



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de ingeniería Civil en Obras Civiles

“DISEÑO DE LOSAS COLABORANTES UNIDIRECCIONALES
DE HORMIGÓN USANDO PLANCHAS DE ZINCALUM® Y SUS
ANALOGÍAS CON EL USO DE PLACAS DE ACERO
GALVANIZADO INSTAPANEL® PV6-R”

*Tesis de grado para optar al título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles*

*Profesor Patrocinante
Sr. Hernán Arnés Valencia
Ingeniero Civil*

JUAN CLAUDIO ASCENCIO ARANGUA
VALDIVIA – CHILE
2006

Quiero aprovechar esta oportunidad para dar gracias a todos mis familiares y amigos, especialmente a quienes me han dado la oportunidad de compartir sus vidas conmigo, tendiéndome una mano cuando lo necesité.

En especial a:

Mi madre y hermanos, Julia Estela, Carlo Mauricio y Cesar Alejandro, por ser quienes motivan mi andar con algo más que compañía, con la convicción y absoluta certeza que en el futuro todo esfuerzo será recompensado.

Mónica Solange por su optimismo, compañía y dedicación, en esta difícil tarea de ser padres, Gracias amor por darle un nuevo sentido a mi Vida... Nuestra hermosa hija Noelia Isabel.

Mi hija Noelia Isabel, por ser la luz de mis ojos y la fuerza que me empuja día a día a dar lo mejor de mí.

Edison Rigoberto, por ser un amigo de verdad y estar siempre ahí, en las buenas y en las malas.

Gracias, sencillamente gracias, a todos quienes caminan junto a mi siendo cómplices de lo que en esta vida hemos de sortear, a quienes no han perdido la capacidad de sorprenderse y a quienes sus motivaciones son la superación y la construcción de una sociedad mas noble y justa.

RESUMEN

El hormigón armado es uno de los materiales estructurales más usados en la construcción hoy en día. Sus aplicaciones van desde simples estructuras como carreteras y muros de contención hasta grandes estructuras como puentes, túneles y edificios.

El objetivo principal de esta tesis es analizar el comportamiento de las planchas de zincalum® usadas en una aplicación de losa compuesta, estudiando el comportamiento de dos losas colaborantes de tamaño real mediante un análisis teórico experimental.

Este estudio se divide en tres ramas principales:

- Análisis estructural de losas colaborantes mediante el uso de las hipótesis de diseño de vigas rectangulares de hormigón armado
- Modelado mediante el método de elemento finito del sistema estructural en SAP2000
- Evaluación de las deformaciones que presentan las probetas de tamaño real en una prueba de carga y descarga en condiciones de laboratorio.

Se pretende así comprender mejor el comportamiento mecánico de las losas mixtas, evaluar el efecto de la geometría de la lámina de acero y establecer un procedimiento válido para su simulación numérica.

ABSTRACT

The reinforced concrete is one of most popular materials in the construction in our days. It can be used from simple structures like concrete slabs for buildings, highways and retention walls, to big projects like bridges, tunnels and buildings.

The principal objective of this research is to analyze the behavior of zincalum® decks used in a application of a composite steel deck slab, studying de behavior of two real size composite slabs with a theoretical and experimental analysis.

This research can be explained in three principal parts:

- Structural analysis of composite steel deck slabs using design hypothesis of rectangular reinforced concrete beams.
- Modeling the composite steel deck slabs with the finite element method (FEM) in SAP2000, and
- Evaluating the deflection that presents two full size specimens of composite steel deck slabs, in a load test with lab conditions.

This thesis pretends to understand the mechanical behavior of composite steel deck slabs, to evaluate the effect of the geometry of the steel deck and to establish a valid procedure to the numerical simulation.

INDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I INTRODUCCION GENERAL

I.1	Introducción	1
I.2	Planteamiento del Problema	2
I.2.1	Objetivos de la Investigación	2
I.2.1.1	Objetivos generales	3
I.2.1.2	Objetivos específicos	3
I.2.2	Justificación	3
I.3	Metodología	4

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

II.1	Hormigón, Hormigón Armado Y Steel Form Deck	6
II.2	Ventajas Y Desventajas Del Hormigón Armado Y El Sistema Steel Deck	6
II.2.1	Ventajas Del Hormigón Armado	6
II.2.2	Desventajas Del Hormigón Armado	7
II.2.3	Ventajas Del Sistema Steel Deck	7
II.2.4	Desventajas Del Sistema Steel Deck	8
II.3	Antecedentes históricos del hormigón armado	9
II.4	Compatibilidad del hormigón y el acero	11
II.5	Códigos de diseño	11
II.6	Propiedades del hormigón reforzado	12
II.7	Análisis de vigas sometidas a flexión	18
II.8	Descripción del sistema de losa colaborante.	20
II.8.1	Funciones de la lámina de acero	21
II.9	Modelamiento por elementos finitos	21
II.9.1	Conceptos fundamentales	21
II.9.1.1	Introducción	21
II.9.1.2	Aspectos históricos	22
II.9.1.3	Esfuerzos y equilibrio	22
II.9.1.4	Condiciones de frontera	23
II.9.1.5	Relaciones deformación unitaria y desplazamiento	25
II.9.1.6	Relaciones esfuerzo y deformación unitaria	25
II.9.1.7	Energía potencial y equilibrio; método de rayleigh-ritz	26
II.9.1.8	Método de Galerkin	28
II.9.1.9	Software computacionales	29

II.9.2	Problemas tridimensionales de análisis de esfuerzos	29
II.9.2.1	Introducción	29
II.9.2.2	Formulación del elemento finito	30
II.9.2.3	Cálculos de los esfuerzos	34
II.9.2.4	Elementos hexaédricos y elementos de orden superior	35

CAPÍTULO III
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOSAS COLABORANTES DE HORMIGÓN

III.1	Introducción.	37
III.2	Consideraciones de Cargas.	37
III.2.1	Cargas permanentes y sobrecargas de uso:	37
III.2.1.1	Cargas Permanentes (cargas muertas)	38
III.2.1.1.1	Peso propio de los elementos Incorporados	38
III.2.1.2	Sobrecargas de uso (cargas vivas)	38
III.2.1.2.1	Reducción de sobrecargas de uso para pisos.	39
III.2.1.3	Cargas Eventuales	39
III.2.1.4	Combinaciones de Carga	39
III.3	Diseño de losas colaborantes	40
III.3.1	Lamina de acero como panel de trabajo	40
III.3.1.1	Propiedades	40
III.3.1.2	Deflexiones admisibles	40
III.3.1.3	Esfuerzos admisibles	41
III.3.1.4	Soportes adicionales (apuntalamientos temporales)	41
III.3.1.4.1	Longitudes de apoyo	42
III.3.2	Steel deck y concreto como sección compuesta	42
III.3.2.1	Visión general	42
III.3.2.2	Hipótesis de análisis	43
III.3.2.3	Combinaciones de carga	43
III.3.2.4	Cargas de diseño	44
III.3.2.5	Deflexiones por cargas vivas	44
III.3.2.6	Modelo estructural	46
III.3.2.7	Análisis de losa colaborante usando plancha de zincalum®	48
III.3.2.7.1	Análisis por flexión – método de los esfuerzos admisibles	48
III.3.2.7.2	Análisis por flexión – método de la resistencia ultima	53
III.3.2.7.3	Análisis estructural por corte vertical	54
III.3.2.7.4	Análisis por corte horizontal	55
III.3.2.7.4.1.1	Resistencia de adherencia	55
III.3.2.7.4.1.2	Resistencia de conectores	57
III.3.2.8	Análisis de losa colaborante usando perfil pv6-r de instapanel®	61
III.3.2.8.1	Análisis por flexión – método de los esfuerzos admisibles	61
III.3.2.8.2	Análisis por flexión – método de la resistencia ultima	65
III.3.2.8.3	Análisis estructural por corte vertical	66
III.3.2.8.4	Análisis por corte horizontal	67
III.3.2.8.4.1	Resistencia de conectores	67
III.3.2.9	Determinación del momento de inercia	69
III.3.2.10	Estimación de las deflexiones	71

CAPÍTULO IV
MODELAMIENTO POR EL METODO DE ELEMENTO FINITO

IV.1	Introducción.	72
IV.2	Análisis asistido por computadora (MEF)	72
IV.2.1	Descripción del modelo	73

CAPÍTULO V
ENSAYO DE LOSAS COLABORANTES – EVALUACION DE LA RESISTENCIA

V.1	Introducción.	83
V.2	Prueba de carga (ensayo de flexión)	83
V.3	Lecturas del deformómetro	85
V.4	Carga y descarga	87
V.5	Deformación por carga mantenida	89
V.6	Ensayo de la losa a rotura	90

CAPÍTULO VI
ANALISIS DE RESULTADOS

VI.1	Resultados de la losa ensayada	91
VI.2	Resultados de la losa modelada en sap2000	92
VI.3	Comparación entre los análisis realizados	92
VI.4	Determinación del modulo de elasticidad	94
VI.5	Máxima deformación admisible.	95

CAPÍTULO VII
PROPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

VII.1	Instalación	97
VII.2	Notas de seguridad	98
VII.3	Otras recomendaciones de instalación	98
VII.4	Manejo y colocación del concreto	99
	VII.4.1 Limpieza del tablero	99
	VII.4.2 Vaciado del concreto	99
	VII.4.3 Otras consideraciones del vaciado	100

CONCLUSIONES

Conclusiones Generales	101
------------------------	-----

REFERENCIAS

Referencias Bibliográficas	103
----------------------------	-----

CAPÍTULO I

INTRODUCCION GENERAL

I.1 Introducción

Si miramos hacia el pasado y hacemos un recorrido en la línea del tiempo hasta nuestros días, veremos que el estado actual de nuestra sociedad es el resultado de constantes innovaciones tecnológicas y administrativas, la gran mayoría de ellas tendientes a optimizar recursos y en definitiva a hacer más sencillo el arte de proyectar; denotándose cambios radicales en como se diseñan y construyen los diferentes sistemas estructurales que usamos día a día.

Chile es un país que posee un desarrollo destacable en la industria de los perfiles de acero formados en frío, no sólo respecto de los países del área sudamericana, sino también respecto de los países desarrollados. Una de las más eficientes aplicaciones estructurales que presentan los perfiles formados en frío, es la posibilidad de conformar estructuras mixtas que conjugan las propiedades resistentes y/o estructurales de varios materiales, para dar así una servicialidad en conjunto mayor que la esperada en estructuras simples donde predomina el uso de un solo material en forma mayoritaria

Actualmente, es posible encontrar en el mercado variedad de perfiles de acero para la aplicación en sistemas estructurales mixtos, es así como se ha extendido el uso de placas colaborantes como la PV6-R de instapanel®, en la conformación de losas llamadas colaborantes que presentan ventajas asociadas a la eliminación de las faenas de moldaje en obra y el mejor aprovechamiento de los materiales constituyentes del conjunto estructural. Se desea entonces estudiar el comportamiento colaborante, en losas unidireccionales, que presentan las planchas de acero con tratamiento de zinc aluminio (plancha zincalum®), ampliamente conocida y comercialmente disponibles en el mercado, con el fin de obtener mayores beneficios económicos al momento de diseñar losas colaborantes donde, a causa de las características geométricas y de carga, el uso de placas colaborantes convencionales de acero galvanizado PV6-R® sea innecesario.

Haciendo uso de modelos que explican el comportamiento de losas unidireccionales de hormigón armado y la implementación de un análisis por el método de elementos finitos, es posible determinar en forma teórica parámetros de esfuerzo y deformación, ocasionados por la incorporación de sobrecargas al sistema estructural; parámetros que luego serán validados por medio de ensayos de laboratorio, practicados sobre probetas físicas de tamaño real, y de esta manera, establecer con fundamentos teórico-experimentales un criterio de diseño de losas colaborantes unidireccionales de hormigón, usando planchas de zincalum® en reemplazo de las convencionales planchas de acero galvanizado PV6-R de instapanel®.

I.2 Planteamiento del Problema

Dentro del estudio del comportamiento estructural de una losa unidireccional colaborante, es posible plantear una serie de preguntas destinadas a clarificar y definir en forma total su proceso de diseño. Cobra real importancia en este estudio la relación que existe entre los métodos de diseño teóricos y los resultados prácticos que se desprenden una vez realizadas las pruebas de laboratorio. Frente a esto vale la pena destacar y tener presentes las siguientes interrogantes:

- ¿Es válida la utilización del criterio diseño para losas unidireccionales de hormigón armado en el diseño de losas colaborantes con planchas de zincalum[®] como refuerzo de tensión?
- ¿Qué diferencias de comportamiento son posibles de evidenciar entre el sistema de losas colaborantes con refuerzo de tensión de placa colaborante PV6-R de instapanel[®] y el sistema propuesto en esta investigación que las reemplaza por planchas de zincalum[®] acanalada?
- ¿Cuáles son las variables que intervienen en el diseño de losas colaborantes unidireccionales de hormigón?
- ¿Se presentarán problemas de conexión entre las secciones de acero y el hormigón sobre las crestas?
- ¿Será suficiente la distribución de conectores planteada por la técnica actual o será necesario procurar una disposición de conectores diferente?
- ¿Será posible cumplir con los límites de deformación límite expresados en la actual normativa y los códigos de diseño para Hormigones?

Para explicar el desempeño estructural de una losa colaborante unidireccional de hormigón, se aplicarán modelos teóricos y experimentales sobre un espécimen completamente definido en forma y composición, evaluando su comportamiento frente a sollicitaciones reales. En ambos casos, losa colaborante con placa de zincalum (LCZnAl) y losa colaborante con placa PV6-R (LCPV6), se emplearán las mismas condiciones de modelación, de manera que los resultados obtenidos puedan ser comprobables. Se procura garantizar, tanto la calidad de los materiales como la correcta ejecución de las probetas en terreno. Las condiciones de contorno serán presentadas justo antes de efectuar los análisis predictivos, siendo únicas e irremplazables durante todo el estudio.

De lo anterior se desprende entonces el problema principal de la investigación encausada en esta tesis, el que será:

“Evaluar, mediante un análisis teórico-experimental, el comportamiento estructural de las placas de acero acanaladas de zincalum[®], dentro de un sistema compuesto de losa colaborante, como lo hacen en el mismo tipo de estructuras, las placas de acero galvanizado PV6-R de instapanel[®]”

I.2.1 Objetivos de la Investigación

La presente tesis tiene claros objetivos dentro de los cuales se enmarca su campo de estudio, se dividen en objetivos generales y específicos y se presentan a continuación:

I.2.1.1 Objetivos generales

- Establecer diferencias en términos de ventajas y desventajas en uso de planchas de zincalum® y planchas PV6-R como refuerzo de tensión en losas colaborantes unidireccionales de hormigón.
- Implementar criterios de diseño de losas colaborantes unidireccionales de hormigón usando planchas de zincalum® como refuerzo de tensión, con bases teórico-experimentales.
- Demostrar si las sobrecargas para uso en viviendas son satisfactoriamente resistidas según los criterios y ensayos de carga propuestos en el “código de diseño de Hormigón Armado” ACI 318-99¹

I.2.1.2 Objetivos específicos

- Evaluar el desempeño estructural de dos losas colaborantes, utilizando como refuerzo de tensión, en una de ellas, una placa de acero con tratamiento de zinc y aluminio acanalada (Zincalum®), y en la otra, una placa de acero galvanizado PV6-R de instapanel®.
- Llevar a cabo el diseño estructural del sistema mixto mediante la aplicación de los modelos clásicos de teoría de vigas y losas en una dirección para la obtención de esfuerzos y deformaciones.
- Implementar un análisis a través de la modelación por elementos finitos, mediante la utilización de un software de análisis estructural².
- Preparar probetas unidireccionales de losas colaborantes de tamaño real, de manera de poder cuantificar, mediante ensayos de carga, las deformaciones ocurridas en el sistema estructural colaborante.
- Llevar a cabo una comparación entre los métodos de obtención de esfuerzos y deformaciones teóricos (teoría de vigas y análisis por elemento finito), y los resultados presentados sobre las probetas de tamaño real ensayadas para las cargas de servicio.
- Hacer un análisis comparativo entre las características y comportamiento estructural de las losas unidireccionales colaborantes convencionales conformadas por paneles PV6-R de instapanel® y las propuestas losas unidireccionales conformadas con planchas de zincalum®.

I.2.2 Justificación

La presente tesis de investigación teórico-experimental, encuentra justificación principalmente en el empleo justo y no sobredimensionado de losas colaborantes unidireccionales de hormigón, donde las cargas permanentes y las sobrecargas de uso no son lo suficientemente altas como para especificar, diseñar y/o estudiar el uso de placas PV6-R de instapanel® como refuerzo de tensión; y donde el uso de planchas de zincalum® resulta ser satisfactorio y normativamente válido.

¹ American Concrete Institute® Código de diseño de Hormigón Armado — ACI 318-99

² (SAP2000 v9.0.3 Static and Dynamic finite element analysis of structures)

A partir de la amplia disponibilidad comercial de placas acanaladas de zincalum[®] y su relativamente bajo precio, la utilización de este tipo de planchas en losas colaborantes de baja sobrecarga es justificada por la probable eficiencia como perfil estructural a un valor comercial menor que el de las planchas de acero galvanizado PV6-R de instapanel[®].

Cabe destacar que esta tesis representará un aporte al constante proceso de innovación tecnológica, mediante la implementación de modelos teórico-experimentales, tendientes a evaluar el desempeño estructural de los materiales componentes de losas colaborantes unidireccionales de hormigón. La búsqueda de una forma optima de la placa de acero esta fuera del alcance de esta tesis y podrá ser abordado en futuros estudios relacionados con este tema.

I.3 Metodología

Al momento de plantear una metodología de trabajo, es absolutamente necesario tener muy claros los objetivos anteriormente descritos, ya que mediante un conjunto de acciones estratégicamente dispuestas se pretenderá obtener la información necesaria que permita llegar a conclusiones fundadas y por cierto validas respecto del diseño estructural de losas colaborantes.

