suelo es el producto de  $F$  y la profundidad del estrato  $D$ , es decir,  $FxD$ . Si un estrato se extiende al tercio superior y medio, entonces la profundidad del estrato se subdivide en dos partes: una parte es la profundidad en la parte superior del estrato y la segunda parte en la parte media del estrato. La suma de todas las profundidades  $D$  es igual al espesor del perfil en consideración. Por lo tanto, el promedio ponderado de las propiedades del suelo es calculado así:

Ecuación 3.1

$$(\alpha')_{ponderado} = \frac{(\sum F_i D_i \alpha'_i)}{(\sum F_i D_i)}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 3-2, página 11.

### 3.1.3 Parámetros del Sitio

No existe un indicador para factores no ambientales que produce la expansión-contracción de los suelos como el Índice de Humedad de Thornthwaite para factores ambientales. Los factores no relacionados al clima, si no son apropiadamente controlados, podrían inducir potencialmente mayores movimientos en el suelo que lo que resultarían solo con la influencia de factores climáticos solamente. Por otro lado, si estos factores no ambientales se controlan apropiadamente se puede reducir a niveles satisfactorios los movimientos indeseados del suelo. Si bien puede ser posible cuantificar los efectos de los muchos factores no ambientales, su presencia o ausencia va más allá del control de los ingenieros estructurales y geotécnicos. Algunos diseñadores y constructores preparan “manuales de usuarios” para los propietarios de estructuras cimentadas en suelos expansivos, con lineamientos

detallados para la irrigación, drenaje, vegetación, taludes y otros factores no climáticos, los cuales podrían afectar el desempeño estructural de las cimentaciones. Entre los factores no climáticos de mayor influencia están:

### 3.1.3.1 Propiedades de los Suelos no Saturados

El Coeficiente de Difusión de Suelos No Saturados ( $\alpha$ ) es crítico en el análisis de los factores no climáticos. Este factor es también modificado por el factor de fábrica ( $F_f$ ) del suelo, el cual varía en un rango de 1.0 a 1.2 (ver tabla 3.2), el cual, toma en cuenta la presencia de flujo horizontal de la humedad proveniente de raíces de árboles, de estratos, fracturas y juntas de suelos.

Tabla 3.2 Factor de Fábrica

Condición		$F_f$
Suelos no Cohesivos		1.0
Suelos Cohesivos	Perfil con una raíz, suelo agrietado, juntas arena/limo menores o iguales a 1/8"	1.0
	Perfil con 2, 3 ó 4 raíces, suelo agrietado, juntas arena/limo mayores a 1/8"	1.1
	Perfil con más de 4 raíces, suelo agrietado, juntas arena/limo mayores a 1/8"	1.2

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, tabla 3.1, página 14

### **3.1.3.2 Pre-vegetación**

Las raíces de los árboles grandes, matorrales u otra vegetación requieren grandes cantidades de humedad, por lo que el suelo en esas áreas tiende a ser más seco que las áreas adyacentes; esos suelos más secos tienen un mayor potencial de expansión que los que tienen más humedad.

### **3.1.3.3 Linderos y vías**

Estas superficies típicamente no están cubiertas de vegetación, lo cual, las hace ser más secas que las circunvecinas. El potencial de expansión en esas áreas también es alto.

### **3.1.3.4 Taludes**

Los taludes compuestos por suelo expansivo tienen un mayor potencial de deslavarse a causa de los ciclos de expansión-contracción del suelo.

### **3.1.3.5 Corte y Relleno**

Secciones de corte y relleno podrían experimentar movimientos diferenciales de suelo a causa de la vibración que ocasiona la compactación.

### **3.1.3.6 Drenaje**

Si la escorrentía de lluvia no se conduce apropiadamente, la estructura edificada sobre suelo expansivo puede quedar vulnerable debido al incremento de la humedad. Una manera de evitar esa condición indeseable es proveer una pendiente en la superficie del

suelo para drenar el agua hacia afuera del área de cimentación. Se debe tener sumo cuidado también para que las alcantarillas y servicios de agua no tengan fugas y que éstas se desarrollen debajo de la losa. Las zanjas de dichas líneas de tubería no deben quedar demasiado compactadas si las zanjas se llenan de suelos arcillosos nativos.

### **3.1.3.7 Tiempo de la Construcción**

Si la losa es construida al final de un período de sequía prolongado, éstas podrían experimentar mayores expansiones alrededor de los bordes cuando el suelo llegue a ser más húmedo en la conclusión del período seco. De manera similar, cuando una losa se construye al final de un período húmedo, podría experimentar mayor secado en el perímetro de la losa durante el período subsiguiente

### **3.1.3.8 Jardinización**

Plantar flores y arbustos próximos a la cimentación aumenta la posibilidad de que en el proceso de riego de dichas plantas se esté aportando humedad no deseada debajo de la losa. Los árboles de sombra plantados a menos de la distancia equivalente a la mitad de la altura de ese árbol en condición madura, puede ocasionar que las raíces penetren debajo de la losa y consuman la humedad adyacente provocando que el suelo se contraiga.

### **3.1.3.9 Irrigación**

El riego debe hacerse de una manera uniforme y sistemática para mantener el contenido de humedad consistente alrededor del perímetro de la cimentación. Las áreas de suelo que no tengan cobertura

vegetal requieren más humedad debido a que el efecto de evaporación es más crítico. Los encharcamientos pueden aumentar la humedad de una manera no uniforme, es deseable entonces, que el agua drene hacia afuera.

#### **3.1.3.10 Árboles**

Estudios realizados han demostrado que los árboles plantados a menos de la distancia equivalente a la mitad de la altura de ese árbol en condición madura pueden causar que las raíces se extiendan incluso debajo de la losa, ocasionando movimientos diferenciales. Los árboles requerirán más agua en períodos extremos de sequía y en algunos casos un sistema de inyección de agua hacia las raíces podría ser requerido para mantener el equilibrio en los niveles de humedad deseados.

#### **3.1.3.11 Períodos de Sequía**

Es necesario proveer riego para mantener los niveles de humedad apropiado alrededor de la losa.

### **3.1.4 Parámetros Estructurales**

El método de diseño que se utilizará es el método PTI, el cual está en concordancia con el IBC 2003 capítulo 18 que se refiere a Suelos y Cimentaciones; y el UBC 97 capítulo 18, que refiere a Cimentaciones y muros de retención. El método PTI presenta un procedimiento ingenieril específico para resistir los efectos de los suelos expansivos y compresibles, y contiene un juego completo de provisiones de diseño estructural. El procedimiento de diseño que se presentará puede ser utilizado tanto para cimentaciones nervadas (que consiste en una losa



de espesor uniforme con nervios rigidizantes peraltadas hacia abajo dispuestas en 2 direcciones), como para losas de cimentación con espesor uniforme (losas sólidas de espesor uniforme sin nervios).

#### **3.1.4.1 Forma de la losa**

La geometría en planta de la losa generalmente es definida por requerimientos arquitectónicos. La experiencia ha demostrado que algunas formas irregulares no pueden resistir apropiadamente los momentos flexionantes debido a los efectos de torsión.

#### **3.1.4.2 Cimentaciones de espesor uniforme**

Para diseñar una losa de espesor uniforme, el diseñador debe primero diseñar una cimentación nervada que resista momentos, corte, rigideces y, luego convertir la cimentación nervada en una de espesor uniforme usando ecuaciones de conversión. La losa nervada original debe contener todos los requerimientos para resistir momentos, cortes y rigideces, incluyendo las limitaciones de espaciamiento, peralte, y ancho descritos anteriormente. El espesor mínimo para cimentaciones de espesor uniforme debe ser de 7.5 in. Los esfuerzos de compresión actuantes en una losa nervada se deben convertir a valores equivalentes que actuarán en la losa de espesor uniforme, esto resultará en un incremento en las fuerzas de pre-esfuerzo debido a que invariablemente la sección transversal de la losa de espesor uniforme será mayor al de la losa nervada equivalente. Los tendones preferentemente deben ser localizados en el centroide del concreto en la losa de espesor uniforme, a menos que una excentricidad  $e_p$  sea requerida para satisfacer requerimientos de esfuerzos flexionantes.

### 3.1.4.3 Esfuerzos de Corte Permisibles ( $V_c$ )

Desde la segunda edición, el Instituto del Post-tensado desarrolló una expresión que relaciona la resistencia especificada del concreto a la compresión en 28 días y el esfuerzo mínimo promedio del pre-esfuerzo residual a la compresión, esta ecuación se encuentra actualmente en vigencia y establece que:

Ecuación 3.2

$$V_c = 2.4 \sqrt{f'_c} + 0.2f_p$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-7, página 43

El esfuerzo aplicado a corte está basado en el área del nervio, excluye la porción de losa afuera del ancho del mismo. Esto es consistente con la práctica estándar de ingeniería para la resistencia a corte de secciones de nervios con patín (flange).

### 3.1.4.4 Rigideces

Una rigidez mínima debe proporcionarse a la cimentación, a fin de que las deflexiones diferenciales estén limitadas a valores aceptables Ver la sección 4.1.10.3. La tabla 3.3 muestra valores  $C_\Delta$  para determinar la rigidez mínima en la cimentación para una amplia gama de materiales que constituyen las diferentes superestructuras, en base a su capacidad para resistir la deformación.

Tabla 3.3 Coeficientes de Rigidez  $C_{\Delta}$

Material	Center Lift	Edge Lift
Marco de Madera	240	480
Estuco o yeso	360	720
Enchapado de Ladrillo	480	960
Unidades de Mampostería de Concreto	960	1920
Armadura de Techo Prefabricado*	1000	2000

\*Armaduras cuyas luces tienen la longitud del ancho o largo del cimiento, de borde a borde.

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, tabla 6.2, página 48

En el pasado, problemas significativos han ocurrido en residencias con estructuras de techo prefabricado de armadura de madera, cuando los tabiques no estructurales son anclados rígidamente a éstas. En este caso, aún con pequeños movimientos verticales, han aparecido grietas en paredes de tablayeso y separaciones en juntas entre el tabique y el cielo. Los valores de  $C_{\Delta}$  son una señal de advertencia de que este problema puede ocurrir y debe ser mitigado.

### 3.1.4.5 Capacidad de la Sección Fisurada

Se debe proveer ductilidad necesaria a la losa por medio del pre-esfuerzo y del refuerzo pasivo, a fin de que por lo menos sea suficiente para desarrollar una capacidad de sección fisurada igual a 50% de la capacidad de la sección no fisurada.

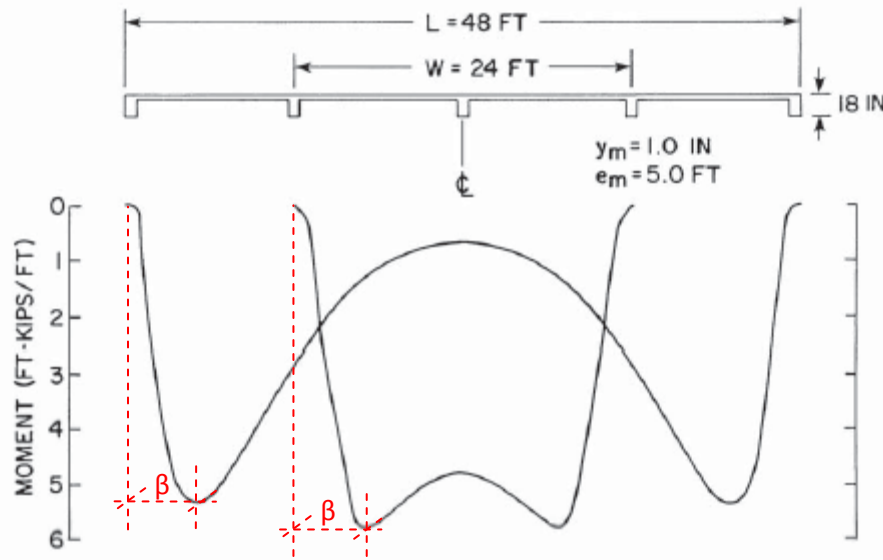
## **3.2 Análisis de Interacción Suelo-Estructura**

Los parámetros de diseño mencionados en la sección 3.1, muestran la variedad de casos que pueden existir en la vida real y que pueden afectar significativamente el buen desempeño de las Losas Post-tensadas de Cimentación, y que deben ser considerados por el Ingeniero Estructural. La Universidad A&M de Texas realizó un estudio mediante modelos de computadora para interrelacionar los efectos que producen dichos parámetros en los momentos, cortes y deflexiones, así como también su efecto en el coeficiente de fricción entre la sub-base y la losa de cimentación. Como resultado de ese estudio, las siguientes observaciones fueron presentadas.

### **3.2.1 Momento Flexionante**

La magnitud del momento en ambas direcciones, tanto longitudinal como transversal varió como se muestra en la figura 3.5.

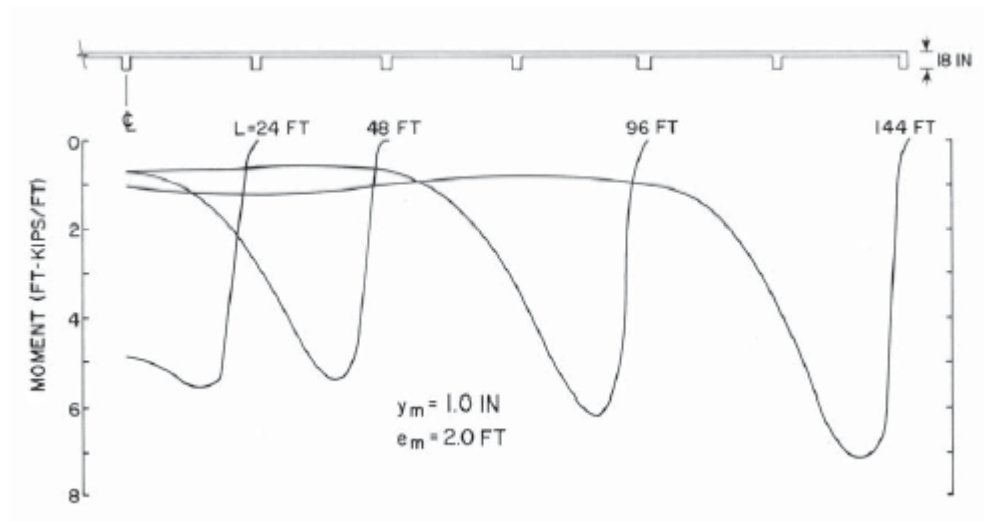
Figura 3.5 Variación típica de momentos en ambos ejes, longitudinal y transversal de una losa rectangular



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 5.1, página 35

La variación fue similar en ambos ejes. A medida que aumenta la longitud de la losa, la distribución del momento sigue un patrón similar, como se muestra en figura 3.6.

Figura 3.6 Variación típica de momentos a lo largo del eje longitudinal, a medida que la longitud de la losa aumenta.



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 5.3, página 36.

La localización del momento máximo puede ser estimada de manera aceptable por la siguiente expresión:

Ecuación 3.3

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{E_{cr} I}{1000}}, \text{piés}$$

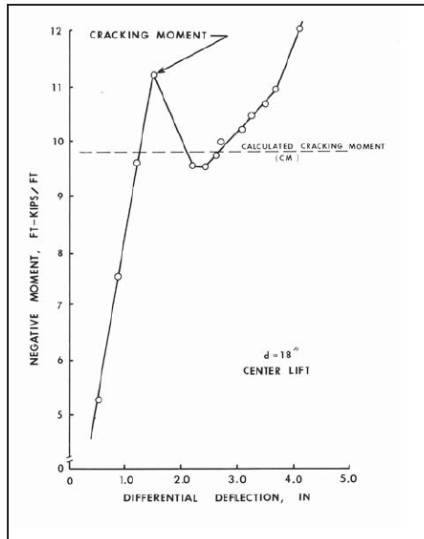
Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, página 59

Esta longitud depende de la rigidez relativa del suelo y la rigidez de la losa. Entonces, los momentos se incrementan rápidamente desde el perímetro de la losa hasta alcanzar un máximo aproximadamente en  $\beta$ . La magnitud del momento empieza a disminuir hacia la mitad de la losa. Esta reducción está en función de la longitud de la losa, en este caso para losas de aproximadamente 48 piés o menos. Para losas más

largas, la longitud incrementada no ofrece una reducción más notable en la región central, ver figura 3.6.

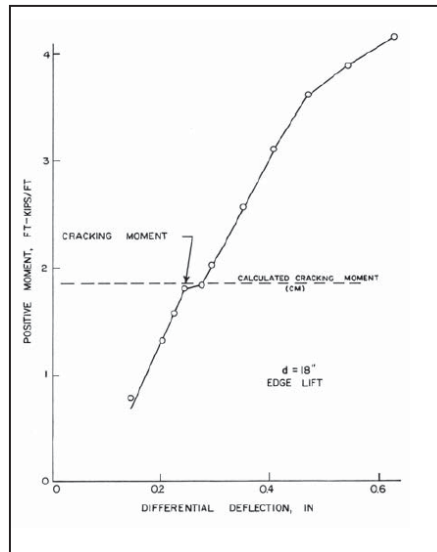
Para estudiar la respuesta del sistema suelo-losa posterior al agrietamiento, la Universidad A&M de Texas, mediante un modelo por computadora cargó losas nervadas pre-esforzadas con nervios de peralte variable desde 18 hasta 30 pulgadas. Se analizaron para los dos casos, para cuando la losa se levanta por el centro (center lift) debido al momento negativo, ver figura 3.7; y cuando la losa se levanta en el perímetro (edge lift) debido al momento positivo, ver figura 3.8. Para ambos casos, la respuesta de la losa hasta el momento de agrietamiento fue elástica. En el punto de agrietamiento, en el modelo center lift la deflexión fue mayor que en el modelo edge lift. Como resultado de estas deflexiones, la losa experimentó un apoyo adicional del suelo, pero la deflexión necesaria para desarrollar el momento último no ocurrió. El incremento del momento después del agrietamiento refleja el apoyo adicional proveído por el suelo y no el momento adicional en la sección de la losa. En ambos casos (center y edge lift), la capacidad de momento último de la sección de losa es menor que el momento de agrietamiento. Debido al apoyo proveído por el suelo en la etapa de post-agrietamiento, la consideración de usar el momento último no está incluida en el procedimiento de diseño que se presentará a continuación. Las siguientes figuras ilustran lo anteriormente descrito.

Figura 3.7 Relación entre el Momento negativo y la Deflexión Diferencial en Center Lift



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 5.4, página 37.

Figura 3.8 Relación entre el Momento positivo y la Deflexión Diferencial en Edge Lift



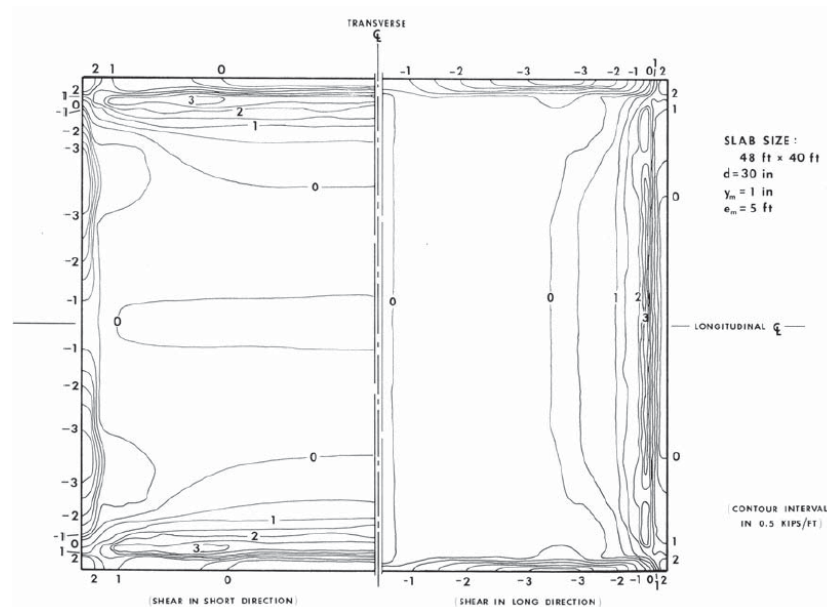
Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 5.5, página 37.



### 3.2.2 Corte

Las fuerzas máximas de corte se produjeron cerca del perímetro de la losa, ver figura 3.9; esto debido a que existe mayor concentración de cargas en dicho perímetro. Solamente en el caso de las cargas perimetrales muy pesadas hicieron que las fuerzas de corte excedieran a las resistidas por la sección, estando ésta ligeramente reforzada. El máximo corte ocurrió dentro de la longitud  $\beta$  medida desde el borde de la losa.

Figura 3.9 Distribución típica de las fuerzas de corte sobre la superficie de la losa en el modo Center Lift.



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 5.6, página 38.

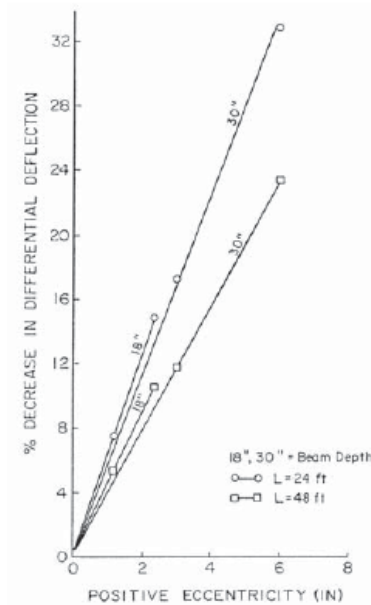
### 3.2.3 Deflexión Diferencial

Las longitudes horizontales podrían no ser críticas en el análisis de aceptabilidad de deflexiones diferenciales. Análisis realizados para ubicar los momentos máximos y las deflexiones mínimas mostraron que éstos pueden ocurrir en diferentes puntos, por ejemplo las losas

experimentaron flexiones multimodales. Sin embargo, se evidenció que todas fueron encontradas en un rango de  $6\beta$  medido desde el perímetro de la losa.

En el modo Center Lift, las losas pre-esforzadas mostraron un mejor desempeño respecto de las losas no pre-esforzadas, debido a que hay una relación inversa entre la excentricidad del tendón y el % de decremento en la deflexión diferencial, como se ilustra en la figura 3.10. En el modo Edge Lift, las cargas perimetrales más pesadas actuaron para resistir el movimiento del suelo hacia arriba, por lo que las deflexiones diferenciales fueron menores que las que se obtuvieron con cargas perimetrales más ligeras.

Figura 3.10 Efecto de la excentricidad del tendón en las deflexiones diferenciales en el modo Center Lift.

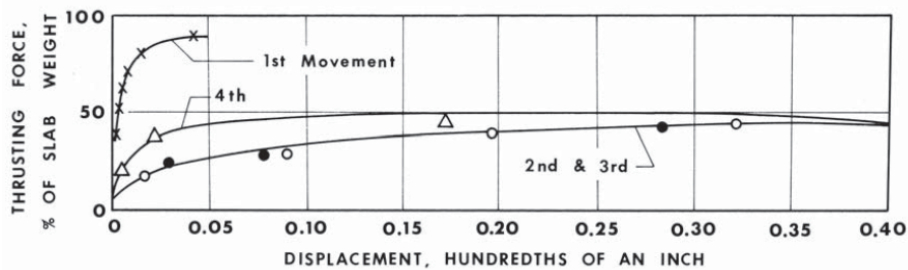


Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 5.7, página 39.

### 3.2.4 Coeficiente de Fricción entre la Sub-base y la losa ( $\mu$ )

El PTI hizo una extensa revisión en la literatura técnica para determinar el valor del coeficiente de fricción que podría experimentar la losa durante el proceso de pre-esfuerzo. Como resultado de esta revisión, dos factores fueron importantes para determinar dicho coeficiente. Estos factores son, la cantidad de movimiento que experimenta la losa como resultado de la contracción y los efectos de temperatura entre el tiempo de colado del concreto y el tiempo del pre-esfuerzo y el material sobre el cual ocurre ese deslizamiento. La figura 3.11 muestra los efectos que el movimiento de la losa tiene en la magnitud de este coeficiente de fricción. Note que se requiere una fuerza cerca del 100% de la magnitud de la misma para provocar el primer movimiento, una vez que este primer movimiento se da, los movimientos subsecuentes requerirán solamente una fracción de esa fuerza.

Figura 3.11 Efecto de los movimientos sucesivos experimentados por una losa de 5 pulgadas de espesor fundida sobre una base cubierta de una lámina de polietileno.

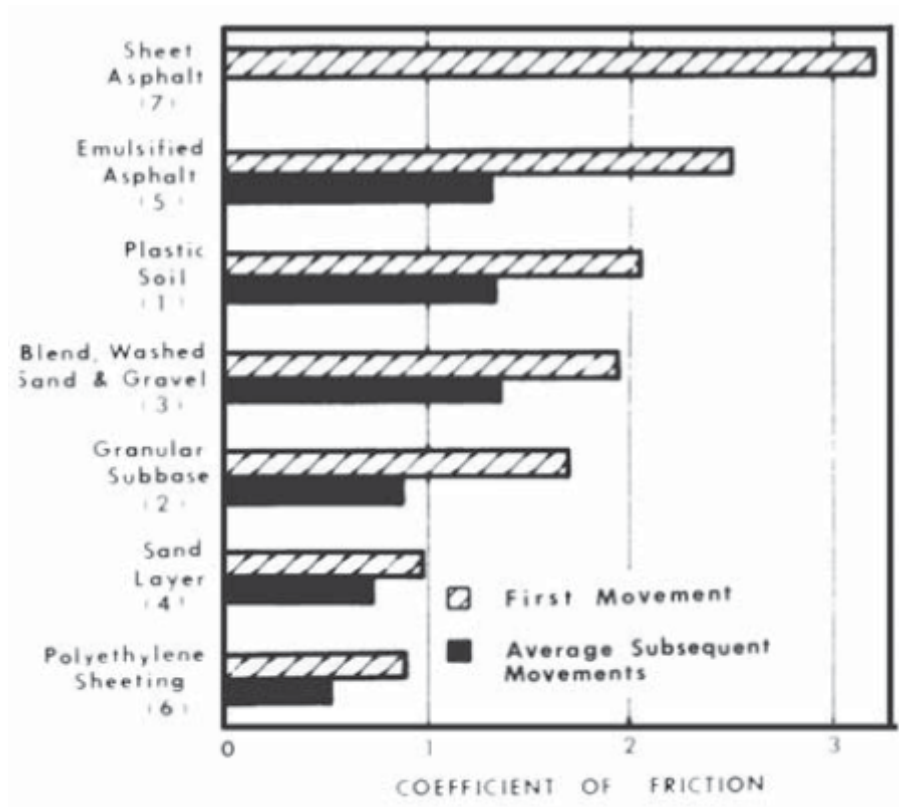


Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 5.8, página 39.

