

**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**UTILIZACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA EN LA
DETERMINACIÓN DE POSIBLES PROBLEMAS EN LOSAS
DE TECHO DE CONCRETO**

**Alejandro Javier Ortega Llarena
GUATEMALA
2006**

**UTILIZACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA EN LA
DETERMINACIÓN DE POSIBLES PROBLEMAS EN LOSAS
DE TECHO DE CONCRETO**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería Civil

**UTILIZACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA EN LA
DETERMINACIÓN DE POSIBLES PROBLEMAS EN LOSAS
DE TECHO DE CONCRETO**

**Trabajo de investigación presentado por
Alejandro Javier Ortega Llarena
para obtener el título de Licenciatura en
Ingeniería Civil**

GUATEMALA

2006

Vo.Bo.:

(f) _____
Ing. Elsa Cabrera Romero

Tribunal:

(f) _____
Ing. Elsa Cabrera Romero

(f) _____
Arq. Moisés Horacio Sosa

(f) _____
Ing. Alejandro Maldonado

Fecha de aprobación: 12 de Diciembre 2006

PREFACIO

En Guatemala es costumbre construir sobre losas de techo sin contar con el cuidado y la información correcta para hacerlo. Este estudio proporcionará una guía para identificar problemas visibles en losas de techo así como la aplicación de pruebas de carga para determinar deformaciones en dichas losas.

Este trabajo se basa en establecer una clara interpretación del procedimiento de las pruebas de carga con particular referencia a las disposiciones del Código del Instituto de Concreto Americano (ACI). Así como explicar y mostrar la importancia de identificar daños visibles, y proponer distintos métodos para reparar problemas que se encuentran en losas de techo de concreto.

Agradecimientos especiales a los siguientes revisores por sus comentarios y sugerencias útiles que tuvieron efecto en el desarrollo del trabajo: Ing. Elsa Cabrera e Ing. Alejandro Maldonado.

CONTENIDO

	Página
PREFACIO.....	vi
LISTA DE TABLAS.....	viii
LISTA DE IMÁGENES.....	ix
RESUMEN.....	x
Capítulos	
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. OBJETIVOS.....	2
III. AGRIETAMIENTO.....	3
IV. PRUEBAS DE CARGA.....	13
V. DEFLEXIONES.....	19
VI. PROBLEMAS ADICIONALES EN LOSAS DE TECHO.....	25
VII. GUÍA PARA LA EJECUCIÓN DE UNA PRUEBA DE CARGA.....	28
VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	41
IX. BIBLIOGRAFÍA.....	43

LISTA DE TABLAS

TABLA

	Página
1. Espesores mínimos para losas en una dirección.....	20
2. Espesores mínimos de losas sin vigas interiores.....	21
3. Máximas deflexiones admisibles calculadas.....	23
4. Especificaciones generales del Edificio I.....	28
5. Cargas muertas.....	32
6. Cargas vivas.....	32
7. Datos resumen.....	34
8. Calculo de momentos.....	36

LISTA DE IMÁGENES

Imagen		Página
1.	Grietas por contracción plástica.....	5
2.	Grietas en losa de concreto reforzado.....	5
3.	Grietas por asentamiento plástico.....	7
4.	Grietas en techo de bodega.....	7
5.	Daños en losas por empozamientos.....	25
6.	Goteras en losas.....	26
7.	Rejillas en losas de techo.....	26
8.	Humedad en losas.....	27
9.	Imágenes de agrietamiento.....	29
10.	Imágenes de humedad.....	30
11.	Dimensiones de losa del Edificio I.....	31
12.	Esquema de un deformímetro.....	34
13.	Carga distribuida sobre losa en dos direcciones.....	35
14.	Incrementos de carga.....	38

RESUMEN

El siguiente trabajo consiste en explicar los posibles problemas que se pueden presentar mediante pruebas de carga en losas de techo construidas con concreto reforzado. Los problemas a considerar serán deformaciones, tanto máximas como permisibles, valores de deformaciones recomendables, formación de grietas, de los que se mencionarán los tipos que se pueden presentar, daños estructurales apreciables, daños estéticos visibles, filtraciones y otros problemas por fallas constructivas. Como punto final se tiene una serie de recomendaciones para reparar los problemas identificados.

El trabajo contiene una guía de pasos a seguir para la realización de una prueba de carga. Para fines de demostración se hace una secuencia de pasos a seguir para un ejemplo teórico de una losa de techo. Del procedimiento de una prueba de carga se determinan deformaciones con el fin de establecer si es recomendable o no sobrecargar la losa más allá del peso propio y la sobrecarga viva y muerta de diseño.

I. INTRODUCCIÓN

El estudio de la resistencia de estructuras existentes es uno de los propósitos principales del trabajo. Para hacer esto se efectúan pruebas de carga siguiendo los límites y lineamientos de las normas del Código ACI. También se realizan observaciones en campo, recopilando información con fotografías, para mostrar los distintos problemas visibles que se presentan en losas de concreto. Dentro de las observaciones a las losas cabe mencionar que se documentan grietas, deformaciones, defectos constructivos, así como sus respectivos limitantes. Se exponen los problemas en losas de techo y sus consecuencias tanto en el interior como en el exterior de la estructura evaluada.

Las definiciones expuestas, así como los procedimientos aplicados para las pruebas de carga se obtienen de lecturas de la bibliografía que se expone al final de este documento. Los recursos para este estudio se obtienen en gran parte en la biblioteca de la Universidad del Valle de Guatemala al igual que del trabajo en campo.

La investigación consiste en presentar la serie de pasos que se tienen que seguir para efectuar una prueba de carga. Se proporciona un ejemplo teórico para demostrar y exponer el uso de las normas para determinar problemas presentes, siendo los más comunes las deflexiones, agrietamientos y humedad, en losas de techo de concreto reforzado.

II. OBJETIVOS

El siguiente trabajo tiene varios objetivos, a continuación se detallan los principales:

Establecer una clara interpretación del procedimiento de las pruebas de carga.

Proporcionar una guía para identificar problemas en losas de techo de concreto realizando pruebas de carga.

Explicar y mostrar la importancia de identificar daños visibles en losas de techo de concreto.

III. AGRIETAMIENTO

Para determinar hasta dónde las fisuras o grietas pueden ocasionar graves problemas a la estructura se necesitan determinar los límites aceptados. A continuación se presentan los tipos de grietas y el motivo por el cual se forman.

Un concreto recién mezclado, durante un período de tiempo que varía entre 2 y 4 horas, debe ser plástico o semifluido y capaz de ser moldeado a mano. Los requisitos que debe poseer en estado plástico son los siguientes: consistencia, la cual permita compactar el concreto adecuadamente y cohesión, para ser colocado y vibrado sin que se presente segregación. Luego de este corto período, el material endurece y empieza a tomar resistencia.