De manera general, se pretende estudiar el Diseño de losas colaborantes unidireccionales de hormigón usando planchas de zincalum[®] y sus analogías con el uso de placas de acero galvanizado Instapanel[®] PV6-R; De este modo, la metodología general, para efectos de planificación y trabajo, se presenta de la siguiente forma:

- a) **Etapa de presentación de la técnica y materiales constituyentes;** en esta etapa se agotan los medios para obtener información referida al diseño y análisis tanto teórico como experimental de los sistemas colaborantes a estudiar; conformando un marco teórico que abarca temas desde los materiales constituyentes del sistema compuesto, hasta modelos de diseño estructural propiamente tales. Se presentan entonces, datos provenientes de bibliotecas, referencias electrónicas, publicaciones de carácter científico-tecnológico, catálogos de proveedores, entrevistas con profesionales del área, experiencia personal en el tema y recomendaciones del profesor patrocinador, además de las disposiciones de la normativa actual NCh.
- b) **Etapa de diseño por teoría de vigas o losas en una dirección;** en esta etapa se desarrolla el modelamiento de la estructura colaborante mediante una equivalencia teórica entre el comportamiento de la losa colaborante unidireccional con el de una viga de Hormigón armado simplemente armada. Se desean determinar los parámetros relevantes al diseño de la losa, tales como tensiones y deformaciones admisibles, según lo indicado en la actual normativa y lo dispuesto en el código de diseño para Hormigón Armado ACI 318-99.
- c) **Etapa de diseño por el método de elementos finitos;** en esta etapa se efectúa el modelamiento de las losas unidireccional colaborantes mediante la discretización del dominio resistente en una serie de

elementos finitos de manera de predecir en parte su comportamiento y así cuantificar los parámetros de diseño estructural de tensiones y deformaciones, según lo indicado en la normativa Chilena vigente y lo dispuesto en el código de diseño para Hormigón Armado ACI 318-99. En esta etapa se hará uso de un software de análisis y diseño estructural por elemento finito llamado SAP2000 v9.0.3

- d) **Etapa de fabricación y ensaye de probetas;** la que consiste en llevar a cabo la construcción de dos losas unidireccionales colaborantes, diseñadas para una misma sobrecarga y luz, pero compuestas por diferentes placas colaborantes, una de panel PV6-R de instapanel® y la segunda con plancha acanalada zincalum®. Se llevaran a cabo ensayos de carga para determinar las deformaciones presentadas por cargas reales en modelos reales diseñados a escala real y por consiguiente lograr así tener los datos específicos para realizar el análisis comparativo entre ambos sistemas colaborantes.
- e) **Etapa de análisis e interpretación de resultados;** en esta etapa se desea hacer un análisis comparativo entre el desempeño estructural presentado por ambos sistemas colaborantes, y de alguna manera establecer los parámetros de diseño que permitan utilizar la nueva técnica, de ser esta una alternativa viable y notablemente conveniente. Es esta la etapa más importante sin restarle importancia a las anteriores, puesto que de esta es posible obtener las conclusiones generales y particulares del trabajo de investigación y, en definitiva, validar o desechar las hipótesis de trabajo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

II.1 Hormigón, Hormigón Armado y Steel Form Deck

El hormigón es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones, uno o más aditivos se agregan para cambiar ciertas características del hormigón, tales como la ductilidad, la durabilidad y el tiempo de fraguado.

Igual que la mayoría de los materiales granulares pétreos, el hormigón tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tracción. El hormigón armado es una combinación de hormigón y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a tracción de que carece el hormigón. El acero de refuerzo es también capaz de resistir fuerzas de compresión y se usa en columnas así como en otros miembros estructurales.

Existe un sistema de losas colaborantes ampliamente conocido como Steel Form Deck. Este último, es un concepto para el diseño y construcción de losas estructurales en edificaciones, que se implantan en todo el mundo ante las grandes limitaciones técnicas y constructivas de los sistemas convencionales y debido a la necesidad de contar con sistemas constructivos más eficientes y económicos. Se compone de una lámina de acero preformada (“steel deck”) y una losa de concreto vaciada sobre ésta, que actúan de manera monolítica y forman una losa compuesta (“Composite Steel Floor Deck”).

II.2 Ventajas y desventajas del Hormigón Armado y el sistema Steel Deck

II.2.1 Ventajas del Hormigón Armado

El hormigón armado es probablemente el material disponible mas importante para la construcción. Puede usarse en una u otra forma en casi todas las estructuras, grandes o pequeñas, en edificios, puentes, pavimentos, presas, muros de retención, túneles, viaductos, instalaciones de drenaje e irrigación, tanques, etc.

El gran éxito de este material universal en la construcción puede explicarse fácilmente si se consideran sus numerosas ventajas. Algunas de estas son las siguientes:

- Tiene una resistencia considerable a la compresión en comparación con muchos otros materiales.
- Las estructuras de hormigón armado son muy rígidas.

- Requiere de poco mantenimiento.
- Comparado con otros materiales, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de hormigón armado pueden usarse indefinidamente sin un decremento en sus capacidades de carga.
- Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, sótanos, muelles e instalaciones similares.
- Una característica especial del hormigón es la posibilidad de vaciarlo en una variedad extraordinaria de formas que van desde simples losas, vigas y columnas hasta grandes arcos y cascarones.
- En muchas regiones, el hormigón aprovecha para su elaboración la existencia de materiales locales baratos (arena, grava, agua) y requiere cantidades relativamente pequeñas de cemento y acero de refuerzo, las cuales puede ser necesario conseguir en otras regiones del país.

II.2.2 Desventajas del Hormigón Armado

Para usar con éxito el hormigón, se debe estar familiarizado con sus puntos débiles así como con sus puntos fuertes. Algunas de sus desventajas son las siguientes:

- El hormigón tiene una resistencia muy baja a la tracción por lo que requiere la ayuda de un refuerzo de tensión.
- Se requieren moldajes para mantener el hormigón en posición hasta que endurece suficientemente.
- La baja resistencia por unidad de peso de hormigón conduce a miembros no muy ligeros. Esto se vuelve muy importante en estructuras de grandes luces donde el gran peso muerto del hormigón tiene un fuerte efecto en los momentos flectores solicitantes.
- Similarmente, la baja resistencia por unidad de volumen de hormigón implica que los miembros serán relativamente grandes, lo que es de considerable importancia en edificios altos y en estructuras de grandes luces.
- Las propiedades del hormigón varían ampliamente debido a las variaciones en su dosificación y mezclado.
- Otras dos características que pueden causar problemas son la contracción y el flujo plástico del hormigón; que dicen relación con las deformaciones del concreto una vez vaciado y su directa relación con las tensiones asociadas a dichas deformaciones.

II.2.3 Ventajas del sistema Steel Deck

El sistema de losas colaborantes presenta características asociadas a cubrir las necesidades de eficiencia en el montaje y la eliminación de las faenas de moldaje. El sistema de losas colaborantes ofrece

ventajas significativas con respecto a otros sistemas de entrepiso tradicionales. Las principales ventajas del sistema son:

- **Funcional:** Se acomoda a un gran número de aplicaciones prácticas y a muchas situaciones diferentes de entrepiso para edificaciones.
- **Resistencia estructural con menos peso:** Se utilizan las propiedades del acero con una eficiencia máxima tanto en el diseño como en la fabricación, obteniéndose un producto con una alta relación de resistencia a peso. Como resultado, los costos de transporte, montaje y conformación estructural para los elementos de acero pueden ser significativamente menores.
- **Apariencia atractiva:** El sistema presenta una apariencia atractiva y puede dejarse a la vista en ciertos tipos de proyectos. En términos generales es fácil de mantener, durable y estéticamente agradable.
- **Construcción en todos los climas:** El montaje del sistema puede realizarse en cualquier clima, eliminando los costosos retrasos que pueden presentarse con otros sistemas de entrepiso.
- **Calidad uniforme:** Gracias al estricto control de calidad en la producción de planchas de acero para usos en losas mixtas, es posible obtener condiciones de resistencia en terreno muy similares a las de diseño, y lograr así una calidad uniforme del producto en general.
- **Durabilidad garantizada:** El producto ha sido utilizado en otros países por más de medio siglo evidenciando un comportamiento satisfactorio, lo cual es la mejor garantía de durabilidad.
- **Facilidad constructiva:** Dentro de los diversos factores constructivos que pueden mencionarse están su bajo peso que facilita su manipulación, óptimo almacenamiento en obra, rapidez de instalación, mejora la calidad de la obra, no es biodegradable, no contamina otros materiales, se adapta a cualquier geometría y puede utilizarse tanto en estructuras metálicas como de concreto o aún sobre muros de mampostería.
- **Doble función estructural:** Sirve como encofrado perdido de la losa de hormigón y una vez fraguado este, funciona como refuerzo de tensión en la sección compuesta.

II.2.4 Desventajas del sistema Steel Deck

Las placas de acero para uso en losas colaborantes padecen de una desventaja importante: su comportamiento ante el fuego. Los criterios de resistencia a tener en cuenta son tres:

- **La seguridad estructural:** que es la capacidad que tiene la losa para resistir bajo las cargas de servicio que se producen durante la exposición al fuego.
- **El aislamiento:** que es la limitación del aumento de temperatura sobre la cara no expuesta de la losa.

- **La integridad:** que es la capacidad de la losa de resistir la penetración de llamas o gas caliente debido a la formación de fisuras y aberturas.

Según diferentes ensayos de resistencia al fuego se ha demostrado que la del forjado colaborante no sobrepasa los 30 minutos y que siempre falla a causa del primer criterio, por lo que si en algún caso se hace necesaria una resistencia al fuego de más de 30 minutos sería necesario colocar una armadura suplementaria; este hecho podría repercutir en la pérdida de alguna de las principales ventajas de la losa mixta y la asemejaría a un forjado de hormigón armado. En el caso de forjados colaborantes integrados en una estructura, se puede conseguir una mayor resistencia al fuego mediante:

- Colocación de un techo falso protector.
- Proyección de un material protector ignífugo en la cara inferior del forjado.

Además, no hay que olvidar que el comportamiento de las losas mixtas dista, hoy día, de ser enteramente comprendido. Por ello es conveniente realizar ensayos y estudios que permitan profundizar nuestro conocimiento, como el que ocupa este proyecto de investigación.

II.3 ANTECEDENTES HISTORICOS DEL HORMIGON ARMADO

La mayoría de la gente piensa que el hormigón se ha estado usando durante muchos siglos, pero no es así. En efecto, los romanos utilizaron una especie de cemento, llamado puzolana, antes del nacimiento de Cristo. Encontraron grandes depósitos de ceniza volcánica arenosa cerca del Vesuvio y en otros lugares de Italia. Cuando mezclaron este material con cal viva y agua, además de arena y grava, dejando endurecer la mezcla, se produjo una sustancia rocosa que utilizaron en la construcción. Se podría pensar que resultaría una especie de hormigón relativamente pobre, en comparación con las normas actuales, pero algunas estructuras de hormigón romanas siguen en pie hoy en día. Un ejemplo notable es el Partenón, que se encuentra en Roma y fue terminado en el año 126 de nuestra era.

El arte de hacer hormigón puzolánico se perdió durante la Edad Media y no fue resucitado hasta los siglos dieciocho y diecinueve. En Inglaterra se descubrió en 1796 un depósito de piedra natural de cemento que fue vendida como "cemento romano". Se descubrieron otros depósitos de cemento natural tanto en Europa como en América, que fueron explotados durante varias décadas.

En 1824, Joseph Aspdin, un albañil inglés, después de largos y laboriosos experimentos obtuvo una patente para un cemento que él llamó "cemento Pórtland" debido a que su color era muy similar al de la piedra de una cantera en la isla de Pórtland en la costa inglesa. Él hizo su cemento con ciertas cantidades de arcilla y piedra caliza que pulverizó y quemó en la estufa de su cocina moliendo después la escoria resultante para obtener un polvo fino. En los primeros años tras su invención, ese cemento se usó principalmente en

estucos³. Este extraordinario producto fue aceptado poco a poco por la industria de la construcción y fue introducido a los Estados Unidos en 1868; el primer cemento Pórtland fue fabricado en los Estados Unidos en la década de los 70 del siglo pasado.

Los primeros usos del hormigón reforzado no son bien conocidos. Muchos de los trabajos iniciales fueron hechos por dos franceses, Lambot y Joseph Monier. Alrededor de 1850, Lambot construyó un bote de hormigón reforzado con una red de alambres o barras paralelas. Sin embargo, se le acredita a Monier la invención del hormigón reforzado. En 1867 el recibió una patente para la construcción de receptáculos de hormigón reforzados con una malla de alambre de hierro. Su meta al trabajar con este material era obtener un bajo peso sin tener que sacrificar resistencia⁴.

De 1867 a 1881 Monier recibió patentes para la fabricación de durmientes, losas de piso, arcos, puentes peatonales, edificios y otros elementos de hormigón reforzado en Francia y en Alemania. Otro francés, François Coignet, construyó estructuras simples de hormigón reforzado y desarrolló métodos básicos de diseño. En 1861 publicó un libro en el que presentaba un buen número de aplicaciones. Fue la primera persona en darse cuenta que la adición de mucha agua a la mezcla reducía considerablemente la resistencia del hormigón. Otros europeos que experimentaron con el hormigón reforzado en sus etapas iniciales fueron los ingleses William Fairbairn y William B. Wilkinson, el alemán G.A. Wayss y otro francés, François Hennebique^{5, 6}.

William E. Ward construyó el primer edificio de hormigón reforzado en Estados Unidos en Port Chester, N.Y., en 1875. En 1883 presentó una disertación ante la American Society of mechanical Engineers donde afirmaba haber obtenido la idea del hormigón reforzado al observar a trabajadores ingleses en 1867 intentando limpiar el cemento endurecido de sus herramientas de hierro⁷.

Thaddeus Hyatt, un americano, fue probablemente la primera persona en analizar correctamente los esfuerzos en una viga de hormigón reforzado y en 1877 publicó un libro de 28 páginas titulado "An Account of Some Experiments with Portland Cement Concrete, Combined with Iron as a Building Material". En este libro proclamó el uso del hormigón reforzado y dijo que "las vigas laminadas tienen que aceptarse con base en un acto de fe". Hyatt puso mucho énfasis en la alta resistencia del hormigón al fuego⁸.

E.L. Ransome, de San Francisco, supuestamente usó hormigón reforzado en los primeros años de la década de 1870 y fue el inventor de las barras corrugadas, para las que obtuvo una patente en 1884. Estas barras, que eran cuadradas en su corte transversal, se torcían en frío con una vuelta completa en una longitud de no más de 12 veces el diámetro de la barra⁹. El propósito de torcerlas era proporcionar mejor adherencia entre el hormigón y el acero. En 1890, en San Francisco, Ransome construyó el museo Leland Stanford Jr. Se

³ Kirby, R.S. y Laurson, P.G., 1932, *The Early Years of Modern Civil Engineering* (New Haven: Yale University Press), pag. 266.

⁴ Kirby, R.S. y Laurson, P.G., 1932, *The Early Years of Modern Civil Engineering* (New Haven: Yale University Press), pags. 273-275.

⁵ Straub, H., 1964, *A History of Civil Engineering* (Cambridge: M.I.T. Press), pags. 205-215. Traducido del alemán *Die Geschichte der Bauingenieurkunst*, editorial Birkhäuser, Basilea, 1949.

⁶ Kirby, R.S. y Laurson, P.G., 1932, *The Early Years of Modern Civil Engineering* (New Haven: Yale University Press), pags. 273-275.

⁷ Ward, W.E., 1883. "Beton in Combination with Iron as a Building Material". *Transactions ASME*, 4, pags. 388-403.

⁸ Kirby, R.S. y Laurson, P.G., 1932, *The Early Years of Modern Civil Engineering* (New Haven: Yale University Press), pag. 275.

⁹ American Society for Testing Materials, 1911. *Proceedings* (Vol. XI), pags. 66-68

trata de un edificio de hormigón reforzado de 95m de largo y 2 pisos de altura en el que se usó como refuerzo de tracción, el alambre de los cables de desecho del sistema de tranvías. Este edificio sufrió pocos daños en el sismo de 1906. Desde 1980 el desarrollo y uso del hormigón reforzado en los Estados Unidos ha sido muy rápido^{10, 11}.

II.4 COMPATIBILIDAD DEL HORMIGÓN Y EL ACERO

El hormigón y el acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de hormigón reforzado. Las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro. Por ejemplo, la gran desventaja del hormigón es su falta de resistencia a la tracción, pero la resistencia a la tracción es una de las grandes ventajas del acero. Las barras de refuerzo tienen una resistencia a la tracción aproximadamente 100 veces mayor a la del hormigón usado.

Los dos materiales se adhieren muy bien entre sí o sea que no hay deslizamiento entre los dos y por lo tanto, funcionan conjuntamente para resistir las fuerzas. La excelente fusión se debe a la adherencia química entre los dos materiales, a la rugosidad natural de las barras y a la estrecha separación de las corrugaciones laminadas en las superficies de las barras.

Las barras de refuerzo están expuestas a la corrosión pero el hormigón que las rodea les proporciona excelente protección. La resistencia del acero expuesto a las temperaturas que se alcanzan en los incendios normales es nula, pero su recubrimiento con hormigón da como resultado calificaciones de prueba de fuego muy satisfactorias. Finalmente, el hormigón y el acero trabajan muy bien juntos respecto a los cambios de temperatura porque sus coeficientes de dilatación térmica son muy parecidos. Para el acero el coeficiente es 0.0000065 y para el hormigón varía entre 0.000004 y 0.000007 (valor promedio, 0.0000055).

II.5 CODIGOS DE DISEÑO

El código más importante en los Estados Unidos para el diseño de hormigón reforzado es el Building Code Requirements for Structural Concrete del Instituto Americano del Hormigón (ACI 318-95)¹². Este código, que se usa principalmente para el diseño de edificios, es usado en la mayoría de las consideraciones de diseño de esta Tesis. Con frecuencia se hacen referencias a este documento y se indica siempre el número de la sección considerada.

El código ACI no, es en sí mismo un documento exigible legalmente. Es meramente una serie de principios sobre la buena práctica del diseño de hormigón reforzado. Sin embargo, está escrito en forma de código o ley de manera que diversos organismos de la administración pública puedan decidir fácilmente si lo incluyen en sus códigos locales de construcción y entonces pueda ser legalmente exigible en esa comunidad. De esta manera, el código ACI ha sido votado como ley por innumerables organismos gubernamentales a lo largo de Estados Unidos. Ha sido aceptado también ampliamente en Canadá y en

¹⁰ Wang C.K. y Salmon, C.G., 1992, *Reinforced Concrete Design*, 2a. ed., (Nueva York: Harper-Collins), pags. 4-5.

¹¹ "The Story of Cement, Concrete and Reinforced Concrete", *Civil Engineering*, nov. 1977, pags. 63-65.

¹² *Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-95). Detroit: American Concrete Institute, 1995.

México y ha tenido una enorme influencia en los códigos de hormigón de muchos países alrededor del mundo.

Conforme se adquieren nuevos conocimientos sobre el comportamiento del hormigón reforzado, el ACI revisa su código. El objetivo actual es efectuar cambios anuales en el código en forma de suplementos y efectuar revisiones mayores de todo el código cada 6 o 7 años.

A pesar de que el uso de la tecnología de los aceros formados en frío (cold formed) comenzó en la década de 1920, las especificaciones para losas colaborantes aparecieron mucho más tarde. El principal organismo que se ha encargado de estudiar el comportamiento de las chapas colaborantes y la determinación de los parámetros que controlan el diseño ha sido el American Iron and Steel Institute (AISC) en conjunto con la American Society of Civil Engineers (ASCE).

Como el comportamiento y desempeño de los sistemas colaborantes dista de ser comprendido cabalmente, el AISC pone a disposición de los calculistas de todo el mundo, ciertas bases para el diseño de sistemas colaborantes, respaldándose en estudios realizados a este sistema estructural.

II.6 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN REFORZADO

Es necesario poseer un amplio conocimiento de las propiedades del hormigón antes de comenzar a diseñar estructuras de hormigón reforzado. A continuación se presenta una introducción a varias de esas propiedades.

Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del hormigón (f_c') se determina por medio de pruebas a la falla de cilindros de 6" x 12" de hormigón de 28 días de edad a una velocidad especificada de carga. Durante el periodo de 28 días los cilindros suelen mantenerse sumergidos en agua en una cámara de curado con temperatura constante y humedad del 100%. Aunque existen hormigones con resistencias últimas a los 28 días que van de 170 Kg/cm² a 1400 Kg/cm², la mayoría de los hormigones usados en la práctica tienen una resistencia de entre 200 y 500 Kg/cm². Para aplicaciones comunes se usan hormigones de 200 y 260 Kg/cm², mientras que en la construcción pre-esforzada se emplean los de 300 y 400 Kg/cm². Para ciertas aplicaciones, como en columnas de pisos inferiores de edificios altos, se han utilizado hormigones con resistencia de hasta 600 Kg/cm² que son proporcionados por empresas de hormigón premezclado.