La figura 3.12 muestra el efecto que tienen los diferentes medios de deslizamiento que hay entre la losa y el suelo portante en la magnitud de  $\mu$ . Note que aún si el polietileno no se requiriera como una

barrera de humedad, puede resultar deseable colocarlo de todos modos a fin de lograr una reducción en  $\mu$ .

Figura 3.12 Coeficientes de Fricción de una losa de 5 pulgadas de espesor.



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 5.9, página 40.

Los movimientos medidos de losa indicaron que fundiendo en tiempo de verano,  $\mu$  resultó en un rango de 0.50 - 0.60 para losas de espesor uniforme fundidas sobre polietileno. Fundiendo en tiempo de invierno el rango subió de 0.60 - 0.75 fundidas sobre polietileno; para losas fundidas sobre una base arenosa,  $\mu$  subió a un rango de 0.75 - 1.00.  $\mu$  aumenta en losas nervadas. Por lo que, coeficientes de fricción del

orden de 0.75 a 1.00 para losas fundidas sobre polietileno y terreno arenoso, respectivamente, parecen ser valores de diseño razonables para losas nervuradas. Los bajos niveles de pre-esfuerzo utilizado para la mayoría de las losas de cimentación provocan relativamente pequeños movimientos de la losa debido al acortamiento elástico, creep y el efecto de contracción. Los efectos de  $\mu$  en losas grandes, se ven significativamente afectados y, posiblemente, de forma exponencial con la longitud de la losa, y también con el contenido granular de los suelos. Los suelos que son principalmente de arcilla tienden a acomodar el acortamiento en un período de tiempo, mientras que los suelos granulares se resisten al movimiento. El total de acortamiento en una losa post-tensada colocada sobre suelo activo podría estar en un rango de ½ pulgada por cada 100 piés en los primeros 6 meses. Para losas con dimensiones más largas que 100 piés, el diseñador debería considerar factores adicionales para mitigar el agrietamiento por contracción en la zona central de la cimentación, lo que podría incluir fuerzas de pre-esfuerzo más grandes, detalles para disminuir al mínimo el acortamiento y una excelente calidad de concreto con propiedades que reduzcan la contracción.

### **3.3 Provisiones Sísmicas**

Cimentaciones post-tensadas en áreas de alto riesgo sísmico, como lo es el caso de Guatemala (por ejemplo, Categorías IBC D, E y F, o Zonas UBC 3 ó 4) deberán tratarse de acuerdo con los códigos correspondiente, tales como, el capítulo 21.12 del ACI-11 o en la sección 1808 y 1809 del IBC 2009. Estas secciones podrían requerir la colocación de refuerzo pasivo, entre otras razones, para mitigar la concentración de

esfuerzos en áreas críticas o para resistir corte o momentos flexionantes locales inducidos por elementos estructurales apoyados en las losas. El diseño de una losa de cimentación deberá incluir cargas de viento y sísmicas y garantizar en el diseño que las fuerzas de corte y torsionales de la superestructura sean debidamente transmitidas a la losa (conexión entre la superestructura y la losa). El diseño de la carga lateral deberá realizarse en base a los códigos correspondientes (ACI, IBC, ASCE, etc...). A continuación se citan algunos párrafos de importancia.

### **3.3.1 Sección 21.12.1.1 del ACI 318-11**

Las cimentaciones que resisten fuerzas sísmicas o que transfieren las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno en sitios con Categoría de Riesgo Sísmico D, E o F, deben cumplir con lo siguiente:

### **3.3.2 Sección 21.12.2.1 del ACI 318-11**

El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resisten las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse en la losa de cimentación y debe estar totalmente desarrollado por tracción en la interfaz.

### **3.3.3 Sección 21.12.2.2 del ACI 318-11**

Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, además de lo citado en 3.3.1.1, si se requiere ganchos de refuerzo longitudinal que reste flexión debe tener ganchos de 90° cerca del fondo de la losa de cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna,

para que el nudo sea capaz de resistir flexión en el elemento que forma el alma de la T.

### **3.3.4 Sección 21.12.2.3 del ACI 318-11**

Las columnas o elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado que tengan un borde dentro de una longitud equivalente a la mitad de la profundidad de la losa de cimentación debe tener refuerzo transversal colocado bajo la parte superior de la losa. Este refuerzo debe extenderse dentro de la losa de cimentación y desarrollar en tracción  $f_y$  del refuerzo longitudinal.

### **3.3.5 Sección 21.12.2.4 del ACI 318-11**

Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en los elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado o en las columnas, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la losa de cimentación para que resista las combinaciones de carga de diseño, y no puede ser menor que lo requerido en 10.5.4 del mismo código que dice:  $A_{s_{min}}$  en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido en 7.12.2.1 que a su vez establece que: la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

(a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 ó 350:

Ecuación 3.4

$$\rho = 0.0020$$

Fuente: **ACI 318-11**, Sección 7.12.2.1, página 102

(b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 ó refuerzo electro soldado de alambre:

Ecuación 3.5

$$\rho = 0.0018$$

Fuente: **ACI 318-11**, Sección 7.12.2.1, página 102

(c) En losa donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 60,000 psi, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento:

Ecuación 3.6

$$\rho = \frac{0.0018 \cdot 60,000}{f_y}$$

Fuente: **ACI 318-11**, Sección 7.12.2.1, página 102

El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder a tres veces el espesor, ni 450mm.

### **3.4 Ejemplo Ilustrativo 1, Cálculo de $e_m$**

Calcular  $e_m$  para un sitio ubicada en la zona 5 de Quetzaltenango, con los siguientes datos geotécnicos.



**a. Datos**

**a.1 Geotécnicos**

Tabla 3.4 Datos Geotécnicos del Suelo

Estrato	Espesor (ft)	Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (PL)	% - #200	%-2 $\mu$	Peso unitario (pcf)
I	4	31	15	30	5	110
II	6	28	13	21	5	100

Fuente: **Propia**

Tabla 3.5 Factor de fábrica

Estrato	Factor de Fábrica	Descripción
I	1.0	Suelo no CH
II	1.0	Suelo no CH

Fuente: **Propia**

**3.4.1 Cálculo del Índice de Plasticidad (PI)**

De la ecuación 3.7, se calcula el Índice de Plasticidad, así:

Ecuación 3.7

$$PI_{Estrato I} = LL - PL$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, página 65

Entonces, *PI* para ambos estratos:

$$PI_{Estrato I} = 31 - 15 = 16$$

$$PI_{Estrato II} = 28 - 13 = 15$$

### 3.4.2 Cálculo del porcentaje de arcillas finas ( $\%f_c$ )

De la ecuación 3.8, se calcula  $\%f_c$ , así:

Ecuación 3.8

$$\%f_{c_{Estrato I}} = \frac{\% - 2\mu}{\% - \#200}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, página 65

Entonces,  $\%f_c$  para ambos estratos:

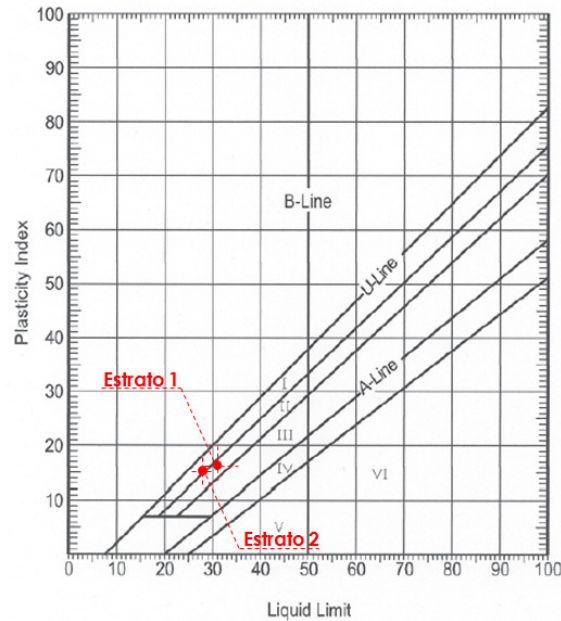
$$\%f_{c_{Estrato I}} = \frac{5}{30} \cdot 100 = 16.67\%$$

$$\%f_{c_{Estrato II}} = \frac{\% - 2\mu}{\% - \#200} = \frac{5}{21} \cdot 100 = 23.81\%$$

### 3.4.3 Determinación de la Zona de Clasificación del Mineral

De la figura 3.13, en el eje de las abscisas, el Límite Líquido ( $LL$ ) y en el eje de las ordenadas el Índice plástico ( $PI$ ), se obtiene la clasificación correspondiente, la cual se muestra en la tabla 3.6.

Figura 3.13 Zona de Clasificación del Mineral



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 3.7, página 16.

Tabla 3.6 Zona de Clasificación del Mineral del Ejemplo Ilustrativo

Estrato	PI	LL	Zona
I	16	31	II
II	15	28	I

Fuente: **Propia**

### 3.4.4 Calcular la relación $PI/\%f_c$

$$(PI/\%f_c)_{Estrato\ I} = \frac{16}{17} = 0.96$$

$$(PI/\%f_c)_{Estrato\ II} = \frac{15}{24} = 0.63$$

### 3.4.5 Calcular la relación $LL/\%f_c$

$$(LL/\%f_c)_{Estrato I} = \frac{31}{17} = 1.86$$

$$(LL/\%f_c)_{Estrato I} = \frac{28}{24} = 1.18$$

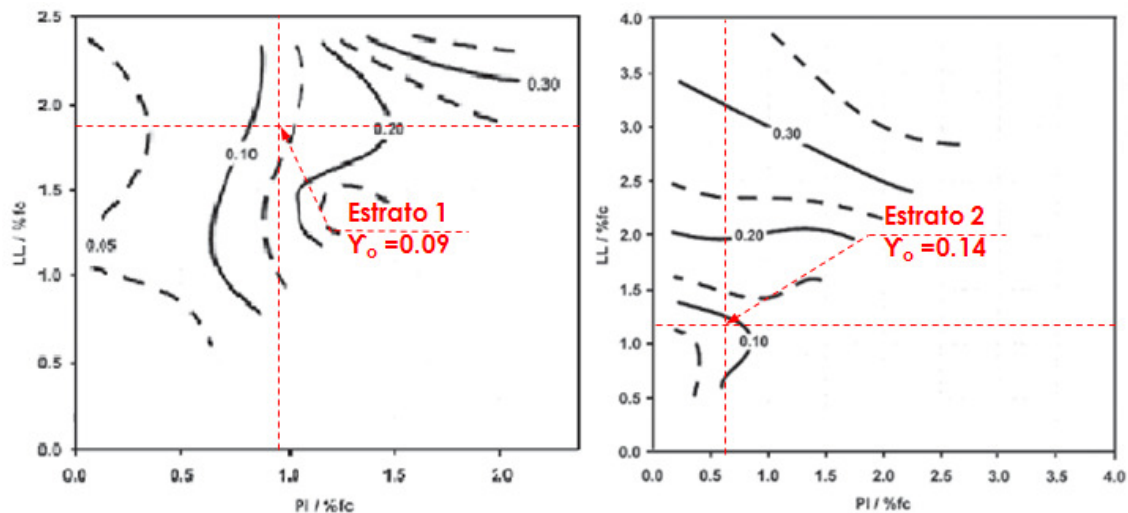
### 3.4.6 Determinar $\gamma_o$ (Cambio en el volumen del suelo para un cambio en la succión del 100% de arcilla fina.

De la figura de la figura 3.14, para el estrato I, la gráfica de la Zona II; y para el estrato II, la gráfica de la Zona I. En el eje de las abscisas la relación  $PI/\%f_c$  y en el eje de las ordenadas la relación  $LL/\%f_c$  y por simple ploteo, se obtiene  $\gamma_o$ , así:

$$(\gamma_o)_{Estrato I} = 0.14$$

$$(\gamma_o)_{Estrato II} = 0.09$$

Figura 3.14 Determinación de  $\gamma_o$  en la Zona I y II



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 3.8 (Zona I) y 3.9 (Zona II), página 17.

### 3.4.7 Determinar $\gamma_h$ (Cambio en el volumen del suelo para un cambio en la succión corregida para el valor actual de % de arcilla fina)

Utilizando la Ecuaciones 3.9, 3.10 y 3.11, se debe calcular para ambas condiciones, Expansión (Swell o Edge Lift) y Contracción (Shrink o Center Lift), y para ambos estratos, así:

Ecuación 3.9

$$(\gamma_h)_{Edge\ Lift_{Estrato\ I}} = \gamma_h e^{\gamma_h}$$

Ecuación 3.10

$$(\gamma_h)_{Center\ Lift_{Estrato\ I}} = \gamma_h e^{-\gamma_h}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, página 66.

Donde:

Ecuación 3.11

$$\gamma_h = \gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right)$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, página 66.

Entonces:

$$(\gamma_h)_{Edge\ Lift_{Estrato\ I}} = \left( \gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right) \right) e^{\gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right)} = \left( 0.14 \cdot \frac{17}{100} \right) e^{0.14 \cdot \frac{17}{100}} = 0.024$$

$$(\gamma_h)_{Center\ Lift_{Estrato\ I}} = \left( \gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right) \right) e^{-\gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right)} = \left( 0.14 \cdot \frac{17}{100} \right) e^{-\left( 0.14 \cdot \frac{17}{100} \right)} = 0.023$$

$$(\gamma_h)_{Edge\ Lift_{Estrato\ II}} = \left( \gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right) \right) e^{\gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right)} = \left( 0.09 \cdot \frac{24}{100} \right) e^{0.09 \cdot \frac{24}{100}} = 0.022$$

$$(\gamma_h)_{Center Lift_{Estrato II}} = \left( \gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right) \right) e^{\gamma_o \left( \frac{\%f_c}{100} \right)} = \left( 0.09 \cdot \frac{24}{100} \right) e^{-(0.09 \cdot \frac{24}{100})} = 0.021$$

### 3.4.8 Calcular $S_S$ (Pendiente de Succión versus la curva de contenido volumétrico de agua)

Usando la ecuación propuesta por Lytton, RL, 1994, en su Libro "Prediction of Movement in Expansive Clay", ver referencia bibliográfica, que establece:

Ecuación 3.12

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

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, página 66.

$$(S_S)_{Estrato I} = -20.29 + 0.1555(31) - 0.117(16) + 0.0684(30) = -15.3$$

$$(S_S)_{Estrato I} = -20.29 + 0.1555(28) - 0.117(15) + 0.0684(21) = -16.3$$

### 3.4.9 Calcular el Coeficiente de difusión no saturado ( $\alpha$ )

De la Ecuación 3.13, se debe calcular  $\alpha$  para ambas condiciones, Edge y Center Lift.

Ecuación 3.13

$$\alpha = 0.0029 - 0.000162(S_S) - 0.0122(\gamma_h)$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, página 66.

$$(\alpha_{Edge Lift})_{Estrato I} = 0.0029 - 0.000162(-15.3) - 0.0122(0.024) = 0.0051$$

$$(\alpha_{Center Lift})_{Estrato I} = 0.0029 - 0.000162(-15.3) - 0.0122(0.023) = 0.0051$$

$$(\alpha_{Edge Lift})_{Estrato II} = 0.0029 - 0.000162(-16.3) - 0.0122(0.023) = 0.0053$$

$$(\alpha_{Center Lift})_{Estrato I} = 0.0029 - 0.000162(-16.3) - 0.0122(0.021) = 0.0053$$

### 3.4.10 Determinar el Factor de Fábrica ( $F_f$ )

De la tabla 3.5, como dato geotécnico, se tiene entonces, un factor de fábrica para el Estrato 1 y 2 de 1.0 para ambos.

### 3.4.11 Calcular el Coeficiente de Difusión Modificado ( $\alpha'$ )

Ecuación 3.14

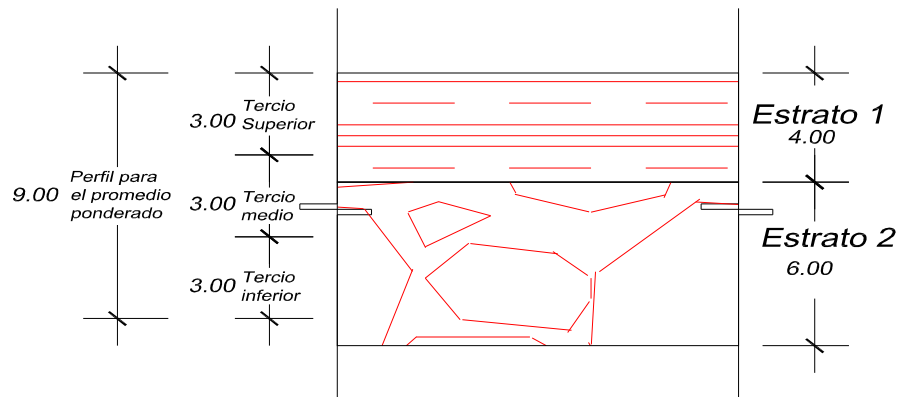
$$\alpha' = \alpha F_f$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, página 66.

### 3.4.12 Calcular $\alpha'$ ponderado

La figura 3.15, ilustra el estrato de 9ft a considerar en el análisis, nótese que el estrato 1 que tiene 4 ft de espesor está comprendido el tercio superior y 1/3 del tercio medio y, el Estrato 2, comprende 2/3 del tercio medio y el tercio inferior.

Figura 3.15 Estrato de 9ft a considerar en el análisis de ponderación



Fuente: **Propia**

De la ecuación 3.1, se tiene:

$$\begin{aligned}
 \left( \sum F_i D_i \alpha'_i \right)_{Edge Lift} &= \left( (3_{tercio})(3ft) \left( \alpha'_{Edge Lift_{Estrato I}} \right) + (2_{tercio})(1ft) \left( \alpha'_{Edge Lift_{Estrato I}} \right) \right. \\
 &+ \left. (2_{tercio})(2ft) \left( \alpha'_{Edge Lift_{Estrato II}} \right) + (1_{tercio})(3ft) \left( \alpha'_{Edge Lift_{Estrato II}} \right) \right) \\
 &= (3)(3)(0.0051) + (2)(1)(0.0051) + (2)(2)(0.0053) + (1)(3)(0.0053) \\
 &= 0.0932
 \end{aligned}$$

$$\sum F_i D_i = (3_{tercio})(3ft) + (2_{tercio})(3ft) + (1_{tercio})(3ft) = (3)(3) + (2)(3) + (1)(3) = 18$$

$$\begin{aligned}
 \left( \sum F_i D_i \alpha'_i \right)_{Center Lift} &= \left( (3_{tercio})(3ft) \left( \alpha'_{Center Lift_{Estrato I}} \right) + (2_{tercio})(1ft) \left( \alpha'_{Center Lift_{Estrato I}} \right) \right. \\
 &+ \left. (2_{tercio})(2ft) \left( \alpha'_{Center Lift_{Estrato II}} \right) + (1_{tercio})(3ft) \left( \alpha'_{Center Lift_{Estrato II}} \right) \right) \\
 &= (3)(3)(0.0051) + (2)(1)(0.0051) + (2)(2)(0.0053) + (1)(3)(0.0053) \\
 &= 0.0932
 \end{aligned}$$

$$\left( (\alpha')_{ponderado} \right)_{Edge Lift} = \frac{0.0932}{18} = 0.0052$$

$$\left( (\alpha')_{ponderado} \right)_{Center Lift} = \frac{0.0932}{18} = 0.0052$$

### 3.4.13 Determinar el Índice de Thornthwaite

De datos obtenidos en el INSIVUMEH, se presenta el promedio del historial de precipitaciones y temperatura media de los últimos 10 años, registrados en la Labor Ovalle ubicada en las coordenadas geodésicas 14°52'40''N y 91°30'53''O:



Parámetro	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Precipitación media, (mm)	2.49	1.82	12.74	44.19	130.11	167.42	98.32	111.33	162.71	105.77	21.88	11.26
Tm, °C	12.94	13.69	14.80	15.83	15.84	15.64	15.77	15.84	15.18	14.95	13.39	13.19

El índice de calor mensual se determina mediante la siguiente fórmula:

$$i_{Enero} = \left(\frac{t_m}{5}\right)^{1.514} = \left(\frac{12.94}{5}\right)^{1.514} = 4.22$$

Y así para todos los meses del año:

Parámetro	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
<i>i</i>	4.22	4.59	5.17	5.72	5.73	5.62	5.69	5.73	5.37	5.25	4.44	4.34

Se debe determinar el índice calórico anual mediante la sumatoria de los 12 índices de calor mensual obtenidos, así:

$$I = \sum_{1}^{12} i = 61.88$$

Se debe determinar el factor *L* de corrección según la latitud del lugar en cuestión, el cual relaciona la cantidad de días que tiene el mes respecto de 30 días y la cantidad de horas de luz solar que tiene el día respecto de 12 horas, así:

$$L_{Enero} = \left(\frac{Día/mes}{30}\right) \cdot \left(\frac{Horas Sol}{12}\right) = \left(\frac{31}{30}\right) \cdot \left(\frac{11.47}{12}\right) = 0.99$$

De la misma manera para los siguientes meses:

Parámetro	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Día/mes	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Horas Sol	11.47	11.80	12.23	12.63	12.93	13.00	12.82	12.45	12.05	11.63	11.33	11.27
<i>L</i>	0.99	0.92	1.05	1.05	1.11	1.08	1.10	1.07	1.00	1.00	0.94	0.97

La evapotranspiración potencial (*ETP*), está dada por:

$$ETP = \left( 16 \left( \frac{10 t_m}{I} \right)^a \right) \cdot L, mm$$

Donde:

$$a = 6.75 \times 10^{-7} I^3 - 7.71 \times 10^{-5} I^2 + 1.792 \times 10^{-2} I + 0.49239 = 1.4667$$

Entonces:

$$ETP_{Enero} = \left( 16 \left( \frac{10 \cdot t_{mEnero}}{I} \right)^{1.4667} \right) \cdot L_{Enero} = 46.59mm$$

Para los siguientes meses:

Parámetro	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
<i>ETP, mm</i>	46.59	47.04	60.52	66.73	70.65	67.46	69.56	68.02	59.85	58.41	46.86	47.06

Es necesario determinar el exceso y la deficiencia de humedad. Estos se determinan mediante la diferencia existente entre la precipitación y la *ETP*, si es positivo es exceso y si es negativo es deficiencia, así:

Parámetro	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Exceso					59.45	99.97	28.76	43.31	102.86	47.36		
Deficiencia	44.10	45.21	47.79	22.54							24.97	35.79

Para finalizar, el Índice de Thornthwaite (*I<sub>m</sub>*) se determina mediante la siguiente expresión:

$$I_m = \frac{100 \cdot \sum \text{Exceso} - 60 \cdot \sum \text{Deficiencia}}{\sum ETP} = \frac{100 \cdot 381.72 - 60 \cdot 220.41}{708.75} = 35.2$$

Según la clasificación correspondiente, este sitio corresponde a un clima tipo B<sub>1</sub> húmedo. Este dato puede ser obtenido de manera directa interpolando las curvas iso-índice de Thornthwaite en el mapa de la figura 3.2.

#### 3.4.14 Determinar el $e_m$ en función del Índice de Thornthwaite

La figura 3.17 se utiliza para este fin, en el eje de las abscisas se tiene  $I_m$  y en el eje de las ordenadas se tiene  $e_m$  para ambas condiciones Edge y Center Lift. Por simple ploteo se encuentran los siguientes resultados:

$$e_{m_{Center\ Lift}} = 5.1\ ft$$

$$e_{m_{Edge\ Lift}} = 3.5\ ft$$

#### 3.4.15 Determinar el $e_m$ en función de $\alpha'$

De la figura 3.15, en el eje de las abscisas  $\alpha'$  y en el eje de las ordenadas  $e_m$ , se tienen:

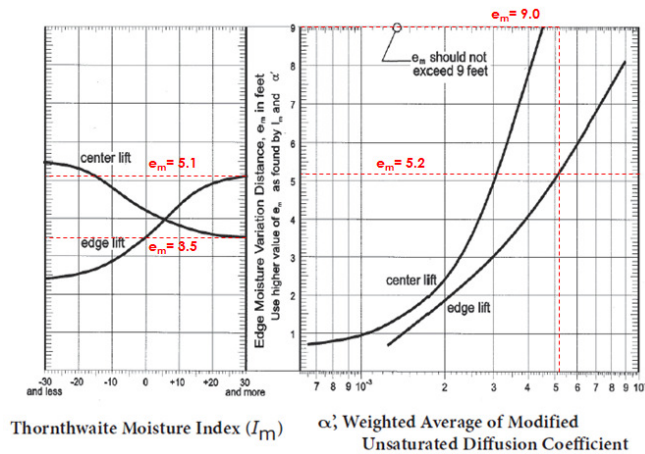
Para:

$$((\alpha')_{ponderado})_{Edge\ Lift} = 0.0052, e_{m_{Edge\ Lift}} = 5.2\ ft$$

y para:

$$((\alpha')_{ponderado})_{Center\ Lift} = 0.0052, e_{m_{Center\ Lift}} = 9\ ft$$

Figura 3.16 Distancia de la variación de la humedad medida desde los bordes ( $e_m$ )



Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, figura 3.6 página 15.