En estado fresco, cuando no se toman las precauciones necesarias, suelen presentarse fisuras de contracción plástica o asentamiento plástico. En cambio, en estado endurecido, se presentan fisuras debidas a la contracción por secado y por ultimo están las fisuras del tipo estructural producidas por excesos de carga, deformación y defectos de diseño.

Los elementos de concreto reforzado normalmente se encuentran agrietados en las zonas en que actúan esfuerzos de tensión. Esto es debido a que la resistencia del concreto a estos esfuerzos es baja.

Los agrietamientos se deben limitar por varias razones: producen una apariencia poco agradable en el elemento, pone en peligro la

estructura debido a la posible corrosión del acero de refuerzo ya que es una fuente de entrada y difusión de humedad y oxígeno. Además de lo mencionado, promueve la degradación estructural disminuyendo así su vida útil.

A. Generalidades

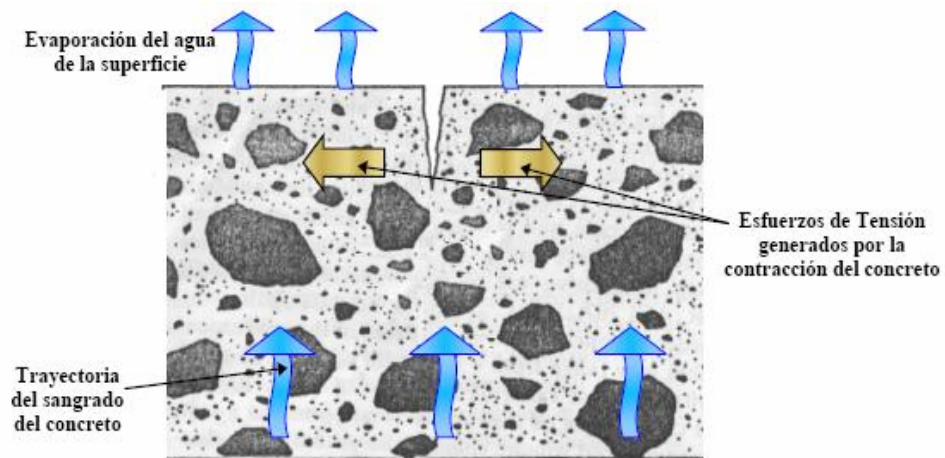
Existen varios tipos de grietas que se pueden generar en losas las cuales son de diferente naturaleza.

Entre los defectos más frecuentes producidos en el estado fresco del concreto se encuentran las fisuras de retracción plástica y las de asentamiento plástico. Las primeras se producen cuando la losa no está protegida y está sometida a condiciones atmosféricas que favorezcan una rápida evaporación del agua superficial, por lo tanto sufren una contracción diferencial que genera las fisuras. Las segundas tienden a ser más frecuentes en elementos de mayor espesor como vigas, tabiques y columnas aunque en casos extremos también se presentan en losas.

1. Agrietamiento por contracción plástica. Las grietas por contracción plástica se generan por una pérdida de humedad o secado de la superficie del concreto y resultan en general relativamente cortas y poco profundas que pueden aparecer durante el estado fresco del concreto durante los trabajos de terminación en días con baja humedad o alta temperatura del aire. La rápida evaporación de la humedad superficial supera a la velocidad ascendente del agua, causando que la superficie del concreto se contraiga más que el interior. Mientras el interior restringe la contracción superficial, se

desarrollan tensiones de tracción que exceden la resistencia del concreto y consecuentemente se desarrollan fisuras en la superficie. Esta forma de agrietamiento en concreto se muestra en la siguiente figura:

Figura 1.1
Grietas por contracción plástica



En general, factores como el viento, temperatura y humedad en el ambiente son factores importantes que aceleran la evaporación del agua en la superficie del techo y generan este tipo de grietas.

Figura 1.2
Grietas en losa de concreto reforzado



Las fisuras por contracción plástica varían desde unos pocos centímetros de largo hasta 1.50 o 2.00 m y suelen tener una profundidad de 2 a 3 cm aunque pueden penetrar hasta la mitad o más del espesor de la losa cuando las condiciones ambientales son muy adversas y las prácticas de protección y curado resultan deficientes.

2. Agrietamiento por asentamiento plástico. Las grietas por asentamiento plástico o disminución de volumen del concreto se desarrollan por la tendencia del concreto a seguir consolidándose y las restricciones que ofrecen el acero de refuerzo y/o las formaletas, o por asentamientos desiguales debidos a profundidades diferentes del concreto.

Después de la colocación, vibrado y acabado, el concreto tiene la tendencia a seguir consolidándose. Durante este periodo, el concreto en estado plástico puede restringirse por el acero de refuerzo, concreto anteriormente colocado o por los encofrados. Por estas restricciones pueden resultar vacíos bajo las barras de acero de fuerza o en grietas adjuntas a los elementos que restringen el movimiento.

Cuando se asocia con el acero de refuerzo, las grietas por asentamiento aumentan con el incremento del tamaño de las barras, revenimiento y recubrimiento insuficiente. Este tipo de grietas aparecen ubicadas sobre el acero de refuerzo o contiguo a los elementos que restringen su movimiento.

En general, el asentamiento plástico se produce frecuentemente en concreto que no están adecuadamente diseñados, por lo que se

produce una importante reducción en su volumen, o en aquellas zonas donde el movimiento del concreto se encuentre restringido produciendo fisuras en coincidencia con dicha restricción, generalmente producida por las armaduras superficiales.

Figura 1.3
Grietas por asentamiento plástico

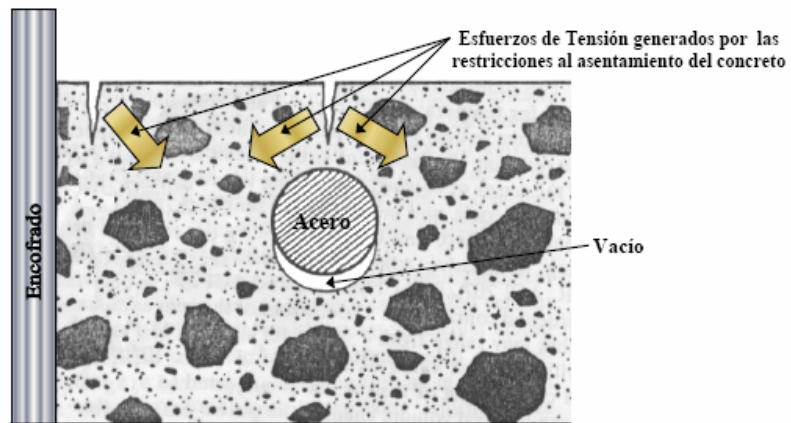


Figura 1.4
Techo de una bodega



3. Contracción por secado. A diferencia de las formas de agrietamiento anteriormente explicados, éstas se dan cuando el concreto se encuentra en su estado endurecido.