Los valores obtenidos para la resistencia a compresión de hormigones, tal como se determinaron en pruebas, dependen en gran medida de los tamaños y formas de las probetas de prueba y de la manera en que estas son cargadas. En muchos países, las probetas de prueba son cubos de 200 mm (7.87 pulg) por lado. Para los mismos lotes de hormigón, la prueba de cilindros de 6 x12 pulg. proporciona resistencias a compresión de sólo aproximadamente 80% de los valores obtenidos con los cubos.

Es posible pasar de un hormigón de 200 Kg/cm² a otro de 350 Kg/cm² sin que se requiera una cantidad excesiva de trabajo o de cemento adicional. El aumento en el costo aproximado para tal incremento

de resistencia es de 15% a 20%. Sin embargo, para fabricar un hormigón con resistencia superior a 350 Kg/cm² se requiere un diseño muy cuidadoso de la mezcla y prestar considerable atención al mezclado, colado y curado. Estos requisitos ocasionan un incremento relativamente mayor en el costo.

A lo largo de este texto se hacen diversos comentarios respecto a los costos relativos que se obtienen al usar diferentes resistencias del hormigón en diferentes aplicaciones, tales como, vigas, columnas, zapatas y miembros pre-esforzados.

Se observará que las condiciones de terreno no son las mismas que en el laboratorio y que las resistencias a los 28 días descritas aquí no pueden alcanzarse en las obras a menos que se tengan condiciones casi perfectas en la dosificación, mezclado, vibrado y curado. Es muy probable que no se obtenga la misma resistencia en el terreno con la misma dosificación. Por ello, la sección 5.3 del código ACI318/99 se plantean parámetros que controlan las dosificaciones en términos de ensayos de laboratorio.

Es de particular importancia el hecho de que todos los hormigones, independientemente de sus resistencias, alcanzan sus resistencias últimas bajo deformaciones unitarias de aproximadamente 0.002.

El hormigón no tiene una resistencia a la fluencia definida; más bien, las curvas se comportan suavemente hasta sus puntos de ruptura bajo deformaciones unitarias de entre 0.003 y 0.004. Para fines de cálculos se supondrá que el hormigón falla a 0.003.

Debe observarse además que los hormigones de bajo grado son menos frágiles que los de grado alto, o sea, que mostrarán deformaciones unitarias mayores antes de romperse.

Módulo estático de elasticidad

El hormigón no tiene un módulo de elasticidad bien definido. Su valor varía con las diferentes resistencias del hormigón, con la edad de este, con el tipo de carga y con las características del cemento y los agregados. Además, hay varias definiciones del módulo:

- a. El *módulo inicial* es la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación unitaria en el origen de la curva.
- b. El *módulo por tangente* es la pendiente de una tangente a la curva en algún punto de esta, por ejemplo, en el 50% de la resistencia última del hormigón.
- c. A la pendiente de una línea trazada del origen a un punto sobre la curva entre el 25% y 50% de su resistencia última a compresión, se le llama *módulo por secante*.
- d. Otro módulo, llamado *módulo aparente* o *módulo a largo plazo*, se determina usando los esfuerzos y deformaciones unitarias obtenidas después de que la carga se ha aplicado durante cierto periodo.

La sección 8.5.1 del código ACI318/99 establece que la siguiente expresión puede usarse para calcular el módulo de elasticidad de hormigones que pesen entre 1500 y 2500 Kg/m³.

$$E_c = w_c^{-1.5} (0.043) \sqrt{f_c}$$

En esta expresión E_c es el módulo de elasticidad en Kg/m^2 , W_c es el peso del hormigón en Kg/m^3 y f_c' es su resistencia a la compresión a los 28 días en Kg/cm^2 . Este es en realidad un módulo por secante con la línea (cuya pendiente es igual al módulo) trazada del origen a un punto sobre la curva esfuerzo-deformación unitaria que corresponde aproximadamente al esfuerzo ($0.45f_c'$) que se tendría bajo las cargas muertas y vivas estimadas que la estructura debe soportar.

Para hormigones de peso normal que pesan aproximadamente 2320 Kg/m^3 , el código ACI318/99 establece que la siguiente versión simplificada de la expresión anterior puede usarse para determinar el módulo:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'}$$

Módulo de elasticidad dinámico

El módulo de elasticidad dinámico, que corresponde a deformaciones unitarias instantáneas muy pequeñas, se obtiene usualmente por medio de pruebas acústicas. Es entre 20% y 40% mayor que el módulo estático y es aproximadamente igual al módulo inicial. Cuando las estructuras se analizan por cargas de sismo o impacto, el uso del módulo dinámico parece ser apropiado.

Los hormigones con resistencias superiores a 420 Kg/cm^2 se denominan hormigones de alta resistencia. Las pruebas han indicado que las ecuaciones del ACI318/99 para E_c aplicadas a hormigones de alta resistencia dan valores demasiado altos. Con base en estudios realizados en la Cornell University, la siguiente expresión para calcular E_c es recomendada por el Comité 36 del ACI:¹³

$$E_c = 40000\sqrt{f_c'} + 1.0 \times 10^6$$

Módulo de Poisson

Al someter un cilindro de hormigón a cargas de compresión, este no solo se acorta a lo largo sino que también se expande lateralmente. La proporción de esta expansión lateral respecto al acortamiento longitudinal se denomina módulo de Poisson. Su valor varía de aproximadamente 0.11 para hormigones de alta resistencia hasta 0.21 para hormigones de bajo grado, con un valor promedio de 0.16.

No parece haber ninguna relación directa entre el valor de esta proporción y la relación agua-cemento, cantidad de curado, tamaño del agregado, etc.

En la mayoría de los diseños de hormigón reforzado, no se le da ninguna consideración al llamado efecto Poisson. Sin embargo, tal vez tenga que ser considerado en el análisis y diseño de presas de arco, de túneles y de algunas otras estructuras estáticamente indeterminadas.

Contracción

Cuando los materiales del hormigón se mezclan, la pasta de cemento y agua llena los vacíos entre los agregados y une a estos. Esta mezcla necesita ser suficientemente manejable o fluida de modo que pueda

¹³ Carrasquillo, R., Nilson, A., y Slate, E., 1981, "Properties of High-strength Concrete Subject to Short-term Loads." *J. ACI Proceedings*, vol. 78, no. 3, mayo-junio.

fluir entre las barras de refuerzo y entre la cimbra. Para lograr la requerida fluidez se usa bastante mas agua (tal vez el doble) que la necesaria para que el cemento y el agua reaccionen químicamente (hidratación).

Después de que el hormigón se ha curado y empieza a secarse, el agua adicional que se usa en el mezclado empieza a aflorar en la superficie, donde se evapora. Como resultado de esto, el hormigón se contrae y se agrieta. Las grietas resultantes pueden reducir la resistencia a cortante de los miembros y pueden dañar la apariencia de la estructura. Además, las grietas permiten que el refuerzo quede expuesto a la atmósfera, con lo que puede incrementarse la corrosión. La contracción continúa durante muchos años pero bajo condiciones ordinarias probablemente el 90% se da durante el primer año. La cantidad de humedad que se pierde varía con la distancia a la superficie. Además, entre mayor es el área superficial de un miembro en proporción a su tamaño, mayor es la contracción; esto es, los miembros con secciones transversales pequeñas se contraen más que aquellas con secciones transversales grandes.

La cantidad de contracción depende mucho del tipo de exposición. Por ejemplo, si el hormigón se ve sometido a mucho viento durante el curado, su contracción será mayor. Igualmente, una atmósfera húmeda implica menos contracción, mientras que una seca implica mayor contracción.

Es conveniente usar agregados de baja absorción, como el granito y muchas piedras calizas. Cuando se usan ciertas pizarras y areniscas absorbentes, el resultado puede ser 1 ½ o aun 2 veces la contracción que resulta con otros agregados.

Para minimizar la contracción es deseable: (1) mantener en un mínimo la cantidad de agua para el mezclado; (2) proporcionar un buen curado; (3) colar el hormigón para muros, pisos y otros elementos constructivos grandes en secciones pequeñas (lo que permite que parte de la contracción ocurra antes de colar la siguiente sección); (4) intercalar juntas constructivas para controlar la posición de las grietas; (5) usar refuerzo por contracción y (6) usar agregados apropiadamente densos y no porosos¹⁴.

Flujo plástico

Bajo Cargas de compresión sostenidas, el hormigón continuara deformándose durante largos periodos. Esta deformación adicional se llama flujo o escurrimiento plástico. Si se aplica una carga de compresión a un miembro de hormigón, se presenta un acortamiento inmediato o elástico. Si la carga permanece actuando por largo tiempo, el miembro continuara acortándose durante varios años y la deformación final será igual a aproximadamente 2 o 3 veces la deformación inicial. Esto implica que las deflexiones a largo plazo también pueden ser iguales a 2 o 3 veces las deflexiones iniciales. Tal vez el 75% del flujo plástico total ocurre durante el primer año.

Si la carga a largo plazo se retira, el miembro recuperara la mayor parte de su deformación elástica y algo de su deformación plástica. Si la carga vuelve a actuar, tanto la deformación elástica como la plástica se desarrollaran de nuevo.

¹⁴ Leet, K, 1991, *Reinforced Concrete Design*, 2a. ed. (Nueva York: McGraw-Hill), pag. 35.

La magnitud del flujo plástico depende mucho de la magnitud de los esfuerzos presentes. Es casi directamente proporcional al esfuerzo mientras el esfuerzo sostenido no sea mayor que aproximadamente la mitad de f_c' . Más allá de este valor el flujo plástico crece rápidamente.

Las cargas a largo plazo no solo generan un flujo plástico sino que también influyen adversamente en la resistencia del hormigón. Para cargas sostenidas en probetas cargadas axialmente durante un año o más, puede darse una reducción de la resistencia de aproximadamente 15% a 25%. Así, un miembro cargado con una carga sostenida de digamos el 85% de su resistencia a compresión f_c' , puede ser satisfactorio para un cierto tiempo pero puede fallar después¹⁵.

Otros factores que afectan la magnitud del flujo plástico son:

1. Entre mayor sea el tiempo de curado previo a la aplicación de las cargas, menor será el flujo plástico. El curado a vapor, que acelera la adquisición de resistencia, reduce también el flujo plástico.
2. Los hormigones de alta resistencia manifiestan un menor flujo plástico que los de baja resistencia, para esfuerzos de la misma intensidad. Sin embargo, los esfuerzos aplicados en hormigones de alta resistencia son con toda probabilidad mayores que los aplicados en hormigones de baja resistencia.
3. El flujo plástico aumenta con la temperatura. Alcanza su valor máximo cuando el hormigón esta entre 65°C y 71°C.
4. A mayor humedad, menor será el agua de poro libre que pueda escapar del hormigón. El flujo plástico adquiere un valor casi doble a 50% de humedad que a 100%. Obviamente es muy difícil distinguir entre la contracción y el flujo plástico.
5. Los hormigones con el mayor porcentaje de pasta cemento-agua tienen el mayor flujo plástico porque es la pasta y no los agregados la que fluyen plásticamente. Esto es particularmente cierto si se usa como agregado una buena piedra caliza.
6. Está claro que la adición de refuerzo en la zona de compresión del hormigón reduce mucho el flujo plástico ya que el acero manifiesta muy poco flujo plástico bajo esfuerzos ordinarios. Conforme ocurre el flujo en el hormigón, el refuerzo tiende a impedirlo y a tomar cada vez mas parte de la carga.
7. Los miembros grandes de hormigón (es decir, aquellos con grandes relaciones de volumen a área superficial) fluirán proporcionalmente menos que los miembros delgados más pequeños donde el agua libre tiene distancias menores que viajar para escapar.

Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción del hormigón varía entre el 8% y el 15% de su resistencia a la compresión. Una razón principal para esta baja resistencia, es que el hormigón contiene un gran número de grietas muy finas. Las grietas tienen poca importancia cuando el hormigón está sometido a cargas de

¹⁵ Rüsç. H., 1960, "Researches Toward a General Flexure Theory for Structural Concrete", *Journal ACI*. 57(1). pags. 1-28.

compresión, porque estas ocasionan que las grietas se cierren y permiten entonces la transmisión de la compresión. Es claro que este no es el caso para cargas de tracción.

Aunque la resistencia a la tracción normalmente se desprecia en los cálculos es, sin embargo, una importante propiedad que afecta el tamaño y la extracción de las grietas que se presentan. Además, la resistencia a la tracción del hormigón tiene un efecto reductor en las deflexiones de los miembros.

La resistencia a tracción del hormigón no varía en proporción directa a su resistencia ultima f_c' . Sin embargo, varía aproximadamente en proporción a la raíz cuadrada de f_c' .

La resistencia a la tracción del hormigón en flexión es muy importante al considerar grietas y deflexiones en vigas. Para estas consideraciones se han usado durante mucho tiempo las resistencias a tracción obtenidas con el módulo de ruptura; este módulo se mide al cargar una viga rectangular de hormigón simple (o sea, sin refuerzo) de 6" x 6" x 30" (con apoyos simples a 24" entre centros) a la falla con cargas concentradas iguales en los tercios del claro, de acuerdo con el método ASTM C-7816. La carga se incrementa hasta que ocurre la falla por agrietamiento en la cara de tracción de la viga. El módulo de ruptura f_r se determina entonces con la formula de la flexión. En las siguientes expresiones, b es el ancho de la viga, h el peralte y M es el momento máximo calculado:

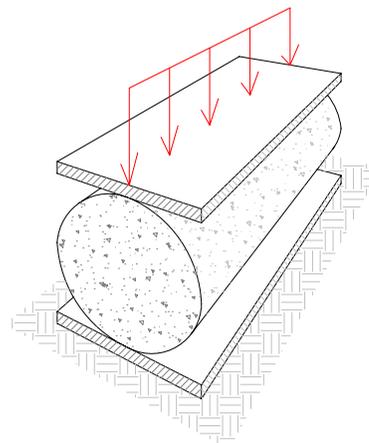
$$f_r = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{M \left(\frac{h}{2} \right)}{\frac{bh^3}{12}}$$

$$f_r = \frac{6M}{bh^2}$$

El esfuerzo determinado de esta manera no es muy exacto porque al usar la formula de la flexión estamos suponiendo que el hormigón es perfectamente elástico, con esfuerzos directamente proporcionales a sus distancias del eje neutro.

Con base en cientos de pruebas, el código ACI318/99 (sección 9.5.2.3) proporciona un módulo de ruptura igual a $0.7\sqrt{f_c'}$, con f_c' en MPa. Esta misma sección del ACI proporciona modificaciones para f_r en hormigones de peso ligero.

La resistencia a la tracción del hormigón también puede medirse por medio de la prueba radial¹⁷. Un cilindro se coloca acostado en una maquina de prueba y se le aplica una carga de compresión uniforme a lo largo del cilindro, que esta apoyado a todo lo largo de la base (como se muestra en la figura). El cilindro se fracturara a la mitad de extremo a extremo cuando se alcance su resistencia ala tracción. El esfuerzo de tracción en que ocurre la rotura se denomina resistencia radial del cilindro y puede calcularse con la siguiente expresión, donde P es la



¹⁶ American Society for Testing and Materials, 1982, *Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete Using Simple Beam with Third-Point Loading* (ASTM C78-75) (re-approved 1982). Philadelphia

¹⁷ American Society for Testing and Materials, 1979, *Standard Method of Test for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*

fuerza máxima de compresión, L es la longitud y D es el diámetro del cilindro:

$$f_r = \frac{2P}{\pi LD}$$

Aun cuando se usan almohadillas bajo las cargas, alguna concentración de esfuerzos ocurre durante las pruebas. Además, algunos esfuerzos se desarrollan en ángulos rectos a los esfuerzos de tracción, por lo que las resistencias a la tracción que se obtienen no son muy exactas.

Resistencia al corte

Es extremadamente difícil obtener en pruebas, fallas por cortante puro que no están afectadas por otros esfuerzos. Las pruebas sobre resistencia por cortante del hormigón han dado, durante muchos años, valores que varían entre 1/3 y 4/5 de las resistencias últimas a la compresión. No deben preocuparnos esas inconsistentes pruebas de la resistencia por cortante porque las aproximaciones del diseño están basadas en suposiciones muy conservadoras de la resistencia al corte.

II.7 ANALISIS DE VIGAS SOMETIDAS A FLEXION

Para hacer un análisis del comportamiento de una viga de hormigón, se supone que una pequeña carga transversal se coloca sobre una viga de hormigón con refuerzo de tracción y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitud hasta que la viga falla. Conforme ocurre esto, encontraremos que la viga pasa por tres etapas distintas antes de que ocurra el colapso. Estas son: (1) la etapa del hormigón no agrietado, (2) la etapa con esfuerzos elásticos y hormigón agrietado y (3) la etapa de resistencia última. Se considerará una viga relativamente larga de manera que los efectos cortantes no sean importantes.

A continuación se presentan brevemente estas etapas:

Etapas del hormigón no agrietado

Bajo cargas pequeñas, cuando los esfuerzos de tracción son menores que el módulo de ruptura (esfuerzo de tracción por flexión bajo el cual el hormigón empieza a agrietarse), la sección transversal total de la viga resiste la flexión, con compresión en un lado y tracción en el otro. Los esfuerzos aumentan alejándose del eje neutro y la sección actúa como una sola pieza monolítica. La variación de las tensiones y deformaciones es lineal.

Hormigón agrietado - etapa de esfuerzos elásticos

Al incrementarse la carga después de que el módulo de ruptura se ha excedido, empiezan a desarrollarse grietas en el lado inferior de la viga. El momento cuando empiezan a formarse las grietas, es decir, cuando los esfuerzos de tracción en el lado inferior de la viga son iguales al módulo de ruptura, se

denomina momento de agrietamiento, M_{agr} . Al aumentar la carga, esas grietas se extienden rápidamente hacia el eje neutro, el cual empieza a desplazarse hacia arriba. Las grietas se presentan en aquellos lugares a lo largo de la viga, donde el momento actual es mayor que el momento de agrietamiento. Una vez que el lado inferior de la viga se ha agrietado, empieza una nueva etapa, porque obviamente el hormigón en la zona agrietada no puede resistir esfuerzos de tracción; entonces el acero debe resistirlos. Esta etapa continuará mientras los esfuerzos de compresión en las fibras superiores sean menores que aproximadamente la mitad de la resistencia a compresión f_c' del hormigón y mientras el esfuerzo en el acero sea menor que su punto de fluencia. En esta etapa, los esfuerzos de compresión varían linealmente con la distancia del eje neutro.

La variación lineal de los esfuerzos y de las deformaciones unitarias se presenta usualmente en el hormigón reforzado bajo condiciones normales de carga de servicio, ya que bajo esa carga los esfuerzos son generalmente inferiores a $0.50 f_c'$. Para calcular los esfuerzos en el hormigón y en el acero en esta etapa, se usa el método de la sección transformada. Las cargas de servicio o de trabajo, son las cargas que supuestamente se presentan cuando una estructura está en uso o en servicio. Bajo esas cargas se desarrollan momentos que son considerablemente mayores que los momentos de agrietamiento. Obviamente, el lado traccionado de la viga se agrietará.