### 3.4.16 Determinación final de $e_m$

Para finalizar se toman los valores máximos obtenidos en los 2 incisos anteriores, por lo que:

$$e_{m_{Edge\ Lift}} = 5.2\ ft$$

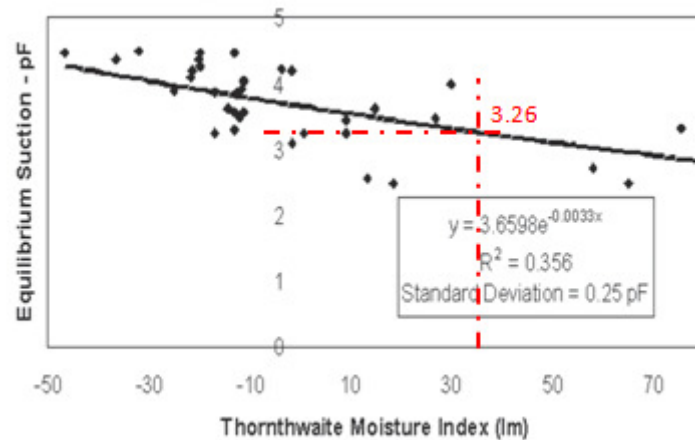
$$e_{m_{Center\ Lift}} = 9.0\ ft$$

## 3.5 Ejemplo Ilustrativo 2, Cálculo de $y_m$

### 3.5.1 Determinar el valor de succión en equilibrio

De la figura 3.1, en el eje de las abscisas con  $I_m = 35.2$  y en el eje de las ordenadas el Valor de Succión del Suelo ( $pF$ ), por lo que:

$$Equilibrio\ de\ Succión = 3.6598 e^{-0.0033 I_m} = 3.26\ pF$$



### 3.5.2 Determinar el valor de Succión más seco

De la gráfica 3.4, se obtienen:

$$\text{Succión más seco} = 3pF$$

### 3.5.3 Determinar el valor de Succión más húmedo

De la gráfica 3.4, se obtienen:

$$\text{Succión más húmedo} = 4.5pF$$

### 3.5.4 Determinar el Factor de Cambio de Esfuerzo (*SCF*)

De la tabla 3.7, se deberá interpolar el valor correspondiente a *SCF* con los datos obtenidos, en la primera columna se detallan los valores de succión en equilibrio y en la primera fila se detallan los valores de succión más seco y más húmedo, es posible hacer interpolaciones para determinar *SCF*.

Tabla 3.7 Factor de Cambio de Esfuerzo

Measured Suction ( $\rho F$ ) at Depth $Z_m$	Final Controlling Suction At Surface, $\rho F$						
	2.5	2.7	3.0	3.5	4.0	4.2	4.5
2.7	+3.2	0	-4.1	-13.6	-25.7	-31.3	-40.0
3.0	+9.6	+5.1	0	-7.5	-18.2	-23.1	-31.3
3.3	+17.7	+12.1	+5.1	-2.6	-11.5	-15.8	-23.1
3.6	+27.1	+20.7	+12.1	+1.6	-5.7	-9.4	-15.8
3.9	+38.1	+30.8	+20.7	+7.3	-1.3	-4.1	-9.4
4.2	+50.4	+42.1	+30.8	+14.8	+3.2	0	-4.1
4.5	+63.6	+54.7	+42.1	+23.9	+9.6	+5.1	0

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, tabla 3.2a página 24.

$$SCF_{Edge Lift} = 0 + \frac{(3.26 - 3.0)(5.1 - 0)}{(3.3 - 3.0)} = 4.42$$

$$SCF_{Center Lift} = \frac{(3.26 - 3.0)(-23.1 + 31.3)}{(3.3 - 3.0)} - 31.3 = -24.19$$

### 3.5.5 Calcular $\gamma_h$

Similar al numeral 3.3.2.12, se calcula esta propiedad del suelo ponderada.

$$\begin{aligned} & \left( \sum F_i D_i \gamma_h \right)_{Edge Lift} \\ &= \left( (3_{tercio})(3ft) \left( \gamma_{h_{Edge Lift_{Estrato I}}} \right) + (2_{tercio})(1ft) \left( \gamma_{h_{Edge Lift_{Estrato I}}} \right) \right) \\ &+ \left( (2_{tercio})(2ft) \left( \gamma_{h_{Edge Lift_{Estrato II}}} \right) + (1_{tercio})(3ft) \left( \gamma_{h_{Edge Lift_{Estrato II}}} \right) \right) \\ &= (3)(3)(0.0024) + (2)(1)(0.0024) + (2)(2)(0.0022) + (1)(3)(0.0022) \\ &= 0.418 \end{aligned}$$

$$\sum F_i D_i = (3_{tercio})(3ft) + (2_{tercio})(3ft) + (1_{tercio})(3ft) = (3)(3) + (2)(3) + (1)(3) = 18$$

$$\begin{aligned} \left( \sum F_i D_i \gamma_h \right)_{Center Lift} &= \left( (3_{tercio})(3ft) \left( \gamma_{h_{Center Lift_{Estrato I}}} \right) + (2_{tercio})(1ft) \left( \gamma_{h_{Center Lift_{Estrato I}}} \right) \right. \\ &\quad \left. + (2_{tercio})(2ft) \left( \gamma_{h_{Center Lift_{Estrato II}}} \right) + (1_{tercio})(3ft) \left( \gamma_{h_{Center Lift_{Estrato II}}} \right) \right) \\ &= (3)(3)(0.0023) + (2)(1)(0.0023) + (2)(2)(0.0021) + (1)(3)(0.0021) \\ &= 0.40 \end{aligned}$$

$$\left( \gamma_{h_{ponderado}} \right)_{Edge Lift} = \frac{0.418}{18} = 0.023$$

$$\left( \gamma_{h_{ponderado}} \right)_{Center Lift} = \frac{0.40}{18} = 0.022$$

### 3.5.6 Calcular $y_m$

De la ecuación 3.15, se obtienen los valores de  $y_m$  correspondientes para cada condición, Edge y Center Lift.

Ecuación 3.15

$$y_m = (SCF) \cdot \left( \gamma_{h_{ponderado}} \right)$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensada de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, página 67.

$$y_{m_{Edge Lift}} = (4.42)(0.023) = 0.10in$$

$$y_{m_{Center Lift}} = (24.19)(0.022) = 0.53in$$

Solo a manera de ilustrar cómo el tipo de clima impacta de manera directa en estos parámetros, se realizó este mismo ejercicio tomando de referencia un sitio ubicado a inmediaciones de la Estación Climatológica de la Fragua, Zacapa, cuya ubicación geodésica es  $14^{\circ}56'55''\text{N}$  y  $89^{\circ}33'38''\text{O}$ , el valor obtenido de  $I_m = -38$ , los valores de movimiento diferencial del suelo, son  $y_{m_{Edge\ Lift}} = 0.63in$  y  $y_{m_{Center\ Lift}} = 0.13in$ , por lo que para clima seco la condición Edge lift resulta ser más crítica, mientras que para clima húmedo la condición Center Lift es la más crítica.



## **CAPÍTULO 4**

### **DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS POST-TENSADAS DE CIMENTACIÓN**

En base a los Parámetros que afectan el diseño descrito con anterioridad, que son, parámetros del clima, del suelo, del sitio y estructurales, y a lo discutido en el Análisis de Interacción Suelo-Estructura, el Instituto del Post-tensado desarrolló el método que se presentará a continuación, este Método es reconocido como Método PTI y es citado en el Capítulo 9 del ACI 360-06, el cual es el Comité del Instituto de Americano del Concreto encargado de regular el Diseño de Losas de Cimentación. Este procedimiento puede ser usado para losas nervadas y losas de espesor uniforme. Para diseñar losas de espesor uniforme se debe primero diseñar una losa nervada que satisfaga los requerimientos respectivos y, posteriormente, se convierte a una losa equivalente de espesor uniforme.

El método de diseño está basado en nervios completamente continuos, de borde a borde en ambas dirección. Cuando existan consideraciones arquitectónicas especiales, tales como, aberturas, esquinas, irregularidades en planta, se debe prevenir la continuidad de los nervios. El diseñador deber proveer continuidad equivalente de nervios usando criterios racionales de ingeniería. Para ser considerados continuos, los nervios deben: (a) ser continuos o (b) deben traslaparse una longitud de desarrollo apropiada o (c) estar conectados a un

nervio paralelo por un nervio perpendicular, el cual transfiere por torsión el momento Flexionante en el nervio.

#### **4.1 Procedimiento de Diseño para Losas de Cimentación construidas sobre Suelos Expansivos**

Es necesario recopilar todos los datos necesarios, empezando por los proporcionados por el Ingeniero Geotécnico, que son  $\gamma_m$ ,  $e_m$  Y  $q_{allow}$ ; los primeros 2 parámetros en las condiciones Center Lift y Edge Lift. También todo lo referente a Cargas de servicio, con la intención de hacer una integración de cargas para el análisis correspondiente. Se debe especificar los materiales a utilizar, por ejemplo, la clase de concreto  $(f'_c, E_{cr}, \gamma_{concreto})$ , Acero de Pre-esfuerzo  $(f_{pu}, A_{ps}, \%_{tensado}, Pérdidas_{pre-esfuerzo}, e_p)$ . En el anexo, se presenta el procedimiento sintetizado.

##### **4.1.1 Paso 1: Integración de Cargas**

Se deben integrar las cargas de servicio por unidad de área y por unidad de longitud, la primera interactuando sobre la losa y la segunda sobre el perímetro. Se asumirá una carga uniforme. Si según el análisis estructural se confirma que la carga perimetral varía considerablemente y la relación entre la más grande y la más pequeña es mayor a 1.25, entonces se debe usar la más grande para el caso center lift y la más pequeña para el caso edge lift.

Las cargas aplicadas en la cimentación están gobernadas por lo requerido en los códigos correspondientes, en la arquitectura del edificio, marcos, y en los materiales de construcción. El procedimiento

de diseño desarrollado por el PTI asume cargas en la cimentación, carga viva y muerta constantes y la carga perimetral variable y determinada por el diseñador.

La viva uniforme aplicada en toda el área de la cimentación, corresponde a la carga viva aplicada directamente a la losa de cimentación y no incluye ninguna carga viva de la superestructura.

La carga muerta uniforme aplicada en toda el área de la cimentación no incluye ninguna carga muerta de la superestructura.

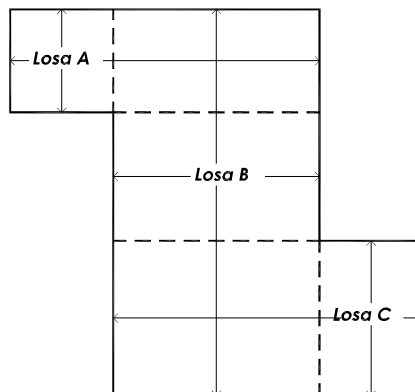
Una carga lineal  $P$  sin factorar actuando en toda la longitud del perímetro de los nervios representando el peso de los materiales del edificio y la porción de las cargas vigas y muertas de la superestructura.  $P$  no incluye ninguna porción de concreto de la cimentación. La carga lineal  $P$  incluye ambas, la muerta y la viva. La carga  $P$  es aplicada para ambas condiciones, a saber, tanto center como edge lift. Cargas concentradas, como chimeneas, columnas o muros de carga deben ser evaluadas individualmente. Si los esfuerzos sobre la losa producidos por cargas concentradas exceden a los valores permisibles, las cargas deben ser apoyadas en nervios adyacentes en el caso de una losa nervada o una zapata debe fundirse abajo del cimiento en el caso de una losa de espesor uniforme. El ingeniero estructural debe ser cuidadoso para evaluar tanto las cargas asumidas, cómo la manera en que éstas se aplican al modelo específico de cimentación bajo diseño.

Para considerar las cargas a integrar en el presente estudio de tesis, se tomará de referencia el ASCE 7-10 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” (traducción libre en Español: Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Edificaciones”). Las combinaciones de carga se tomaron del capítulo 2, para este caso particular la combinación de carga crítica es la combinación 2 de la sección 2.4.1 de ese Manual. Las consideraciones para dimensionar las cargas muertas y cargas vivas se tomaron del capítulo 3 y 4 de ese Manual, respectivamente.

#### 4.1.2 Paso 2: Definición de Rectángulos Traslapados

La figura 4.1, muestra la manera correcta para definir los rectángulos traslapados. La condición de traslape es indispensable. Las losas de forma irregular deben ser divididas en rectángulos traslapados de manera que el límite resultante de éstos concuerde con el perímetro de la losa. Se deberá diseñar cada porción rectangular por separado.

Figura 4.1 Rectángulos traslapados



Fuente: **Propia**

### 4.1.3 Paso 3: Cálculo el Factor de Forma

El factor de forma se define como:

Ecuación 4.1

$$SF = \frac{\text{Perímetro de la Cimentación}^2}{\text{Área de la Cimentación}}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 4-1, página 31

Si  $SF$  excede 24, el diseñador debería considerar algunas modificaciones, tales como, regularizar la geometría en planta, inducir un sistema de reforzamiento especial, tratar el suelo para reducir la expansión del mismo, usar refuerzo pasivo adicional y/o nervios en áreas de altos esfuerzos de torsión. El análisis por Elementos Finitos podría también ser usado en caso de  $SF > 24$ .

### 4.1.4 Paso 4: Configuración de Nervios y Cálculo del Espaciamiento de Diseño ( $S$ )

Para Cimentaciones Nervadas, la localización de los nervios es determinada principalmente por la configuración del sistema de cimentación, requerimientos de diseño estructural, y la configuración de los muros de la superestructura. El PTI recomienda que el espaciamiento entre nervios deba estar en este rango  $6ft < S < 15ft$ . Adicionalmente, los nervios podrían ser requeridos en donde cargas pesadas son aplicadas a la cimentación, como en el caso de columnas. Cuando  $S$  varía, el espaciamiento promedio podría ser usado para diseñar, a menos, que la relación entre el espaciamiento más grande y el espaciamiento más pequeño excedan 1.5. En este caso, el

espaciamiento de diseño será de 0.85 veces el espaciamiento más grande. Las esquinas de este tipo de losas, requieren especial atención. Los momentos flexionantes son biaxiales cerca de las esquinas, afectados por ambas direcciones. Para cimentaciones con  $S$  ampliamente espaciadas la línea de máximo momento alrededor de la esquina podría no cruzar el nervio. Nervios adicionales para asegurar el rendimiento adecuado en las esquinas deben ser proveídas.

Los nervios deben ser continuos de lado a lado en ambas direcciones. Para ser considerado un nervio continuo, éste debe o (a) ser continuo, o (b) traslaparse una longitud adecuada a un nervio paralelo, o (c) conectarse a un nervio paralelo mediante un nervio perpendicular, que transfiere por torsión el momento Flexionante en el nervio.

#### **4.1.5 Paso 5: Cálculo del Peralte de los Nervios ( $h$ )**

El peralte del nervio ( $h$ ) es usualmente controlado por parámetros de diseño estructural de la propia losa nervada. Este peralte es el parámetro estructural que más influye en la capacidad de resistir momentos flexionantes, corte y deflexión de la losa nervada. Basado en experiencias exitosas, es permitido usar diferentes peraltes, por ejemplo, los nervios perimetrales más peraltados que los nervios interiores, sin embargo la relación entre el peralte mayor y el menor no debe exceder 1.2. Además, el peralte no debería ser menor que 11in, y el nervio debe extenderse al menos 7in abajo del nivel inferior de la losa ( $h \geq t + 7in$ ).

Se debe asumir Sección de Prueba seleccionando  $C_{\Delta}$  para center lift y edge lift (tabla 3.3). Asumir un espaciamiento  $S$  entre nervios y

determinar el peralte de nervios, tomar el valor mayor de las 2 ecuaciones.

Para Center Lift

Ecuación 4.2

$$h = \left( \frac{(y_m L)^{0.205} S^{1.059} P^{0.523} (e_m)^{1.296} C_\Delta}{4560 (z)} \right)^{0.824}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-1, página 43

Para Edge Lift

Ecuación 4.3

$$h = \left( \frac{L^{0.35} S^{0.86} (e_m)^{0.74} (y_m)^{0.76} C_\Delta}{191 (P)^{0.01} (z)} \right)^{1.176}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-2, página 43

Donde  $z$  es la menor distancia entre  $6\beta$  y  $L$ . En la dirección larga,  $L = L$  y en la dirección corta  $L = W$ .

Si se usan diferentes peraltes de nervios, tal como un nervio perimetral más peraltado, la relación entre el peralte mayor, respecto del menor no debe exceder 1.2.

#### 4.1.6 Paso 6: Definición del ancho del Nervio ( $b$ )

El ancho de los nervios ( $b$ ) afecta la capacidad soporte del suelo, como se estableció en la sección 1.5 del capítulo 1. Además, afecta los esfuerzos de corte aplicado y todas las propiedades de las secciones. Para asegurar la exactitud de las ecuaciones aplicadas de momentos,

cortes y deflexiones de servicio (en los cuales no aparece), el ancho del nervio debe ser limitado al rango  $8 < b < 14in$ . Dentro de este rango, el ancho de los nervios prácticamente no afecta el diseño a flexión. Menos que 8in no es práctico hacer las excavaciones y más de 14in podría ser usado si es requerido por soporte, sin embargo, en este caso se usará el límite superior del rango para los cálculos de la propiedad de la sección. Los anchos mayormente usados en la práctica son de 10 a 12in. Observaciones de numerosas cimentaciones construidas sobre suelo con baja capacidad soporte y diseñadas usando grandes áreas de soporte (portando una porción de la losa además del ancho del nervio) han mostrado desempeño satisfactorio. Por esta razón, es recomendado que la presión de carga del suelo actúe sobre un área  $b + \text{porción de losa}$ , equivalente a 16 veces el espesor de losa para nervios interiores y 6 veces el espesor de losa para nervios exteriores. La presión soporte calculada aplicada al suelo en esta área no debe ser mayor que la capacidad admisible del suelo especificada por el Ingeniero Geotécnico.

#### **4.1.7 Paso 7: Chequeo la Capacidad Soporte del Suelo**

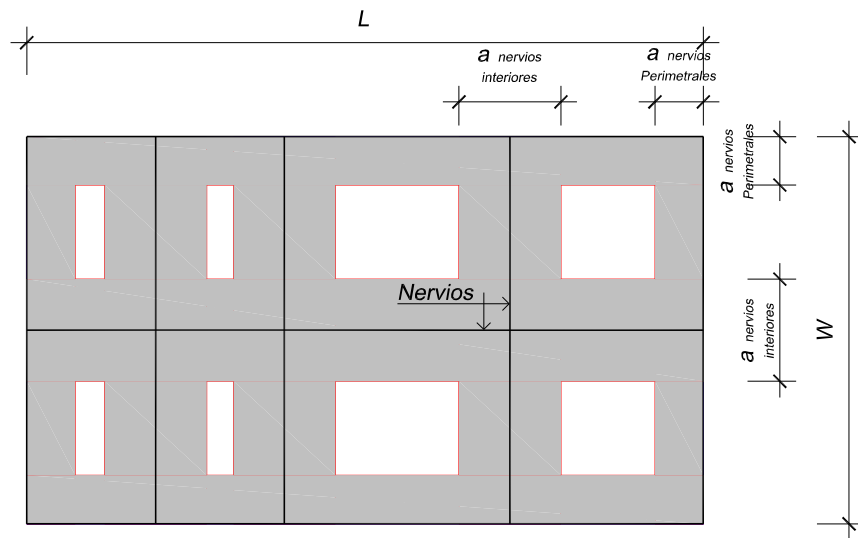
Del Ingeniero Geotécnico se obtiene la Capacidad Soporte del Suelo ( $q_{allow}$ ), esta no debe ser excedida por todas las cargas de servicio actuantes en el área soporte, ver figura 4.2. Para el cálculo del área soporte, se debe considerar lo siguiente:

- a) Ancho Soporte de los nervios interiores, el cual está definido como  $a_{nervios\ interiores} = b + 16 t$ , y
- b) Ancho Soporte de los nervios perimetrales, definido como  $a_{nervios\ perimetrales} = b + 6 t$ .



El área soporte para una losa con la configuración abajo presentada es entonces el área ashurada.

Figura 4.2 Ancho Soporte de los Nervios interiores y Perimetrales



Fuente: Propia

#### 4.1.8 Paso 8: Cálculo de las Propiedades de la Sección

Se deberá calcular para ambas direcciones, a saber, la dirección larga y corta, las propiedades geométricas, tales como: área, momento de inercia y módulo de sección. Así mismo se deberá calcular el centroide de la sección en el sentido vertical.

#### 4.1.9 Paso 9: Cálculo de la Fuerza mínima de pre-esfuerzo y la cantidad de tendones ( $N_T$ ) requeridos

El procedimiento de diseño establece que debe existir una fuerza mínima de pre-esfuerzo de 5%, en donde, representa el área transversal del sentido en el que se esté considerando el análisis, después de todas

las pérdidas incluyendo los efectos de fricción de la sub-base. La magnitud de la fuerza de pre-esfuerzo aplicada por tendón está en función del tamaño del mismo. La práctica común es que el espaciamiento entre tendones sea de 4-5ft. En áreas en donde se anticipa que el agrietamiento por contracción puede ser excesivo, el diseñador debería considerar incrementar  $P_e$  a 10% A para losas nervuradas y 1.2 H W para losas de espesor uniforme.

Se debe determinar el número de tendones requeridos para asegurar una fuerza mínima de pre-esfuerzo en ambas direcciones, así:

El Esfuerzo permisible inmediatamente después de la transferencia del pre-esfuerzo, está dado por:

Ecuación 4.4

$$f_{pi} = 0.70 \cdot f_{pu}, ksi$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-9, página 44

Y,

$$f_e = f_{pi} - \text{Pérdidas}_{pre-esfuerzo}, ksi$$

$$(F_{mr})_{S,L} = (5\% \text{ ó } 10\%) \cdot A_{S,L}, kips$$

$$(N_T)_{S,L} = \frac{(F_{mr})_{S,L}}{f_e \cdot A_{ps}}$$

Las pérdidas de pre-esfuerzo debido a la fricción del tendón, acortamiento elástico, creep y contracción del concreto, relajamiento

del acero, y la fricción de la sub-base deberán ser calculadas de acuerdo con lo descrito en “Estimating Prestress Losses”, ver referencias bibliográficas. La fuerza de presfuerzo efectiva está dada por:

Ecuación 4.5

$$P_e = P_i - ES - CR - SH - RE$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-10, página 44

En donde, en lugar de un análisis más detallado:

Ecuación 4.6

$$P_i = \frac{P_s}{1 + 0.002L}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-11, página 44

La experiencia ha demostrado que un valor de 15,000 psi por concepto de pérdidas ( $ES + CR + SH + RE$ ) puede ser usado para acero de baja relajación.

$$(F_{mr})_{S,L} = 5\% \cdot A_{S,L}, kips$$

$$(N_T)_{S,L} = \frac{(F_{mr})_{S,L}}{f_e \cdot A_{ps}}$$

Adicionalmente, se debe de determinar el número de tendones requeridos para resistir la fricción entre la losa y la sub-base, así:

$$(NT)_\mu = \frac{\mu \cdot W_{losa+nervios}}{2000 \cdot f_e \cdot A_{ps}}$$

Sumando los dos resultados anteriores se obtienen una cantidad de tendones tal que, al distribuirlos a lo largo de la sección, el espaciamiento no debe exceder a 5 pies.

La fuerza de pre-esfuerzo efectiva en losas de cimentación post-tensadas se debe reducir más debido a la fricción entre la losa y la sub-base durante el proceso de pre-esfuerzo, así como también a la fricción que se produce debido a cambios dimensionales que provoca la contracción del concreto, el creep y las variaciones de temperatura. Esta Fricción de la sub-base puede ser conservadoramente tomada como:

Ecuación 4.7

$$SG = \frac{W_{slab}}{2000} \mu$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-12a, página 44

La fuerza de pre-esfuerzo resultante mínima actuando en la sección transversal del concreto es entonces:

Ecuación 4.8

$$P_r = P_e - SG$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-12b, página 44

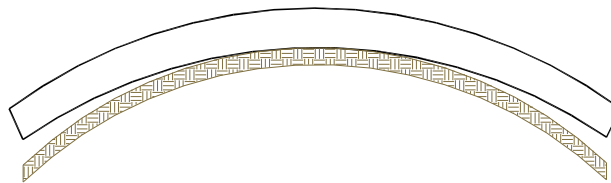
Donde,

$$P_e = N_T \cdot (f_e \cdot A_{ps})$$

La mayor pérdida de pre-esfuerzo debido a la fricción de la sub-base ocurre en la región central de la losa de cimentación.

#### 4.1.10 Paso10 Diseño en la Condición Center Lift

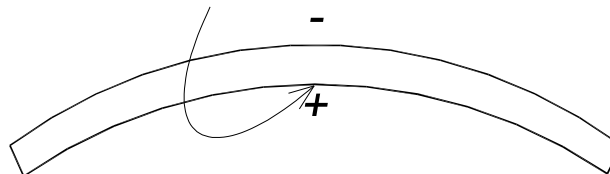
Figura 4.3 Losa de Cimentación en la condición Center Lift.