El concreto endurecido resulta sensible a los cambios de humedad en su masa, aumentando su volumen cuando se humedece y contrayéndose cuando se encuentra seco. A medida que avanzan las reacciones de hidratación, sufre una pérdida del agua presente en la mezcla para luego, en función del mantenimiento en el tiempo de adecuadas condiciones de curado, comenzar el secado por pérdida del agua adsorbida que se encontraba en estrecho contacto con la superficie sólida de los poros y vacíos de la mezcla endurecida. Este proceso produce una contracción que, de no ser absorbida por el elemento estructural a través de armaduras, provoca las fisuras de contracción por secado. En general, se realiza un cortado adecuado que permite que estas fisuras se produzcan en zonas preestablecidas a través de las juntas de contracción.

La magnitud de la contracción depende fundamentalmente de la cantidad de agua que pierde el concreto. Es por ello que los concretos de menor contenido de agua y que se someten a adecuadas condiciones de curado por un período suficientemente prolongado tendrán una menor contracción y esta será más diferida en el tiempo. Otro factor que puede generar fisuras en el concreto endurecido son los cambios diferenciales de humedad.

B. Clasificación de grietas

Las grietas también ocurren por la colocación inadecuada o incorrecta del acero de refuerzo, cargas estructurales prematuras, asentamiento del elemento o por el comportamiento natural de la estructura. Por su origen, las grietas de concreto reforzado se pueden clasificar en las siguientes categorías:

1. Clasificación principal de grietas

a. Grietas por cambios volumétricos. Los cambios volumétricos son debido a contracción, flujo plástico o cambios de temperatura.

b. Grietas por esfuerzos de tensión. Este tipo de grietas son debido a combinaciones de carga axial y flexión en los elementos.

2. Clasificación de grietas por su movimiento

a. Grietas muertas. Son aquellas cuyo ancho y longitud no varían con el tiempo; es decir, son estables. Las grietas delgadas generalmente caen dentro de la categoría de este tipo de grietas estáticas, no se mueven, ni se moverán. Ellas son grietas típicas de superficie que fueron causadas por una razón en un momento determinado, como una contracción durante el secado.

b. Grietas vivas. Son aquellas cuyo ancho y longitud varían con el tiempo, presentando movimiento bajo la acción de

cargas, efectos térmicos, solicitaciones dinámicas, etc. Son grietas inestables. Cuando la grieta continua creciendo, o cuando las losas a cada lado de la grieta se mueven independientemente una de la otra, significa que se tiene una grieta móvil también conocida como una grieta estructural. Cualquier grieta que llegue de lado a lado a través de la losa, independientemente de que se mueva o no, deberá ser considerada una grieta estructural.

Existen varias causas que favorecen este tipo de grietas tales como; efectos de viento, curado deficiente, cargas excesivas, falta de juntas de aislamiento y juntas de contracción muy separadas.

C. Factores que afectan el agrietamiento en concreto reforzado

Existen varios factores por los cuales aparecen grietas en el concreto:

1. Causas químicas:

- a. Composición del cemento.
- b. Oxidación del acero de refuerzo
- c. Reactividad de los agregados

2. Causas físicas:

- a. Contracción por secado
- b. Contracción térmica
- c. Calor de hidratación

- d. Variaciones externas de temperatura
- e. Refuerzo
- f. Forma estructural (esquinas de aberturas)
- g. Flujo plástico

3. Diseño estructural:

- a. Cargas mal consideradas
- b. Asentamientos diferenciales
- c. Mala disposición de las juntas

4. Accidentales:

- a. Sobrecargas
- b. Vibraciones
- c. Sismos
- d. Incendios

Además de las categorías mencionadas anteriormente también se debe considerar otro tipo de factores tales como las variables existentes en el concreto:

1. Agua. A mayor cantidad de agua, mayor será la tendencia al agrietamiento, pues se incrementa la contracción y se reduce la resistencia.

2. Cemento. Por lo general, mientras más alto sea el consumo de cemento igualmente es mayor la posibilidad de agrietamiento.

3. Agregados. La granulometría, forma y textura de los agregados, afectan en forma variable las proporciones y con ello la tendencia a la contracción. Mientras más pequeño sea el tamaño máximo del agregado, mayor será la contracción del concreto para una misma resistencia. Las partículas grandes de agregado, por otra parte, restringen localmente la contracción en mayor grado que las partículas pequeñas.

4. Aditivos. Los reductores de agua disminuyen la contracción por secado, los retardantes incrementan la deformabilidad del concreto en estado plástico disminuyendo el agrietamiento. Los aditivos acelerantes, en general, aumentan la contracción, pero como sube la resistencia y el flujo plástico, no siempre ocasionan agrietamiento.

IV. PRUEBAS DE CARGA

A. Generalidades

El enfoque de este tipo de pruebas de carga es para evaluar cuando una estructura o una parte de la estructura satisfaga las exigencias de seguridad basándose en el código ACI 318S-02 y su uso es para estructuras existentes. El siguiente análisis no es para la aceptación de nuevos diseños ni métodos constructivos sino que proporciona una guía para investigar la seguridad de la estructura. Por lo tanto, en caso que se considere que sea necesaria una evaluación de la resistencia debido a deficiencias en los materiales, evidencias de fallas constructivas, deterioro, algún cambio en la función de la estructura y en caso que no satisfaga los requerimientos de seguridad del código previamente mencionado se puede recurrir a este tipo de análisis.

Según el código ACI 318S-02 (2002:456):

«Si las inquietudes respecto a la seguridad se relacionan con un ensamble de elementos o con una estructura completa, no es factible probar cada elemento y sección al máximo para la intensidad de carga aplicada. En dichos casos, es apropiado que se desarrolle un programa de investigación dirigido hacia las inquietudes específicas respecto a la seguridad.»

Si los resultados de una deficiencia, como las mencionadas en el párrafo inicial, en la resistencia no son bien entendidos o en el caso que no se puedan determinar las propiedades y dimensiones del material a través de mediciones, y si se tiene la finalidad de mantener en servicio la estructura entonces se requiere de una prueba de carga.

Siempre que sea permitido es deseable apoyar con el análisis los resultados proporcionados por estas pruebas.

En el caso de estructuras deterioradas en el cual los resultados observados durante la prueba de carga satisface los criterios de tolerancia, se permite que la parte evaluada se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado. Para este caso es necesaria una revisión periódica que involucre ensayos físicos y limitar la carga viva a un nivel calculado como apropiado.

Según el código ACI 318S-02 (2002:457):

«El período de tiempo especificado debe basarse en consideraciones acerca de (a) la naturaleza del problema, (b) los efectos ambientales y de carga, (c) la historia del funcionamiento de la estructura, y (d) alcance del programa de inspección periódica.»