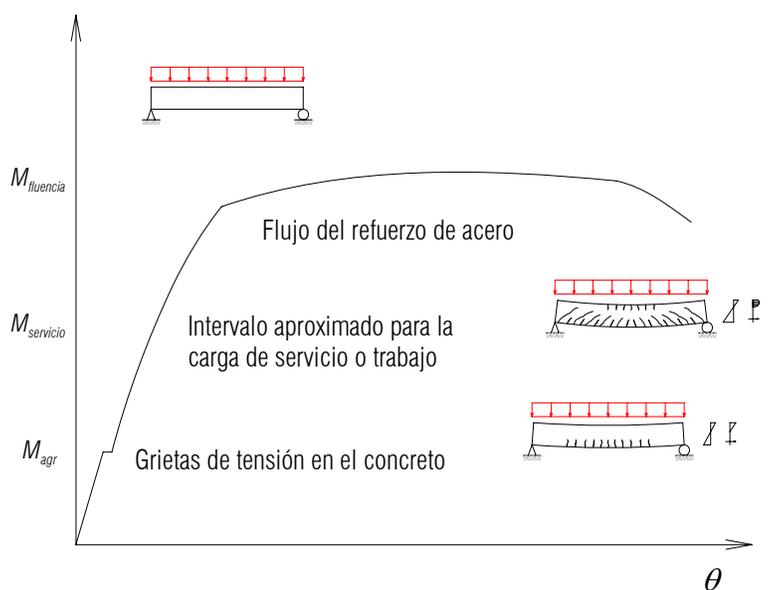
Falla de la viga; etapa de resistencia última

Conforme la carga crece aún más, de manera que los esfuerzos de compresión resultan mayores que $0.5f_c'$, las grietas de tracción se desplazan aún más hacia arriba, igual que lo hace el eje neutro y los esfuerzos en el hormigón empiezan a dejar de ser lineales. En este análisis inicial se supondrá que el refuerzo de acero ha fluido. La variación de los esfuerzos puede aproximarse a una variación cuadrática.

Para ilustrar mejor las tres etapas del comportamiento de la viga que se han descrito, se muestra en la siguiente figura¹⁸ un diagrama momento-curvatura. En este diagrama, θ se define como el cambio angular de la viga en cierta longitud y se calcula por medio de la siguiente expresión, en que ϵ es la deformación unitaria en una fibra de la viga a una distancia y del eje neutro:

$$\theta = \frac{\epsilon}{y}$$

La primera etapa del diagrama es para momentos pequeños menores que el momento de agrietamiento M_{agr} , donde se dispone de toda la sección transversal de la viga para resistir la



¹⁸ MacGregor, J.G., 1997, Reinforced Concrete Mechanics and Design (Upper Saddle River, N.J.: Prentice-Hall), pág. 90

flexión. En esta etapa, las deformaciones unitarias son pequeñas y el diagrama es casi vertical y muy parecido a una línea recta.

Cuando el momento crece más allá del momento de agrietamiento, la pendiente de la curva disminuye un poco debido a que la viga ya no es tan rígida como en la etapa inicial anterior al agrietamiento del hormigón. El diagrama describirá casi una línea recta de M_{agr} hasta el punto en que el refuerzo queda sometido a su punto de fluencia. Hasta alcanzarse el esfuerzo de fluencia en el acero, se requiere una carga adicional bastante grande para incrementar apreciablemente la deflexión de la viga.

Después de que el acero fluye, la viga tiene muy poca capacidad adicional por momento y se requiere tan solo una pequeña carga adicional para incrementar considerablemente las deflexiones. En esta etapa la pendiente del diagrama es muy plana.

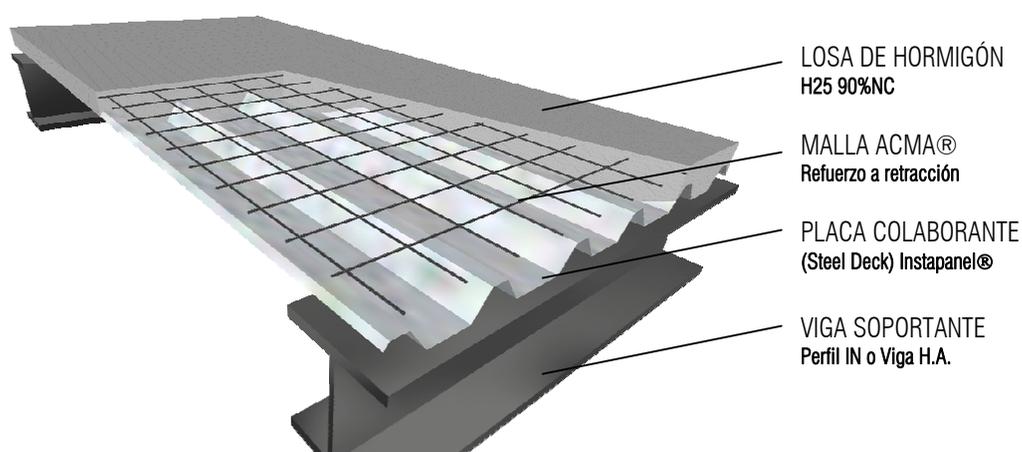
II.8 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE LOSA COLABORANTE.

El sistema Steel Deck hace parte de un sistema de losas de entrepiso y de cubierta que incorpora láminas de acero formadas en frío (“steel deck”) y una losa de concreto reforzada vaciada sobre dichas láminas y que actúan de manera monolítica conformando una sección compuesta (“Composite Steel Floor Deck”). Las láminas de acero tienen dos funciones principales:

- Servir de panel de trabajo para el vaciado de la losa de concreto y,
- Actuar como refuerzo positivo de la losa una vez el concreto haya fraguado.

Esta propiedad de la lámina de actuar como refuerzo de la losa da las características de lámina colaborante.

El sistema puede utilizarse en edificios donde la estructura principal es en concreto o en acero y debe conectarse adecuadamente a las vigas principales de apoyo para servir de diafragma estructural y para, si así se proyecta, conformar elementos en construcción compuesta con dichas vigas. Adicionalmente puede apoyarse convenientemente sobre muros estructurales en mampostería o concreto. En la siguiente figura se presenta el esquema general del sistema estructural de entrepiso Steel Deck.



II.8.1 FUNCIONES DE LA LÁMINA DE ACERO

La lámina de acero tiene dos funciones principales que son:

- Durante el proceso constructivo sirve como **panel de encofrado permanente** o para conformar una plataforma segura de trabajo y elimina la necesidad de armar y remover los paneles temporales comúnmente utilizados. Antes del endurecimiento del concreto fresco, la lámina debe soportar su propio peso más el peso propio del concreto fresco y las cargas adicionales de construcción. Se deben verificar tanto los esfuerzos como las deflexiones máximos y compararlos con los valores admisibles.
- Como componente estructural definitivo conforma el **refuerzo positivo de la losa**. Una vez endurecido el concreto fresco, el concreto y el acero actúan en forma compuesta para resistir las cargas muertas y las cargas vivas sobre impuestas. La interacción se forma a partir de una combinación de adherencia superficial entre el concreto y el acero y por medios mecánicos mediante la restricción impuesta por la forma de la lámina a través de resaltes en la superficie, hendiduras o dispositivos para transferencia de cortante tales como pernos o alambres transversales uniformemente espaciados. En este estado deben calcularse igualmente los esfuerzos y las deflexiones máximos y compararlos con los admisibles correspondientes. Adicionalmente, la losa en construcción compuesta y la viga de acero o concreto reforzado que sirve de apoyo a la misma, pueden interconectarse convenientemente mediante conectores de cortante para producir una sola unidad estructural a flexión la cual tiene mayor resistencia y rigidez que una losa y viga independientes.

II.9 MODELAMIENTO POR ELEMENTOS FINITOS

II.9.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES

II.9.1.1 INTRODUCCIÓN

El método del elemento finito ha llegado a ser una herramienta poderosa en la solución numérica de un amplio rango de problemas de ingeniería. Las aplicaciones van desde un análisis por deformación y esfuerzo de automóviles, aeronaves, edificios y estructuras de puentes hasta el análisis de los campos del flujo de calor, de fluidos, magnético, filtraciones y otros problemas de flujo. Con los avances en la tecnología de las computadoras y los sistemas CAD, pueden modelarse problemas complejos con relativa facilidad. En una computadora pueden modelarse varias configuraciones alternas antes de construir el primer prototipo. Todo esto sugiere que debemos modernizarnos empleando estos desarrollos para entender la teoría básica, las técnicas del modelado y los aspectos computacionales del método del elemento finito. En este método de análisis, una región compleja que define un continuo se discretiza en formas geométricas simples llamadas elementos finitos. Las propiedades del material y las relaciones gobernantes, son consideradas sobre los elementos y expresadas en términos de valores desconocidos en los bordes del elemento. Un proceso de

ensamble cuando se consideran debidamente las cargas y restricciones, da lugar a un conjunto de ecuaciones, la solución de esas ecuaciones nos da el comportamiento aproximado del continuo.

II.9.1.2 ASPECTOS HISTORICOS

Las ideas básicas del método del elemento finito se originaron gracias a los avances en el análisis estructural de las aeronaves. En 1941, Hrenikoff presentó una solución de problemas de la elasticidad usando el “método de trabajo del marco”. En un artículo en 1943, Courant usó interpolación polinomial por partes sobre subregiones triangulares para modelar problemas de torsión. Turner y otros investigadores obtuvieron matrices de rigidez para armaduras, vigas y otros elementos y presentaron sus hallazgos en 1956. Clough fue el primero en acuñar el término elemento finito en 1960.

En los primeros años de la década de 1960, los ingenieros usaron el método para obtener soluciones aproximadas en problemas de análisis de esfuerzos, flujo de fluidos, transferencia de calor y otras áreas. UN libro de Argyris, publicado en 1955, sobre teoremas de energía y métodos matriciales, cimentó métodos adicionales a los estudios del elemento finito. El primer libro sobre elementos finitos por Zienkiewicz y Chung fue publicado en 1967.

Las bases matemáticas se fijaron en la década de 1970. Nuevo desarrollo de elementos, estudios de convergencia y otras áreas afines pertenecen a esta categoría.

Actualmente, los avances en computadoras y la disponibilidad de poderosas microcomputadoras han puesto este método al alcance de estudiantes e ingenieros que trabajan en industrias pequeñas.

II.9.1.3 ESFUERZOS Y EQUILIBRIO

En la figura (II.9)-1 se muestra un cuerpo tridimensional que ocupa un volumen V y tiene una superficie S . Los puntos en el cuerpo están identificados por las coordenadas x, y, z . La frontera del cuerpo se restringe a la región donde se especifica el desplazamiento. Sobre una parte de la frontera se aplica una fuerza distribuida por unidad de área T , llamada también tracción. Debido a la acción de la fuerza se deforma el cuerpo. La deformación en un punto \mathbf{x} ($= [x, y, z]^T$) está dada por las tres componentes de su desplazamiento:

$$u = [u, v, w]^T$$

La fuerza distribuida por unidad de volumen, por ejemplo, el peso por unidad de volumen, es el vector f dado por:

$$f = [f_x, f_y, f_z]^T$$

En la figura (II.9)-1 se muestra la fuerza del cuerpo actuando sobre el volumen elemental dV . La tracción superficial T puede darse por el valor de sus componentes en puntos sobre la superficie.

$$T = [T_x, T_y, T_z]^T$$

Ejemplos de tracción son las fuerzas de contacto distribuidas y la acción de la presión. Una carga P actuando en un punto i se presenta por sus tres componentes

$$P_i = [P_x, P_y, P_z]^T_i$$

En la figura (II.9)-2 se muestran los esfuerzos que actúan sobre el volumen elemental dV . Cuando el volumen dV "se contrae"

a un punto, el tensor de esfuerzo se representa colocando sus componentes en una matriz simétrica (3x3). Sin embargo, representamos los esfuerzos por medio de sus seis componentes independientes como sigue:

$$\sigma = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{xz}, \tau_{xy}]^T$$

Donde $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ son esfuerzos normales y $\tau_{yz}, \tau_{xz}, \tau_{xy}$ son esfuerzos cortantes. Consideraremos el equilibrio del volumen elemental mostrado en la figura (II.9)-2. Primero obtenemos las fuerzas sobre las caras, multiplicando los esfuerzos por las áreas correspondientes. Escribimos, $\Sigma F_y = 0$ y $\Sigma F_z = 0$ y recordando que $dV = dx dy dz$, obtenemos las ecuaciones de equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + f_x = 0$$

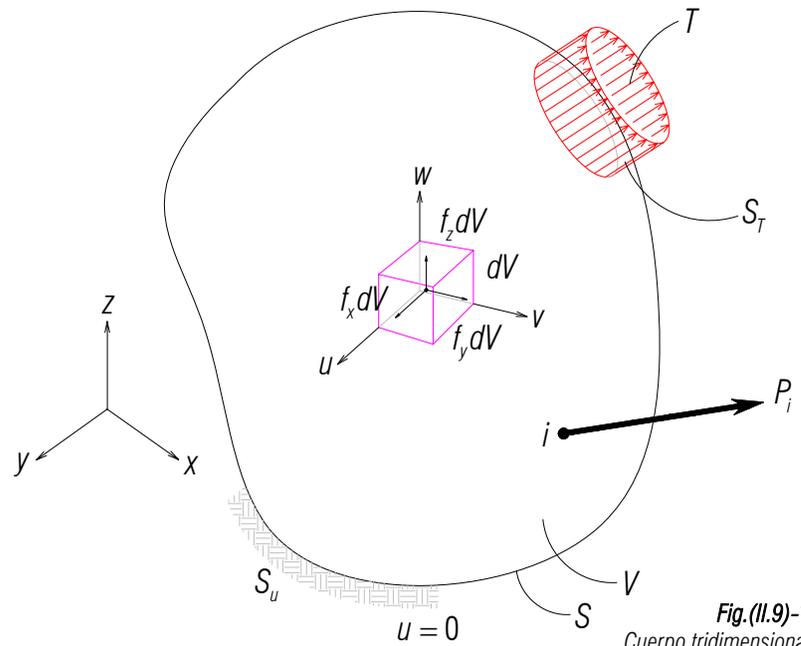
$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + f_y = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + f_z = 0$$

II.9.1.4 CONDICIONES DE FRONTERA

Refiriéndonos a la figura (II.9)-1, vemos que hay condiciones de desplazamiento en la frontera y condiciones de carga en la superficie. Si u se especifica sobre parte de la frontera denotada por S_u , tenemos

$$u = 0, \text{ sobre } S_u$$



También podemos considerar condiciones de frontera tales como $u=\mathbf{a}$, donde \mathbf{a} es un desplazamiento.

Consideremos ahora el equilibrio del tetraedro elemental ABCD, mostrado en la figura (II.9)-3, donde DA, DB y DC son paralelas a los ejes x , y y z respectivamente, y dA es el área definida por los vértices ABC. Si $\mathbf{n}=[n_x, n_y, n_z]^T$ es la normal unitaria a dA , entonces el área BCD= $n_x dA$, el área ADC= $n_y dA$ y el ADB= $n_z dA$.

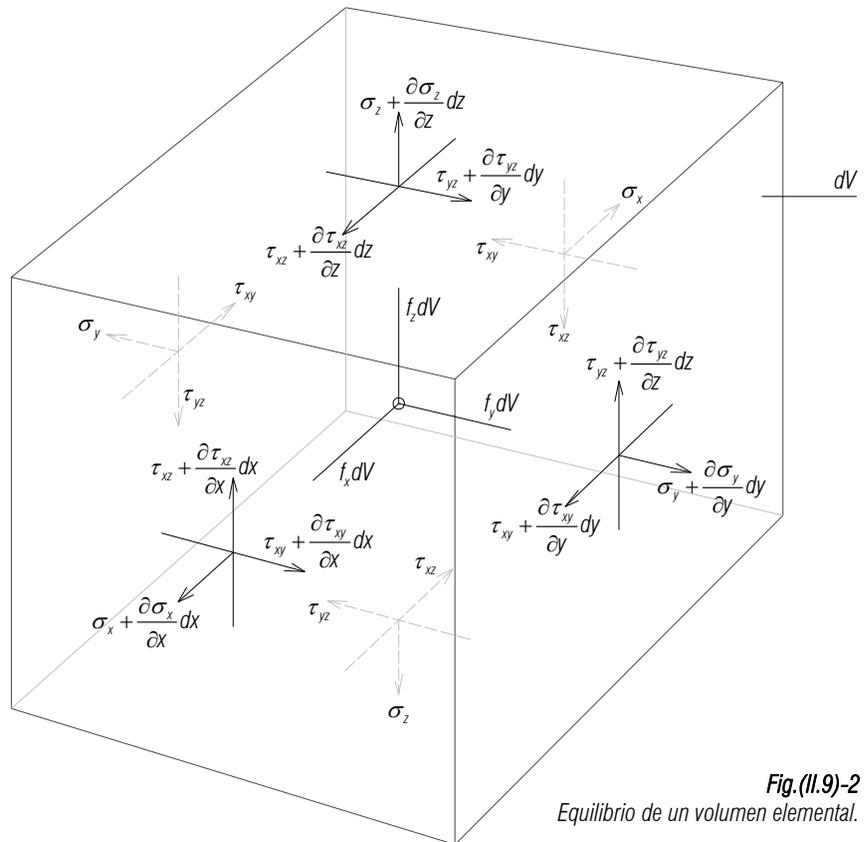


Fig.(II.9)-2
Equilibrio de un volumen elemental.

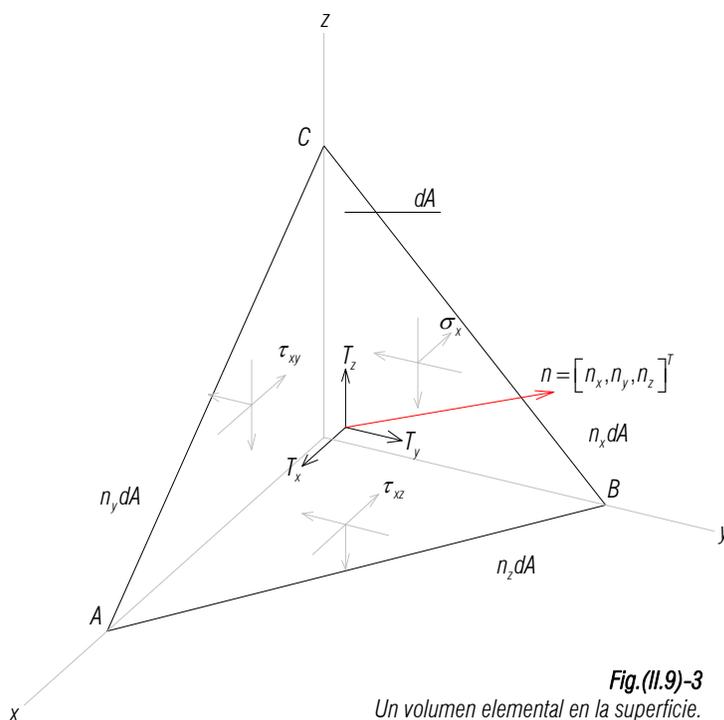


Fig.(II.9)-3
Un volumen elemental en la superficie.