Fuente: **Propia**

El efecto que produce el momento en la condición Center Lift en la fibra superior es de tensión y en la fibra inferior es de compresión, así:

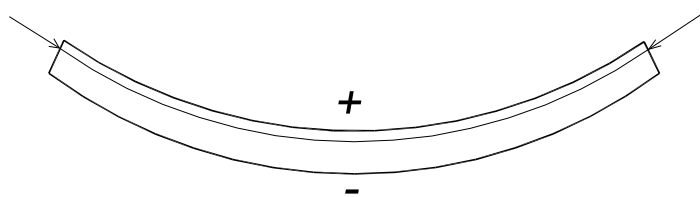
Figura 4.4 Efecto del Momento en la Losa de Cimentación en la Condición Center Lift



Fuente: **Propia**

El efecto que produce la fuerza de pre-esfuerzo cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está arriba del centro de gravedad ( $CG$ ) en la condición Center Lift en la fibra inferior es de tensión y en la fibra superior es de compresión, así:

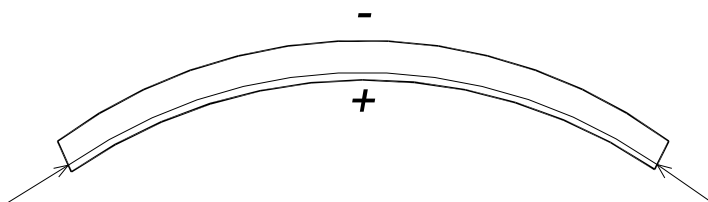
Figura 4.5 Efecto de la Fuerza de Pre-esfuerzo en la Losa de Cimentación en la Condición Center Lift, cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está arriba del centro de gravedad ( $CG$ ).



Fuente: **Propia**

El efecto que produce la fuerza de pre-esfuerzo cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está abajo del centro de gravedad ( $CG$ ) en la condición Center Lift en la fibra inferior es de compresión y en la fibra superior es de tensión, así:

Figura 4.6 Efecto de la Fuerza de Pre-esfuerzo en la Losa de Cimentación en la Condición Center Lift, cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está abajo del centro de gravedad ( $CG$ ).



Fuente: **Propia**

#### 4.1.10.1 Cálculo de Momentos

##### a. Dirección Larga

Ecuación 4.9

$$M_L = A_0[B (e_m)^{1.238} + C]$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-13, página 44

Donde,

Ecuación 4.10

$$A_0 = \frac{1}{727} [(L)^{0.013}(S)^{0.306}(h)^{0.688}(P)^{0.534}(y_m)^{0.193}]$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-14, página 44

Y para,

Ecuación 4.11

$$0 \leq e_m \leq 5 \quad B = 1, \quad C = 0$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-15a, página 44

Ecuación 4.12

$$5 < e_m \quad B = \left(\frac{y_m - 1}{3}\right) \leq 1.0$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-15b, página 44

Ecuación 4.13

$$C = \left[8 - \frac{P - 613}{255}\right] \left[\frac{4 - y_m}{3}\right] \geq 0$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-15c, página 44

## b. Dirección Corta

Para  $\frac{L_L}{L_S} \geq 1.1$ :

Ecuación 4.14

$$M_S = \left( \frac{58 + e_m}{60} \right) M_L$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-16, página 45

Para  $\frac{L_L}{L_S} < 1.1$ :

Ecuación 4.15

$$M_S = M_L$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-17, página 45

### 4.1.10.2 Chequeo de la Capacidad de Flexión

Comparar el Esfuerzo Actuante (Demanda) con el Esfuerzo Permisible (Capacidad). La Convención de signos a utilizar de aquí en adelante es: negativo a Tensión y positivo a compresión.

Los Esfuerzos Permisibles a Flexión están dados por las siguientes expresiones:

Ecuación 4.16 A esfuerzos de Tensión

$$f_t = -6 \sqrt{f'_c}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6.3, página 43

Ecuación 4.17 A esfuerzos de Compresión

$$f = 0.45 f'_c$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-4, página 43



Ecuación 4.18 En la zona de anclaje

$$f_{bp} = 0.6f'_c \sqrt{\frac{A'_b}{A_b}} \leq f'_c$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-5, página 43

Ecuación 4.19 En la fase de transferencia

$$f_{bp} = 0.8f'_{ci} \sqrt{\frac{A'_b}{A_b}} - 0.2 \leq 1.25 f'_{ci}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-6, página 43

Ecuación 4.20 Esfuerzo permisible de Corte del  
Concreto

$$v_c = 2.4 \sqrt{f'_c} + 0.2 f_p$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-7, página 43

Los esfuerzos actuantes no deben exceder a los esfuerzos permisibles.

Ecuación 4.21

$$f = \frac{P_r}{A} \pm \frac{M_{L,S}}{S_{t,b}} \pm \frac{P_r e_p}{S_{t,b}}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-21, página 45

**a. Dirección Larga**

**a.1 Tensión en la fibra superior** (tensión negativa y compresión positiva)

$$f_t = \frac{P_r}{A} - \frac{M_L}{S_t} + \frac{P_r e_p}{S_t}$$

**a.2 Compresión en la fibra inferior**

$$f_c = \frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_b} - \frac{P_r e_p}{S_b}$$

**b. Dirección Corta**

**b.1 Tensión en la fibra superior** (tensión negativa y compresión positiva)

$$f_t = \frac{P_r}{A} - \frac{M_S}{S_t} + \frac{P_r e_p}{S_t}$$

**b.2 Compresión en la fibra inferior**

$$f_c = \frac{P_r}{A} + \frac{M_S}{S_b} - \frac{P_r e_p}{S_b}$$

**4.1.10.3 Chequeo de la Rigidez mínima de la Losa de Cimentación**

Las deflexiones diferenciales son controladas proveyendo una rigidez mínima, de acuerdo con la siguiente ecuación, las cuales son aplicables a ambos modos, center lift y edge lift.

Ecuación 4.22

$$E_{cr} I_{L,S} \geq 12,000 M_{L,S} L_{L,S} C_{\Delta} z_{L,S}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-22, página 45

Esta rigidez mínima requerida deberá ser calculada para ambas direcciones. La rigidez de la cimentación  $E_{cr} I$  en cada dirección debe ser mayor que las calculadas por la ecuación anterior. El coeficiente  $C_{\Delta}$  está en función del material de la superestructura y de las condiciones de expansión, center lift y edge lift. En la tabla 3.3 están algunos valores recomendados.

Se debe definir el valor de rigidez  $C_{\Delta}$  para la condición en análisis, para este caso Center Lift, de tabla 3.3. El análisis deberá hacerse para ambas direcciones. Se debe calcular la distancia  $6\beta$  y compararla con la longitud de la losa según el análisis, el menor valor entre ambos es el valor  $z_{L,S}$  y así se obtienen todos los datos para calcular el momento de inercia actuante mediante la ecuación 4.22, así:

$$I_{L,S} = \frac{12000 M_{L,S} L_{L,S} C_{\Delta} z_{L,S}}{E_{cr}}$$

El momento de inercia actuante no debe exceder al momento de inercia resistente en la dirección correspondiente.

#### **4.1.10.4 Chequeo de la Capacidad a Corte**

El esfuerzo de corte aplicado no debe exceder al esfuerzo de corte permisible en la dirección correspondiente.

##### **a. Dirección Larga**

##### **a.1 Corte de Servicio Esperado**

Ecuación 4.23

$$V_L = \frac{1}{1940} (L^{0.09} S^{0.71} h^{0.43} P^{0.44} y_m^{0.16} e_m^{0.93}), \text{ kips/ft}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-24, página 46

## a.2 Esfuerzo de Corte Permisible

Ecuación 3.2:

$$v_c = 2.4 \sqrt{f'_c} + 0.2 f_p, \text{ ksi}$$

Donde,

$$f_p = \frac{P_r}{A}, \text{ ksi}$$

## a.3 Esfuerzo de Corte Aplicado

Ecuación 4.24

$$v = \frac{V W}{n h b}, \text{ ksi}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-26, página 46

## b. Dirección Corta

### b.1 Corte de Servicio Esperado

Ecuación 4.25

$$V_S = \frac{1}{1350} (L^{0.19} S^{0.45} h^{0.20} P^{0.54} y_m^{0.04} e_m^{0.97})$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-23, página 46

## b.2 El Esfuerzo de Corte Permissible

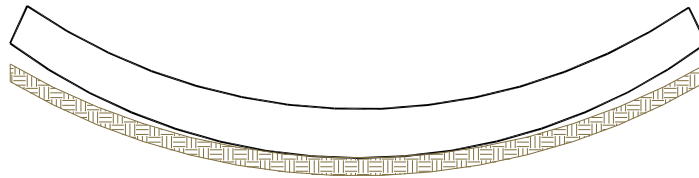
Es el mismo en ambas direcciones, ver ecuación 3.2.

## b.3 Esfuerzo de Corte Aplicado

Es el mismo en ambas direcciones, ver ecuación 4.24

### 4.1.11 Paso 11: Diseño en la Condición Edge Lift

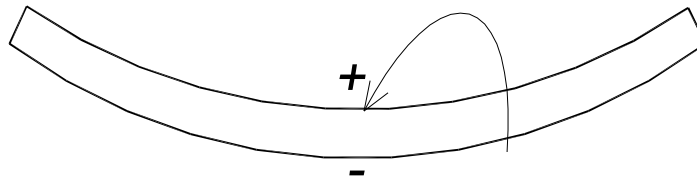
Figura 4.7 Losa de Cimentación en la condición Edge Lift.



Fuente: **Propia**

El efecto que produce el momento en la condición Edge Lift en la fibra superior es de compresión y en la fibra inferior es de tensión, así:

Figura 4.8 Efecto del Momento en la Losa de Cimentación en la Condición Edge Lift.

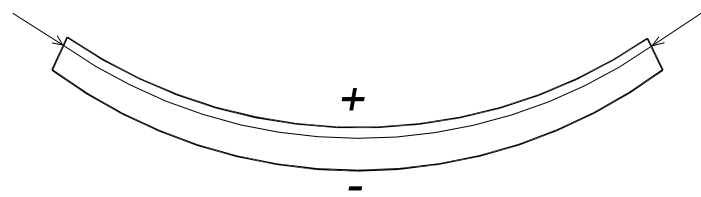


Fuente: **Propia**

El efecto que produce la fuerza de pre-esfuerzo cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está arriba del centro de gravedad ( $CG$ )

en la condición Edge Lift en la fibra inferior es de tensión y en la fibra superior es de compresión, así:

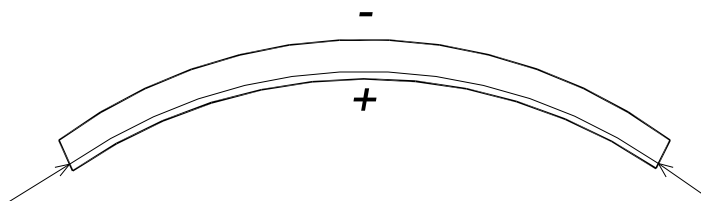
Figura 4.9 Efecto de la Fuerza de Pre-esfuerzo en la Losa de Cimentación en la Condición Edge Lift, cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está arriba del centro de gravedad ( $CG$ ).



Fuente: **Propia**

El efecto que produce la fuerza de pre-esfuerzo cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está abajo del centro de gravedad ( $CG$ ) en la condición Edge Lift en la fibra inferior es de compresión y en la fibra superior es de tensión, así:

Figura 4.10 Efecto de la Fuerza de Pre-esfuerzo en la Losa de Cimentación en la Condición Edge Lift, cuando la excentricidad ( $e_p$ ) del tendón está abajo del centro de gravedad ( $CG$ ).



Fuente: **Propia**

#### 4.1.11.1 Cálculo de Momentos

Los máximos momentos de servicios variarán dependiendo del modo de expansión (edge lift o center lift) y de la dirección que está siendo considerada.

**a. Dirección Larga**

Ecuación 4.26

$$M_L = \frac{S^{0.1} (h e_m)^{0.78} (y_m)^{0.66}}{7.2 L^{0.0065} p^{0.04}}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-18, página 45

**b. Dirección Corta**

Para  $\frac{L_L}{L_S} \geq 1.1$ :

Ecuación 4.27

$$M_S = h^{0.35} \left( \frac{19 + e_m}{57.75} \right) M_L$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-19, página 45

Para  $\frac{L_L}{L_S} < 1.1$ :

Ecuación 4.28

$$M_S = M_L$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-20, página 45

**4.1.11.2 Chequeo de la Capacidad de Flexión**

Comparar el Esfuerzo Actuante (Demanda) con el Esfuerzo Permisible (Capacidad)

Los esfuerzos actuantes no deben exceder a los esfuerzos permisibles.

**a. Dirección Larga**

**a.1 Tensión en la fibra inferior** (tensión negativo y compresión positivo)

$$f_t = \frac{P_r}{A} - \frac{M_L}{S_b} - \frac{P_r e_p}{S_b}$$

**a.2 Compresión en la fibra superior**

$$f_c = \frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_t} + \frac{P_r e_p}{S_t}$$

**b. Dirección Corta**

**b.1 Tensión en la fibra inferior** (tensión negativo y compresión positivo)

$$f_t = \frac{P_r}{A} - \frac{M_S}{S_b} - \frac{P_r e_p}{S_b}$$

**b.2 Compresión en la fibra superior**

$$f_c = \frac{P_r}{A} + \frac{M_S}{S_b} + \frac{P_r e_p}{S_b}$$

**4.1.11.3 Chequeo de la Rigidez Mínima de la Losa de Cimentación**

Se debe definir el valor de rigidez  $C_\Delta$  para la condición en análisis, para este caso Center Lift, de tabla 3.3. El análisis deberá hacerse para ambas direcciones. Se debe calcular la distancia  $6\beta$  y compararla con la longitud de la losa según el análisis, el menor valor entre ambos es el valor  $z_{L,S}$  y así se obtienen todos los datos para calcular el momento de inercia actuante mediante la ecuación 4.22, así:



$$I_{L,S} = \frac{12000 M_{L,S} L_{L,S} C_{\Delta Z_{L,S}}}{E_{cr}}$$

El momento de inercia actuante no debe exceder al momento de inercia resistente en la dirección correspondiente.

#### 4.1.11.4 Chequeo de la Capacidad a Corte

El esfuerzo de corte aplicado no debe exceder al esfuerzo de corte permisible en la dirección correspondiente.

##### a. Dirección Larga

##### a.1 Corte de Servicio Esperado

Ecuación 4.29

$$V_L = \frac{L^{0.07} h^{0.4} P^{0.03} e_m^{0.16} y_m^{0.67}}{3S^{0.015}}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-25, página 46

##### a.2 Esfuerzo de Corte Permisible

Es el mismo que en la condición center lift, ver ecuación 3.2.

##### a.3 Esfuerzo de Corte Aplicado

Es el mismo que en la condición center lift, ver ecuación 4.24

##### b. Dirección Corta

##### b.1 Corte de Servicio Esperado

Ecuación 4.30

$$V_s = \frac{W^{0.07} h^{0.4} P^{0.03} e_m^{0.16} y_m^{0.67}}{3S^{0.015}}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-25, página 46

## **b.2 El Esfuerzo de Corte Permisible**

Es el mismo en ambas direcciones, ver a.2.

## **b.3 Esfuerzo de Corte Aplicado**

Es el mismo en ambas direcciones, ver a.3.

### **4.1.12 Paso 12: Sección Fisurada**

Para propósitos de diseño, el esfuerzo a tensión del concreto está limitado a  $6\sqrt{f'_c}$ . El módulo de ruptura del concreto es  $7.5\sqrt{f'_c}$ , teóricamente la sección no experimentará grietas por flexión, sin embargo, algunas grietas son inevitables. No obstante, la limitación de que el esfuerzo a tensión del concreto no sobrepase el módulo de ruptura, justifica el uso de la sección gruesa del concreto para calcular todas las propiedades de la sección. Se debe colocar suficiente refuerzo de pre-esfuerzo y pasivo, para que se desarrolle  $0.5M_L$  y  $0.5M_S$  para ambos modos, center lift y edge lift, usando el método convencional de esfuerzos de flexión en secciones fisuradas, con un factor  $\phi = 1$ . La fuerza de tensión en el refuerzo de pre-esfuerzo debe ser tomado como  $P_e$  y la fuerza de tensión en el refuerzo pasivo debe ser tomado como  $A_s f_y$ . El acero de pre-esfuerzo colocado en la fibra en compresión puede ser ignorado en el cálculo de la capacidad de

sección fisurada. El refuerzo pasivo, si es requerido, deberá ser colocado perpendicularmente al perímetro de la losa, empezando con un mínimo de recubrimiento de concreto hasta una longitud de  $2\beta$ . Esta recomendación tiene por objeto asegurar que la capacidad a flexión en las grietas por contracción sean equivalentes a los de la sección no fisurada y limitar el ancho de las fisuras por contracción en las secciones críticas.

Es requerido que el 50% del momento actuante no sobrepase al  $M_{cr}$ . El análisis se debe hacer para los modos Center y Edge Lift y para ambas direcciones, corta y larga.

#### 4.1.12.1 En Center Lift:

Ecuación 4.31

$$M_{cr} = (F_{\text{tendones en losa}})_{S,L} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right), ft - kips$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, página 77

Donde:

Ecuación 4.32

$$a = \frac{(F_{\text{tendones en losa}})_{S,L}}{(0.85) \left( f'c \cdot \left( \frac{1 \text{ksi}}{1000 \text{psi}} \right) \right) (\text{Ancho Total de Nervios}^*)_{S,L}}, in$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, página 77

$$d = h - \text{Recubrimiento}, in$$

$$* b \cdot n, \quad \text{ver tabla 4.2}$$

$$F_{\text{tendones en losa}} = (N_T)_{S,L \text{ en losa}} \cdot F_{\text{tendón}}, kips$$

$$F_{tendón} = F_e A_{ps}, kips$$

#### 4.1.12.2 En Edge Lift:

$$M_{cr} = (F_{tendones en nervios})_{S,L} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right), ft - kips$$

Donde:

Ecuación 4.33

$$a = \frac{F_{tendones en nervios}}{(0.85) \left(f'c \cdot \left(\frac{1ksi}{1000psi}\right)\right) (b^*) \left(\frac{12in}{1ft}\right)}, in$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, página 77

\*Nota: b es el ancho de la sección transversal. Si el análisis fuera en la dirección larga, entonces  $b = W$ ; y si fuera en la dirección corta  $b = L$ .

$$F_{tendones en nervios} = (N_T)_{S,L} \cdot F_{tendón}, kips$$

$$F_{tendón} = F_e A_{ps}, kips$$

#### 4.1.13 Paso 13: Conversión para losa de espesor uniforme

Una vez que la losa nervurada ha sido debidamente diseñada para resistir momento, corte y requerimientos de rigidez, ésta puede ser convertida a una losa equivalente de espesor uniforme  $H$ . La siguiente ecuación deberá ser usada para la conversión:

Ecuación 4.34

$$H = \sqrt[3]{\frac{I}{W}}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-29, página 46

Después que se hace la conversión, el diseñador deberá verificar que los esfuerzos de flexión y corte de la losa de espesor uniforme no excedan a los esfuerzos permisibles. La losa de espesor uniforme debe ser chequeada para asegurar que los requerimientos de rigidez mínima y de sección fisurada sean cumplidos.

#### **4.1.13.1 Peralte de Losa de Espesor uniforme equivalente ( $H$ )**

El análisis debe hacerse para ambas direcciones. La ecuación 4.34 define el peralte de la losa de espesor uniforme equivalente, una práctica aceptable es tomar el promedio aritmético de ambos resultados.

##### **a. Dirección Larga**

$$H_L = \sqrt[3]{\frac{(I_L)_{Losa Nervada}}{W}}, in$$

##### **b. Dirección Corta**

$$H_S = \sqrt[3]{\frac{(I_S)_{Losa nervada}}{L}}, in$$

#### 4.1.13.2 Determinación de $P_e$ , $N_T$ y $e_p$

Se deben de determinar éstos parámetros para la losa de espesor uniforme equivalente para ambas direcciones, larga y corta.

##### a. Cálculo de $P_e$

##### a.1 Dirección Larga ( $L$ ) y Corta ( $S$ )

Ecuación 4.35

$$(P_r)_{H\text{ uniforme}}_{S,L} = \frac{P_r(\text{Losa Nervurada})_{S,L}^\dagger}{A(\text{Losa Nervurada})_{S,L}} \cdot W^\ddagger_{S,L} \cdot H_{\text{uniforme}} \cdot \left(\frac{12\text{in}}{1\text{ft}}\right), \text{ kips}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, página 78

Notas:

† incluyen los efectos de los tendones necesarios para producir la fuerza mínima requerida obtenida en el numeral 4.1.9 y el efecto que produjeren los tendones adicionales obtenidos en los numerales 4.1.10 y 4.1.11.

‡  $W$  es igual a la longitud larga si el análisis es en la dirección corta y viceversa.

Si,

$$SG = \frac{(W\text{losa})_{H\text{ uniforme}}}{2000} \cdot \mu, \text{ kips}$$

Donde,

$$(W\text{losa})_{H\text{ uniforme}} = L \cdot W \cdot H_{\text{uniforme}} \cdot \gamma_{\text{concreto}} \cdot \left(\frac{1\text{ft}}{12\text{in}}\right), \text{ kips}$$

Entonces,

$$(P_e)_{S,L} = (P_r)_{H\text{ uniforme}}_{S,L} + SG$$

Y,

$$F_{tendón} = F_e \cdot A_{ps}, kips$$

Entonces,

## **b. Cálculo del Número de Tendones ( $N_T$ )**

### **b.1 Dirección Larga (L) y Corta (S)**

$$(N_T)_{S,L} = \frac{(P_e)_{S,L}}{F_{tendón}}$$

### **c. Excentricidad**

En cuanto a la excentricidad, el Centro de Gravedad de la Sección está localizado exactamente a la mitad de la losa, es decir, a  $\frac{H}{2}$ . Los tendones se colocarán a la mitad de la sección, por lo que  $e_p = 0$ .

## **4.1.13.3 Diseño en la Condición Center Lift**

### **4.1.13.3.1 Cálculo de las Propiedades Geométricas de la Losa de Espesor Uniforme**

Se debe determinar el área de las secciones y los módulos de sección en ambas direcciones, así:

$$A_{S,L} = W \cdot H_{uniforme} \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right), in^2$$

$$(S_{t,b})_{S,L} = \frac{W \cdot (H_{Espesor Uniforme}) \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{6}, in^3$$

Donde W es igual a la longitud larga si el análisis es en la dirección corta y viceversa.

Considerar:

$$(P_r)_{S,L} = F_{tendón} \cdot (N_T)_{S,L} - SG$$

#### 4.1.13.3.2 Chequeo de la Capacidad a Flexión de la Losa Equivalente de Espesor Uniforme

##### a. Dirección Larga

###### a.1 Tensión en la fibra superior

$$f = \frac{P_r}{(A)_{Losa\ Espesor\ uniforme}} - \frac{(M_L)_{Losa\ Nervada} \cdot W \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{(S_t)_{Losa\ Espesor\ uniforme}}$$

###### a.2 Compresión en la fibra inferior

$$(f_b)_{S,L} = \frac{P_r}{(A)_{Losa\ Espesor\ uniforme}} + \frac{(M_L)_{Losa\ Nervada} \cdot W \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{(S_b)_{Losa\ Espesor\ uniforme}}$$

##### b. Dirección Corta

###### b.1 Tensión en la fibra superior

$$f = \frac{P_r}{(A)_{Losa\ Espesor\ uniforme}} - \frac{(M_S)_{Losa\ Nervada} \cdot L \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{(S_t)_{Losa\ Espesor\ uniforme}}$$

###### b.2 Compresión en la fibra inferior

$$(f_b)_{S,L} = \frac{P_r}{(A)_{Losa\ Espesor\ uniforme}} + \frac{(M_S)_{Losa\ Nervada} \cdot L \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{(S_b)_{Losa\ Espesor\ uniforme}}$$



La tercera expresión que sería:

$$\pm \frac{P_r e_p}{(S_b)_{Losa \text{ Espesor uniforme}}}$$

Se anula, ya que,  $e_p = 0$ .

#### 4.1.13.3 Chequeo de la Capacidad a Corte de la Losa de Espesor Uniforme

Los esfuerzos de corte aplicados no deben exceder a los permisibles. Donde  $P_r$  corresponde a la losa de espesor uniforme equivalente.