B. Procedimiento para la prueba de carga

1. Patrón de carga. Para determinar el número y disposición de paneles cargados se debe considerar que se tiene que llegar a maximizar las deflexiones y esfuerzos en zonas críticas de los elementos estructurales cuya resistencia esté en duda. Por lo tanto es importante aplicar la carga en el lugar donde el efecto de ella con relación al defecto supuesto sea máximo. En caso que no se produzcan valores máximos de los efectos, como deflexiones, es necesario usar más de un patrón de carga con el fin de demostrar idoneidad de la estructura.

2. Intensidad de carga. La carga total de la prueba (incluyendo la carga muerta ya presente) no debe ser menor que 0.85

(1.4D +1.7L). La carga viva se puede reducir ya sea de acuerdo al reglamento general de construcción o la norma que se basaron las consideraciones de seguridad para la estructura. Se debería incrementar la carga viva de modo que se compense la resistencia proporcionada por los sectores no cargados. Este incremento se puede calcular a partir del análisis de las condiciones de carga con relación al criterio de aceptación y rechazo de la prueba.

3. Condiciones de tiempo. Para realizar una prueba de carga es necesario que transcurran al menos 56 días desde que se haya construido la porción de la estructura en estudio. Para efectuar las pruebas antes de dicho tiempo se deben poner de acuerdo los propietarios, constructores y demás partes involucradas.

C. Criterio de carga

En no más de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga se debe obtener el valor inicial de todas las mediciones de respuesta que sean adecuados tales como ancho de fisura, deformación unitaria y deflexiones. Como en todos los casos, las mediciones se deben realizar en las zonas donde se espera la respuesta máxima. Los incrementos de la carga de prueba deben realizarse en, al menos, cuatro aumentos iguales y se sugiere revisar la estructura después de cada adición. La carga se debe aplicar de manera que se logre asegurar una distribución uniforme a la estructura o porción de estructura que está siendo evaluada.

Una vez colocada la carga y con cada incremento se procede a realizar un conjunto de mediciones de la respuesta. Esto se hace

también después de que se ha colocado el total de la carga sobre la estructura por al menos 24 horas. Al terminar de realizar todas las mediciones de las respuestas es necesario remover inmediatamente toda la carga de la prueba. Como último punto se debe realizar el conjunto final de mediciones de la respuesta 24 horas después de que se ha removido la carga de prueba.

D. Criterios de aceptación

No debe mostrarse evidencias de falla en la porción de la estructura ensayada, por lo tanto descascaramiento y aplastamiento del concreto comprimido no será aceptado y se deberá considerar como indicaciones de falla. Entre otras evidencias de falla se incluyen las fisuras y deflexiones de tal magnitud que el resultado observado sea evidentemente incompatible con los requisitos de seguridad de la estructura. Haciendo referencia al Código ACI 318S-02 (2002:461) se sugiere que:

«Si se ha producido un daño suficiente como para considerar que la estructura ha fallado esa prueba, no se puede volver a realizar la prueba debido a que se considera que los elementos dañados no se deben poner en servicio, ni aún con menores cargas.»

Con respecto a los descascaramientos del concreto en compresión debidos a imperfecciones de encofrado, éstos no indican un deterioro global de la estructura. Mientras que el ancho de la fisura sí es buen indicador del estado actual de la estructura ya que ayuda a determinar si el estado de la estructura es satisfactorio.

1. Deflexiones máximas. Se deben satisfacer una de las siguientes condiciones para deflexiones máximas:

a. $\Delta_{MAX} = \frac{\ell_t^2}{20,000h}$ donde Δ_{max} = deflexión máxima en mm y

ℓ_t = luz del elemento sometido a la prueba de carga en mm.

b. $\Delta_{r\ max} = \frac{\Delta_{max}}{4}$ donde $\Delta_{r\ max}$ = deflexión residual en mm.

Δ_{max} = deflexión máxima medida en mm

Si la estructura no muestra alguna evidencia de falla, es decir, si el máximo medido y las deflexiones residuales no cumplen las ecuaciones anteriores, se puede repetir la prueba de carga. Para realizar estas repeticiones se debe esperar al menos 72 horas desde la remoción de la carga de la primera prueba. Para considerar aceptable la porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba debe cumplirse la siguiente condición de deflexión:

a. $\Delta_{rMAX} = \frac{\Delta_{fmax}}{5}$ donde $\Delta_{f\ max}$ = deflexión máxima medida

durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba.

2. Zonas críticas. Existen varias consideraciones que se deben de estudiar al realizar las pruebas:

a. Los elementos estructurales estudiados no deben tener fisuras que indiquen la inminencia de una falla por cortante.

b. Los elementos estructurales sin refuerzo transversal, la aparición de fisuras estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal

y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del elemento en el punto medio de la fisura, debe ser evaluada. Las implicaciones estructurales de las fisuras inclinadas pueden llevar a un colapso frágil en elementos sin refuerzo transversal por lo que se tiene que prestar atención a esta observación.

c. En zonas de anclaje o empalmes por traslape, la aparición a lo largo de la línea de refuerzo de una serie de fisuras cortas inclinadas o de fisuras horizontales debe ser investigada. La fisuración en las zonas de anclaje puede estar relacionados con altos esfuerzos asociados con la transferencia de esfuerzos entre el refuerzo y concreto. Estas fisuras pueden ser una indicación de una eventual falla frágil del elemento por lo que es necesario evaluar sus causas y consecuencias.

3. Seguridad. Con base en el código ACI 318S-02 se tienen las siguientes condiciones:

«Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para la vida y para la estructura durante la prueba [...] Ninguna medida de seguridad debe interferir en los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados»

V. DEFLEXIONES

Con las pruebas de carga se determinan, con base en criterios de aceptación descritos anteriormente, las deflexiones máximas. A continuación se presentan los controles necesarios y los rangos aceptables para las deflexiones y espesores mínimos recomendados para losas.

A. Control de deflexiones para losas

Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para tener una rigidez adecuada a fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o la condición de servicio de la estructura.

Basándose en el Código ACI el espesor de la losa no debe ser menor que 3.5 pulgadas y no menor que el perímetro total del panel dividido por 180. Estos límites han dado resultados satisfactorios para losas apoyadas en los bordes

Las losas apoyadas en los bordes son, en general, delgadas con relación a su luz y pueden presentar grandes deflexiones, aún cuando se cumplan los requisitos de resistencia, a menos que se impongan algunos límites en el diseño para evitarlo. Para controlar estas deflexiones se debe imponer una relación mínima espesor-luz.

1. Losas reforzadas en una dirección. Los espesores mínimos para losas construidas con concreto de peso normal ($w_c = 145 \text{ lb/pie}^3$) y refuerzo grado 60 se muestran en la tabla 3.1. Estos límites son adecuados siempre y cuando la losa no soporta o no esté unida a una construcción que pueda dañarse por grandes deflexiones. Pueden utilizarse espesores menores si los cálculos de las deflexiones indican que no se producen efectos adversos. Para valores distintos con respecto al peso normal y refuerzo con una resistencia de fluencia de 420 MPa los espesores deben modificarse como indica el pie de la tabla.