La consideración de equilibrio a lo largo de los tres ejes coordenados da

$$\sigma_x n_x + \tau_{xy} n_y + \tau_{xz} n_z = T_x$$

$$\tau_{xy} n_x + \sigma_y n_y + \tau_{yz} n_z = T_y$$

$$\tau_{xz} n_x + \tau_{yz} n_y + \sigma_z n_z = T_z$$

Esas condiciones deben satisfacerse sobre la frontera ST, donde se aplican las tracciones. En esta descripción, las cargas deben tratarse como cargas distribuidas sobre áreas pequeñas pero finitas.

II.9.1.5 RELACIONES DEFORMACIÓN UNITARIA Y DESPLAZAMIENTO

En la siguiente relación se representan las deformaciones unitarias en una forma vectorial que corresponde a los esfuerzos,

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \left[\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}, \gamma_{xy} \right]^T$$

Donde $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ son las deformaciones unitarias normales $\gamma_{yz}, \gamma_{xz}, \gamma_{xy}$ son las deformaciones angulares unitarias cortantes.

La figura (II.9)-4 da la deformación de la cara $dx-dy$ para pequeñas deformaciones, que serán las consideradas aquí. Tomando en cuenta también las otras caras, se puede escribir

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \left[\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial z}, \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right]^T$$

Estas relaciones entre deformaciones unitarias se cumplen para deformaciones pequeñas.

II.9.1.6 RELACIONES ESFUERZO Y DEFORMACIÓN UNITARIA

Para materiales elásticos lineales, las relaciones esfuerzo-deformación unitaria provienen de la ley de Hooke generalizada. Para materiales isotrópicos, las dos propiedades del material son el módulo de Young (o módulo de elasticidad) E y la relación de Poisson ν . Si se considera un cubo elemental dentro del cuerpo, la ley de Hooke da

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E}$$

$$\varepsilon_y = \nu \frac{\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E}$$

$$\varepsilon_z = \nu \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} + \frac{\sigma_z}{E}$$

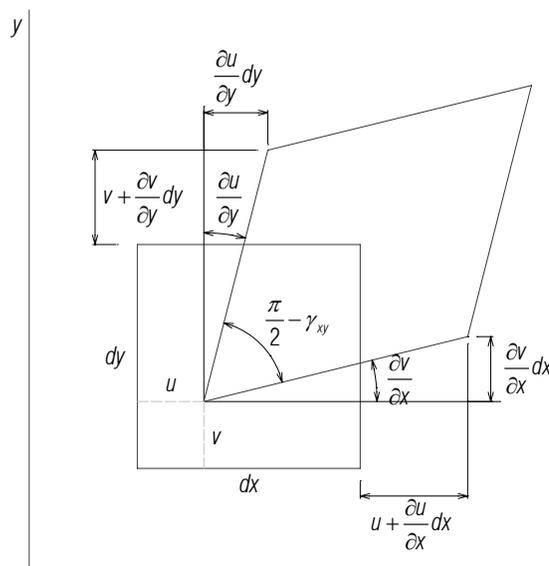


Fig.(II.9)-4
Superficie elemental deformada.

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G}$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

El módulo de corte (o modulo de rigidez) G, esta dado por

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

De las relaciones de Hooke puede denotarse que

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \frac{(1-2\nu)}{E}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

De lo anterior se puede obtener la relación

$$\sigma = D\varepsilon$$

D es la matriz simétrica (6x6) del material dada por

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu \end{bmatrix}$$

II.9.1.7 ENERGIA POTENCIAL Y EQUILIBRIO; METODO DE RAYLEIGH-RITZ

En la mecánica de sólidos, nuestro problema es determinar el desplazamiento u del cuerpo, mostrado en la figura (II.9)-1, que satisfaga las ecuaciones de equilibrio presentadas con anterioridad. Note que los esfuerzos están relacionados con deformaciones unitarias que, a su vez, están relacionadas con desplazamientos. Esto conduce a resolver ecuaciones diferenciales parciales de segundo orden. A la solución de este conjunto de ecuaciones se le llama generalmente solución exacta. Tales soluciones exactas existen para geometrías y condiciones de carga simples, que pueden encontrarse en los textos sobre teoría de elasticidad. Para problemas de geometrías complejas y condiciones de frontera y carga general, la obtención de tales soluciones es una tarea casi imposible. Los métodos de solución aproximada usualmente emplean métodos de energía potencial o con variación, que imponen condiciones menos estrictas sobre las funciones.

Energía Potencial Π

La energía potencial total Π de un cuerpo elástico se define como la suma de la energía de deformación unitaria total (U) y el potencial de trabajo (w_p):

$$\Pi = \underbrace{\text{Energía de deformación unitaria}}_{(U)} + \underbrace{\text{Potencial de Trabajo}}_{(w_p)}$$

Para materiales elásticos lineales, la energía de deformación unitaria por unidad de volumen en el cuerpo es $\frac{1}{2}\sigma^T \varepsilon$. Para el cuerpo elástico lineal mostrado en la figura (II.9)-1, la energía de deformación unitaria total U está dada por

$$U = \frac{1}{2} \int_V \sigma^T \varepsilon dV$$

El potencial de trabajo WP está dado por

$$WP = -\int_V u^T f dV - \int_S u^T T dS - \sum_i u_i^T P_i$$

El potencial total para el cuerpo elástico general mostrado en la figura (II.9)-1 es

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_V \sigma^T \varepsilon dV - \int_V u^T f dV - \int_S u^T T dS - \sum_i u_i^T P_i$$

Aquí consideraremos sistemas conservativos, donde el potencial de trabajo es independiente de la trayectoria. En otras palabras, si el sistema se desplaza desde una configuración dada y se trae de regreso al estado inicial, las fuerzas efectúan un trabajo nulo, independientemente de la trayectoria. Entonces, el principio de la energía potencial se enuncia como sigue:

Principio de la energía potencial mínima

Para sistemas conservativos, de todos los campos de desplazamiento cinemáticamente admisibles, aquellos que corresponden a condiciones de equilibrio extremizan la energía potencial total. Si la condición extrema es un mínimo, el estado de equilibrio es estable.

Los desplazamiento cinemáticamente admisibles son aquellos que satisfacen la naturaleza de valor único de los desplazamientos (compatibilidad) y las condiciones de frontera. En los problemas donde los desplazamientos son las incógnitas, la compatibilidad se satisface automáticamente.

Método de Rayleigh-Ritz

En medios continuos, puede usarse la energía potencial total Π para encontrar una solución aproximada. El método de Rayleigh-Ritz implica la construcción de un campo de desplazamiento supuesto, digamos

$$\begin{aligned} u &= \sum a_i \phi_i(x, y, z) & i &= 1 \text{ a } l \\ v &= \sum a_j \phi_j(x, y, z) & j &= (l+1) \text{ a } m \\ w &= \sum a_k \phi_k(x, y, z) & k &= (m+1) \text{ a } n \\ & & n &> m > l \end{aligned}$$

Las funciones ϕ_i usualmente son polinomios. Los desplazamientos u , v y w deben ser cinemáticamente admisibles. Es decir, u , v y w deben satisfacer las condiciones de frontera específicas. Introduciendo relaciones esfuerzo-deformación unitaria y deformación unitaria-desplazamiento se tiene

$$\Pi = \Pi(a_1, a_2, \dots, a_r)$$

Donde r es el número de incógnitas independientes. Ahora, el extremo con respecto a a_i ($i=1$ a r) de el conjunto de r ecuaciones

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_i} = 0 \quad i = 1, 2, \dots, r$$

II.9.1.8 METODO DE GALERKIN

El método de Galerkin usa un conjunto de ecuaciones gobernantes en el desarrollo de una formula integral. Usualmente se presenta como uno de los métodos de residuos ponderados. Para nuestro análisis, consideraremos una representación general de una ecuación gobernante sobre una región V :

$$Lu = P$$

Para la barra unidimensional considerada en la figura (II.9)-5, la ecuación gobernante es la ecuación diferencial

$$\frac{d}{dx} \left(EA \frac{du}{dx} \right) = 0$$

Podemos considerar L como el operador

$$\frac{d}{dx} EA \frac{d}{dx} () \quad \text{operando sobre } u.$$

La solución exacta necesita satisfacer $Lu=P$ en cada punto x . Si ubicamos una solución aproximada \tilde{u} , ella introduce un error $\varepsilon(x)$, llamado residuo:

$$\varepsilon(x) = L\tilde{u} - P$$

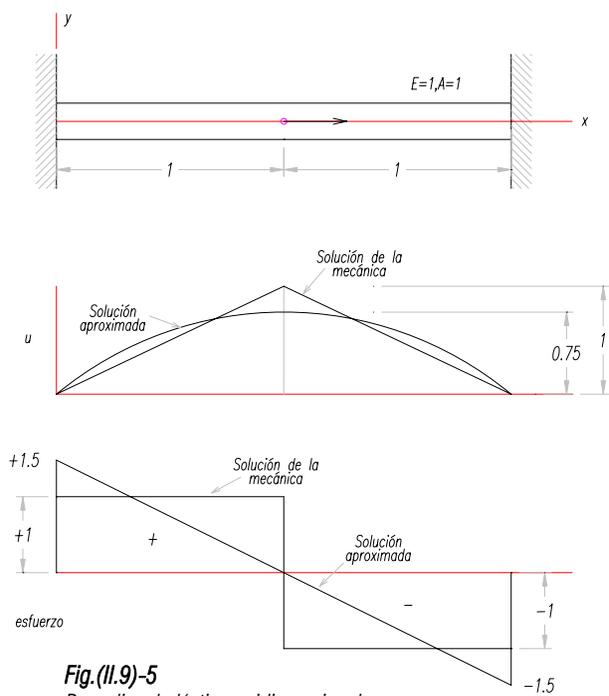


Fig.(II.9)-5
Barra lineal elástica unidimensional

Los métodos aproximados consisten en hacer igual a cero el residuo relativo a una función W_i .

$$\int_V W_i (L\tilde{u} - P) dV = 0 \quad i = 1 \text{ a } n$$

La selección de la función W_i conduce a varios métodos de aproximación. En el método de Galerkin, las funciones W_i se escogen a partir de las funciones base usadas para construir \tilde{u}

Representando \tilde{u} por

$$\tilde{u} = \sum_{i=1}^n Q_i G_i$$

Donde G_i , $i=1$ a n , son funciones base (usualmente polinomios de x , y , z). Aquí escogemos las funciones como una combinación lineal de las funciones base G_i . Específicamente, considere una función arbitraria ϕ dada por

$$\phi = \sum_{i=1}^n \phi_i G_i$$

Donde los coeficientes ϕ_i son arbitrarios.

El método de Galerkin puede enunciarse como sigue:

Escogemos las funciones base G_i , determinamos los coeficientes Q_i en $\tilde{u} = \sum_{i=1}^n Q_i G_i$ tales que

$$\int_V \phi_i (L\tilde{u} - P) dV = 0$$

Para todo ϕ del tipo $\phi = \sum_{i=1}^n \phi_i G_i$ donde los coeficientes ϕ_i son arbitrarios, excepto por el requisito de que ϕ debe satisfacer condiciones de frontera homogéneas (cero). La solución de las ecuaciones resultantes para Q_i da entonces la solución aproximada \tilde{u} .

Usualmente en la solución de la ecuación anterior, está implícita una integración por partes. El orden de las derivadas se reduce y se introducen las condiciones de frontera natural, como condiciones de fuerza superficial.

II.9.1.9 SOFTWARES COMPUTACIONALES

El uso de computadoras es una parte esencial para el análisis por elemento finito. Para resolver problemas de ingeniería y para interpretar los resultados son necesarios programas de computadora bien ideados, mantenidos y apoyados. Se dispone de muchos paquetes comerciales de elemento finito que cumplen con estos requisitos. La tendencia en la industria es que los resultados son aceptables solo cuando han sido resueltos usando ciertos paquetes estándar de computación. Los paquetes comerciales proporcionan plataformas de entrada de datos amigables para el usuario, con formatos de exhibición elegantes y fáciles de interpretar. Sin embargo, los paquetes no dan información sobre las formulaciones y métodos de solución. Programas de computación creados especialmente con códigos de fuente disponibles, aumentan el proceso de aprendizaje.

II.9.2 PROBLEMAS TRIDIMENSIONALES DE ANÁLISIS DE ESFUERZOS

II.9.2.1 INTRODUCCIÓN

La mayor parte de los problemas de la ingeniería son tridimensionales. Hasta ahora se han presentado las posibilidades del análisis del elemento finito en modelos simplificados, donde elementos de barra, triángulos de deformación unitaria constante, elementos con simetría axial, vigas y otros dan resultados razonables. A continuación se presenta la formulación de problemas de análisis de esfuerzos tridimensionales. Así se presentara el elemento hexaédrico de cuatro nodos en detalle y el elemento paralelepípedo rectangular.

De las formulaciones antes presentadas recordaremos que

$$u = [u, v, w]^T$$

Donde u, v y w son los desplazamientos en las direcciones x, y y z, respectivamente. Los esfuerzos y las deformaciones unitarias están dados por

$$\sigma = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{xz}, \tau_{xy}]^T$$

$$\varepsilon = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}, \gamma_{xy}]^T$$

Las relaciones esfuerzo-deformación unitaria están dadas por

$$\sigma = D\varepsilon$$

Donde D es una matriz simétrica de (6x6). Para materiales isotrópicos, D esta dada por:

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu \end{bmatrix}$$

Las relaciones deformación unitaria-desplazamiento están dadas por

$$\varepsilon = \left[\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial z}, \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right]^T$$

Los vectores de fuerza de cuerpo y tracción están dados por

$$f = [f_x, f_y, f_z]^T$$

$$T = [T_x, T_y, T_z]^T$$

Para relacionar todos los parámetros anteriores se utilizara el potencial total y la forma de trabajo virtual del método de Galerkin antes presentados.

II.9.2.2 FORMULACION DEL ELEMENTO FINITO

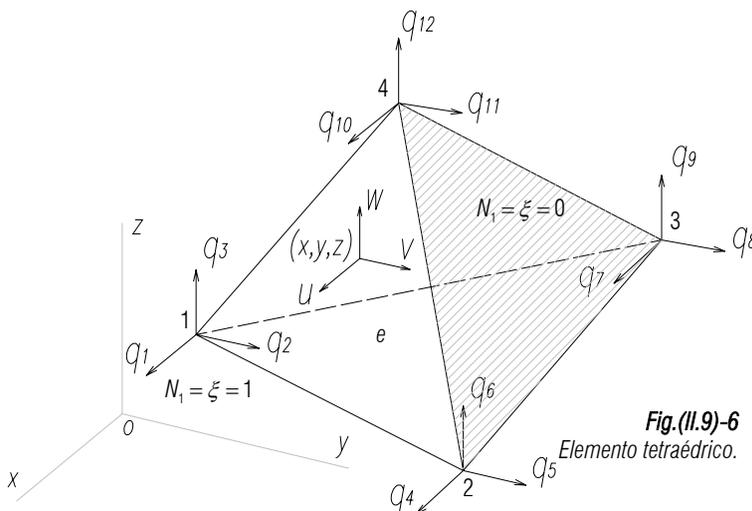


Fig.(II.9)-6
Elemento tetraédrico.

Dividimos el volumen en tetraedros de cuatro nodos. A cada nodo se le asigna un numero y de leen las coordenadas x, y, z. En la figura (II.9)-6 se muestra un elemento típico e. La conectividad puede ser definida como se muestra en la figura

A cada nodo local *i* le asignamos los tres grados de libertad

$q_{3i-2}, q_{3i-1}, q_{3i}$ y al correspondiente nodo global le asignamos $Q_{3i-2}, Q_{3i-1}, Q_{3i}$. Los vectores de desplazamiento del elemento y global son entonces

$$q = [q_1, q_2, q_3, \dots, q_{12}]^T$$

$$Q = [Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_N]^T$$

Donde N es el número total de grados de libertad de la estructura, a razón de tres por nodo. Definimos las cuatro funciones de forma tipo Lagrange N_1, N_2, N_3 y N_4 , donde la función de forma N_i tiene un valor de 1 en el nodo i y es cero en los otros tres nodos. Específicamente, N_1 es cero en los nodos 2, 3 y 4 y crece linealmente hasta 1 en el nodo 1. Usando el elemento maestro mostrado en la figura (II.9)-8, podemos definir las funciones de forma como

$$N_1 = \xi \quad N_2 = \eta \quad N_3 = \zeta \quad N_4 = 1 - \xi - \eta$$

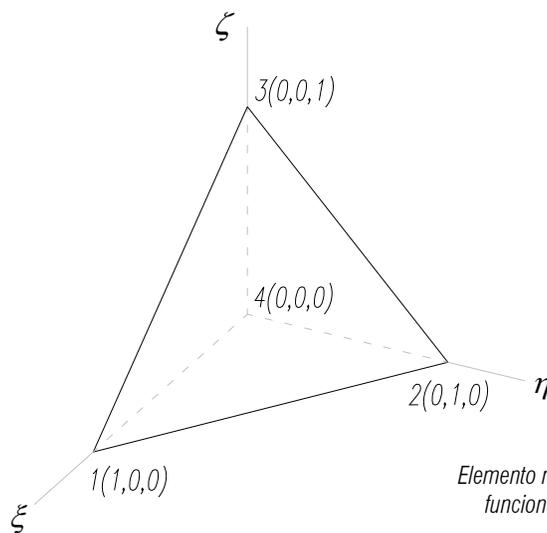


Fig.(II.9)-7
Elemento maestro para funciones de forma.