##### a. Dirección Larga

##### a.1 Esfuerzo de Corte Aplicado

$$v = \frac{(v_L)_{Losa \text{ Nervada}} \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right)}{H_{Uniforme}}$$

##### a.2 Esfuerzo de Corte Permissible

$$(f_p)_L = \frac{(P_r)_L}{(A)_{Losa \text{ de } H_{Uniforme}}}, ksi$$

$$V_c = 2.4\sqrt{f'_c} + 0.2 \cdot f_p \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right), psi$$

##### b. Dirección Corta

##### b.1 Esfuerzo de Corte Aplicado

$$v = \frac{(v_S)_{Losa \text{ Nervada}} \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right)}{H_{Uniforme}}$$

## b.2 Esfuerzo de Corte Permisible

$$(f_p)_s = \frac{(P_r)_s}{(A)_{S_{Losa\ de\ H_{Uniforme}}}}, ksi$$

$$V_c = 2.4\sqrt{f'_c} + 0.2 \cdot f_p \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right), psi$$

### 4.1.13.4 Diseño en la Condición Edge Lift

#### 4.1.13.4.1 Chequeo de la Capacidad a Flexión de la Losa Equivalente de Espesor Uniforme

##### a. Dirección Larga

##### a.1 Tensión en la fibra inferior

$$f = \frac{P_r}{(A)_{Losa\ Espesor\ uniforme}} - \frac{(M_L)_{Losa\ Nervada} \cdot W \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{(S_b)_{Losa\ Espesor\ uniforme}}$$

##### a.2 Compresión en la fibra superior

$$(f_b)_{S,L} = \frac{P_r}{(A)_{Losa\ Espesor\ uniforme}} + \frac{(M_L)_{Losa\ Nervada} \cdot W \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{(S_t)_{Losa\ Espesor\ uniforme}}$$

##### b. Dirección Corta

##### b.1 Tensión en la fibra inferior

$$f = \frac{P_r}{(A)_{Losa\ Espesor\ uniforme}} - \frac{(M_S)_{Losa\ Nervada} \cdot L \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{(S_b)_{Losa\ Espesor\ uniforme}}$$

##### b.2 Compresión en la fibra superior

$$(f_b)_{S,L} = \frac{P_r}{(A)_{Losa\ Espesor\ uniforme}} + \frac{(M_S)_{Losa\ Nervada} \cdot L \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{(S_t)_{Losa\ Espesor\ uniforme}}$$

#### 4.1.13.4.2 Chequeo de la Capacidad a Corte de la Losa de Espesor Uniforme

Los esfuerzos de corte aplicados no deben exceder a los permisibles. Donde  $P_r$  corresponde a la losa de espesor uniforme equivalente.

##### a. Dirección Larga

###### a.1 Esfuerzo de Corte Permissible

$$(f_p)_L = \frac{(P_r)_L}{(A)_{L\text{Losa de } H_{\text{uniforme}}}}, \text{ksi}$$

$$V_c = 2.4\sqrt{f'_c} + 0.2 \cdot f_p \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right), \text{psi}$$

###### a.2 Esfuerzo de Corte Aplicado

$$v = \frac{(v_L)_{\text{Losa Nervada}} \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right) \cdot \left(\frac{1\text{ft}}{12\text{in}}\right)}{H_{\text{Uniforme}}}$$

##### b. Dirección Corta

###### b.1 Esfuerzo de Corte Permissible

$$(f_p)_S = \frac{(P_r)_S}{(A)_{S\text{Losa de } H_{\text{uniforme}}}}, \text{ksi}$$

$$V_c = 2.4\sqrt{f'_c} + 0.2 \cdot f_p \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right), \text{psi}$$

###### b.2 Esfuerzo de Corte Aplicado

$$v = \frac{(v_S)_{\text{Losa Nervada}} \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right) \cdot \left(\frac{1\text{ft}}{12\text{in}}\right)}{H_{\text{Uniforme}}}$$

#### 4.1.13.5 Revisión de la Sección Fisurada

Es requerido que el 50% del momento actuante no sobrepase al  $M_{cr}$ . El análisis se debe hacer para los modos Center y Edge Lift y para ambas direcciones, corta y larga, así como se hizo con el diseño de la losa nervada.

La profundidad del bloque a compresión ( $a$ ):

$$(a)_{S,L} = \frac{(N_T)_{S,L} \cdot F_{tendón}}{0.85 \cdot f'_c \cdot \left(\frac{1ksi}{1000psi}\right) \cdot W \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}$$

Y el Momento Crítico ( $M_{cr}$ ) está dado por:

$$(M_{cr})_{S,L} = \left( \frac{(N_T)_{S,L} \cdot F_{tendón}}{\left(\frac{12in}{1ft}\right)} \right) \cdot \left( H_{Losa \ Espesor \ Uniforme} - Rec. - \frac{(a)_{S,L}}{2} \right)$$

#### 4.2 Losas de Cimentación construidas sobre Suelos Compresibles

El diseño de las losas de cimentación construidas sobre suelos compresibles pueden ser diseñadas de manera similar a la condición edge lift para losas sobre suelos expansivos. Los suelos compresibles normalmente experimentan asentamientos totales del orden de 1.5 in y diferenciales del orden de 0.75 in. Ecuaciones especiales de diseño son necesarias debido a las diferencias propias que existen entre los suelos expansivos y los suelos compresibles.

Estas ecuaciones son:

**a. Dirección larga**

Ecuación 4.36

$$M_{CSL} = \left( \frac{\delta}{\Delta_{ns}} \right)^{0.5} M_{ns}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-30, página 47

Ecuación 4.37

$$V_{CSL} = \left[ \frac{\delta}{\Delta_{ns}} \right]^{0.30} V_{ns}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-35, página 47

**b. Dirección Corta**

Ecuación 4.38

$$M_{CSs} = \left( \frac{970 - h}{880} \right) M_{CSL}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-31, página 47

Ecuación 4.39

$$V_{CSs} = \left[ \frac{116 - h}{94} \right] V_{CSL}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-36, página 47

Donde:

Ecuación 4.40

$$M_{ns} = \frac{(h)^{1.35}(S)^{0.36}}{80(L)^{0.12}(P)^{0.10}}$$

Ecuación 4.41

$$\Delta_{ns} = \frac{(L)^{1.28}(S)^{0.80}}{133(h)^{0.28}(P)^{0.62}}$$

Ecuación 4.42

$$V_{ns} = \frac{(h)^{0.90}(PS)^{0.30}}{550(L)^{0.10}}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuaciones 6-32, 6-33 y 6-37 página 47, respectivamente

### c. Deflexión Diferencial ( $\Delta_{ns}$ )

Ecuación 4.43

$$\Delta_{ns} = \delta \exp(1.78 - 0.103h - 1.65 \times 10^{-3}P + 3.95 \times 10^{-7}P^2)$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-34, página 47

Dado que los suelos compresibles pueden tener áreas de asentamiento local, es recomendable que, además del análisis del asentamiento, se debería también hacer un análisis usando el procedimiento para center lift de suelos expansivos. Si el ingeniero geotécnico determina que hay que hay suelo granular o suelo compresible de grano fino debajo de cimentación, ésta debe ser analizada para que resista el corte, momento y deflexión de acuerdo con el procedimiento de suelo expansivo para center lift asumiendo

$e_m = 5.0 \text{ ft}$  y  $y_m$  deberá ser tomado como el asentamiento diferencial estimado.

### 4.3 Cálculo del esfuerzo en losas debido a fuerzas provenientes de las particiones de carga

Tomando de base el modelo de suelo elasto-resistente de Winkler, se deducen las siguientes ecuaciones:

Ecuación 4.44

$$M_{max} = -\frac{P_b \beta_1}{4}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-38, página 48

Donde,

Ecuación 4.45

$$\beta_1 = \left( \frac{4E_{cr}I}{k_s B_w} \right)^{1/4} \leq S_{t,b}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-39, página 48

Con  $E_{cr} = 1,500,000.00 \text{ psi}$  y  $k_s = 4pci$

$$\frac{I}{B_w} = \frac{B_w t^3}{12 B_w} = \frac{t^3}{12}$$

Ecuación 4.46

$$\beta_1 = \left( \frac{4(1,500,000)t^3}{(4)(12)} \right)^{1/4} = 18.8t^{0.75}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-40, página 48

Por lo tanto:

Ecuación 4.47

$$M_{max} = -\frac{18.8P_b t^{0.75}}{4} = -4.7P_b t^{0.75}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-41, página 48

La ecuación para el esfuerzo a tensión aplicado es:

Ecuación 4.48

$$f_t = \frac{P_r}{A} - \frac{M_{max}C}{I}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-42, página 43

Y,

$$\frac{I}{C} = \frac{B_w t^3}{12} \left( \frac{2}{t} \right) = \frac{B_w t^2}{6} = \frac{12t^2}{6} = 2t^2$$

Entonces,

Ecuación 4.49

$$f_t = \frac{P_r}{A} - \frac{4.7P_b t^{0.75}}{2t^2} = \frac{P_r}{A} - \frac{2.35P_b}{t^{1.25}} = \frac{P_r}{A} - C_p \frac{P_b}{t^{1.25}}$$

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación del PTI**, Tercera Edición, ecuación 6-43, página 48



Para una losa de cimentación de espesor uniforme se debe sustituir  $H$  por  $t$  en las ecuaciones anteriores. El valor de  $C_p$  depende del módulo de sub-grado  $k_s$ , ver tabla 4.1.

Tabla 4.1 Valor  $C_p$  en función de  $k_s$

Tipo de Sub-base	$k_s, lb/in^3$	$C_p$
Suelo compresible, de alta plasticidad, ligeramente compactado	4	2.35
Suelo de baja plasticidad, compactado	40	1.34
Suelo rígido, compactado, granular, estabilizado	400	0.74

Fuente: **Manual de Diseño de Losas Post-tensadas de Cimentación** del PTI, Tercera Edición, tabla 6.1, página 48

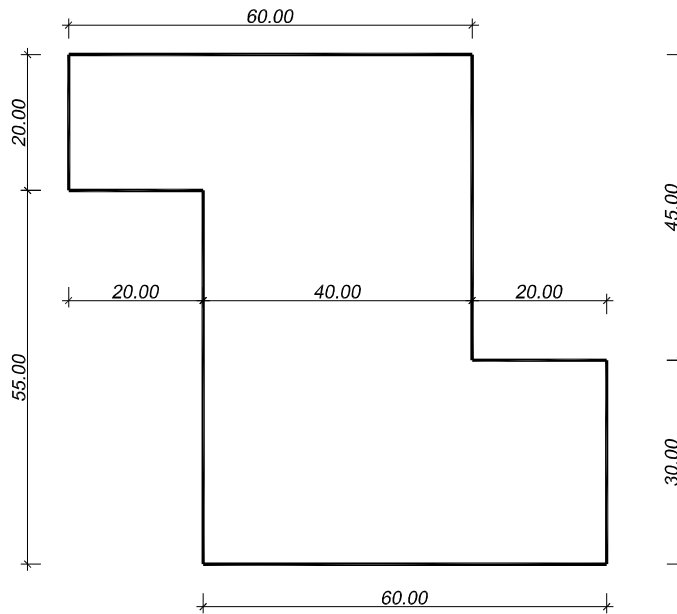
Si el esfuerzo permisible a tensión ( $6\sqrt{f'_c}$ ) es excedido por el esfuerzo obtenido en la ecuación de arriba, una sección más gruesa de losa se deberá tener en el área debajo de la carga, o se deberá colocar un nervio directamente debajo de la carga concentrada.

#### 4.4 Ejemplo de Diseño

Residencia a edificar sobre Suelo Expansivo, en la zona 5 de Quetzaltenango (Continuación del Ejemplo Ilustrativo 1 de la sección 3.4). La superestructura está compuesta de paredes de mampostería de block (CA). En el interior y exterior con acabados de repello y cernido. Las losas de entepiso y superior son de concreto armado. Se ilustrará el diseño de la losa B. La Losa de Cimentación estará sobre una sub-base

cubierta de Polietileno ( $\mu = 0.75$  de Figura 3.11). La geometría en planta de la losa de cimentación es la siguiente:

Figura 4.11 Dimensiones en planta, dadas en pies



Fuente: Propia

**a. Datos:**

**a.1 Geotécnicos**

$$q_{allow} = 2000.00 \text{ psf}$$

$$e_{m_{Center Lift}} = 9 \text{ ft}$$

$$e_{m_{Edge Lift}} = 5.2 \text{ ft}$$

$$y_{m_{Center Lift}} = 0.53 \text{ in}$$

$$y_{Edge Lift} = 0.10 \text{ in}$$

**a.2 Cargas**

$$DL_{techo} = 40 \text{ psf}$$

$$DL_{cielo} = 10 \text{ psf}$$

$$DL_{paredes} = 15psf$$

$$LL_{techo} = 20psf$$

$$DL_{adicional} = 15psf$$

$$LL_{losa} = 40psf$$

$$DL_{techo} = 350psf$$

### **a.3 Materiales**

#### **a.3.1 Concreto**

$$f'_c = 3000 \text{ psi}$$

$$E_{cr} = 1,500,000 \text{ psi}$$

$$\gamma_{concreto} = 150 \text{ pcf} \left( \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3} \right)$$

$$C_{\Delta \text{Center Lift}} = 960, \text{ tabla 3.2}$$

$$C_{\Delta \text{Edge Lift}} = 1920, \text{ tabla 3.2}$$

#### **a.3.2 Acero de Pre-esfuerzo**

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi}$$

*Cable torón de 7 hilos, de baja relajación*

$$\text{Pérdidas}_{\text{Pre-esfuerzo}} = 15 \text{ ksi}$$

$$A_{f_{ps}} = 0.153 \frac{\text{in}^2}{\text{tendón}}, \text{ área nominal del cable torón de 7 hilos}$$

$$e_{P_{corta}} = 1.15 \text{ in}$$

$$e_{P_{larga}} = 1.20 \text{ in}$$

### **4.4.1 Paso 1: Integración de Cargas**

#### **a. Integración de la Carga Perimetral (P)**

##### **a.1 Carga Muerta**

$$L_{tributaria (techo)} = 8.00 \text{ ft}$$

$$L_{tributaria (cielo)} = 8.00 \text{ ft}$$

$$L_{tributaria (paredes)} = 9.00 \text{ ft}$$

$$DL_{techo} = 40\text{psf} \cdot 8\text{ft} = 320.00 \text{ plf}$$

$$DL_{cielo} = 10\text{psf} \cdot 8\text{ft} = 80.00 \text{ plf}$$

$$DL_{paredes} = 15\text{psf} \cdot 9\text{ft} = 135.00 \text{ plf}$$

## **a.2 Carga Viva**

$$LL_{techo} = 20\text{psf} \cdot 8\text{ft} = 160 \text{ plf}$$

$$P = 320 + 80 + 135 + 160 = 695.00 \text{ plf}$$

Nota: Se asumirá una carga uniforme. Si según el análisis estructural confirma que la carga perimetral varía considerablemente y la relación entre la más grande y la más pequeña es mayor a 1.25, entonces se debe usar la más grande para el caso center lift y la más pequeña para el caso edge lift.

## **b. Carga Viva en Losa**

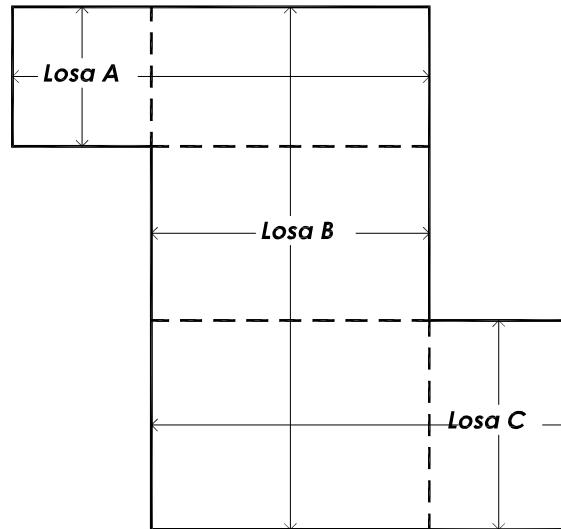
$$LL_{losa} = 40\text{psf}$$

### **4.4.2 Paso 2: Definición de Rectángulos de Diseño (Traslapados)**

a. Losa B

$$A_B = 40 \cdot 75 = 3000 \text{ ft}^2$$

Figura 4.12 Del Ejemplo de Diseño, rectángulos traslapados



Fuente: Propia

#### 4.4.3 Paso 3: Calcular el Factor de Forma

$$Area_{Losa} = 60 \cdot 20 + 55 \cdot 40 + 20 \cdot 30 = 4000 ft^2$$

$$Perímetro_{Losa} = 60 + 20 + 20 + 55 + 60 + 30 + 20 + 45 = 310 ft$$

$$SF = \frac{Perímetro^2}{Área} = \frac{4000^2}{310} = 24.02 \sim 24 \rightarrow Ok$$

##### 4.4.3.1 Dimensiones Losa B

$$Espesor de Losa = t_{losa} = 4 in$$

$$Long. dirección larga = L_B = 75 ft$$

$$Long. dirección corta = W_B = 40 ft$$

$$Área de losa B = A_B = 3000 ft^2$$

$$\begin{aligned} \text{Área de paredes perimetrales} &= A_{paredes en perímetro} = 180 \cdot 12 \\ &= 2,160 ft^2 \end{aligned}$$

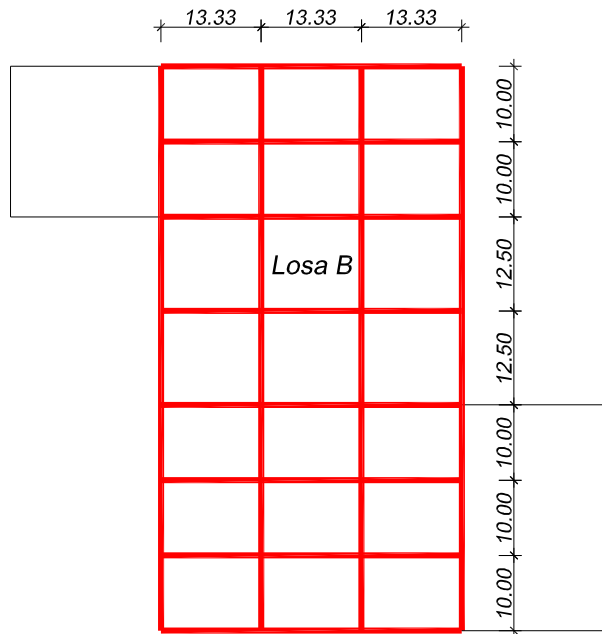
#### 4.4.4 Paso 4: Cálculo del espaciamiento ( $S$ ) de diseño entre nervios.

De la Sección 4.1.4, obtenemos el rango en el que  $S$  está recomendado, así como también los criterios para ubicar los nervios:

$$6ft < S < 15ft$$

De este rango recomendado, y de la configuración en planta de la losa de cimentación en la figura 4.13, se definen entonces la cantidad de nervios en cada dirección:

Figura 4.13 Del Ejemplo de Diseño, ubicación de nervios



Fuente: **Propia**

En base a lo anterior, se propone la siguiente cantidad ( $n$ ) de nervios:

$$n \text{ en la dirección larga} = n_{\text{larga}} = 4 \text{ nervios}$$

$$n \text{ en la dirección corta} = n_{\text{corta}} = 8 \text{ nervios}$$

$$\text{Longitud de nervios} = 4 \cdot 75 + 8 \cdot 4 - 4 \cdot 8 \cdot 12 \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right) = 588 ft$$

$$S_{\text{máximo}} = 13.33ft$$

$$S_{\text{mínimo}} = 10ft$$

$$\frac{S_{\text{máximo}}}{S_{\text{mínimo}}} = \frac{13.33}{10} = 1.33 \rightarrow \text{promediar}$$

$$S_{\text{diseño}} = 11.67 \sim 12ft$$

#### 4.4.5 Paso 5: Definición del Peralte de Nervios ( $h$ )

De la sección 4.1.5, se obtienen 2 condiciones, éstas son:

$$h_{\text{mín}} = 11in$$

Y,

$$h \geq t + 7in$$

##### a. Para Center Lift, la ecuación 4.2

$$h = \left( \frac{(y_m L)^{0.205} S^{1.059} P^{0.523} (e_m)^{1.296} C_{\Delta}}{4560 (z)} \right)^{0.824}$$

En donde  $z$  es el valor menor entre  $6\beta$  y  $L$ . Para hacer una primera aproximación, se debe entonces asumir un valor de  $\beta$ , en este caso,  $\beta = 8ft$ .

##### a.1 Dirección Larga

$$L = 75 ft$$

$$6\beta = 6(8ft) = 48ft$$

$$z = 48 ft$$

$$h = \left( \frac{(0.53 \cdot 75)^{0.205} \cdot 12^{1.059} \cdot 695^{0.523} \cdot (9)^{1.296} \cdot 960}{4560 (48)} \right)^{0.824}$$

$$h = 32.61 \text{ in}$$

### **a.2 Dirección Corta**

$$L = W = 40 \text{ ft}$$

$$6\beta = 6(8\text{ft}) = 48\text{ft}$$

$$z = 40 \text{ ft}$$

$$h = \left( \frac{(0.53 \cdot 40)^{0.205} \cdot 12^{1.059} \cdot 695^{0.523} \cdot (9)^{1.296} \cdot 960}{4560 (40)} \right)^{0.824}$$

$$h = 34.08 \text{ in}$$

$$h_{\text{asumido}} = 22 \text{ in}$$

### **4.4.6 Paso 6: Definición del Ancho del Nervio (*b*)**

De la sección 4.1.6 se obtiene el siguiente rango de anchos recomendados:

$$8 < b < 14\text{in}$$

Los anchos mayormente usados en la práctica son de 10 a 12in, para este caso, se usará:

$$b_{\text{asumido}} = 12 \text{ in}$$

### **4.4.7 Paso 7: Chequeo la capacidad Soporte**

#### **a. Capacidad Soporte**

$$q_{\text{allow}} = 2,000.00 \text{ psf}$$



## b. Cargas aplicadas

$$DL_{techo+cielo} = (40 + 10) \cdot 75 \cdot 40 = 150,000 \text{ lbs}$$

$$LL_{techo} = 20 \cdot 75 \cdot 40 = 60,000 \text{ lbs}$$

$$\text{Peso de la Losa} = 75 \cdot 40 \cdot 4 \cdot \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) \cdot 150 = 150,000 \text{ lbs}$$

$$DL_{adicional} = 15 \cdot 75 \cdot 40 = 45,000 \text{ lbs}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de los nervios} &= 12 \cdot \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) \cdot (22 - 4) \cdot \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) \cdot 588 \cdot 150 \\ &= 132,300 \text{ lbs} \end{aligned}$$

$$\text{Peso de paredes en perímetro} = 350 \cdot 2,160 = 756,000 \text{ lbs}$$

$$LL_{losa} = 40 \cdot 75 \cdot 40 = 120,000 \text{ lbs}$$

Las cargas aplicadas del sistema (Demanda) ascienden a 1,413,300 lbs.

## c. Área Soporte

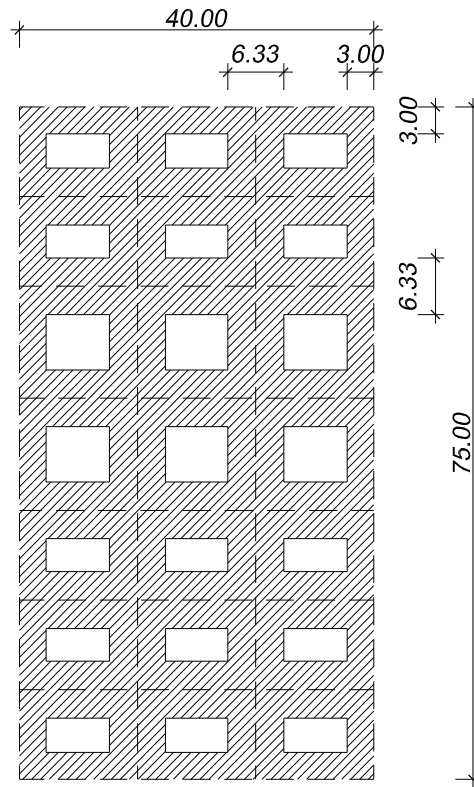
De la sección 4.1.7, se obtiene el ancho tributario de los nervios interiores y perimetrales, así:

$$a_{nervios \text{ interiores}} = b + 16 t = 12 \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) + 16(4) \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) = 6.33 \text{ ft}$$

$$a_{nervios \text{ perimetrales}} = b + 6 t = 12 \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) + 6(4) \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) = 3 \text{ ft}$$

El área ashurada de la figura 4.14, muestra el área soporte:

Figura 4.14 Área Soporte de Losa B



Fuente: **Propia**

$A_{\text{Soporte}}$

$$= 3 \cdot 2 \cdot 75 + 6.33 \cdot 2 \cdot 75 + 40 \cdot 2 \cdot 3 - 6.33 \cdot 3 \cdot 4 - 3 \cdot 3 \cdot 4 + 40 \cdot 6.33 \cdot 6 - 6.33 \cdot 6.33 \cdot 12 - 6.33 \cdot 3 \cdot 12 = 2,338.03 \text{ ft}^2$$

#### d. Chequeo de Presión

$$q_{\text{aplicada}} = \text{Demanda} = \frac{1,413,300}{2,338.03} = 604.48 \text{ psf}$$

$$q_{\text{allow}} = \text{Capacidad} = 2,000 \text{ psf}$$

$$\frac{D}{C} = 30\% \rightarrow \text{Ok, la Presión chequea}$$

#### 4.4.8 Paso 8: Cálculo de las Propiedades de la Sección

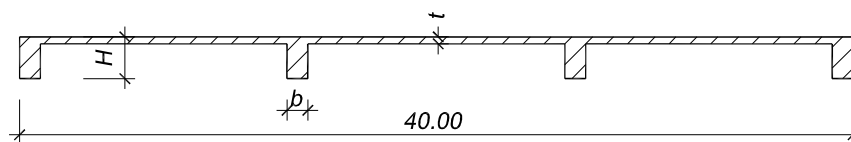
Tabla 4.2 Resumen de Datos de Losa Nervada A

Elemento	Dirección Larga	Dirección Corta
Peralte del nervio, in	22.00	22.00
Ancho del nervio, in	12.00	12.00
# de nervios	4.00	8.00
Ancho total de los nervios, in	48.00	96.00
Espesor de losa, in	4.00	4.00

Fuente: **Propia**

##### a. Dirección Larga

Figura 4.15 Sección Transversal a la Dirección Larga



Fuente: **Propia**

$$\text{Área de la Sección de Losa} = 40 \cdot \left(\frac{12\text{in}}{1\text{ft}}\right) \cdot 4 = 1,920.00 \text{ in}^2$$

Ubicación del centroide de la losa =  $-2\text{in}$ , ver figura 4.16 como referencia.

$$A \cdot y = 1,152 \cdot (-2) = -3,840 \text{ in}^3$$

$$A \cdot y^2 = 1,152 \cdot (-2)^2 = 7,680 \text{ in}^4$$

$$I_{losa} = \left(\frac{1}{12}\right) (40) \cdot \left(\frac{12\text{in}}{1\text{ft}}\right) (4)^3 = 2,560 \text{ in}^4$$

$$\text{Área de la Sección de nervios} = 4\text{nervios} \cdot 12 \cdot (22 - 4) = 864 \text{ in}^2$$

Ubicación del centroide del nervio =  $-13\text{in}$ , ver figura 4.16 como referencia.

$$A \cdot y = 864 \cdot (-13) = -11,232 \text{ in}^3$$

$$A \cdot y^2 = 864 \cdot (-13)^2 = 146,016 \text{ in}^4$$

$$I_{\text{nervio}} = \left(\frac{1}{12}\right) (12) \cdot (18)^3 \cdot 4 \text{ nervios} = 23,328 \text{ in}^4$$

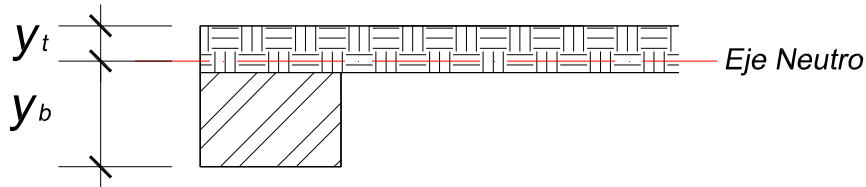
La tabla 4.3 muestra el resumen de los datos obtenidos de las propiedades de la sección transversal a la dirección larga.