Tabla 3.1
Espesores mínimos para losas en una dirección no preesforzadas

	Espesor Mínimo, h			En voladizo
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deflexiones.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$

NOTAS:

1) La luz ℓ está en mm.

2) Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal ($w_c = 2400 \text{ kg/m}^3$) y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- (a) Para concreto liviano estructural de peso unitario dentro del rango de 1500 a 2000 kg/m^3 , los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003 w_c)$, pero no menos de 1.09 , donde w_c es la densidad en kg/m^3 .
- (b) Para otros valores de f_y distintos de 420 MPa , los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

2. Losas en dos direcciones. Para el cálculo del espesor mínimo para losas en dos direcciones se tiene varias consideraciones:

Para losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos cuya relación entre lados no es mayor que 2 se debe utilizar la tabla 3.2 junto con sus requerimientos:

Tabla 3.2
Espesores mínimos de losas sin vigas interiores

Resistencia de fluencia f_y , MPa*	Sin ábacos +			Con ábacos +		
	Losas exteriores		Losas interiores	Losas exteriores		Losas interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ‡		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ‡	
280	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
420	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$
520	$\frac{l_n}{28}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{34}$	$\frac{l_n}{34}$

* Para valores de resistencia de fluencia del refuerzo mostrados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

‡ Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α para la viga de borde no debe ser menor que 0.8.

Para determinar el espesor mínimo para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos lados se tienen las siguientes condiciones:

a. Para $\alpha_M \leq 0.2$, se aplica la tabla 3.3

b. Para $0.2 < \alpha_M < 2$, el espesor no debe ser menor a 125mm ni a la siguiente ecuación:

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_M - 0.2)}$$

c. $\alpha_M > 2$, el espesor no debe ser menor a 90mm ni menor a la siguiente expresión:

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

Donde α = relación entre la rigidez a la flexión de la sección de una viga y la rigidez a la flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes de las losas adyacente a cada lado de la viga. β = relación de luces libres, larga a corta, de una losa en dos direcciones.

El código ACI-318 especifica en su sección 9.5.3.4 que se permiten utilizar espesores de losas menores a los determinados según las expresiones anteriores, siempre y cuando se demuestre por cálculo que las deformaciones no excederán los límites establecidos en la tabla 3.2. Las deflexiones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y la forma de la losa, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de la losa.

Para la utilización de ecuaciones de espesor mínimo se puede calcular la deflexión en el centro de un panel de losa y comparar los resultados con limitaciones como las estipuladas por el Código ACI 9.5 mostradas en el siguiente cuadro.

Tabla 3.3

Máximas deflexiones admisibles calculadas

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/360$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)‡	$l/480^+$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.		$l/240^§$

Existen varios factores que complican el cálculo de deflexiones de losas tales como la influencia de distribuciones alternas de aplicación de las cargas, los efectos del agrietamiento, relaciones variables de las longitudes de los lados, así como los efectos dependientes del tiempo relacionados con la retracción de fraguado y el flujo plástico. Sin embargo, hay varios métodos específicos para determinación de deflexiones es losas, por ejemplo, para el cálculo de deflexión de una losa apoyada en los bordes puede estimarse con suficiente precisión con base al análisis mediante el método de los coeficientes.

3. Deflexiones a largo plazo. Para cargas sostenidas, como las debidas a cargas muertas, se debe considerar un aumento en la deflexión debido al tiempo. Estas deflexiones adicionales a largo plazo Δ_t , ocasionados por los efectos combinados del flujo plástico y de la retracción de fraguado, deben calcularse multiplicando las deflexiones inmediatas Δ_i , por el siguiente factor:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde $\rho' = A'_s$ y $\xi =$ coeficiente dependiente del tiempo. Para el factor dependiente del tiempo, para cargas sostenidas, puede usarse los siguientes valores del código:

5 años o más.....	2.0
12 meses.....	1.4
6 meses.....	1.2
3 meses.....	1.0

A menudo se utiliza un valor de $\xi = 3.0$ ya que la experiencia indica que un valor de 2.0 subestima las deflexiones dependientes del tiempo en losas, probablemente porque las losas tienen relaciones de espesor a luz mucho menores que las de las vigas con base en las cuales se determinaron los multiplicadores a largo plazo.

Los efectos mencionados de flujo plástico y retracción de fraguado debido a las cargas mantenidas en el tiempo provocan mayores deflexiones a largo plazo. Las deflexiones producidas por estos efectos son debido a: la temperatura, humedad, cantidad de refuerzo, magnitud de la carga mantenida, las condiciones de curado y otros factores. Debe hacerse notar que esto es una deflexión adicional a largo plazo y es debido a una carga permanente junto a una porción de carga viva mantenida durante un período suficiente para provocar deflexiones significativas en el tiempo.

VI. PROBLEMAS ADICIONALES EN LOSAS DE TECHO

Existen otros tipos de problemas que se pueden presentar en losas de techo, de las cuales hay que tener el cuidado debido y tomar ciertas precauciones. A continuación se presentan los problemas más comunes.

A. Filtraciones

Los problemas provocados por el agua necesitan resolverse adecuadamente ya que tienden a empeorarse con el tiempo. Las filtraciones en losas de concreto dañan la estructura y puede causar graves problemas incluyendo la debilitación de las paredes interiores así como de la losa misma. Los problemas propios de losas son goteras y empozamiento de agua.

Figura 5.1

Daños en losas por empozamientos



Figura 5.2
Goteras en losas



Si se tienen problemas de goteras, esto no sólo implicaría encontrar y tapar la filtración sino impermeabilizar la superficie afectada. Por lo que el procedimiento adecuado sería primero ubicar el área, limpiar la superficie, luego sellarla con cemento y por último impermeabilizar el área.

Para problemas donde se queda retenida el agua es necesario hacerle una salida. El techo deberá tener un drenaje adecuado para el desfogue del agua así como una pendiente o inclinación necesaria para evitar este tipo de problemas.

Figura 5.3
Rejillas en losas de techo



No todos los problemas de humedad de losas se pueden resolver aplicándole cemento. Dependiendo de las condiciones geográficas específicos del lugar, es muy típico encontrar manchas de humedad en el techo de una estructura. Estos se deben a la alta humedad en el ambiente que al entrar en contacto con la superficie del techo se condensa formando estas manchas.

Figura 5.4
Humedad en losas



Para este tipo de problemas se deberá considerar varios factores: La impermeabilidad del concreto puede ser mejorada con la aplicación de cenizas volantes o escorias a la mezcla de concreto y curando el concreto por inundación. Para el curado se puede cubrir con mantas húmedas o compuestos especiales a la losa durante un mínimo de 3 a 7 días. El curado es un paso importante para alcanzar una losa de alta calidad con una reducida transmisión de humedad.