Los desplazamientos u, v, w en x pueden escribirse en términos de los valores nodales desconocidos como

$$u = Nq$$

Donde

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 \end{bmatrix}$$

Es fácil ver que las funciones de forma pueden usarse para definir las coordenadas x, y, z del punto en el que se interpolan los desplazamientos u, v, w . La transformación isoparamétrica está dada por

$$x = N_1x_1 + N_2x_2 + N_3x_3 + N_4x_4$$

$$y = N_1y_1 + N_2y_2 + N_3y_3 + N_4y_4$$

$$z = N_1z_1 + N_2z_2 + N_3z_3 + N_4z_4$$

Que al sustituir los valores Ni y usar la notación $x_{ij} = x_i - x_j$, $y_{ij} = y_i - y_j$, $z_{ij} = z_i - z_j$, conduce a:

$$x = x_4 + x_{14}\xi + x_{24}\eta + x_{34}\zeta$$

$$y = y_4 + y_{14}\xi + y_{24}\eta + y_{34}\zeta$$

$$z = z_4 + z_{14}\xi + z_{24}\eta + z_{34}\zeta$$

Usando la regla de la cadena para derivadas parciales, digamos de u, tenemos

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \\ \frac{\partial u}{\partial \zeta} \end{pmatrix} = J \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial z} \end{pmatrix}$$

Las derivadas parciales respecto a ξ , η , ζ están relacionadas entonces con las derivadas x, y, z por medio de la relación anterior. El jacobiano J de la transformación está dado por

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_{14} & y_{14} & z_{14} \\ x_{24} & y_{24} & z_{24} \\ x_{34} & y_{34} & z_{34} \end{bmatrix}$$

Notamos aquí que

$$\det J = x_{14}(y_{24}z_{34} - y_{34}z_{24}) + y_{14}(z_{24}x_{34} - z_{34}x_{24}) + z_{14}(x_{24}y_{34} - x_{34}y_{24})$$

El volumen del elemento es

$$V_e = \left| \int_0^1 \int_0^{1-\xi} \int_0^{1-\xi-\eta} \det J d\xi d\eta d\zeta \right|$$

Como $\det J$ es constante,

$$V_e = |\det J| \int_0^1 \int_0^{1-\xi} \int_0^{1-\xi-\eta} d\xi d\eta d\zeta$$

Usando la formula polinomial integral

$$\int_0^1 \int_0^{1-\xi} \int_0^{1-\xi-\eta} \xi^m \eta^n \zeta^p d\xi d\eta d\zeta = \frac{m!n!p!}{(m+n+p+3)!}$$

obtenemos

$$V_e = \frac{1}{6} |\det J|$$

De la relación inversa de la ecuación de derivadas parciales para u se obtiene

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial z} \end{pmatrix} = A \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \\ \frac{\partial u}{\partial \zeta} \end{pmatrix}$$

Donde A es la inversa de la matriz jacobiana J dada por

$$A = J^{-1} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} y_{24}z_{34} - y_{34}z_{24} & y_{34}z_{14} - y_{14}z_{34} & y_{14}z_{24} - y_{24}z_{14} \\ z_{24}x_{34} - z_{34}x_{24} & z_{34}x_{14} - z_{14}x_{34} & z_{14}x_{24} - z_{24}x_{14} \\ x_{24}y_{34} - x_{34}y_{24} & x_{34}y_{14} - x_{14}y_{34} & x_{14}y_{24} - x_{24}y_{14} \end{bmatrix}$$

Usando las relaciones de deformación unitaria-desplazamiento, la relación entre las derivadas en x, y, z y ξ , η , ζ y el campo supuesto de desplazamiento $U=Nq$ se obtiene

$$\varepsilon = Bq$$

Donde B es la matriz de (6x12) dada por

$$B = \begin{bmatrix} A_{11} & 0 & 0 & A_{12} & 0 & 0 & A_{13} & 0 & 0 & -\tilde{A}_1 & 0 & 0 \\ 0 & A_{21} & 0 & 0 & A_{22} & 0 & 0 & A_{23} & 0 & 0 & -\tilde{A}_2 & 0 \\ 0 & 0 & A_{31} & 0 & 0 & A_{32} & 0 & 0 & A_{33} & 0 & 0 & -\tilde{A}_3 \\ 0 & A_{31} & A_{21} & 0 & A_{32} & A_{22} & 0 & A_{33} & A_{23} & 0 & -\tilde{A}_3 & -\tilde{A}_2 \\ A_{31} & 0 & A_{11} & A_{32} & 0 & A_{12} & A_{33} & 0 & A_{13} & -\tilde{A}_3 & 0 & -\tilde{A}_1 \\ A_{21} & A_{11} & 0 & A_{22} & A_{12} & 0 & A_{23} & A_{13} & 0 & -\tilde{A}_2 & -\tilde{A}_1 & 0 \end{bmatrix}$$

Donde

$$\tilde{A}_1 = A_{11} + A_{12} + A_{13}$$

$$\tilde{A}_2 = A_{21} + A_{22} + A_{23}$$

$$\tilde{A}_3 = A_{31} + A_{32} + A_{33}$$

Todos los términos de B son constantes. De estas expresiones obtenemos deformaciones unitarias constantes después de que se calculan los desplazamientos nodales.

Rigidez del elemento

La energía de deformación unitaria del elemento en el potencial total está dada por

$$Ue = \frac{1}{2} \int_e \varepsilon^T D \varepsilon dV$$

$$Ue = \frac{1}{2} q^T B^T D B q \int_e dV$$

$$Ue = \frac{1}{2} q^T V_e B^T D B q$$

$$Ue = \frac{1}{2} q^T k^e q$$

Donde la matriz de rigidez del elemento k^e esta dada por

$$k^e = V_e B^T D B$$

Donde V_e es el volumen del elemento dado por $\frac{1}{6} |\det J|$. En el método de Galerkin, el trabajo virtual interno del elemento resulta ser:

$$\int_e \sigma^T \varepsilon(\phi) dV = \psi^T V_e B^T D B q$$

Que da la rigidez del elemento en la ecuación de k^e .

Términos de Fuerza

El término de “potencial” asociado con la fuerza de un cuerpo es

$$\int_e u^T f dV = q^T \iiint N^T f \det J d\xi d\eta d\zeta$$

$$\int_e u^T f dV = q^T f^e$$

Usando la formula de integración polinomial tenemos

$$f^e = \frac{V_e}{4} [f_x, f_y, f_z, f_x, f_y, f_z, \dots, f_z]^T$$

En la ecuación anterior, el vector de fuerza de cuerpo del elemento f^e es de dimensión 12x1. nótese que $V_e f_x$ es la componente x de la fuerza de cuerpo que se distribuye a los grados de libertad q_1, q_4, q_7 y q_{10}

Considerando ahora la tracción distribuida uniformemente sobre la superficie de frontera. Sin perdida de generalidad, si A_e es la superficie de frontera sobre la que se aplica la tracción, formada por los nodos locales 1, 2 y 3, entonces

$$\int_{A_e} u^T T dA = q^T \int_{A_e} N^T T dA = q^T T^e$$

El vector de carga de tracción en el elemento T^e está dado por

$$T^e = \frac{A_e}{3} [T_x, T_y, T_z, T_x, T_y, T_z, T_x, T_y, T_z, 0, 0, 0]$$

Las rigideces y fuerzas se agrupan en posiciones globales usando conectividad de los elementos. Las cargas puntuales se agregan en las posiciones apropiadas del vector de fuerza. Las condiciones de frontera se consideran usando el método de penalización y otros. Los métodos de energía y de Galerkin dan el conjunto de ecuaciones.

$$KQ = F$$

II.9.2.3 CALCULOS DE LOS ESFUERZOS

Después de resolver las ecuaciones anteriores pueden obtenerse los desplazamientos q nodales del elemento. Como $\sigma = D\varepsilon$ y $\varepsilon = Bq$, los esfuerzos del elemento están dados por

$$\sigma = D B q$$

Los tres esfuerzos principales pueden calcularse usando las relaciones dadas abajo. Los tres invariantes del tensor esfuerzo (3x3) son

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$I_2 = \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_x \sigma_z - \tau_{yz}^2 - \tau_{xz}^2 - \tau_{xy}^2$$

$$I_3 = \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2\tau_{yz} \tau_{xz} \tau_{xy} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{xz}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2$$

Definimos

$$a = \frac{I_1^2}{3} - I_2$$

$$b = -2 \left(\frac{I_1}{3} \right) + \frac{I_1 I_2}{3} - I_3$$

$$c = 2 \sqrt{\frac{a}{3}}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-\frac{3b}{ac} \right)$$

Los esfuerzos principales están dados por

$$\sigma_1 = \frac{I_1}{3} + c \cos \theta$$

$$\sigma_2 = \frac{I_1}{3} + c \cos \left(\theta + \frac{2\pi}{3} \right)$$

$$\sigma_3 = \frac{I_1}{3} + c \cos \left(\theta + \frac{4\pi}{3} \right)$$

II.9.2.4 ELEMENTOS HEXAÉDRICOS Y ELEMENTOS DE ORDEN SUPERIOR

Para definir la conectividad en los elementos hexaédricos debe seguirse un esquema consistente en numeración de los nudos. Para un hexaedro o elemento ladrillo de ocho nodos, consideramos el mapeo sobre un cubo con lados de 2 unidades colocado simétricamente con coordenadas ξ , η , ζ , como se muestra en la figura (II.9)-8. El elemento correspondiente en dos dimensiones es un elemento cuadrilátero de cuatro nodos.

Sobre el cubo maestro, las funciones de forma de Lagrange pueden escribirse como

$$N_i = \frac{1}{8} (1 + \xi_i \xi) (1 + \eta_i \eta) (1 + \zeta_i \zeta) \quad i = 1 \text{ a } 8$$

Donde (ξ_i, η_i, ζ_i) representa las coordenadas del nodo i del elemento en el sistema (ξ, η, ζ) . Los desplazamientos nodales del elemento están representados por el vector

$$q = [q_1, q_2, \dots, q_{24}]^T$$

Usamos las funciones de forma N_i para definir los desplazamientos en cualquier punto dentro del elemento en términos de sus valores nodales:

$$u = N_1 q_1 + N_2 q_4 + \dots + N_8 q_{22}$$

$$v = N_1 q_2 + N_2 q_5 + \dots + N_8 q_{23}$$

$$w = N_1 q_3 + N_2 q_6 + \dots + N_8 q_{24}$$

También

$$x = N_1 x_1 + N_2 x_2 + \dots + N_8 x_8$$

$$y = N_1 y_1 + N_2 y_2 + \dots + N_8 y_8$$

$$z = N_1 z_1 + N_2 z_2 + \dots + N_8 z_8$$

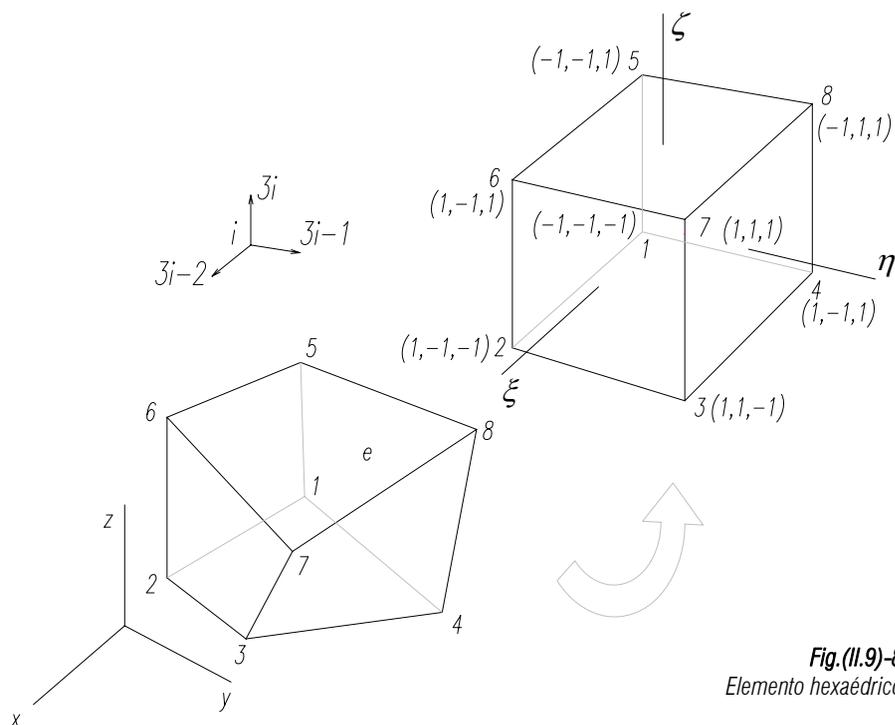


Fig.(II.9)-8
Elemento hexaédrico

Siguiendo los pasos usados en el desarrollo del elemento cuadrilátero, podemos obtener las deformaciones unitarias en la forma

$$\varepsilon = Bq$$

La matriz de rigidez del elemento está dada por

$$k^e = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} B^T DB |\det J| d\xi d\eta d\zeta$$

Donde hemos usado $dV = |\det J| d\xi d\eta d\zeta$ y J es la matriz jacobiana (3x3). La integración en la ecuación anterior se lleva a cabo numéricamente.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOSAS COLABORANTES DE HORMIGÓN

III.1 Introducción.

El análisis estructural llevado a cabo en esta sección, pretende predecir, basándose en fundamentos teóricos, el comportamiento estructural de dos losas colaborantes de hormigón armado. Como se trata de un elemento estructural de sección compuesta, el comportamiento será modelado y diversas consideraciones estarán sujetas a supuestos, lo que junto con arrojar un resultado que puede estar alejado de la realidad, nos da la oportunidad de evaluar de alguna medida, la validez de los métodos que hasta ahora han sido usados.

A continuación se presenta el análisis estructural tendiente a la determinación de parámetros como esfuerzos internos y deformaciones máximas producidas.

III.2 Consideraciones de Cargas.

III.2.1 Cargas permanentes y sobrecargas de uso:

Un conjunto estructural, sea cual sea su finalidad o uso, está destinado a recibir y soportar un determinado nivel de sobrecargas. A medida que se incrementa el nivel de precisión en la determinación de las sobrecargas sobre-impuestas en un sistema estructural, será más económico el diseño de los elementos que lo componen.

Siendo muy relevante la determinación de las cargas sobre-impuestas, cobra gran importancia la correcta ponderación o combinación de estas en el análisis estructural, ya que es deseable la obtención de niveles razonables de sobrecargas para la ocurrencia simultánea de los diferentes casos de carga. No es razonable ni conveniente estimar que la totalidad de los casos de carga ocurrirán en el mismo instante y en su máxima intensidad, ya que esto sería poco probable; bastará con incluir en el diseño combinaciones de carga que incorporen factores de modificación, que le asignen la debida importancia a cada caso de carga, asumiendo así una aplicación reducida de cargas en acción simultánea.

Referente a las sobrecargas de uso, la actual normativa chilena (NCh.1537Of.1986) establece las bases para determinar las cargas permanentes y los valores mínimos de las sobrecargas de uso normales que deben considerarse en el diseño de edificios. Los valores entregados en la normativa, tienen el carácter de valores característicos o de valores mínimos según sea el método de diseño que se utilice.

III.2.1.1 Cargas Permanentes (cargas muertas)

Las cargas permanentes o cargas muertas, son aquellas cargas de magnitud constante o cuya variación en el tiempo es despreciable en relación a sus valores medios, permaneciendo en un mismo lugar durante su aplicación. Las cargas permanentes se componen principalmente por peso propio de las estructuras y otras cargas asociadas a ciertos elementos permanentemente unidos a ellas, como son en edificios los pisos, las sobrelosas, los muros, las escaleras, ductos de instalaciones ya sea eléctricas, sanitarias, de ventilación, etc.

III.2.1.1.1 Peso propio de los elementos Incorporados

El peso propio de las estructuras de hormigón es uno de los parámetros que se obtienen con certeza una vez que ya se han concebido las estructuras en la realidad, ya que por tratarse de un material moldeable “in situ”, las características de peso varían en cada aplicación; por este motivo, los pesos propios del hormigón, se calculan en base a lo estipulado en NCh.1537Of.1986 en el anexo A, siendo esto una aproximación aceptable del valor definitivo y real.

Para la determinación del peso propio de las láminas de acero y armaduras incorporadas se utilizarán las referencias entregadas por los fabricantes de dichos elementos, ya que el proceso de fabricación de los mismos, obliga de una u otra forma a obtener materiales controlados en términos de calidad de sus propiedades físicas.

Para el caso del Hormigón vaciado sobre las láminas colaborantes se utiliza una densidad de:

$$\gamma_c = 2400 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right]$$

Para las láminas de acero se utiliza una densidad de:

$$\gamma_s = 7858 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right]$$

III.2.1.2 Sobrecargas de uso (cargas vivas)

Las sobrecargas de uso o cargas vivas son cargas que pueden cambiar su magnitud y posición dependiendo exclusivamente del uso del edificio que se está diseñando, estas pueden ser de diversos tipos, y van desde usos habitacionales privados hasta el uso público general. Ejemplos de cargas vivas pueden ser las originadas en Bibliotecas, Oficinas, Viviendas, Escuelas, Hoteles y un sinnúmero de aplicaciones o usos.

De acuerdo a la actual normativa, NCh.1537Of.1986, los pisos utilizables como terraza deben diseñarse considerando el efecto más desfavorable originado por una de las sobrecargas siguientes:

- a) Sobrecarga mínima uniformemente distribuida, q_k , igual al valor característico indicado en la norma chilena oficial¹⁹ para las diferentes clases de edificios y afectada por las reducciones que se establecen en la sección 7.3 de la misma norma.

¹⁹ INN. 1986. NCh. 1537 Of. 1986 Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso: Págs. 8 y 9, Tabla N°3.

- b) Sobrecarga mínima concentrada, Q_k , según lo indicado en la norma chilena oficial²⁰.

III.2.1.2.1 Reducción de sobrecargas de uso para pisos.

La actual normativa chilena admite efectuar reducciones a las sobrecargas mínimas especificadas, dichas reducciones pueden llevarse a cabo en función del área tributaria total A que incide sobre el elemento estructural. Sin embargo, los coeficientes de reducción no pueden ser aplicados en áreas públicas ni en áreas con sobrecargas de uso q_k mayor que 5 kPa.

Las sobrecargas de uso de cualquier elemento estructural que soporta un área tributaria igual o mayor que 15m^2 puede reducirse de acuerdo a la expresión:

$$q_{k,red} = C_A q_k$$

en que:

$$C_A = 1 - 0.008A$$

Sin embargo, el valor de C_A no debe ser inferior a 0,60 para elementos horizontales según lo indicado en la normativa chilena oficial²¹.

III.2.1.3 Cargas Eventuales

Las cargas eventuales o ambientales, son todas aquellas cargas cuya duración es inferior a tres meses consecutivos y se presentan como eventos derivados de fenómenos naturales o acciones de tipo ocasional.

Para el cálculo de estructuras en Chile se consideran, bajo condiciones normales, las siguientes cargas eventuales: cargas de nieve, viento y sísmicas.

III.2.1.4 Combinaciones de Carga

La mayoría de las estructuras de hormigón armado se diseñan suponiendo que actúan varios tipos de cargas, simultáneamente, sobre ellas.

Al analizar el tiempo de duración de cada una de estas cargas componentes se puede establecer que en una combinación pueden existir cargas permanentes y cargas eventuales. Para el diseño de losas de hormigón, interesa saber cuál será la duración de la combinación de las cargas consideradas. Si sobre una estructura de hormigón actúan dos cargas simultáneamente, una de ellas de duración indefinida y la otra de duración igual a un día, es evidente que las dos actuarán, en forma conjunta, durante un día. Es decir, durante un lapso de tiempo igual a la duración de la carga de menor actuación.

Es importante establecer la duración de las combinaciones de carga, pues se ha demostrado que existe una relación entre las deformaciones y el tiempo de aplicación de esfuerzos sobre las estructuras de hormigón llamado fluencia lenta o Creep, el que se presenta en forma de deformaciones irreversibles debido a la acción sostenida de cargas de trabajo.

²⁰ INN, 1986, NCh. 1537 Of. 1986 Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso: Pág. 4, Sección 6.8.

²¹ INN, 1986, NCh. 1537 Of. 1986 Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso, Pág. 6, Sección 7.3.

Tanto la manifestación del fenómeno Creep como su predicción en las etapas de diseño, deberán ser de gran importancia al momento de especificar un elemento estructural que esta controlado principalmente por las deformaciones y no por resistencia, como es el caso de las losas colaborantes o mixtas.

III.3 Diseño de losas colaborantes

Las estructuras compuestas por dos o más materiales, como es el caso de las losas colaborantes o mixtas, deben ser diseñadas tomando en cuenta el comportamiento que presentan los materiales frente a la incorporación de cargas al sistema estructural compuesto, vale decir, deberán ser cuantificadas las tensiones de trabajo que serán recibidas por cada elemento al momento de estar en servicio.

Para el diseño de losas colaborantes con el sistema Composite steel floor deck, deben considerarse en forma principal, dos situaciones:

MONTAJE; Las placas de acero deberán ser capaces de soportar las cargas de montaje ocasionadas por la colocación del hormigón y el peso propio del concreto mientras este no ha adquirido su resistencia final especificada. En esta fase, las placas colaborantes se consideran alzaprimadas de acuerdo a como sea necesario para el control de las tensiones y deformaciones del sistema general.