Tabla 4.3 Propiedades de la Sección transversal a la Dirección Larga

Sección	Área (in <sup>2</sup> )	y(in)	Ay	Ay <sup>2</sup>	I <sub>o</sub> (in <sup>4</sup> )
Losa	1,920.00	-2.00	-3,840.00	7680.00	2560.00
Nervio	864.00	-13.00	-11,232.00	146,016.00	23,328.00
$\Sigma$	<b>2,784.00</b>		<b>-15,072.00</b>	<b>153,696.00</b>	<b>25,888.00</b>

Fuente: **Propia**

Figura 4.16 Ubicación de  $y_t, y_b$  y Eje Neutro



Fuente: **Propia**

$$y_t = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{15,072}{2,784} = 5.41 \text{ in}$$

$$y_b = h - y_t = 24 - 6 = 16.59 \text{ in}$$

$$I = (\Sigma A \cdot y^2 + I_o) - \Sigma A \cdot y_t^2 = (153,696 + 25,888) - 2,784 \cdot 5.41^2$$

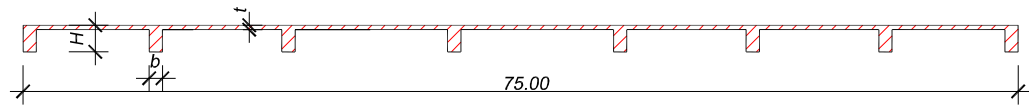
$$= 97,987.31 \text{ in}^4$$

$$S_t = \frac{I}{y_t} = \frac{97,987.31}{5.41} = 21,120.00 \text{ in}^3$$

$$S_b = \frac{I}{y_b} = \frac{97,987.31}{16.59} = 5,907.76.00 \text{ in}^3$$

### b. Dirección Corta

Figura 4.17 Sección Transversal a la Dirección Corta



Fuente: **Propia**

Tabla 4.4 Propiedades de la Sección transversal a la Dirección Corta

Sección	Área (in <sup>2</sup> )	y (in)	Ay	Ay <sup>2</sup>	I <sub>o</sub> (in <sup>4</sup> )
Losa	3,600.00	-2.00	-7,200.00	14,400.00	4,800.00
Nervio	1,080.00	-13.00	-14,040.00	182,520.00	46,656.00
<b>Σ</b>	<b>4,680.00</b>		<b>-21,240.00</b>	<b>196,920.00</b>	<b>51,456.00</b>

Fuente: **Propia**

$$y_t = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{21,240}{4,680} = 4.54 \text{ in}$$

$$y_b = h - y_t = 22 - 4.54 = 17.46 \text{ in}$$

$$I = (\Sigma A \cdot y^2 + I_o) - \Sigma A \cdot y_t^2 = (196,920 - 51,456) - 4,680 \cdot 4.54^2$$

$$= 151,913.71 \text{ in}^4$$

$$S_t = \frac{I}{y_t} = \frac{151,913.71}{4.54} = 33,461.17 \text{ in}^3$$

$$S_b = \frac{I}{y_b} = \frac{151,913.71}{17.46} = 8,700.67 \text{ in}^3$$

#### 4.4.9 Paso 9: Cálculo de la Fuerza mínima de pre-esfuerzo y la cantidad de tendones ( $N_T$ ) requeridos

##### a. Número de tendones requeridos para la Fuerza Mínima requerida

$$f_{pi} = 0.70 \cdot f_{pu} = 0.70 \cdot 270 = 189 \text{ ksi}$$

$$f_e = f_{pi} - \text{Pérdidas}_{pre-esfuerzo} = 189 - 15 = 174 \text{ ksi}$$

$$F_{mr} = 0.05A_{larga} = 0.05 \cdot 2,784 = 139.20 \text{ kips}$$

$$F_{mr} = 0.05A_{corta} = 0.05 \cdot 4,680 = 234.00 \text{ kips}$$

$$N_{TLarga} = \frac{F_{mr}}{f_e \cdot A_{ps}} = \frac{139.20}{174 \cdot 0.153} = 5.23$$

$$N_{TCorta} = \frac{F_{mr}}{f_e \cdot A_{ps}} = \frac{234.00}{174 \cdot 0.153} = 8.79$$

##### b. Número de tendones requeridos para resistir la fricción entre la losa y la sub-base (Polietileno)

$$Peso_{nervios+losa} = W_{nervios+losa} = 150,000 + 132,300 = 282,300 \text{ lbs}$$

$\mu = 0.75$ , de figura 3.11

$$N_T = \frac{\mu \cdot W_{nervios+losa}}{2,000 \cdot f_e \cdot A_{ps}} = \frac{0.75 \cdot 282,300}{2,000 \cdot 174 \cdot 0.153} = 3.98$$

**c. Número de tendones requeridos para proveer la Fuerza Mínima Requerida**

$$N_{T_{Larga}} = 5.23 + 3.98 = 9.21 \sim 10 \text{ cables torones}$$

$$N_{T_{Corta}} = 8.79 + 3.98 = 12.77 \sim 13 \text{ cables torones}$$

**d. Número de tendones de acuerdo al espaciamiento máximo ( $S_{\text{máximo}}$ ) recomendado entre tendones**

$$S_{\text{tendones}_{Larga}} = \frac{40}{10} = 4 \text{ ft}$$

$$S_{\text{tendones}_{Corta}} = \frac{75}{13} = 5.77 \text{ ft}$$

$$S_{\text{máximo}} = 5 \text{ ft, de numeral 4.1.9}$$

$$N_{T_{Larga}} = \frac{W}{S_{\text{máximo}}} = \frac{40}{5} = 8 \text{ tendones}$$

$$N_{T_{Corta}} = \frac{L}{S_{\text{máximo}}} = \frac{75}{5} = 15 \text{ tendones}$$

El número de tendones a adoptar es el máximo obtenido en los numerales (c) y (d), por lo que:

$$N_{T_{Larga}_{adoptado}} = 10 \text{ tendones}$$

$$N_{T_{Corta}_{adoptado}} = 15 \text{ tendones}$$

**e. Diseño de la Fuerza de Pre-esfuerzo**

De la Ecuación 4.8,

$$\begin{aligned} P_{r_{Larga}} &= N_T (f_e \cdot A_{ps}) - \frac{\mu \cdot W_{losa}}{2000} = 10 \cdot 174 \cdot 0.153 - \frac{0.75 \cdot 282,300}{2000} \\ &= 160.36 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$P_{r_{Corta}} = N_T(f_e \cdot A_{ps}) - \frac{\mu \cdot W_{losa}}{2000} = 15 \cdot 174 \cdot 0.153 - \frac{0.75 \cdot 282,300}{2000}$$

$$= 293.47 \text{ kips}$$

#### 4.4.10 Paso 10: Diseño en la Condición Center Lift

$$e_{m_{Center Lift}} = 9 \text{ ft}$$

$$y_{m_{Center Lift}} = 0.53 \text{ in}$$

$$P = 695 \text{ plf}$$

$$S = S_{diseño} = 12 \text{ ft}$$

$$h = h_{asumido} = 22 \text{ in}$$

##### 4.4.10.1 Cálculo de Momentos

###### a. Dirección Larga

De Ecuación 4.12,

$$B = \left( \frac{y_m - 1}{3} \right) = \frac{0.53 - 1}{3} = -0.16$$

El valor debe ser menor  $B \leq 1$

De Ecuación 4.13

$$C = \left[ 8 - \frac{695 - 613}{255} \right] \left[ \frac{4 - 0.53}{3} \right] = 8.87$$

El valor debe ser  $C \geq 0$

De la Ecuación 4.10,

$$A_0 = \frac{1}{727} [(75)^{0.013} (12)^{0.306} (22)^{0.688} (695)^{0.534} (0.53)^{0.193}] = 0.76$$

De la Ecuación 4.9,

$$M_L = 0.76[(-0.16) (9)^{1.238} + 8.87] = 4.96 \text{ ft} - \text{kips/ft}$$



Del numeral 3.1.2.2, sabemos que hay un umbral para el momento cuando  $e_m = 5 \text{ ft}$ , por lo que es necesario calcular dicho momento y compararlo con el obtenido anteriormente. Se tomará el mayor de los 2, por ser el más crítico.

$$e_m = 5 \text{ ft}$$

$$B = 1.00$$

$$C = 0.00$$

$$M_L = 0.76[(1) (5)^{1.238} + 0] = 5.59 \text{ ft} - \text{kips/ft}$$

Se usará el mayor:

$$M_L = 5.59 \text{ ft} - \text{kips/ft}$$

#### **b. Dirección Corta**

$\frac{L_L}{L_S} = \frac{75}{40} = 1.88$ , como es mayor que 1.1, se usará la ecuación 4.14,

con  $e_m = 5 \text{ ft}$  por ser la condición crítica, así:

$$M_S = \left( \frac{58 + 5}{60} \right) 5.59 = 5.86 \text{ ft} - \text{kips/ft}$$

### **4.4.10.2 Chequeo de la Capacidad de Flexión**

#### **a. Esfuerzos Permisibles a Flexión**

##### **a.1 A Tensión**

De la Ecuación 4.16:

$$f_t = -6 \sqrt{3000} = -0.33 \text{ ksi}$$

##### **a.2 A Compresión**

De la Ecuación 4.17:

$$f_t = 0.45(3000) = 1.35 \text{ ksi}$$

## b. Cálculo de Esfuerzos

De la Ecuación 4.21, se derivan las combinaciones para calcular los esfuerzos actuantes.

### b.1 Dirección Larga

#### b.1.1 Tensión en la Fibra Superior

$$\begin{aligned} f_t = \text{Demanda} &= \frac{P_r}{A} - \frac{M_L}{S_t} + \frac{P_r e_p}{S_t} \\ &= \frac{160.36}{2,784} - \frac{5.59 \cdot 40 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{18,099.57} + \frac{160.36 \cdot 1.20}{18,099.57} = -0.08 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = -0.33 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 24\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

#### b.1.2 Compresión en la Fibra Inferior

$$\begin{aligned} f_b = \text{Demanda} &= \frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_b} - \frac{P_r e_p}{S_b} \\ &= \frac{160.36}{2,784} + \frac{5.59 \cdot 40 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{5,907.76} - \frac{160.36 \cdot 1.20}{5,907.76} = 0.48 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$f_c = \text{Capacidad} = 1.35 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 35\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

## b.2 Dirección Corta

### b.2.1 Tensión en la Fibra Superior

$$f_t = \text{Demanda} = \frac{P_r}{A} - \frac{M_L}{S_t} + \frac{P_r e_p}{S_t}$$
$$= \frac{293.47}{4,680} - \frac{5.86 \cdot 75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{33,461.17} + \frac{293.47 \cdot 1.15}{33,461.17} = -0.08 \text{ ksi}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = -0.33 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 26\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

### b.2.2 Compresión en la Fibra Inferior

$$f_b = \text{Demanda} = \frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_b} - \frac{P_r e_p}{S_b}$$
$$= \frac{293.47}{4,680} + \frac{5.86 \cdot 75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{8,700.67} - \frac{293.47 \cdot 1.15}{8,700.67} = 0.63 \text{ ksi}$$

$$f_c = \text{Capacidad} = 1.35 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 47\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

## 4.4.10.3 Chequeo de la Rigidez Mínima de la Losa de Cimentación

$$C_{\Delta_{\text{center Lift}}} = 360, \text{ de tabla 3.3}$$

$$C_{\Delta_{\text{Edge Lift}}} = 720, \text{ de tabla 3.3}$$

**a. Dirección Larga**

De ecuación 3.3,

$$L = 75 \text{ ft}$$

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{E_{cr}I}{1,000}} = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{1,500,000 \cdot 97,987.31}{1,000}} = 9.20 \text{ ft}$$

$$6\beta = 55.20 \text{ ft}$$

$6\beta$  ocurre adentro de la losa en esta dirección pues es menor que

$L = 75 \text{ ft}$ , por lo que:

$$z_L = 55.20 \text{ ft}$$

De la Ecuación 4.22, se obtiene la Inercia mínima requerida de la sección en esta dirección:

$$I_L = \text{Demanda} = \frac{12000 \cdot (5.59) \cdot (40) \cdot (960) \cdot (55.20)}{1,500,000} = 94,718.45 \text{ in}^4$$

$$I = \text{Capacidad} = 97,987.31 \text{ in}^4$$

$$\frac{D}{C} = 97\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

**b. Dirección Corta**

De ecuación 3.3,

$$L = W = 40 \text{ ft}$$

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{E_{cr}I}{1,000}} = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{1,500,000 \cdot 151,913.71}{1,000}} = 10.20 \text{ ft}$$

$$6\beta = 36.6 \text{ ft}$$

$6\beta$  no ocurre adentro de la losa en esta dirección, por lo que:

$$z_L = 40 \text{ ft}$$

De la Ecuación 4.22, se obtiene la Inercia mínima requerida de la sección en esta dirección:

$$I_L = Demanda = \frac{12000 \cdot (5.86) \cdot (75) \cdot (960) \cdot (40)}{1,500,000} = 135,128.22 \text{ in}^4$$

$$I = Capacidad = 151,913.71 \text{ in}^4$$

$$\frac{D}{C} = 89\% \rightarrow Ok, Chequea$$

#### 4.4.10.4 Chequeo de la Capacidad a Corte

##### a. Dirección Larga

##### a.1 Corte de Servicio Esperado

De la Ecuación 4.23,

$$V_L = \frac{(75)^{0.09} \cdot (12)^{0.71} \cdot (22)^{0.43} \cdot (695)^{0.44} \cdot (0.53)^{0.16} \cdot (9)^{0.93}}{1940}$$

$$= 2.08 \text{ kips/ft}$$

De la Ecuación 4.24, el Esfuerzo de Corte Aplicado es:

$$v = Demanda = \frac{V W}{n h b} = \frac{(2.08) \cdot (40) \cdot \left(\frac{1000 \text{ psi}}{1 \text{ ksi}}\right)}{(4) \cdot (22) \cdot (12)} = 78.92 \text{ psi}$$

##### a.2 Esfuerzo de Corte Permisible

De la Ecuación 3.2,

$$v_c = Capacidad = 2.4 \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 \cdot P_r}{A}$$

$$= 2.4 \sqrt{3,000} + \frac{0.2 \cdot 160.36 \cdot \left(\frac{1000 \text{ psi}}{1 \text{ ksi}}\right)}{2,784} = 142.97 \text{ psi}$$

$$\frac{D}{C} = 55\% \rightarrow Ok, Chequea$$

## b. Dirección Corta

### b.1 Corte de Servicio Esperado

De la Ecuación 4.25,

$$V_s = \frac{(40)^{0.19} \cdot (12)^{0.45} \cdot (22)^{0.20} \cdot (695)^{0.54} \cdot (0.53)^{0.04} \cdot (9)^{0.97}}{1350}$$

$$= 2.39 \text{ kips/ft}$$

De la Ecuación 4.24, el Esfuerzo de Corte Aplicado es:

$$v = \text{Demanda} = \frac{V W}{n h b} = \frac{(2.39) \cdot (75) \cdot \left(\frac{1000 \text{psi}}{1 \text{ksi}}\right)}{(8) \cdot (22) \cdot (12)} = 84.71 \text{ psi}$$

### b.2 Esfuerzo de Corte Permisible

De la Ecuación 3.2,

$$v_c = \text{Capacidad} = 2.4 \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 \cdot P_r}{A}$$

$$= 2.4 \sqrt{3,000} + \frac{0.2 \cdot 293.47 \cdot \left(\frac{1000 \text{psi}}{1 \text{ksi}}\right)}{4,680} = 143.99 \text{ psi}$$

$$\frac{D}{C} = 59\% \rightarrow Ok, Chequea$$

#### 4.4.11 Paso 11: Diseño en la Condición Edge Lift

$$e_{mEdge Lift} = 5.20 ft$$

$$y_{mEdge Lift} = 0.10 in$$

$$P = 695 plf$$

$$S = S_{diseño} = 12 ft$$

$$h = h_{asumido} = 22 in$$

##### 4.4.11.1 Cálculo de Momentos

###### a. Dirección Larga

De Ecuación 4.26,

$$M_L = \frac{(12)^{0.1} (22 \cdot 5.2)^{0.78} (0.10)^{0.66}}{7.2 (75)^{0.0065} (695)^{0.04}} = 1.19 ft - kips/ft$$

###### b. Dirección Corta

$$\frac{L_L}{L_S} = \frac{75}{40} = 1.88$$

De la Ecuación 4.27,

$$\begin{aligned} M_S &= h^{0.35} \left( \frac{19 + e_m}{57.75} \right) M_L = (22)^{0.35} \cdot \left( \frac{19 + 5.20}{57.75} \right) \cdot (1.19) \\ &= 1.47 ft - kips/ft \end{aligned}$$

##### 4.4.11.2 Chequeo de la Capacidad de Flexión

###### a. Esfuerzos Permisibles a Flexión

###### a.1 A Tensión

De la Ecuación 4.16:

$$f_t = -6 \sqrt{3000} = -0.33 ksi$$

## a.2 A Compresión

De la Ecuación 4.17:

$$f_t = 0.45(3000) = 1.35 \text{ ksi}$$

## b. Cálculo de Esfuerzos

De la Ecuación 4.21, se derivan las combinaciones para calcular los esfuerzos actuantes.

### b.1 Dirección Larga

#### b.1.1 Tensión en la Fibra Inferior

$$\begin{aligned} f_b = \text{Demanda} &= \frac{P_r}{A} - \frac{M_L}{S_b} - \frac{P_r e_p}{S_b} \\ &= \frac{160.36}{2784} - \frac{1.19 \cdot 40 \cdot \left(\frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}\right)}{5,907.76} + \frac{160.36 \cdot 1.20}{5,907.76} = -0.07 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = -0.33 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 22\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

#### b.1.2 Compresión en la Fibra Superior

$$\begin{aligned} f_t = \text{Demanda} &= \frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_t} + \frac{P_r e_p}{S_t} \\ &= \frac{160.36}{2,784} + \frac{1.19 \cdot 40 \cdot \left(\frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}\right)}{18,099.57} + \frac{160.36 \cdot 1.20}{18,099.57} = 0.10 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$f_c = \text{Capacidad} = 1.35 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 7\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$



## b.2 Dirección Corta

### b.2.1 Tensión en la Fibra Inferior

$$f_b = \text{Demanda} = \frac{P_r}{A} - \frac{M_S}{S_b} - \frac{P_r e_p}{S_b}$$
$$= \frac{293.47}{4,680} - \frac{1.47 \cdot 75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{8,700.67} - \frac{293.47 \cdot 1.15}{8,700.67} = -0.13 \text{ ksi}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = -0.33 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 39\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

### b.2.2 Compresión en la Fibra Superior

$$f_t = \text{Demanda} = \frac{P_r}{A} + \frac{M_L}{S_t} + \frac{P_r e_p}{S_t} - \frac{(P_r \cdot e_p)_{\text{adicional}}}{S_b}$$
$$= \frac{293.47}{4,680} + \frac{1.47 \cdot 75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{33,461.17} + \frac{293.47 \cdot 1.15}{33,461.17} = 0.11 \text{ ksi}$$

$$f_c = \text{Capacidad} = 1.35 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 8\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

## 4.4.11.3 Chequeo de la Rigidez Mínima de la Losa de Cimentación

$$C_{\Delta_{Edge Lift}} = 1,920, \text{ de tabla 3.3}$$

**a. Dirección Larga**

De ecuación 3.3,

$$L = 75 \text{ ft}$$

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{E_{cr}I}{1,000}} = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{1,500,000 \cdot 97,987.31}{1,000}} = 9.2 \text{ ft}$$

$$6\beta = 55.2 \text{ ft}$$

$6\beta$  ocurre adentro de la losa en esta dirección, por lo que:

$$z_L = 55.2 \text{ ft}$$

De la Ecuación 4.22, se obtiene la Inercia mínima requerida de la sección en esta dirección:

$$I_L = \text{Demanda} = \frac{12000 \cdot (1.19) \cdot (40) \cdot (1920) \cdot (55.2)}{1,500,000} = 40,435.62 \text{ in}^4$$

$$I = \text{Capacidad} = 97,987.31 \text{ in}^4$$

$$\frac{D}{C} = 0.41\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

**b. Dirección Corta**

De ecuación 3.3,

$$L = 40 \text{ ft}$$

$$\beta = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{E_{cr}I}{1,000}} = \frac{1}{12} \sqrt[4]{\frac{1,500,000 \cdot 151,913.71}{1,000}} = 10.2 \text{ ft}$$

$$6\beta = 61.2 \text{ ft}$$

$6\beta$  no ocurre adentro de la losa en esta dirección, por lo que:

$$z_L = 40 \text{ ft}$$

De la Ecuación 4.22, se obtiene la Inercia mínima requerida de la sección en esta dirección:

$$I_L = Demanda = \frac{12000 \cdot (1.47) \cdot (75) \cdot (1920) \cdot (40)}{1,500,000} = 67,919.99 \text{ in}^4$$

$$I = Capacidad = 151,913.71 \text{ in}^4$$

$$\frac{D}{C} = 45\% \rightarrow Ok, Chequea$$

#### 4.4.11.4 Chequeo de la Capacidad a Corte

##### a. Dirección Larga

##### a.1 Corte de Servicio Esperado

De la Ecuación 4.29,

$$V_L = \frac{(75)^{0.07} \cdot (22)^{0.4} \cdot (695)^{0.03} \cdot (5.20)^{0.16} \cdot (0.10)^{0.67}}{3 \cdot (12)^{0.015}} = 0.51 \text{ kips/ft}$$

De la Ecuación 4.24, el Esfuerzo de Corte Aplicado es:

$$v = Demanda = \frac{V W}{n h b} = \frac{(0.51) \cdot (40) \cdot \left(\frac{1000 \text{ psi}}{1 \text{ ksi}}\right)}{(4) \cdot (22) \cdot (12)} = 19.47 \text{ psi}$$

##### a.2 Esfuerzo de Corte Permisible

De la Ecuación 3.2,

$$\begin{aligned} v_c = Capacidad &= 2.4 \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 \cdot P_r}{A} \\ &= 2.4 \sqrt{3,000} + \frac{0.2 \cdot 160.36 \cdot \left(\frac{1000 \text{ psi}}{1 \text{ ksi}}\right)}{2,784} = 142.97 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$\frac{D}{C} = 14\% \rightarrow Ok, Chequea$$

## b. Dirección Corta

### b.1 Corte de Servicio Esperado

De la Ecuación 4.30,

$$V_s = \frac{(40)^{0.07} \cdot (22)^{0.4} \cdot (695)^{0.03} \cdot (5.2)^{0.16} \cdot (0.10)^{0.67}}{3 \cdot (12)^{0.015}} = 0.49 \text{ kips/ft}$$

De la Ecuación 4.24, el Esfuerzo de Corte Aplicado es:

$$v = \text{Demanda} = \frac{V W}{n h b} = \frac{(0.49) \cdot (75) \cdot \left(\frac{1000 \text{psi}}{1 \text{ksi}}\right)}{(8) \cdot (22) \cdot (12)} = 17.46 \text{ psi}$$

### b.2 Esfuerzo de Corte Permisible

De la Ecuación 3.2,

$$\begin{aligned} v_c = \text{Capacidad} &= 2.4 \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 \cdot P_r}{A} \\ &= 2.4 \sqrt{3,000} + \frac{0.2 \cdot 293.47 \cdot \left(\frac{1000 \text{psi}}{1 \text{ksi}}\right)}{4,680} = 143.99 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$\frac{D}{C} = 12\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

## 4.4.12 Paso 12: Sección Fisurada

### 4.4.12.1 Center Lift

Tendones en Losa

#### a. Dirección Larga

##### a.1 Cálculo del Momento de Demanda

$$M_L = 5.59 \text{ ft} - \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

$$M_L = M_L \cdot W = 5.59 \cdot 40 = 223.43 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$50\% \cdot M_L = \text{Demanda} = 111.71 \text{ ft} - \text{kips}$$