VII. GUÍA PARA LA EJECUCIÓN DE UNA PRUEBA DE CARGA

A continuación se presenta una serie de pasos a seguir para poder realizar pruebas de carga sobre losas. Para fines de demostración teóricos se empleará el siguiente diseño de losa de techo.

A. Especificaciones generales

Como primer punto, se debe contar con la información necesaria para realizar cada uno de los cálculos que exige el código. Para la losa en estudio se tienen las siguientes especificaciones generales de diseño:

Tabla. 6.1
Especificaciones generales

1	CONCRETO	281 Kg/cm ²	4,000 psi
2	ACERO DE REFUERZO	4,219 Kg/cm ²	60,000 psi
3	ACERO ESTRUCTURAL	A-36	36,000 psi
	PERNOS	A-36	
	ANCLAJES	A-36	
	SOLDADURAS	E-60	
4	MAMPOSTERÍA	70 Kg/cm ²	993 psi
5	CARGAS		
	CONCRETO	2400 Kg/m ³	
	VIGUETAS PREFABRICADAS	230 Kg/m ²	
	BALDOSA BARRO	40 Kg/m ²	
	ACABADOS	25 Kg/m ²	
	IMPERMEABILIZACIÓN	85 Kg/m ²	
	PISO	80 Kg/m ²	
	CIELO FALSO	35 Kg/m ²	
	PAREDES MAMPOSTERÍA	210 Kg/m ²	
	CARGA VIVA ENTREPISO AUDITORIO	500 Kg/m ²	
	CARGA VIVA TECHO	200 Kg/m ²	
6	RECUBRIMIENTOS		
	LOSAS	2 cm	
	COLUMNAS	3 cm	
	VIGAS	3 cm	
	CIMENTOS	8 cm	
7	CÓDIGOS DE DISEÑO		
	ACI 318-95		
	UBC 1997		

También es necesario hacer un recorrido de la losa antes de cualquier aplicación de carga. Se recomienda tomar fotografías de los problemas visibles. Las siguientes imágenes muestran las condiciones de la losa del caso particular estudiado:

Imágenes de agrietamiento



Las siguientes imágenes muestran los daños que ha provocado el empozamiento de agua tanto en la parte superior de la losa como en la parte inferior, afectando instalaciones de la Universidad.

Imágenes de humedad

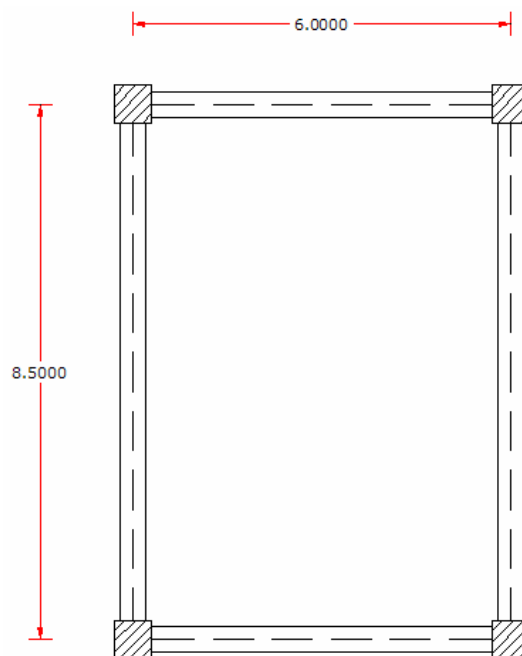


B. Determinar cantidad de paneles cargados

El siguiente paso es determinar la cantidad de paneles cargados con el fin de maximizar las deflexiones y esfuerzos en el elemento analizado. Para ello se debe contar con la siguiente información:

1. Área de losa Para este caso en particular el elemento estructural analizado es una losa con las siguientes dimensiones:

Figura 6.1
Dimensiones de losa (medidas en metros)



2. Cargas requeridas. Se debe contar con las cargas utilizadas para el diseño de la losa. Esta información se puede extraer directamente de los planos de diseño. Hay dos casos de carga que se necesitan:

a. **Carga muerta.** Son aquellas cargas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura.

Tabla 6.2
Cargas muertas

INTEGRACIÓN DE LA CARGA MUERTA

Losa	75 psf
Viguetas prefabricadas	47 psf
Baldosa barro	8 psf
Impermeabilización	17 psf
Piso	16 psf
Cielo falso	7 psf
Paredes mampostería	43 psf

b. **Carga Viva.** Consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado al igual que sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura.

Tabla 6.3
Carga viva

INTEGRACIÓN DE LA CARGA VIVA

Carga viva de techo	41 psf
---------------------	--------

3. Cálculos. Con el área y las cargas de diseño se prosigue a calcular la cantidad de carga necesaria para la prueba. Para ello se puede utilizar cualquier material que tenga a la disposición asegurándose que tendrá suficiente. En este caso se hace la demostración con toneles con capacidad de 54 galones.

a. **Carga requerida.** El código indica que la carga total de la prueba no debe ser menor que la siguiente fórmula:

$$\text{Carga total de prueba} \geq 0.85 (1.4\text{DL} + 1.7\text{LL})$$

El código también explica que ya se incluye el peso muerto presente, por lo tanto solo se necesita la carga viva para determinar la carga total de la prueba. Para el caso de la losa en estudio la carga es:

$$\begin{aligned} \text{Carga} &\geq 0.85 (1.4\text{DL} + 1.7\text{LL}) \geq 0.85 (1.4*75 + 1.7*41) \\ &\geq 148.4372 \text{ lb/pie}^2 \\ &\geq 1598.0 \text{ lb/m}^2 \end{aligned}$$

b. **Cantidad de toneles.** En este caso la capacidad de un tonel es de 54 galones por lo que es preciso determinar la cantidad de toneles para proporcionar la carga anterior.

$$1 \text{ Litro de agua} = 1 \text{ kg}$$

$$1 \text{ Galón de agua} = 3.7854 \text{ litros}$$

$$1 \text{ Galón de agua} = 3.7854 \text{ kg} = 8.3278 \text{ lbs}$$

$$54 \text{ Galones de agua} = 204.41 \text{ kg} = 449.70 \text{ lbs}$$

Cuando se le agrega el peso propio del tonel el cual es de 10 lbs se tiene el peso total aproximado de 460 lbs por tonel.