SERVICIO; Como es obvio, las losas colaborantes también deberán ser diseñadas para soportar los efectos de las sobrecargas permanentes y sobrecargas de uso para las cuales se desea proveer el sistema de piso. Cabe destacar que en esta etapa el hormigón ya ha alcanzado su resistencia especificada y el conjunto ya no se encuentra alzaprimado.

A continuación se presenta la metodología recomendada de diseño para cada una de las consideraciones mencionadas.

III.3.1 LAMINA DE ACERO COMO PANEL DE TRABAJO

III.3.1.1 PROPIEDADES

Las propiedades de Steel Deck para el diseño como panel de trabajo tales como área de la sección transversal, momento de inercia, y otras constantes para el cálculo en flexión deben determinarse de acuerdo con lo establecido por las especificaciones del AISI, Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members. Principalmente de acuerdo al manual de SDI, Steel Deck Institute.

III.3.1.2 DEFLEXIONES ADMISIBLES

Para el cálculo de las deflexiones verticales del Steel Deck actuando como panel de trabajo deberá considerarse el peso propio del concreto de acuerdo con el espesor de diseño y el peso propio de la lámina. Las cargas de construcción no deben tenerse en cuenta por ser de carácter temporal. Debido a que el Steel Deck se diseña para permanecer en el rango elástico, ésta se recuperará una vez se retire dichas carga temporal. Las deflexiones verticales que se produzcan en condiciones de panel de trabajo y en estado no

compuesto, calculadas con las cargas establecidas y medidas con respecto a la deflexión vertical del apoyo deben limitarse a:

$$\delta_{cal} \leq \delta_{adm} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{180} \\ 19mm \end{array} \right\}$$

el menor de

donde:

L_e = longitud de la luz libre, (mm)

δ_{cal} = deflexión calculada, (mm)

δ_{adm} = deflexión admisible, (mm)

III.3.1.3 ESFUERZOS ADMISIBLES

Los esfuerzos de tensión y de compresión por flexión en el Steel Deck no deben exceder:

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm} = 0.6f_y$$

donde:

σ_s = Esfuerzo actuante en el acero, (Kg/cm²).

σ_{adm} = Esfuerzo admisible en el acero (Kg/cm²)

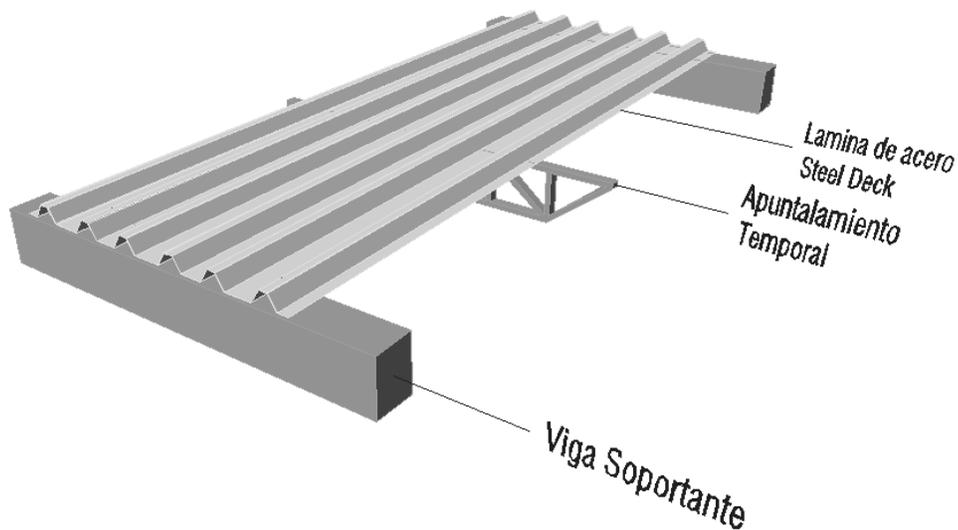
f_y = Esfuerzo de fluencia en el acero, (Kg/cm²).

El cálculo de los módulos de elasticidad para las fibras superior e inferior de la lámina de Steel Deck y para condiciones de flexión positiva o negativa debe realizarse de acuerdo con la metodología propuesta por el AISI, Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members.

III.3.1.4 SOPORTES ADICIONALES (APUNTALAMIENTOS TEMPORALES)

Si los esfuerzos actuantes o las deflexiones calculadas sobrepasan los esfuerzos admisibles y/o las deflexiones admisibles respectivamente, se pueden utilizar apuntalamientos temporales adicionales durante la construcción, los cuales se colocan en general en los centros o tercios de las luces. Esto permite en casos específicos mantener las secciones de Steel Deck, en lugar de considerar espesores mayores de lámina.

En caso de requerirse apoyos temporales, debe indicarse claramente en los planos de construcción el tipo de apoyo requerido, su ubicación y el tiempo necesario durante el cual debe garantizarse el apuntalamiento.



Esquema Típico de Apuntalamiento temporal.

III.3.1.4.1 LONGITUDES DE APOYO

Las longitudes de apoyo del tablero sobre las vigas principales deben determinarse utilizando una carga de concreto húmedo más el peso propio del Steel Deck más una carga de construcción uniformemente distribuida de 100 kg/m^2 .

Como regla general se recomienda utilizar una longitud de apoyo de por lo menos 4 cm cuando el Steel Deck se instale sobre la viga, la cual en general impedirá que el tablero se resbale de su apoyo. Si esta condición no puede cumplirse por razones constructivas o cuando se esperen reacciones considerables en los apoyos, deberán verificarse los esfuerzos en el alma de la lámina de Steel Deck (ver AISI, *Specification for the Design Of Cold Formed Steel Structural Members*).

En casos críticos se recomienda de todas maneras sujetar convenientemente la lámina a la viga o elemento de apoyo para evitar el resbalamiento.

III.3.2 STEELDECK Y CONCRETO COMO SECCION COMPUESTA

III.3.2.1 VISION GENERAL

La losa en sección compuesta debe diseñarse como una losa de concreto reforzado en la cual la lámina de Steel Deck actúa como el acero de refuerzo positivo. Las losas deben diseñarse como losas de luces simples o continuas sobre apoyos, sometidas a cargas uniformemente distribuidas. Adicionalmente las losas deben diseñarse específicamente para cargas concentradas importantes, para cargas dinámicas derivadas del uso de la estructura y para cargas debidas al funcionamiento de la losa como diafragma estructural en una edificación determinada.

III.3.2.2 HIPOTESIS DE ANALISIS

El diseñador debe seleccionar la hipótesis para el análisis de la losa de entrepiso de acuerdo con lo siguiente:

- **Losa continua sobre apoyos múltiples:** Si se desea diseñar la losa de manera que se tenga continuidad en los apoyos intermedios, debe diseñarse el refuerzo negativo que irá en la parte superior de la losa, utilizando las técnicas de diseño convencionales del concreto reforzado. En este caso para la sección en el apoyo se desprecia el efecto de la lámina de Steel Deck actuando a compresión. También, la malla de refuerzo seleccionada para efectos de retracción y temperatura no proporciona en general la cuantía de acero necesaria para absorber dichos momentos negativos de manera que debe disponerse de refuerzo adicional en la zona de los apoyos.
- **Losa con luces simplemente apoyadas:** Si por otro lado se desea basar el análisis en la hipótesis de luces simplemente apoyadas, se supone que la losa se fisura en la parte superior en cada uno de los apoyos.

III.3.2.3 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de cargas que deben utilizarse para el diseño serán las mencionadas en el Código de Diseño para Hormigón Estructural ACI-318/99, tanto para el método por resistencia como para el método alternativo de diseño de tensiones admisibles.

En la siguiente tabla se muestran dichas combinaciones de carga de acuerdo a los métodos de diseño empleados

Combinaciones básicas Método de tensiones admisibles	Combinaciones básicas Método de estado limite de resistencia
D	1.4D+1.7L
D+L	1.05D+1.28L+1.28W
0.75D+0.75L+0.75W	1.05D+1.28W
0.75D+0.75L+0.75E	0.9D+1.3W
	1.05D+1.28L+1.00E

Donde:

D = Carga muerta consistente en: (a) Peso propio del elemento. (b) Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentes soportados por el elemento. (c) Peso equipos permanentes.

L = Cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles.

E = Fuerza sísmica de diseño.

W = Carga de viento de diseño.

III.3.2.4 CARGAS DE DISEÑO

El proceso constructivo utilizado en el vaciado del concreto resulta vital para establecer las cargas de diseño que se utilizarán en el cálculo de la losa. Se tienen los siguientes casos particulares:

- **Condición de panel de trabajo sin apuntamiento:** Si se coloca el concreto fresco sobre la lámina de Steel Deck sin soporte intermedio, todo el peso propio del tablero y del concreto lo soporta la lámina de acero misma. Solo las cargas que se apliquen con posterioridad al fraguado del concreto (denominadas cargas sobre-impuestas), como con las cargas muertas adicionales y las cargas vivas, actuarán sobre la sección compuesta, considerando que ya sobre la lámina de Steel Deck hay unos esfuerzos previos actuando.
- **Condición de panel de trabajo con apuntamiento uniforme:** Si la lámina está temporalmente soportada en forma uniforme hasta que el concreto fragüe para luego retirar los soportes, todas las cargas, o sea el peso propio de la lámina de Steel Deck y del concreto, las cargas muertas adicionales y las cargas vivas, actuarán todas sobre la sección compuesta. En este caso todo el peso propio del tablero y del concreto deben aplicarse como carga uniformemente distribuidas a la sección compuesta, adicionalmente a las cargas muertas adicionales y cargas vivas que se aplican enseguida.
- **Condición de panel de trabajo con apuntamiento intermedio:** Si la lámina tiene un solo apoyo intermedio durante el vaciado del concreto, ésta deberá soportar los momentos flectores (sin considerar el comportamiento como sección compuesta), producidos por su peso propio y el peso del concreto fresco considerando la nueva condición de apoyo, y la sección compuesta deberá soportar una carga concentrada en el centro de la luz equivalente a $5/8W_{pp}L_e$, donde W_{pp} incluye el peso propio de la losa (peso de la lámina y del concreto) y L_e la luz total sin considerar apuntamiento, más el efecto de las cargas sobre-impuestas mencionadas anteriormente.

Las anteriores consideraciones deben utilizarse en la estimación de la carga sobre-impuestas admisibles y en el cálculo de esfuerzos de adherencia entre el tablero de acero y el hormigón tal como se presenta más adelante.

III.3.2.5 DEFLEXIONES POR CARGAS VIVAS

Las propiedades para efectos de flexión de la sección compuesta necesarias para determinar las deflexiones verticales de losas compuestas, deben calcularse de acuerdo con la teoría elástica convencional aplicada al concreto reforzado, mediante la transformación de las áreas de acero a áreas equivalentes de concreto. Las hipótesis básicas de análisis son las siguientes:

1. Las secciones planas antes de la flexión, permanecen planas después de aplicada la flexión, lo que significa que las deformaciones unitarias longitudinales en el concreto y en el acero en cualquier

sección transversal al tablero son proporcionales a la distancia de las fibras desde el eje neutro a la sección compuesta.

2. Para las cargas de servicio, los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones tanto para el concreto como para el acero.
3. Puede utilizarse la totalidad de la sección de acero excepto cuando esta se ve reducida por perforaciones.
4. El momento de inercia utilizado en la estimación de las deflexiones se calcula utilizando la expresión para el momento de inercia indicada en la sección 9.5.2.3 del ACI-318/99, donde se plantea un valor para el momento de inercia que relaciona los momentos aplicados con las características resistentes por fisuración que se presentan a medida que se incrementan las cargas. Esto tendrá por resultado una variación no lineal del momento de inercia al incremento de las cargas de servicio y por ende una variación no lineal de las deformaciones como respuesta al mismo fenómeno.

Las deflexiones verticales del sistema compuesto calculadas con las cargas y propiedades establecidas y medidas con respecto a la deflexión vertical del apoyo deben limitarse a lo estipulado en la sección 9.5.2.6 Tabla 9.5(b) del ACI-318/99 que expresa en resumen lo siguiente:

Tipo de elemento	Deformación considerada	Limite de deformación
Azoteas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{L}{180}^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{L}{360}$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	La parte de la deformación total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deformación a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deformación inmediata debida a cualquier sobrecarga adicional)	$\frac{L}{480} +$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.		$\frac{L}{240}^{\S}$

* Este límite no es un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deformaciones adecuados, incluyendo las deformaciones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contra flecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

+ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos. Las deformaciones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con la sección 9.5.2.5 o la 9.5.4.2 del ACI-318/99, pero se pueden reducir en la cantidad de deformación calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondientes a las características tiempo-deformación de elementos similares a los que se están considerando.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contra flecha de modo que la deformación total menos la contra flecha no exceda dicho límite.

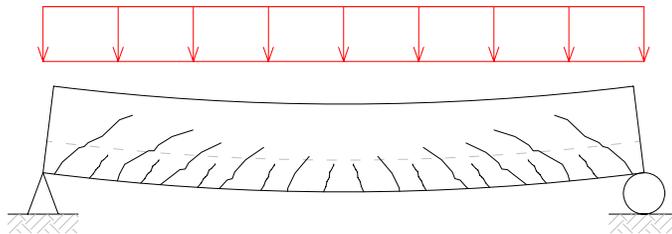
En el cálculo de las deflexiones deben considerarse las cargas inmediatas y las de largo plazo; las deflexiones adicionales causadas por el flujo plástico del concreto (“creep”) deben considerarse multiplicando las deflexiones inmediatas causadas por las carga permanente considerada, por el coeficiente obtenido de acuerdo a lo estipulado en la sección 9.5.2.5 del ACI-318/99 mediante la siguiente expresión:

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

donde:

ρ' = Será el valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo en voladizos.

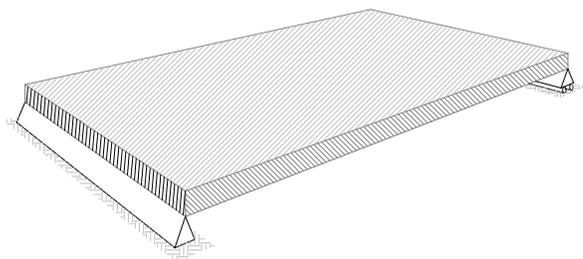
ξ = Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, este factor toma valores de 1.0 a 2.0 dependiendo del tiempo de duración considerado y se determina de acuerdo a lo estipulado en la sección 9.5.2.5 del ACI-318/99.



III.3.2.6 MODELO ESTRUCTURAL

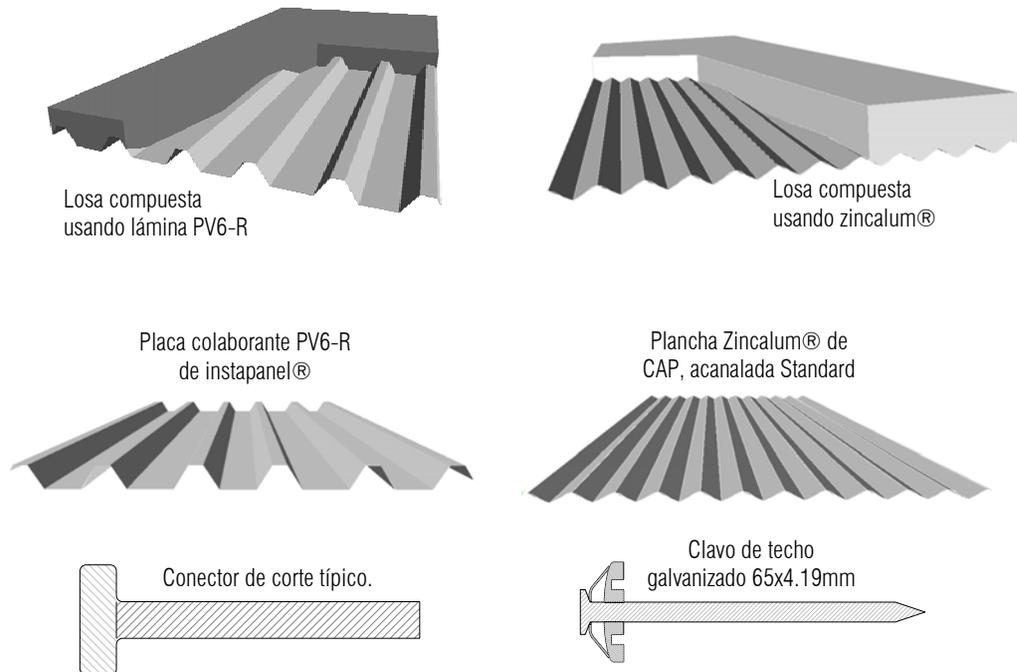
El modelo estructural usado para la determinación de los esfuerzos internos que alcanza la sección compuesta ante la aplicación de cargas tiene las características que se enuncian a continuación:

- **Losas unidireccionales:** Una losa se denomina unidireccional si la relación de sus dimensiones en planta L/B es mayor a 2; en el caso de las losas colaborantes usadas en este estudio $L/B=3$, por lo tanto se consideran unidireccionales. El modelo contempla un elemento estructural lineal con apoyos o fijaciones articuladas en los extremos, uno de sus apoyos extremos presenta restricción a los tres grados traslacionales de libertad (u_x, u_y, u_z) y el otro extremo presenta restricción solo al grado de libertad traslacional vertical (u_z). Los grados de libertad rotacionales se entienden claramente liberados.



- **Geometría de la sección:** La sección transversal compuesta de la losa en estudio consta en su extremo inferior de una lámina de acero, pudiendo ser el panel PV6-R o la lámina de Zincalum® acanalada; sobre esta lámina se encuentra el hormigón; la conexión entre la

lamina de acero y el concreto se realiza mediante pernos conectores, en el caso de la placa PV6-R, y clavos galvanizados de techo de 65x4.19mm en el caso de la placa de Zincalum®. En la siguiente figura se muestra la disposición de los elementos que componen ambas losas.



- **Idealización del modelo:** La sección de losa compuesta se debe simplificar en un modelo que explique de manera aceptable el comportamiento de los materiales que componen la sección. En este caso, la sección compuesta se asemeja a la de una viga de Hormigón armado. Tomando en cuenta el comportamiento lineal elástico de los materiales, es posible generar un diagrama de esfuerzos asociados a la sección cuando esta es sometida a esfuerzos de flexión. Se considerarán entonces las siguientes condiciones:
 - **Esfuerzos de compresión:** En el concreto, los esfuerzos de compresión serán soportados idealmente en forma lineal. Las tensiones de compresión aumentan en forma lineal desde cero, en el eje neutro de la sección transformada, hasta un máximo valor admisible de $0.45 f_c'$ en la fibra extrema de compresión, en nuestro caso en la fibra superior de la losa. Las fuerzas de compresión tendrán una resultante en el centroide del diagrama de esfuerzos como se muestra en la figura.
 - **Esfuerzos de tracción:** Los esfuerzos de tracción serán soportados solo por la sección de acero, en el centroide del área en tracción se situará una fuerza resultante que resume los esfuerzos del acero para efectos de simplificar el análisis.
 - **Conexión:** El concreto y el acero presentan una adherencia natural intrínseca muy difícil de determinar con precisión, por esto esta adherencia no se considerará en el diseño de los elementos de conexión. Inicialmente se supondrá que en la interfaz hormigón-acero no presenta conexión natural. De este modo se dispondrán elementos de conexión para generar la futura interacción de ambos materiales.