## a.2 Cálculo del Momento Resistente de la Sección Fisurada ( $M_{cr}$ )

$$\begin{aligned} F_{tendones\ en\ Losa} &= N_{Tendones\ en\ Losa} \cdot f_e \cdot A_{ps} = 10 \cdot 174 \cdot 0.153 \\ &= 266.22\ kips \end{aligned}$$

De la Ecuación 4.32, Profundidad del Bloque a Compresión

$$a = \frac{266.22}{0.85 \cdot \left( 3,000 \cdot \left( \frac{1\text{ksi}}{1,000\text{psi}} \right) \right) \cdot (4 \cdot 12)} = 2.18\text{in}$$

De la Ecuación 4.31,

$$\begin{aligned} M_{cr} = \text{Capacidad} &= 266.22 \cdot \left( (22 - 2) - \frac{2.18}{2} \right) \cdot \left( \frac{1\text{ft}}{12\text{in}} \right) \\ &= 419.57\ \text{ft} - \text{kips} \end{aligned}$$

$$\frac{D}{C} = 27\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

## b. Dirección Corta

### b.1 Cálculo del Momento Actuante

$$M_L = 5.86\ \text{ft} - \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

$$M_L = M_L \cdot L = 2.92 \cdot 75 = 439.87\ \text{ft} - \text{kips}$$

$$50\% \cdot M_L = \text{Demanda} = 219.94\ \text{ft} - \text{kips}$$

### b.2 Cálculo del Momento Resistente de la Sección Fisurada ( $M_{cr}$ )

$$\begin{aligned} F_{tendones\ en\ Losa} &= N_{Tendones\ en\ Losa} \cdot f_e \cdot A_{ps} = 15 \cdot 174 \cdot 0.153 \\ &= 399.33\ kips \end{aligned}$$

De la Ecuación 4.32, Profundidad del Bloque a Compresión

$$a = \frac{399.33}{0.85 \cdot (3) \cdot (8 \cdot 12)} = 1.63in$$

De la Ecuación 4.31

$$\begin{aligned} M_{cr} = \text{Capacidad} &= 399.33 \cdot \left( (22 - 2) - \frac{1.63}{2} \right) \cdot \left( \frac{1ft}{12in} \right) \\ &= 638.41 \text{ ft} - \text{kips} \end{aligned}$$

$$\frac{D}{C} = 34\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

#### 4.4.12.2 Edge Lift

Tendones en Nervios

##### a. Dirección Larga

##### a.1 Cálculo del Momento de Demanda

$$M_L = 1.19 \text{ ft} - \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

$$M_L = M_L \cdot W = 1.19 \cdot 40 = 47.69 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$50\% \cdot M_L = \text{Demanda} = 23.85 \text{ ft} - \text{kips}$$

##### a.2 Cálculo del Momento Resistente de la Sección Fisurada ( $M_{cr}$ )

$$\begin{aligned} F_{\text{tendones en nervios}} &= N_{\text{tendones en nervios}} \cdot f_e \cdot A_{ps} = 10 \cdot 174 \cdot 0.153 \\ &= 266.22 \text{kips} \end{aligned}$$

De la Ecuación 4.33, Profundidad del Bloque a Compresión

$$a = \frac{266.22}{0.85 \cdot \left( 3,000 \cdot \left( \frac{1\text{ksi}}{1,000\text{psi}} \right) \right) \cdot \left( 40 \cdot \left( \frac{12in}{1ft} \right) \right)} = 0.22in$$

De la Ecuación 4.31,

$$M_{cr} = \text{Capacidad} = 266.22 \cdot \left( (22 - 3) - \frac{0.22}{2} \right) \cdot \left( \frac{1ft}{12in} \right) \\ = 419.10 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$\frac{D}{C} = 6\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

## b. Dirección Corta

### b.1 Cálculo del Momento Actuante

$$M_S = 1.47 \text{ ft} - \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

$$M_S = M_S \cdot L = 1.47 \cdot 75 = 110.55 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$50\% \cdot M_L = \text{Demanda} = 55.27 \text{ ft} - \text{kips}$$

### b.2 Cálculo del Momento Resistente de la Sección Fisurada ( $M_{cr}$ )

$$F_{\text{tendones en nervios}} = N_{\text{tendones en nervios}} \cdot f_e \cdot A_{ps} = 15 \cdot 174 \cdot 0.153 \\ = 399.33 \text{ kips}$$

De la Ecuación 4.33, Profundidad del Bloque a Compresión

$$a = \frac{399.33}{0.85 \cdot \left( 3,000 \cdot \left( \frac{1\text{ksi}}{1,000\text{psi}} \right) \right) \cdot \left( 75 \cdot \left( \frac{12\text{in}}{1\text{ft}} \right) \right)} = 0.17\text{in}$$

De la Ecuación 4.31,

$$M_{cr} = \text{Capacidad} = 399.33 \cdot \left( (22 - 3) - \frac{0.17}{2} \right) \cdot \left( \frac{1ft}{12in} \right) \\ = 628.38 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$\frac{D}{C} = 9\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

#### 4.4.13 Paso 13: Conversión para Losa de Espesor Uniforme

De la Ecuación 4.34, se obtiene el peralte de la losa, así:

##### 4.4.13.1 Peralte de Losa ( $H$ )

###### a. Dirección Larga

$$H_L = \sqrt[3]{\frac{97,987.31}{40}} = 13.48 \text{ in}$$

###### b. Dirección Corta

$$H_L = \sqrt[3]{\frac{151,913.71}{75}} = 12.65 \text{ in}$$

Se asumirá un peralte de  $H = 14 \text{ in}$ , el cual, es mayor al mínimo recomendado en el numeral 3.1.4.2 de  $H_{\text{mínimo}} = 7.5 \text{ in}$ .

##### 4.4.13.2 Determinación de $P_e$ , $N_T$ y $e_p$

###### a. Dirección Larga

###### a.1 Cálculo de $P_e$

$$f_e = 174 \text{ ksi, de 4.4.9.a}$$

$$A_{ps} = 0.153 \text{ in}^2$$

De la Ecuación 4.8,

$$\begin{aligned} (P_{rLarga})_{Losa \text{ Nervada}} &= N_T(f_e \cdot A_{ps}) - \frac{\mu \cdot W_{losa}}{2000} \\ &= (10) \cdot 174 \cdot 0.153 - \frac{0.75 \cdot 282,300}{2000} = 160.36 \text{ kips} \end{aligned}$$



De la Ecuación 4.35,

$$(P_r)_{H\text{ uniforme}_L} = \frac{160.36}{2,784} \cdot 40 \cdot 14 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right) = 387.07 \text{ kips}$$

$$Peso_{Losa\ H_{Uniforme}} = 40 \cdot 75 \cdot 14 \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right) \cdot 150 = 525,500 \text{ lbs}$$

De la Ecuación 4.7,

$$SG = \frac{0.75 \cdot 525,500}{2,000} = 196.88 \text{ kips}$$

De la Ecuación 4.8,

$$P_e = 387.07 + 196.88 = 584.94 \text{ kips}$$

## **a.2 Cálculo del Número de Tendones ( $N_T$ )**

$$N_T = \frac{584.94}{174 \cdot 0.153} = 21.93 \sim 22 \text{ tendones}$$

## **a.3 Excentricidad**

El Centro de Gravedad de la Sección está localizado exactamente a la mitad de la losa, es decir a 7 in debajo de la parte superior de la losa. Los tendones se colocarán a la mitad por lo que  $e_p = 0$ .

## **b. Dirección Corta**

### **b.1 Cálculo de $P_e$**

$$f_e = 174 \text{ ksi, de 4.4.9.a}$$

$$A_{ps} = 0.153in^2$$

De la Ecuación 4.8,

$$\begin{aligned}(P_{rCorta})_{Losa Nervada} &= 15(f_e \cdot A_{ps}) - \frac{\mu \cdot W_{losa}}{2000} \\ &= (15) \cdot 174 \cdot 0.153 - \frac{0.75 \cdot 282,300}{2000} = 293.47 \text{ kips}\end{aligned}$$

De la Ecuación 4.35,

$$\begin{aligned}(P_r)_{H \text{ uniforme}_{S,L}} &= \frac{293.47}{4,680} \cdot 75 \cdot 14 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right) = 790.11 \text{ kips} \\ \text{Peso}_{Losa H \text{ Uniforme}} &= 40 \cdot 75 \cdot 14 \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right) \cdot 150 = 525,500 \text{ lbs}\end{aligned}$$

De la Ecuación 4.7,

$$SG = \frac{0.75 \cdot 525,500}{2,000} = 196.88 \text{ kips}$$

De la Ecuación 4.8,

$$P_e = 790.1 + 196.88 = 986.98 \text{ kips}$$

## **b.2 Cálculo del Número de Tendones ( $N_T$ )**

$$N_T = \frac{986.98}{174 \cdot 0.153} = 37.07 \sim 38 \text{ tendones}$$

## **b.3 Excentricidad**

El Centro de Gravedad de la Sección está localizado exactamente a la mitad de la losa, es decir a 3.875 in debajo de la parte superior de la losa. Los tendones se colocarán a la mitad por lo que  $e_p = 0$ .

### 4.4.13.3 Propiedades Geométricas de la Losa de Espesor Uniforme

$$(A_{Losa})_{Larga} = 40 \cdot 14 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right) = 6,720 in^2$$

$$(A_{Losa})_{Corta} = 75 \cdot 14 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right) = 12,600 in^2$$

$$(S_t = S_b)_{Larga} = \frac{40 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right) \cdot 14^2}{6} = 15,680 in^3$$

$$(S_t = S_b)_{Corta} = \frac{75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right) \cdot 14^2}{6} = 29,400 in^3$$

### 4.4.13.4 Diseño en La Condición Center Liff

#### 4.4.13.4.1 Chequeo de la Capacidad a Flexión de la Losa Equivalente de Espesor Uniforme

##### a. Dirección Larga

$$P_r = F_e \cdot A_{ps} \cdot N_T - SG = 174 \cdot 0.153 \cdot 22 - 196.88 = 388.81 kips$$

##### a.1 Tensión en la fibra superior

$$f = Demanda = \frac{388.81}{6,720} - \frac{5.59 \cdot 40 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{15,680} + \frac{(388.81)(0)}{15,680} = -0.11 ksi$$

$$f_t = Capacidad = -0.33 ksi$$

$$\frac{D}{C} = 34\% \rightarrow Ok, Chequea$$

##### a.2 Compresión en la fibra inferior

$$f = Demanda = \frac{388.81}{6,720} + \frac{5.59 \cdot 40 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{29,400} - \frac{(388.81)(0)}{29,400} = 0.15 ksi$$

$$f_t = Capacidad = 1.35 ksi$$

$$\frac{D}{C} = 11\% \rightarrow Ok, Chequea$$

**b. Dirección Corta**

$$P_r = F_e \cdot A_{ps} \cdot N_T - SG = 174 \cdot 0.153 \cdot 38 - 196.88 = 814.76 \text{ kips}$$

**b.1 Tensión en la fibra superior**

$$f = \text{Demanda} = \frac{814.76}{12,600} - \frac{5.86 \cdot 75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{15,680} + \frac{(814.76)(0)}{15,680} = -0.27 \text{ ksi}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = -0.33 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 83\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

**b.2 Compresión en la fibra inferior**

$$f = \text{Demanda} = \frac{814.76}{12,600} + \frac{5.86 \cdot 75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{29,400} - \frac{(814.76)(0)}{29,400} = 0.24 \text{ ksi}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = 1.35 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 18\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

**4.4.13.4.2 Chequeo de la Capacidad a Corte**

**a. Dirección Larga**

**a.1 Esfuerzo de Corte Aplicado**

$$v = \text{Demanda} = \frac{(v_L)_{\text{Losa Nevada}} \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right)}{H_{\text{Uniforme}}}$$
$$= \frac{2.08 \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right)}{14} = 12.40 \text{ kips}$$

## a.2 Esfuerzo de Corte Permissible

$$(f_p)_L = \frac{(P_r)_L}{(A)_{L\text{Losa de } H_{\text{Uniforme}}}} = \frac{388.81}{6,720} = 0.06 \text{ ksi}$$

$$V_c = \text{Capacidad} = 2.4\sqrt{3000} + 0.2 \cdot 0.06 \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right) = 143.03 \text{ psi}$$

$$\frac{D}{C} = 9\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

## b. Dirección Corta

### b.1 Esfuerzo de Corte Aplicado

$$v = \text{Demanda} = \frac{(v_s)_{\text{Losa Nervada}} \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right) \cdot \left(\frac{1\text{ft}}{12\text{in}}\right)}{H_{\text{Uniforme}}}$$
$$= \frac{2.39 \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right) \cdot \left(\frac{1\text{ft}}{12\text{in}}\right)}{14} = 14.20 \text{ kips}$$

### b.2 Esfuerzo de Corte Permissible

$$(f_p)_S = \frac{(P_r)_S}{(A)_{S\text{Losa de } H_{\text{Uniforme}}}} = \frac{814.76}{12,600} = 0.06 \text{ ksi}$$

$$V_c = \text{Capacidad} = 2.4\sqrt{3000} + 0.2 \cdot 0.06 \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right) = 144.39 \text{ psi}$$

$$\frac{D}{C} = 10\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

#### 4.4.13.4.3 Revisión de la Sección Fisurada de la losa de espesor uniforme

Con el 50% del Momento en la dirección correspondiente de la losa nervada se hará esta revisión, así:

##### a. Dirección Larga

##### a.1 Momento de Demanda

$$(50\%M_L \cdot W)_{Losa Nervada} = Demanda = 0.50(2.78 \cdot 24) = 33.35 \text{ ft} - \text{kips}$$

##### a.2 Momento Resistente de la Sección Fisurada ( $M_{cr}$ )

$$F_{tendones en nervios} = N_{T_{tendones en nervios}} \cdot f_e \cdot A_{ps} = 22 \cdot 174 \cdot 0.153 \\ = 585.68 \text{ kips}$$

$$a_L = \frac{N_{T_L} \cdot F_{tendón}}{0.85 \cdot f'_c \cdot \left(\frac{1 \text{ksi}}{1000 \text{psi}}\right) \cdot W \cdot \left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)} \\ = \frac{585.68}{0.85 \cdot 3000 \cdot \left(\frac{1 \text{ksi}}{1000 \text{psi}}\right) \cdot 40 \cdot \left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)} = 0.48$$

$$Recubrimiento = 7 \text{ in}$$

$$M_{cr_L} = Capacidad = \left(\frac{N_{T_L} \cdot F_{tendón}}{\left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)}\right) \cdot \left(H_{Losa Espesor Uniforme} - Rec. - \frac{a_L}{2}\right) \\ = \left(\frac{585.68}{\left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)}\right) \cdot \left(14 - 7 - \frac{0.48}{2}\right) = 329.97 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$\frac{D}{C} = 34\% \rightarrow Ok, Chequea$$

## b. Dirección Corta

### b.1 Momento de Demanda

$$(50\%M_L \cdot L)_{Losa Nervada} = Demanda = 0.50(5.86 \cdot 75) = 219.94 \text{ ft} - \text{kips}$$

### b.2 Momento Resistente de la Sección Fisurada ( $M_{cr}$ )

$$\begin{aligned} F_{\text{tendones en nervios}} &= N_{\text{tendones en nervios}} \cdot f_e \cdot A_{ps} = 38 \cdot 174 \cdot 0.153 \\ &= 1,011.64 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_s &= \frac{N_{T_S} \cdot F_{\text{tendón}}}{0.85 \cdot f'_c \cdot \left(\frac{1 \text{ ksi}}{1000 \text{ psi}}\right) \cdot L \cdot \left(\frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}\right)} \\ &= \frac{1,011.64}{0.85 \cdot 3000 \cdot \left(\frac{1 \text{ ksi}}{1000 \text{ psi}}\right) \cdot 75 \cdot \left(\frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}\right)} = 0.44 \end{aligned}$$

$$\text{Recubrimiento} = 3.875 \text{ in}$$

$$\begin{aligned} M_{cr_S} = \text{Capacidad} &= \left(\frac{N_{T_S} \cdot F_{\text{tendón}}}{\left(\frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}\right)}\right) \cdot \left(H_{\text{Losa Espesor Uniforme}} - \text{Rec.} - \frac{a_s}{2}\right) \\ &= \left(\frac{1,011.64}{\left(\frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}\right)}\right) \cdot \left(14 - 7 - \frac{0.44}{2}\right) = 571.54 \text{ ft} - \text{kips} \end{aligned}$$

$$\frac{D}{C} = 38\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

#### 4.4.13.5 Diseño en la Condición Edge Lift

##### 4.4.13.5.1 Chequeo de la Capacidad a Flexión de la Losa Equivalente de Espesor Uniforme

**a. Dirección Larga**

**a.1 Tensión en la fibra inferior**

$$f = \text{Demanda} = \frac{388.81}{6,720} - \frac{1.19 \cdot 40 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{29,400} - \frac{(388.81)(0)}{29,400} = 0.04 \text{ ksi}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = -0.33 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 12\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

**a.2 Compresión en la fibra superior**

$$f = \text{Demanda} = \frac{388.81}{6,720} + \frac{1.19 \cdot 40 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{15,680} + \frac{(388.81)(0)}{15,680} = 0.09 \text{ ksi}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = 1.35 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 7\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

**b. Dirección Corta**

**b.1 Tensión en la fibra inferior**

$$f = \text{Demanda} = \frac{814.76}{12,600} - \frac{1.47 \cdot 75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{29,400} - \frac{(814.76)(0)}{29,400} = 0.02 \text{ ksi}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = -0.33 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 6\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

**b.2 Compresión en la fibra superior**

$$f = \text{Demanda} = \frac{814.76}{12,600} + \frac{1.47 \cdot 75 \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}{15,680} + \frac{(814.76)(0)}{15,680} = 0.15 \text{ ksi}$$

$$f_t = \text{Capacidad} = 1.35 \text{ ksi}$$

$$\frac{D}{C} = 11\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$



#### 4.4.13.5.2 Chequeo de la Capacidad a Corte de la Losa de Espesor Uniforme

##### a. Dirección Larga

###### a.1 Esfuerzo de Corte Aplicado

$$\begin{aligned}v = Demanda &= \frac{(v_L)_{Losa Nevada} \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right)}{H_{Uniforme}} \\ &= \frac{0.51 \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right)}{14} = 3.06 kips\end{aligned}$$

###### a.2 Esfuerzo de Corte Permisible

$$(f_p)_L = \frac{(P_r)_L}{(A)_{Losa de H_{Uniforme}}} = \frac{388.81}{6,720} = 0.06 ksi$$

$$V_c = Capacidad = 2.4\sqrt{3000} + 0.2 \cdot 0.06 \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) = 143.03 psi$$

$$\frac{D}{C} = 2\% \rightarrow Ok, Chequea$$

##### b. Dirección Corta

###### b.1 Esfuerzo de Corte Aplicado

$$\begin{aligned}v = Demanda &= \frac{(v_S)_{Losa Nevada} \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right)}{H_{Uniforme}} \\ &= \frac{0.49 \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) \cdot \left(\frac{1ft}{12in}\right)}{14} = 2.93 kips\end{aligned}$$

###### b.2 Esfuerzo de Corte Permisible

$$(f_p)_S = \frac{(P_r)_S}{(A)_{Losa de H_{Uniforme}}} = \frac{814.76}{12,600} = 0.065 ksi$$

$$V_c = Capacidad = 2.4\sqrt{3000} + 0.2 \cdot 0.065 \cdot \left(\frac{1000psi}{1ksi}\right) = 144.39 psi$$

$$\frac{D}{C} = 2\% \rightarrow Ok, Chequea$$

#### 4.4.13.5.3 Revisión de la Sección Fisurada de la losa de espesor uniforme

Con el 50% del Momento en la dirección correspondiente de la losa nervada se hará esta revisión, así:

##### a. Dirección Larga

###### a.1 Momento de Demanda

$$(50\%M_L \cdot W)_{Losa Nervada} = Demanda = 0.50(1.19 \cdot 40) = 23.85 \text{ ft} - \text{kips}$$

###### a.2 Momento Resistente de la Sección Fisurada ( $M_{cr}$ )

$$F_{tendones en nervios} = N_{T_{tendones en nervios}} \cdot f_e \cdot A_{ps} = 22 \cdot 174 \cdot 0.153 \\ = 585.68 \text{ kips}$$

$$a_L = \frac{N_{T_L} \cdot F_{tendón}}{0.85 \cdot f'_c \cdot \left(\frac{1 \text{ksi}}{1000 \text{psi}}\right) \cdot W \cdot \left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)} \\ = \frac{585.68}{0.85 \cdot 3000 \cdot \left(\frac{1 \text{ksi}}{1000 \text{psi}}\right) \cdot 40 \cdot \left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)} = 0.48$$

$$Recubrimiento = 3.875 \text{ in}$$

$$M_{cr_L} = Capacidad = \left(\frac{N_{T_L} \cdot F_{tendón}}{\left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)}\right) \cdot \left(H_{Losa Espesor Uniforme} - Rec. - \frac{a_L}{2}\right) \\ = \left(\frac{585.68}{\left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)}\right) \cdot \left(14 - 7 - \frac{0.48}{2}\right) = 329.97 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$\frac{D}{C} = 7\% \rightarrow Ok, Chequea$$

##### b. Dirección Corta

###### b.1 Momento de Demanda

$$(50\%M_L \cdot L)_{Losa Nervada} = Demanda = 0.50(1.47 \cdot 75) = 55.27 \text{ ft} - \text{kips}$$

## b.2 Momento Resistente de la Sección Fisurada ( $M_{cr}$ )

$$F_{\text{tendones en nervios}} = N_{T \text{ tendones en nervios}} \cdot f_e \cdot A_{ps} = 38 \cdot 174 \cdot 0.153 \\ = 1,011.64 \text{ kips}$$

$$a_s = \frac{N_{T_S} \cdot F_{\text{tendón}}}{0.85 \cdot f_c' \cdot \left(\frac{1 \text{ksi}}{1000 \text{psi}}\right) \cdot L \cdot \left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)} \\ = \frac{1,011.64}{0.85 \cdot 3000 \cdot \left(\frac{1 \text{ksi}}{1000 \text{psi}}\right) \cdot 75 \cdot \left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)} = 0.44$$

$$\text{Recubrimiento} = 3.875 \text{in}$$

$$M_{cr_S} = \text{Capacidad} = \left(\frac{N_{T_S} \cdot F_{\text{tendón}}}{\left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)}\right) \cdot \left(H_{\text{Losa Espesor Uniforme}} - \text{Rec.} - \frac{a_s}{2}\right) \\ = \left(\frac{1,011.64}{\left(\frac{12 \text{in}}{1 \text{ft}}\right)}\right) \cdot \left(14 - 7 - \frac{0.44}{2}\right) = 571.54 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$\frac{D}{C} = 10\% \rightarrow \text{Ok, Chequea}$$

## 4.14 Sumario

### 4.14.1 Losa Nervada

#### a. Dirección Larga

$$h = \text{peralte del nervio} = 22 \text{ in}$$

$$b = \text{ancho del nervio} = 12 \text{ in}$$

$$S = \text{separación entre nervios} = 12 \text{ ft}$$

$$n_{\text{larga}} = \text{número de nervios en la dirección larga} = 4$$

$$(N_T)_{\text{larga}} = \text{número de tendones en la dirección larga} = 10, \text{ con } e_p \\ = 1.2 \text{ in, arriba del eje neutro}$$

**b. Dirección Corta**

$h = \text{peralte del nervio} = 22 \text{ in}$

$b = \text{ancho del nervio} = 12 \text{ in}$

$S = \text{separación entre nervios} = 12 \text{ ft}$

$n_{\text{larga}} = \text{número de nervios en la dirección larga} = 8$

$(N_T)_{\text{larga}} = \text{número de tendones en la dirección larga} = 15, \text{ con } e_p$   
 $= 1.15 \text{ in, arriba del eje neutro}$

**4.14.2 Losa de Espesor Uniforme**

**a. Dirección Larga**

$H = \text{espesor de losa} = 14 \text{ in}$

$(N_T)_{\text{larga}} = \text{número de tendones en la dirección larga} = 22, \text{ con } e_p$   
 $= 0 \text{ in, los tendones se ubicarán exactamente en el eje neutro}$

**b. Dirección Corta**

$H = \text{espesor de losa} = 14 \text{ in}$

$(N_T)_{\text{larga}} = \text{número de tendones en la dirección larga} = 38, \text{ con } e_p$   
 $= 0 \text{ in, los tendones se ubicarán exactamente en el eje neutro}$

**4.15 Análisis de resultados**

En la tabla 4.5 se muestran las relaciones de demanda-capacidad para los diferentes chequeos del método PTI, entre los cuales, están: el chequeo a la capacidad de flexión, esto incluye el chequeo de los esfuerzos en ambas dirección -larga y corta-, en ambas condiciones -center y edge lift- y en las fibras -tensión y compresión-; el chequeo de la capacidad a corte; el chequeo de la rigidez mínima y; el chequeo de la sección fisurada.

En este caso, la sección de la losa nervada fue determinada principalmente por la condición de la rigidez mínima necesaria que debería tener esta losa en las condiciones planteadas para que las deflexiones estuvieran limitadas a valores aceptables; en la condición center lift, en la dirección larga fue del 97% y en la dirección corta en la misma condición fue del 89%.