Con las dimensiones de la losa (8.50 x 6.00) se tiene un área de 51 m². Por lo tanto, la cantidad de toneles requeridos para la carga calculada es de:

Tabla 6.4
Datos resumen

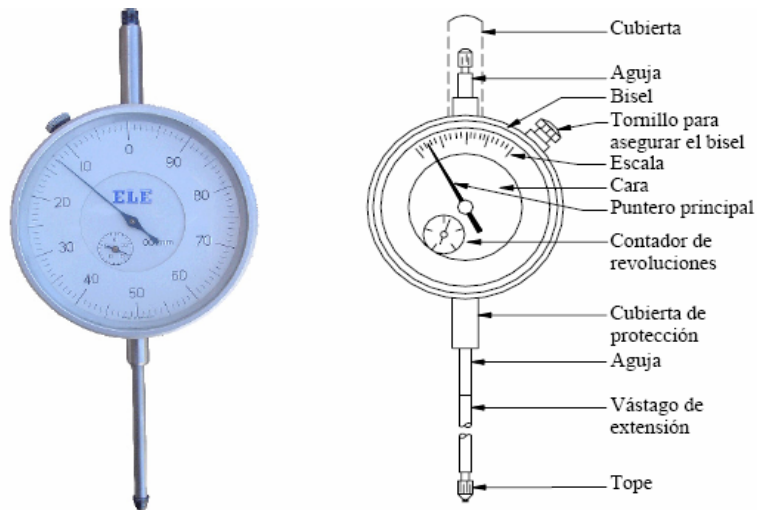
Carga de prueba	1598 lb/m ²
Peso tonel	460 lb/tonel
Cantidad de toneles	3.47339 toneles/m ²
Area de losa	51 m ² area
Total de toneles	174 toneles

C. Distribución de paneles cargados

1. **Colocar deformímetro.** Antes de colocar los paneles se debe colocar un deformímetro en el punto donde se esperan respuestas máximas. Para el caso en explicación se sitúa en el centro de la losa.

Figura 6.2

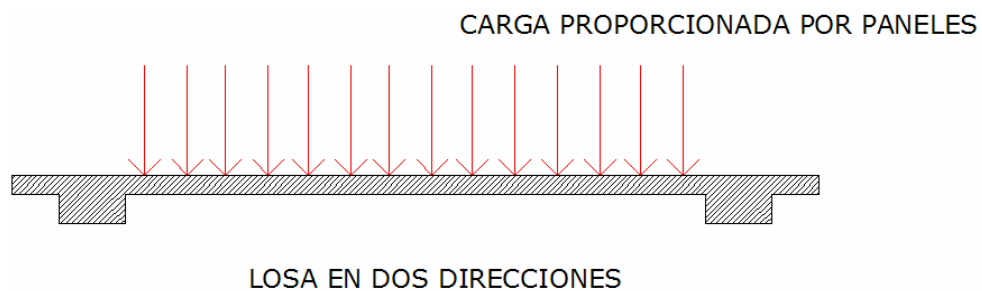
Esquema de un deformímetro



2. **Colocar paneles.** Tal y como lo describe el Código ACI, se debe asegurar una distribución uniforme de la carga y debe evitarse el

efecto de arco de la carga aplicada. Esto es la tendencia de la carga a transmitirse no uniformemente a los elementos ensayados a flexión. Por ejemplo, si se utiliza un patrón uniforme de ladrillos en contacto entre sí, el efecto de arco produce una reducción de la carga sobre la losa cerca del centro de la luz.

Figura 6.3
Carga distribuida



D. Determinar valores requeridos iniciales

Se requiere revisar ciertos valores no más de una hora antes de aplicar el primer incremento de carga. Estos valores incluyen deflexiones, deformaciones, ancho de fisura, etc.

Es recomendable calcular las deflexiones teóricas para asegurarse que el diseño es adecuado. A continuación se da el ejemplo de los cálculos necesarios para determinar las deflexiones teóricas de la estructura empleando el método de los coeficientes para compararlos con los límites del Código ACI.

Tabla 6.5
Cálculo de momentos

	Luz Corta A	19.68
	Luz Larga B	27.88
	Caso No.	2
A	CAM (+)	0.03
	CAV(+)	0.049
	CAT(-)	0.074
B	CBM(+)	0.007
	CBV(+)	0.012
	CBT(-)	0.017
A	CAM*DL*A^2	1220.0026
	CAV*LL*A^2	1322.7539
	M(+)	2542.7564
B	CBM*DL*B^2	571.31138
	CBV*LL*B^2	650.12904
	M(+)	1221.4404

La tabla anterior muestra los coeficientes y los momentos con base a este método específico. Con los momentos determinados se prosigue a calcular las deflexiones y luego compararlas con las permitidas. Aquí se explica el análisis para las deflexiones debido a carga muerta, carga viva y deflexiones por tiempo:

$$\begin{aligned}
 E_c &= 5700\sqrt{4000} \\
 &= 3604996.5 \\
 &= 3.6049965 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_g &= 1/12 bh^3 \\
 &= 1/12 (12)(6)^3 \\
 &= 216 \text{ pulg}^4
 \end{aligned}$$

DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA

LUZ LARGA

$$\begin{aligned}
 \Delta L &= 3/32 (M_b L_b^2)/(E_c I) \\
 &= 3/32 (650.129)(27.88 \times 12)^2 / (3.605 \times 10^6 * 216) \\
 &= 0.0087611 \text{ pulg}
 \end{aligned}$$

LUZ CORTA

$$\begin{aligned}
 \Delta L &= 3/32 (M_a L_a^2)/(E_c I) \\
 &= 3/32 (1322.754)(19.68 \times 12)^2 / (3.605 \times 10^6 * 216) \\
 &= 0.0088819 \text{ pulg}
 \end{aligned}$$

DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

LUZ LARGA

$$\begin{aligned}\Delta D &= 1/16 (M_b L_b^2)/(E_c I) \\ &= 1/16 (571.311)(27.88 \times 12)^2 / (3.605 \times 10^6 * 216) \\ &= 0.007699 \text{ pulg}\end{aligned}$$

LUZ CORTA

$$\begin{aligned}\Delta D &= 1/16 (M_a I_a^2)/(E_c I) \\ &= 1/16 (1220.003)(19.68 \times 12)^2 / (3.605 \times 10^6 * 216) \\ &= 0.0081919 \text{ pulg}\end{aligned}$$

DEFLEXIONES A LARGO PLAZO

$$\begin{aligned}\Delta t &= 0.008 \times 3 \times 1/2 \\ &= 0.012\end{aligned}$$

Donde E_c es el módulo elástico del concreto, I_g es el momento de inercia bruto de una franja unitaria, I es el momento de inercia y M_a , M_b son coeficiente para momentos.