Tabla 4.5 Relaciones de Demanda/Capacidad, del ejemplo 4.4 para Quetzaltenango

	Losa Nervada		Losa Espesor Uniforme	
	Center Lift	Edge Lift	Center Lift	Edge Lift
ML	5.59	1.19	5.59	1.19
MS	5.86	1.47	5.86	1.47
<b>Relación Demanda / Capacidad</b>				
(f <sub>tropl</sub> )t	24%		34%	
(f <sub>centon</sub> )t		22%		-12%
(f <sub>crop</sub> )l		7%		7%
(f <sub>centon</sub> )t	35%		11%	
(f <sub>trop</sub> )s	26%		83%	
(f <sub>centon</sub> )s		39%	39%	-6%
(f <sub>crop</sub> )s		8%		11%
(f <sub>centon</sub> )s	47%		18%	
(Rigidez)l	97%	41%		
(Rigidez)s	89%	45%		
(Corte)l	55%	14%	9%	2%
(Corte)s	59%	12%	10%	2%
(Sección Fisurada)l	27%	6%	34%	7%
(Sección Fisurada)s	34%	9%	38%	10%

Fuente: Propia

En el chequeo de la capacidad a flexión, el más crítico fue en la fibra a compresión en la condición center lift en la dirección corta con un valor del 47%, sin embargo, este es en realidad un valor bajo y muy aceptable. Los valores de corte fueron más críticos en la condición center lift que en edge lift, siendo en la dirección larga de 55% y 14%, respectivamente.

Como se ha indicado a lo largo del estudio, la humedad ( $I_m$ ) es un factor determinante en el diseño de losas post-tensadas construidas sobre suelos con índices de plasticidad altos. A manera de ilustrar este concepto, se presentan en la tabla 4.6 los resultados obtenidos al diseñar una losa con las mismas condiciones de carga, los mismos

parámetros geotécnicos, pero en un sitio a inmediaciones de la estación climatológica de la Fragua, Zacapa, el cual tiene un  $I_m = -38$ .

Tabla 4.6 Relaciones de Demanda/Capacidad para Zacapa

	Losa Nervada 2.176.00		ft <sup>3</sup>	Losa Espesor Uniforme 4250		ft <sup>3</sup>
	Center Lift	Edge Lift		Center Lift	Edge Lift	
ML	5.02	4.78		5.02	4.78	
MS	5.27	6.43		5.27	6.43	
<b>Relación Demanda / Capacidad</b>						
(f <sub>top</sub> ) <sub>L</sub>	8%			15%		
(f <sub>bottom</sub> ) <sub>L</sub>		62%			-1%	
(f <sub>top</sub> ) <sub>S</sub>		11%			11%	
(f <sub>bottom</sub> ) <sub>S</sub>	21%			8%		
(f <sub>top</sub> ) <sub>S</sub>	9%			33%		
(f <sub>bottom</sub> ) <sub>S</sub>		112% <small>Se indicaron más cables</small>		79%	11%	
(f <sub>top</sub> ) <sub>S</sub>		14%			26%	
(f <sub>bottom</sub> ) <sub>S</sub>	27%			15%		
(Rigidez) <sub>L</sub>	51%	97%				
(Rigidez) <sub>S</sub>	38%	93%				
(Corte) <sub>L</sub>	38%	40%		6%	7%	
(Corte) <sub>S</sub>	46%	34%		8%	6%	
(Sección Fisurada) <sub>L</sub>	17%	16%		21%	20%	
(Sección Fisurada) <sub>S</sub>	24%	29%		17%	21%	

Fuente: **Propia**

Al igual que en el caso de Quetzaltenango, la rigidez mínima requerida también fue determinante para definir la sección de la losa nervada, pero no en la condición center lift sino en edge lift, en un 97% en la dirección larga y un 93% en la dirección corta. Todos los demás parámetros están bastante aceptables.

La tabla 4.7 muestra los resultados obtenidos para Quetzaltenango ( $I_m = 35.2$ ) en comparación con los obtenidos en Zacapa ( $I_m = -38$ ). Un sitio con clima seco como Zacapa, puede resultar más crítico debido a la capacidad de absorción que tiene un suelo con baja o nula humedad, como se describe en la sección 3.1.2.2, por lo que se pueden notar diferencias, por ejemplo, la losa en Zacapa es 15% (volumen) más grande que la losa en Quetzaltenango, el peralte es 27% más grande en Zacapa que en Quetzaltenango; tendones adicionales para la losa de Zacapa fueron necesarios en la dirección corta, mientras que para

Quetzaltenango no necesitó tendones adicionales. Diferencias similares pueden encontrarse en la losa de sección uniforme equivalente, ya que, la losa en Zacapa es más robusta y con más tendones que la losa en Quetzaltenango.

Tabla 4.7 Tabla comparativa entre un sitio en Quetzaltenango y otro en Zacapa

Losa nervada		
Sitio	Quetzaltenango	Zacapa
Área, ft <sup>2</sup>	1882.00	2176.00
<b>Dirección Larga</b>		
h= peralte del nervio, in	22.00	28.00
b= ancho del nervio, in	12.00	12.00
S= Separación entre nervios, ft	12.00	12.00
n= #nervios en Sentido Largo	4.00	4.00
NT (larga)adoptado en Losa	10.00	11.00
NT (larga)Adicional en Nervios	0.00	0.00
<b>Dirección Corta</b>		
h= peralte del nervio, in	22.00	28.00
b= ancho del nervio, in	12.00	12.00
S= Separación entre nervios, ft	12.00	12.00
n= #nervios en Sentido Largo	8.00	8.00
NT (Corta)adoptado en Losa	15.00	15.00
NT (corta)Adicional en Nervios	0.00	8.00
Losa de Sección uniforme equivalente		
Sitio	Quetzaltenango	Zacapa
Área, ft <sup>2</sup>	3500.00	4250.00
<b>Dirección Larga</b>		
H= Espesor de Losa, in	14.00	17.00
NT (larga)	22.00	26.00
<b>Dirección Corta</b>		
H= Espesor de Losa, in	14.00	17.00
NT (larga)	38.00	65.00

Fuente: **Propia**

El caso de suelos con índices altos de plasticidad según se definió en la sección 3.1, requiere un diseño de cimientos cuidadoso y diferente a los métodos convencionales en donde se supone que la cimentación trabaja sobre un medio elástico como lo propuso Winkler (sección 1.6.2). El método PTI presentado en este estudio de tesis es una opción que ha sido probada satisfactoriamente por más de 25 años, otra opción para resolver losas de este tipo es usando el método de Elementos Finitos, el cual, puede ser otra línea investigativa, tema de otro estudio de tesis.

## CONCLUSIONES

1. Los suelos cuyo índice de plasticidad superan los 15 y que están sometidos a cambios bruscos de humedad pueden inducir condiciones adversas a la cimentación y a la súper-estructura, por lo que el método PTI provee una solución que satisface esta condición crítica.
2. Existe un ahorro evidente de materiales en estructuras de concreto pre-esforzado respecto de las de concreto reforzado, por lo que se obtienen estructuras más livianas y menos robustas, ver tabla 2.1.
3. La reducción en el volumen de construcción genera ahorros en el costo de servicios subsecuentes de mantenimiento; además que al tener estructuras más livianas su respuesta ante sismos es menos crítica que otra estructura equivalente de concreto armado (menor corte basal).
4. La compresión que provoca la fuerza de post-tensión inducida en la losa de cimentación dota a ésta de índices altos de impermeabilidad y reducción de agrietamiento por esfuerzos de flexión.
5. Las losas post-tensadas de cimentación tienen una gran capacidad de sección fisurada, con una relación de demanda/capacidad del orden del 30%.
6. Una losa de cimentación ubicada en un sitio con un clima seco como Zacapa resulta más crítica que otra losa ubicada en un sitio húmedo como Quetzaltenango, debido a la alta capacidad de



absorción que tiene un suelo con baja o nula humedad como se describe en la sección 3.1.2.2. En otras palabras, un sitio con índices de Thornthwaite bajos, da como resultado losas más robustas, que otras con índices más altos.

7. El método de diseño PTI para losas post-tensadas de cimentación, resuelve satisfactoriamente la respuesta estructural de obras edificadas sobre suelos expansivos o compresibles sujetos a cambios bruscos de humedad.

## RECOMENDACIONES

1. El ingeniero estructuralista debe trabajar estrechamente con el ingeniero geotécnico para poder brindar soluciones integrales en la cimentación de estructuras, ya que, los parámetros geotécnicos son básicos para generar soluciones seguras y económicas.
2. En donde se edifiquen obras de ingeniería se hagan obras destinadas a controlar la humedad de la sub-base, puesto que en estratos con suelos expansivos o compresibles, la variación brusca de humedad puede ocasionar daños considerables y cambiar los parámetros que se usaron en el diseño original de la construcción.
3. La figura 3.2 que muestra las curvas Iso-índice de Thornthwaite para Guatemala presenta el panorama general de las condiciones climáticas y puede dar una idea de lo que el ingeniero estructuralista puede esperar al diseñar una losa post-tensada de cimentación en determinada región del país.
4. El método PTI para el diseño de losas post-tensadas de cimentación puede ser usado con toda confianza, principalmente en lugares en donde la plasticidad de los suelos se visualice como un problema potencial que ponga en riesgo la integridad de las estructuras.

5. El Método PTI para el diseño de losas post-tensadas de cimentación, que ha ido evolucionando en el tiempo ha sido usado con éxito durante los últimos 25 años; también el Comité ACI360-06 en el capítulo 9 cita dicho método, por lo que, el presente estudio de tesis puede servir de guía didáctica para diseñar este tipo de cimentaciones.

## BIBLIOGRAFÍA

1. **Post-tensioned Manual**, Sixth Edition 2006, Post-tensioning Institute, 8601 N. Black Canyon Hwy., Suite 103, Phoenix, AZ. 85021, USA.
2. **Design of Post-Tensioned Slab-on-Ground**, Third Edition 2008, Post-tensioning Institute, 8601 N. Black Canyon Hwy., Suite 103, Phoenix, AZ. 85021, USA.
3. **Foundation Analysis and Design**, Joseph E. Bowles, P.E., S.E., Peoria, Illinois, USA, 1996
4. **ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete**, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., USA, 2011
5. **ACI 360-06 Design of Slabs-on-Ground**, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., USA, 2006
6. **IBC-09 International Building Code**, West Flossmoor Road, Country Club Hills, Illinois, USA, 2009
7. **ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Building and Other Structures**, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010
8. **Estimating Prestress**, Zia, P.H., Peterson, K., Scott, N.L, and Workman, E.B., American Concrete Institute, ACI, Farmington Hills, MI., USA, 1979.
9. **Prediction of Movement in Expansive Clay**, Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Geotechnical Special Publication No. 40, Yeung, A.T., and Felio, G.Y., Editors, ASCE, New York, NY, USA, 1994.
10. **Curso de Concreto Pre-esforzado**, Ing. Ernesto Guzmán, Maestría en Estructuras, Escuela de Post-grado, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Abril del 2011
11. **Climate Classification System**, Charles Warren Thornthwaite, 1948.



## APÉNDICE

### PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SINTETIZADO DEL MÉTODO PTI PARA LOSAS POST-TENSADAS DE CIMENTACIÓN

Paso	Descripción	Ecuación	Sección	Página
1	Integración de cargas		4.1.1	100
2	Definición de rectángulos traslapados		4.1.2	102
3	Factor de Forma	Ecuación 4.1 $SF = \frac{(\text{Perímetro})^2}{\text{Área}}$	4.1.3	103
4	Definir espaciamiento entre nervios, $S$ (ft)	$6ft < S < 15$	4.1.4	103
5	Definir peralte de nervio, $h$ (in)	Para Center Lift, ecuación 4.2 $h = \left( \frac{(y_m L)^{0.205} S^{1.059} p^{0.523} (e_m)^{1.296} C_\Delta}{4560 (z)} \right)^{0.824}$	4.1.5	104
		Para Edge Lift, ecuación 4.3 $h = \left( \frac{L^{0.35} S^{0.86} (e_m)^{0.74} (y_m)^{0.76} C_\Delta}{191 (P)^{0.01} (z)} \right)^{1.176}$		
		$h_{min} \geq t + 7$		
6	Definir ancho del nervio, $b$ (in)	$8 < b < 14$	4.1.6	105
7	Chequeo de la Capacidad Soporte, considerar los anchos soportes	Ancho Soporte de nervios interiores $a_{nervios\ interiores} = b + 16, ft$	4.1.7	106
		Ancho Soporte de nervios exteriores $a_{nervios\ exteriores} = b + 6 t, ft$		
8	Considerar las propiedades de la sección, en ambas direcciones	Área ( $A_{L,S}$ ), inercia ( $I_{L,S}$ ), módulo de sección ( $S_{L,S}$ )	4.1.8	107
9	Cálculo de la fuerza mínima de pre-esfuerzo	Ecuación 4.4 $f_{pi} = 0.70 \cdot f_{pu}, kips$ $f_e = f_{pi} - \text{Pérdidas}_{pre-esfuerzo}, kips$ $F_{tendón} = f_e \cdot A_p, kips$ $(F_{mr})_{L,S} = (5\% \text{ ó } 10\%) A_{L,S}, kips$	4.1.9	107

Continúan el paso 9...

Paso	Descripción	Ecuación	Sección	Página
...9	...Cálculo de la cantidad de tendones. Considerar que el espaciamiento entre tendones no debe exceder a 5ft	$N_T$ para resistir la $F_{mr}$ $(N_{T,L,S})_{(F_{mr})_{L,S}} = \frac{(F_{mr})_{L,S}}{F_{tendón}}$ $N_T$ para resistir la fricción entre la losa y la sub-base $(N_T)_\mu = \frac{\mu \cdot W_{nervios+losa}}{2,000 \cdot F_{tendón}}$ $N_T$ para resistir la $F_{mr}$ y $\mu$ $(N_{T,L,S})_{(F_{mr})_{L,S}} + (N_T)_\mu$	...4.1.9	107
10	Diseño en la condición Center Lift	<u>Cálculo de Momentos</u> Dirección larga Ecuación 4.9 $M_L = A_0[B(e_m)^{1.238} + C]$ Ecuación 4.10 $A_0 = \frac{1}{727} [(L)^{0.013}(S)^{0.306}(h)^{0.688}(P)^{0.534}(y_m)^{0.193}]$ Ecuación 4.11 $0 \leq e_m \leq 5, \quad B = 1, \quad C = 0$ Ecuación 4.12 $5 < e_m \quad B = \left(\frac{y_m - 1}{3}\right) \leq 1.0$ Ecuación 4.13 $C = \left[8 - \frac{P - 613}{255}\right] \left[\frac{4 - y_m}{3}\right] \geq 0$ Dirección corta Para $\frac{L_L}{L_S} \geq 1.1$ Ecuación 4.14 $M_S = \left(\frac{58 + e_m}{60}\right) M_L$ Para $\frac{L_L}{L_S} < 1.1$ Ecuación 4.15 $M_S = M_L$	4.10.1	113

Continúan el paso 10...

Paso	Descripción	Ecuación	Sección	Página
...10	... Diseño en la condición Center Lift	<p><u>Chequeo de la capacidad a Flexión</u> en ambas direcciones y ambas fibras (tensión y compresión)</p> <p>Ecuación 4.21</p> $f = \frac{P_r}{A} \pm \frac{M_{L,S}}{S_{t,b}} \pm \frac{P_r e_p}{S_{t,b}}$ <p>Debe ser menor a los esfuerzos permisibles Ecuación 4.16, a tensión</p> $f_t = -6 \sqrt{f'_c}$ <p>Ecuación 4.16, a compresión</p> $f_t = 0.45 f'_c$	4.1.10.2	114
...10	... Diseño en la condición Center Lift	<p><u>Chequeo de la Rigidez mínima</u> en ambas direcciones</p> <p>Ecuación 4.22, momento de inercia actuante</p> $I_{L,S} = \frac{12000 M_{L,S} L_{L,S} C_{\Delta Z_{L,S}}}{E_{cr}}$ <p>No debe exceder al momento de inercia resistente obtenido en el paso 8, sección 4.18</p>	4.1.10.3	116
...10	... Diseño en la condición Center Lift	<p><u>Chequeo de la capacidad a Corte</u> en ambas direcciones</p> <p><i>Dirección larga</i></p> <p>Ecuación 4.23, fuerza de corte esperada</p> $V_L = \frac{1}{1940} (L^{0.09} S^{0.71} h^{0.43} P^{0.44} y_m^{0.16} e_m^{0.93}), kips/ft$ <p>Ecuación 4.24, esfuerzo de corte aplicado</p> $v = \frac{V W}{n h b}, ksi$ <p><i>Dirección corta</i></p> <p>Ecuación 4.25</p> $V_S = \frac{1}{1350} (L^{0.19} S^{0.45} h^{0.20} P^{0.54} y_m^{0.04} e_m^{0.97}), kips/ft$ <p>El esfuerzo de corte en la dirección corta se obtiene con la ecuación 4.24.</p> <p>Los esfuerzos de corte aplicados deben ser menores que el esfuerzo permisible de la ecuación 3.2</p> $v_c = 2.4 \sqrt{f'_c} + 0.2 \left( \frac{P_r}{A} \right), ksi$	4.10.1.4	117

Continúan el paso 11...



Paso	Descripción	Ecuación	Sección	Página
...11	...Diseño en la condición Edge Lift	<p><u>Cálculo de Momentos</u>  Dirección larga  Ecuación 4.26</p> $M_L = \frac{S^{0.1}(h e_m)^{0.78}(y_m)^{0.66}}{7.2 L^{0.0065} p^{0.04}}$ <p>Dirección corta  Para <math>\frac{L_L}{L_S} \geq 1.1</math> Ecuación 4.27</p> $M_S = h^{0.35} \left( \frac{19 + e_m}{57.75} \right) M_L$ <p>Para <math>\frac{L_L}{L_S} &lt; 1.1</math> Ecuación 4.28</p> $M_S = M_L$	4.1.11.1	120
...11	...Edge Lift	<p><u>Chequeo de la capacidad a Flexión en ambas direcciones y ambas fibras (tensión y compresión)</u>  Ecuación 4.21</p> $f = \frac{P_r}{A} \pm \frac{M_{L,S}}{S_{t,b}} \pm \frac{P_r e_p}{S_{t,b}}$ <p>Debe ser menor a los esfuerzos permisibles Ecuación 4.16, a tensión</p> $f_t = -6 \sqrt{f'_c}$ <p>Ecuación 4.16, a compresión</p> $f_c = 0.45 f'_c$	4.1.11.2	121
...11	...Edge Lift	<p><u>Chequeo de la Rigidez mínima en ambas direcciones</u>  Ecuación 4.22, momento de inercia actuante</p> $I_{L,S} = \frac{12000 M_{L,S} L_{L,S} C_{\Delta} z_{L,S}}{E_{cr}}$ <p>No debe exceder al momento de inercia resistente obtenido en el paso 8, sección 4.18</p>	4.1.11.3	122

Continúan el paso 11...

Paso	Descripción	Ecuación	Sección	Página
...11	...Edge Lift	<p>Chequeo de la capacidad a Corte en ambas direcciones</p> <p><i>Dirección larga</i></p> <p>Ecuación 4.29, fuerza de corte esperada</p> $V_L = \frac{L^{0.07} h^{0.4} P^{0.03} e_m^{0.16} y_m^{0.67}}{3S^{0.015}}$ <p>Ecuación 4.24, esfuerzo de corte aplicado</p> $v = \frac{V W}{n h b}, ksi$	4.1.11.4	123
...11	...Edge Lift	<p><i>Dirección corta</i></p> <p>Ecuación 4.30</p> $V_S = \frac{W^{0.07} h^{0.4} P^{0.03} e_m^{0.16} y_m^{0.67}}{3S^{0.015}}$ <p>El esfuerzo de corte en la dirección corta se obtiene con la ecuación 4.24.</p> <p>Los esfuerzos de corte aplicados deben ser menores que el esfuerzo permisible de la ecuación 3.2</p> $v_c = 2.4 \sqrt{f'_c} + 0.2 \left( \frac{P_r}{A} \right), ksi$	...4.1.11.4	123
12	Chequeo de la sección fisurada	<p><i>Center Lift</i></p> <p>En ambas direcciones</p> <p>Ecuación 4.31, Momento crítico</p> $M_{cr} = (F_{tendones en losa})_{S,L} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right), ft - kips$ <p>Ecuación 4.32, profundidad del bloque a compresión</p> $a = \frac{(F_{tendones en losa})_{S,L}}{(0.85) \left( f'_c \cdot \left( \frac{1ksi}{1000psi} \right) \right) (Ancho Total de Nervios^*)_{S,L}}, in$ <p>* <math>b \cdot n</math>, ver tabla 4.2</p>	4.1.12.1	125

Continúan el paso 12...

Paso	Descripción	Ecuación	Sección	Página
...12	...Chequeo de la sección fisurada	<p><u>Edge Lift</u></p> <p>En ambas direcciones</p> <p>Se usa la ecuación 4.31 para obtener el momento crítico.</p> <p>Ecuación 4.33, profundidad del bloque a compresión</p> $a = \frac{F_{\text{tendones en nervios}}}{(0.85) \left( f'c \cdot \left( \frac{1\text{ksi}}{1000\text{psi}} \right) \right) (b^*) \left( \frac{12\text{in}}{1\text{ft}} \right)}, \text{in}$ <p>*Nota: b es el ancho de la sección transversal. Si el análisis fuera en la dirección larga, entonces <math>b = W</math>; y si fuera en la dirección corta <math>b = L</math>.</p> <p>El momento crítico (<math>M_{cr}</math>) calculado para center y edge lift y en ambas direcciones debe ser mayor que el 50% del momento actuante en la dirección correspondiente (<math>M_{L,S}</math>).</p>	4.1.12.2	126
13	Conversión para losa de espesor uniforme	<p><u>Cálculo del peralte</u> en ambas direcciones</p> <p>Ecuación 4.34</p> $(H)_{L,S} = \sqrt[3]{\frac{(I_{L,S})_{\text{Losa nervada}}}{W}}$	4.1.13.1	127

Continúan el paso 13...

Paso	Descripción	Ecuación	Sección	Página
...13	... Conversión para losa de espesor uniforme	<p><u>Cálculo de <math>P_e</math></u> Ecuación 4.35</p> $(P_r)_{H\text{ uniforme}_{S,L}} = \frac{P_r(\text{Losa Nervurada})_{S,L} \cdot W_{S,L}^{\dagger} \cdot H_{\text{uniforme}} \cdot \left(\frac{12\text{in}}{1\text{ft}}\right)}{A(\text{Losa Nervurada})_{S,L}}, \text{kips}$ <p>De ecuación 4.7</p> $SG = \frac{(W_{\text{losa}})_{H\text{ uniforme}}}{2000} \cdot \mu, \text{kips}$ <p>De la ecuación 4.8</p> $(P_e)_{S,L} = (P_r)_{H\text{ uniforme}_{S,L}} + SG$ <p><u>Cálculo de <math>N_T</math></u></p> $(N_T)_{L,S} = \frac{(P_e)_{L,S}}{F_{\text{tendón}}}$	4.1.13.2	128
...13	... Conversión para losa de espesor uniforme para Center Lift y Edge Lift	<p><u>Cálculo de las propiedades geométricas, Área (<math>A_{L,S}</math>) y módulo de sección (<math>S_{L,S}</math>)</u></p>	4.1.13.3.1	129
...13	... Conversión para losa de espesor uniforme para Center Lift y Edge Lift	<p><u>Chequeo de la Capacidad a Flexión</u> en ambas direcciones y en ambas fibras (tensión y compresión)</p> $(f_{t,b})_{S,L} = \frac{P_r}{(A)_{\text{unif}_{L,S}}} \pm \frac{(M_{L,S})_{\text{Losa Nervada}} \cdot W \cdot \left(\frac{12\text{in}}{1\text{ft}}\right)}{(S_{t,b})_{\text{unif}_{L,S}}}$ <p>Debe ser menor a los esfuerzos permisibles Ecuación 4.16, a tensión</p> $f_t = -6 \sqrt{f'_c}$ <p>Ecuación 4.16, a compresión</p> $f_t = 0.45 f'_c$	4.1.13.3.2 y 4.1.12.4.1	130,132
...13	... Conversión para losa de espesor uniforme para Center Lift y Edge Lift	<p><u>Chequeo de la Capacidad a Corte (<math>v</math>)</u>, en ambas direcciones</p> <p>Esfuerzo de corte aplicado</p> $(v)_{L,S} = \frac{(v_{L,S})_{\text{Losa Nervada}} \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right) \cdot \left(\frac{1\text{ft}}{12\text{in}}\right)}{H_{\text{unif}}}$ <p>Esfuerzo permisible (<math>V_c</math>)</p> $(f_p)_{L,S} = \frac{(P_r)_{L,S}}{(A)_{L,S} \text{ Losa de } H_{\text{uniforme}}}, \text{ksi}$ $(V_c)_{L,S} = 2.4 \sqrt{f'_c} + 0.2 \cdot f_p \cdot \left(\frac{1000\text{psi}}{1\text{ksi}}\right), \text{psi}$	4.1.13.3.3 y 4.1.13.4.2	131,133

Continúan el paso 13...

Paso	Descripción	Ecuación	Sección	Página
...13	... Conversión para losa de espesor uniforme para Center Lift y Edge Lift	<p>Revisión de la Sección Fisurada, en ambas direcciones</p> <p>Profundidad del bloque a compresión</p> $(a)_{S,L} = \frac{(N_T)_{S,L} \cdot F_{tendón}}{0.85 \cdot f'_c \cdot \left(\frac{1ksi}{1000psi}\right) \cdot W \cdot \left(\frac{12in}{1ft}\right)}$ <p>Momento crítico</p> $(M_{cr})_{S,L} = \left(\frac{(N_T)_{S,L} \cdot F_{tendón}}{\left(\frac{12in}{1ft}\right)}\right) \cdot \left(H_{unif} - Rec. - \frac{(a)_{S,L}}{2}\right)$ <p>El momento crítico (<math>M_{cr}</math>) calculado para center y edge lift y en ambas direcciones debe ser mayor que el 50% del momento</p>	4.1.13.5	134