La deflexión que produce daño potencial es la suma del incremento en deflexión dependiente del tiempo ocasionado por la carga muerta que ocurre después de los tres meses, y la deflexión inmediata que produce la carga viva:

$$\Delta = 0.012 + 0.0088$$

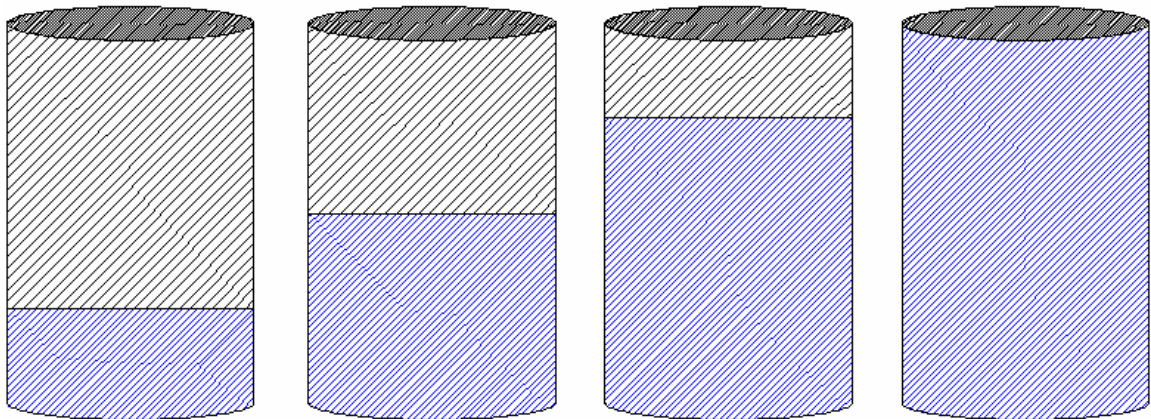
$$\Delta = 0.0208 \text{ pulg}$$

De acuerdo con los límites del Código ACI, de la tabla 3.2, la deflexión máxima admisible para las condiciones establecidas es $19.68 \times 12/480 = 0.49$ pulg, por lo tanto, con base en las deflexiones el diseño es considerado satisfactorio.

E. Aplicación de carga

Luego de realizar todas las mediciones pertinentes, se prosigue a colocar el primer incremento de carga. Debe aplicarse la carga de prueba en no menos de 4 aumentos iguales, y se deben hacer el conjunto de mediciones de la respuesta después de cada incremento.

Figura 6.4
Incrementos de carga



En la figura anterior se muestra como se fueron llenando los toneles con agua. Como el Código ACI lo indica, se debe aplicar uniformemente. Es recomendable revisar la estructura después de cada incremento y se después de que se haya colocado la totalidad de la carga se continúa con las mediciones requeridas por al menos 24 horas de la aplicación final.

Como siguiente paso se remueve toda la carga de la prueba inmediatamente después de realizar todas las mediciones.

Por ultimo, después de transcurrir 24 horas desde la remoción de la carga, se debe realizar el conjunto final de mediciones de la respuesta.

F. Revisión final

En esta parte se debe verificar que las deformaciones medidas estén entre los rangos aceptados por el Código ACI. Para ello se deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_{MAX} = \frac{\ell_t^2}{20,000h}$$
$$\Delta_{rmax} = \frac{\Delta_{max}}{4}$$

Las ecuaciones anteriores se comparan con las deformaciones tomadas del deformímetro en la última aplicación de carga.

En caso que no se cumplan ambas ecuaciones se puede repetir la prueba 72 horas después desde la remoción de la carga correspondiente a la primera prueba.

G. Consideraciones importantes

1. Patrón de carga. El patrón de carga se refiere a la manera de colocación de los paneles cargados. Es necesario aplicar la carga en lugares en los cuales el efecto de ella con relación al defecto supuesto sea máximo. Por lo tanto debe usarse más de un patrón de carga si un patrón único no produce simultáneamente valores máximos de los efectos necesarios para demostrar la capacidad de la estructura.

2. Intensidad de carga. Se puede reducir la carga viva de acuerdo con las exigencias del reglamento general de construcción o norma aplicable.

3. Tiempo requerido. No se debe realizar la prueba de carga si la porción de la estructura que se someterá a la carga no tiene tenga al menos 56 días. La única forma en que se pueden realizar las pruebas a una edad menor es si el propietario de la estructura, el constructor, y todas las partes involucradas están de acuerdo.

VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El agrietamiento por asentamiento plástico es influido principalmente por la profundidad, la forma de los miembros y por el vibrado. Medidas recomendadas para evitar o reducir la posibilidad del agrietamiento por asentamiento plástico:

1. Aumentar el recubrimiento de concreto

2. La vibración ejecutada de manera correcta puede usarse para cerrar grietas producidas por el asentamiento, y así mejorar la calidad y apariencia del concreto en la porción superior de esos trabajos.

3. Se debe asegurar que el concreto no se adhiera a los encofrados, por lo que éstos deberán poseer textura lisa, estar limpios y cubiertos con una película que evite la adherencia entre ellos.

El agrietamiento por contracción plástica se debe principalmente a condiciones climáticas que producen un alto nivel de evaporación por lo tanto es causado por el secado rápido de la superficie del concreto. Las siguientes acciones pueden evitar o reducir la posibilidad de agrietamientos por contracción plástica.

1. Levantar protectores provisionales de los rayos del sol para reducir la temperatura en la superficie del concreto.

2. Colocar rompedores de viento para reducir la velocidad del viento sobre la superficie de concreto.

3. Mantener baja la temperatura del concreto fresco.

4. Proteger el concreto de la evaporación del agua por medio de cubiertas provisionales durante cualquier retraso apreciable entre la colocación y el acabado.

5. Proteger el concreto inmediatamente después del acabado final para minimizar la evaporación.

6. Cuando se emplee el curado con agua, éste debe ser continuo para evitar cambios de volumen debidos al humedecimiento y secado alternativos.

Las pruebas de carga se utilizan para evaluar la resistencia de una estructura o parte de ella siguiendo los lineamientos del Código ACI. Por lo tanto puede requerirse una evaluación de la resistencia si se considera que la calidad de los materiales es deficiente, si existen evidencias de fallas de construcción, si la estructura se ha deteriorado, si una edificación será usada para una nueva función, o si, por cualquier relación, una estructura o parte de ella no parece satisfacer los requisitos del Código ACI.

IX. BIBLIOGRAFÍA

ACI Comité 318 (2001) *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural* Estados Unidos de América, ACI Journal. 670 págs.

Arzú, Jorge T. *Tipos de losas y su Influencia sobre el Comportamiento de Edificios de Acero* Guatemala.

Becker, E. (2003) *El Hormigón como Material de Construcción* México.

Klaric, M. (2001) *Figuración y Ataques Físicos al Hormigón* México.

Nilson, Arthur H. (1999) *Diseño de Estructuras de Concreto* Estados Unidos de América, McGraw-Hill Book Company. 722 págs.

Parker, Harry (1986) *Diseño Simplificado de Concreto Reforzado* México, Limusa. 317 págs.

Park, Robert. (1980) *Reinforced Concrete Slabs* New York Wiley 1980