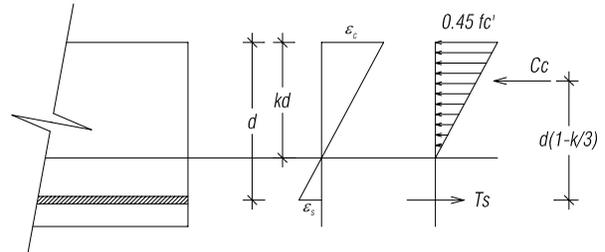
- **Momento nominal:** el momento nominal de la sección compuesta se calcula considerando los momentos ocasionados por las fuerzas resultantes de los diagramas de esfuerzo resistente admisibles. Para la sección tipo mostrada en la figura, el momento nominal admisible está dado por:

$$C_c = T_s$$

$$C_c = \frac{1}{2} k \cdot d \cdot b \cdot 0.45 \cdot f_c'$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$M_n = d(C_c + T_s)(1 - \frac{k}{3})$$



Donde:

C_c : Es la resultante de esfuerzos de compresión en el concreto

T_s : Es la resultante de esfuerzos de tracción en la lámina de acero.

d : Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del área en tracción.

b Ancho de la losa

f_c' : Resistencia cilíndrica del concreto a los 28 días.

III.3.2.7 ANÁLISIS DE LOSA COLABORANTE USANDO PLANCHA DE ZINCALUM®

III.3.2.7.1 ANALISIS POR FLEXION – METODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES

Dentro de los métodos de análisis es posible determinar los esfuerzos internos de la sección compuesta a través de una idealización del comportamiento de los materiales constituyentes de la losa colaborante, lo que comúnmente se conoce como modelo estructural; en el que se incorporan ciertas condiciones, llamadas “condiciones de frontera”, para confinar el análisis a un cierto comportamiento de acuerdo con la teoría clásica de análisis de vigas o losas unidireccionales.

Las características estudiadas en esta tesis corresponden al desempeño estructural de losas colaborantes unidireccionales de hormigón y por lo tanto se enfoca en la determinación de los esfuerzos internos y deformaciones de las losas compuestas antes descritas.

Es evidente que la geometría de las losas colaborantes está en función de la sobrecarga para la cual está diseñada. En la presente tesis solo se estudia el comportamiento de un caso particular, evaluando el comportamiento estructural de una probeta de laboratorio en forma teórica y práctica.

Para un buen diseño por capacidad admisible, debe cumplirse que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Para el método de diseño por tensiones admisibles, el factor de modificación de la resistencia se toma igual a la unidad. A continuación se detallan los parámetros de cargas aplicadas y la determinación de los esfuerzos internos para el diseño por capacidad admisible.

CARGAS MUERTAS

$$DL001: \text{Peso propio losa} \quad DL001 = 240 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$DL002: \text{Peso propio lamina} \quad DL002 = 3.099 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$DL = 243.099 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Las cargas muertas corresponden a las fuerzas ejercidas por los pesos propios de los materiales constituyentes en base a las densidades nominales del concreto y el acero.

CARGAS VIVAS

$$LL001: \text{Sobrecarga de uso} \quad LL001 = 200 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$LL = 200 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Las cargas vivas corresponden a las fuerzas ejercidas por todos aquellos eventos derivados del uso de la estructura. En este caso, la losa compuesta a diseñar se considera para un uso habitacional, y la sobrecarga usada corresponde a la indicada en la NCh. 15370f86.

DATOS PRELIMINARES DE GEOMETRÍA

$$b = 85 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la losa}$$

$$h = 10 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la losa}$$

$$L = 300 \text{ cm} \quad \text{Luz de la losa}$$

COMBINACIÓN DE CARGAS

$$DL + LL = 443.099 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

MOMENTO MÁXIMO

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Donde: } q = b(DL + LL) = 376.3 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 423.29 \left[\text{Kg m} \right]$$

$$M_u = 423.29 \left[\text{Kg m} \right] \quad \text{Momento útil solicitante.}$$

CORTE VERTICAL

$$V_{v\max} = \frac{ql}{2}$$

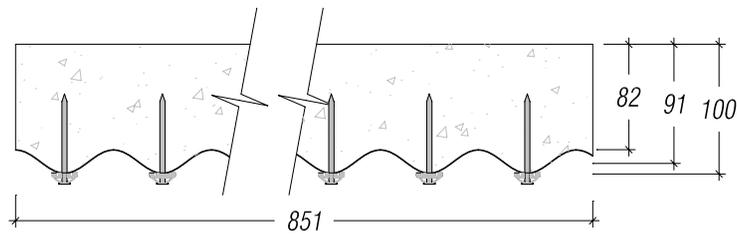
$$\text{Donde: } q = b(DL + LL) = 376.3 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$V_{v\max} = 564.45 \left[\text{Kg} \right]$$

$$V_u = 564.45 \left[\text{Kg} \right] \quad \text{Corte vertical útil solicitante.}$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL



- $l = 300 \text{ cm}$ Luz de la losa compuesta.
 $H = 10 \text{ cm}$ Espesor de la losa compuesta.
 $e_h = 8.2 \text{ cm}$ Espesor del hormigón sobre las crestas de la lámina de acero.
 $b = 85 \text{ cm}$ Ancho de cálculo de la losa compuesta.
 $d = 9.1 \text{ cm}$ Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del área de tensión.
 $e_s = 0.035 \text{ cm}$ Espesor de la lámina de acero.
 $f_c' = 255 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$ Resistencia cilíndrica del hormigón a los 28 días. ACI 318/99 (10.2.7.3).
 $\beta_1 = 0.85$

$$a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot f_c'}$$
 $f_y = 6500 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$ Esfuerzo de fluencia del acero de tensión. (Compañía Siderúrgica Huachipato – departamento de Ingeniería y control de calidad)
 $A_s = 1.126 \cdot b \cdot e_s = 3.35 \text{ cm}^2$ Área de refuerzo de tensión.
 $E_s = 2000000 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$ Modulo de elasticidad o Young del acero en tensión.
 $E_c = w_c^{1.5} \cdot 0.043 \cdot \sqrt{\frac{f_c'}{10}} \cdot 10 = 255302.7 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$ Modulo de elasticidad o Young del concreto. ACI 318/99 (8.5.1)
 $n = \frac{E_s}{E_c} = 7.834$
 $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004334$ Cuantía de acero en la sección compuesta.
 $r = \frac{\sigma_{adm s}}{\sigma_{adm h}} = 28.3$ Relación de tensiones admisibles.
 $k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} = 0.2288$ Factor de profundidad de la fibra neutra.
 $\rho_b = \frac{n}{2r(n+r)}$ Cuantía de balance.

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} bd \geq 1.4 \frac{bd}{f_y} \quad \text{Área mínima de tracción. ACI 318/99 (10.5.1).}$$

Al comparar las cuantías real y de balance se denota que:

$$\rho > \rho_b$$

Por lo que se supone que el hormigón alcanza primero los esfuerzos admisibles de compresión. Con esta suposición es posible calcular la capacidad máxima admisible a la flexión de la sección compuesta asumiendo que el concreto alcanza su máxima tensión admisible.

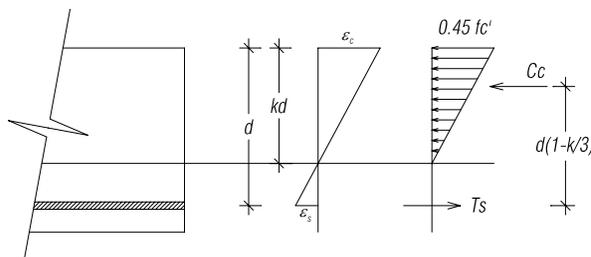
$$f_s = \frac{k \cdot d \cdot b \cdot f_c^{\max}}{2A_s} = 3029.457 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Tensión en el acero.}$$

$$f_c^{\max} = \sigma_{adm h} = 0.45f_c' = 114.75 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Tensión admisible en el concreto.}$$

$$C_c = \frac{1}{2} f_c^{\max} kdb = 10155.4 \text{ [Kg]} \quad \text{Fuerza resultante de compresión en la sección compuesta.}$$

$$T_s = A_s f_s = 10155.4 \text{ [Kg]} \quad \text{Fuerza resultante de tracción en la sección compuesta.}$$

$$d_1 = d - \frac{kd}{3} = 8.406 \text{ [cm]} \quad \text{Distancia entre las fuerzas resultantes de tracción y compresión.}$$



$$M_n = C_c \cdot d_1 = 853.65 \text{ [Kg m]} \quad \text{Momento nominal resistente de la sección compuesta, de acuerdo a los valores antes presentados.}$$

$$\phi M_n = 768.285 \text{ [Kg m]} > M_u = 423.71 \text{ [Kg m]} \quad \text{Ok!!}$$

De acuerdo a esto, la sección propuesta tiene una resistencia admisible mayor a la solicitante en esta aplicación. Por esto los esfuerzos reales en la lámina de acero y el concreto deberían ser calculados usando los mismos principios de carga antes mencionados.

Si las fuerzas de tracción y compresión son iguales para el equilibrio se tiene:

$$C = T$$

Al utilizar la expresión que nos define al momento nominal de la sección compuesta se puede obtener:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_n = C_c \cdot d_1 = T_s \cdot d_1$$

$$C_r = T_r = \frac{M_u}{d_1} = 5040.64 \text{ [Kg]} \quad \text{Donde } C_r \text{ y } T_r: \text{ corresponden a cargas reales.}$$

Tanto las tensiones de compresión en el concreto y la tensión de tracción en la lamina de acero producidas por las cargas reales aplicadas a la losa colaborante, estarán dadas según:

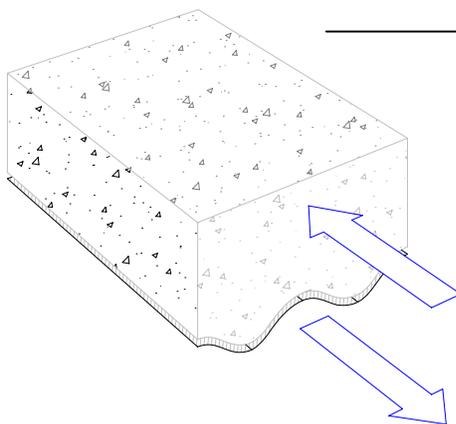
$$f_s = \frac{T_r}{A_s} = 1503.68 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_c^{\max} = 56.96 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Estos esfuerzos, por cierto, son menores a los esfuerzos admisibles para ambos materiales, llegando a una relación de esfuerzos de un 49.6% aproximadamente; en otras palabras, el concreto y el acero que componen la losa colaborante, están siendo usados casi a un 50% de su capacidad admisible, si se cumplieran las condiciones de carga impuestas y las disposiciones geométricas consideradas en la obtención de dichos esfuerzos.

Ya que los esfuerzos de compresión son soportados solo por el concreto y los esfuerzos de tracción por el acero, es válido pensar que el esfuerzo cortante que se produce entre ambos materiales será de la misma magnitud de las fuerzas C_c y T_s antes vistas:

$V_n = 10155 \text{ [Kg]}$ Fuerza de corte máxima entre el concreto y el acero si se alcanzan los esfuerzos admisibles.



Es lógico pensar que puede existir un deslizamiento relativo entre la lamina de acero y el concreto que componen la losa mixta, es esfuerzo rasante transmitido en la interfase Hormigón/acero será resistido únicamente por los conectores de corte, ya que se desprecia cualquier aporte de adherencia que presente la lamina de acero con el concreto a través de su geometría natural. En la figura a la izquierda se ilustra la aparición de dichas fuerzas rasantes con la intención de deslizar el concreto por sobre el acero.

De acuerdo a esto, para llevar a cabo la conexión con valores de resistencia correspondientes a las capacidades admisibles, se deberán diseñar convenientemente los elementos conectores de cortante, tanto en número como en espesor, de manera de distribuir de forma adecuada las tensiones. Este dato de la fuerza de corte máxima, será utilizado más adelante en el diseño de los conectores y su disposición.

III.3.2.7.2 ANÁLISIS POR FLEXIÓN – METODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA

El método de la resistencia última para diseñar a flexión está basado en la fluencia de la totalidad de la lámina de Zincalum® (y no solo de la fibra más alejada como en el método anterior) por lo cual son aplicables las fórmulas tradicionales de diseño a la rotura (o resistencia última) para el concreto. Para alcanzar la capacidad última a momento de la sección compuesta, se ha demostrado experimentalmente que se requiere un número suficiente de pernos de corte sobre la viga perpendicular a la dirección principal de la lámina.

CARGAS MUERTAS

$$DL001: \text{Peso propio losa} \quad DL001 = 240 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$DL002 : \text{Peso propio lamina} \quad DL002 = 3.099 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$DL = 243.099 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Las cargas muertas corresponden a las fuerzas ejercidas por los pesos propios de los materiales constituyentes en base a las densidades nominales del concreto y el acero.

CARGAS VIVAS

$$LL001: \text{Sobrecarga de uso} \quad LL001 = 200 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$LL = 200 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Las cargas vivas corresponden a las fuerzas ejercidas por todos aquellos eventos derivados del uso de la estructura. En este caso, la losa compuesta a diseñar se considera para un uso habitacional, y la sobrecarga usada corresponde a la indicada en la NCh. 1537 Of. 86.

DATOS PRELIMINARES DE GEOMETRÍA

$$b = 85 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la losa}$$

$$h = 10 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la losa}$$

$$L = 300 \text{ cm} \quad \text{Luz de la losa}$$

COMBINACIÓN DE CARGAS

$$1.4DL + 1.7LL = 680.300 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

MOMENTO MÁXIMO

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Donde: } q = b(1.4DL + 1.7LL) = 578.3 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 650.57 \left[\text{Kg m} \right]$$

$$M_u = 650.57 \left[\text{Kg m} \right] \quad \text{Momento útil solicitante.}$$

CORTE VERTICAL

$$V_{v\max} = \frac{q l}{2}$$

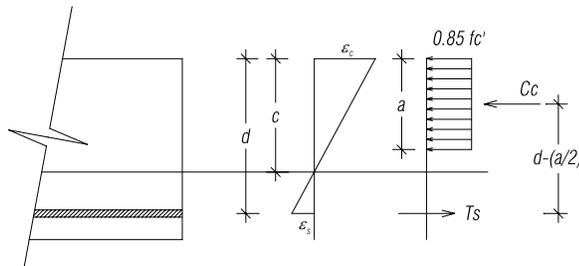
$$\text{Donde: } q = b(1.4DL + 1.7LL) = 578.3 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$V_{v\max} = 867.42 \text{ [Kg]}$$

$$V_{vu} = 867.42 \text{ [Kg]} \quad \text{Corte vertical útil solicitante.}$$

Asumiendo esfuerzos de fluencia, tanto en el concreto como en el acero, el método de la resistencia propone una distribución de esfuerzos rectangular en la zona de compresión sobre el concreto, obteniendo así las expresiones para el momento nominal resistente de acuerdo a lo indicado en la siguiente figura:



De acuerdo a esto, el momento nominal resistente puede expresarse como:

$$M_n = 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{Donde: } a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 f_c'}$$

Luego de incorporar los datos involucrados a las expresiones anteriores, se tiene:

$$M_n = 1853.98 \text{ [Kg m]} \quad \text{si } \phi = 0.9$$

$$M_u = 1668.58 \text{ [Kg m]} > 650.57 \text{ [Kg m]} \quad \text{OK!!}$$

De acuerdo a la capacidad resistente de la sección compuesta, analizada para la fluencia del concreto y el acero, es posible evidenciar un amplio margen entre los esfuerzos resistentes y los esfuerzos solicitantes; Todo esto, siempre que se cumpla con una colaboración cercana al 100%. Cabe destacar que las propiedades resistentes de las secciones colaborantes que usan láminas de acero como refuerzo de tracción, dependen exclusivamente de los elementos conectores que se procuren.

III.3.2.7.3 ANALISIS ESTRUCTURAL POR CORTE VERTICAL

Aunque es particularmente raro que una aplicación de losa colaborante falle por corte vertical, es posible verificar la resistencia de la sección a dicho esfuerzo mediante la siguiente relación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

El corte vertical solicitante ya se calculó en la sección anterior y corresponde a:

$$V_{vu} = 564.45 \text{ [Kg]} \quad (\text{Calculado sobre el ancho } b=85 \text{ cm})$$

El esfuerzo cortante resistido por la sección compuesta esta dado por:

$$V_n = V_c + V_s$$

El esfuerzo cortante resistido por el concreto según lo dispuesto en ACI318/99 (11.3.1.1) puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$$

$$V_c = 6546.45 \text{ [Kg]}$$

El esfuerzo cortante resistido por la lámina de acero puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$V_s = 0.5 \cdot A_s \cdot f_y$$

$$V_s = 7542.46 \text{ [Kg]}$$

Luego

$$V_n = 14088.92 \text{ [Kg]}$$

Se observa entonces que la resistencia al cortante vertical es muy alta comparada con el esfuerzo solicitante; por este motivo es que normalmente no se toma en cuenta el efecto de los esfuerzos cortantes verticales en el diseño de losas colaborantes, ya que para fallar por corte vertical debería ocurrir una grieta de corte en el concreto y el aplastamiento simultaneo de la sección de acero, lo que rara vez ocurre.

III.3.2.7.4 ANALISIS POR CORTE HORIZONTAL – DESLIZAMIENTO EN LA INTERFAZ CONCRETO/ACERO

III.3.2.7.4.1.1 RESISTENCIA DE ADHERENCIA

Aunque el uso de paneles Steel Deck formados en frío comenzó en los estados unidos a principios de 1920, los procedimientos estandarizados de diseño para losas compuestas usando Steel Deck no fue formulado hasta mucho después. Un trascendental programa de investigación que condujo a especificaciones de diseño para losas colaborantes Steel Deck fue iniciado en 1966 es la Universidad estatal de Iowa (ISU) bajo el patrocinio de el American Iron and Steel Institute (Ekberg and Schuster 1968; Porter and Ekberg 1971, 1972)²². Los resultados de la investigación indujeron a diseñar recomendaciones para losas compuestas, lo cual más tarde se convirtió en la base para un diseño estandarizado para losas compuestas de la American Society of Civil Engineers (Standard of 1992). Estas recomendaciones de diseño se basaron en dos estados límites, esto es, el estado limite flexural y el estado limite de la unión de corte. La determinación de las fuerzas de corte en las uniones de la losa, requiere de ensayos de escala real.

El estado limite flexural se caracteriza por alcanzar la capacidad flexural, M_u (de acuerdo a la nomenclatura ASCE), de la sección transversal en el punto de máximo momento positivo de flexión, aun cuando el deslizamiento entre la cubierta de acero y el hormigón puede ocurrir en cualquier parte de la losa

²² RYANTO WIDJAJA, BUDI. 1997. Analysis And Design of Steel Deck – Concrete Composite Slabs. Tesis. Doctor of Philosophy of Civil Engineering. Faculty of The Virginia Polytechnic Institute And State University. 84p

incluyendo al final de la misma. El estado límite de la unión de corte esta caracterizado por la ocurrencia de un deslizamiento tal que limita la capacidad de una sección a alcanzar su amplitud flexural. La fluencia de la sección Steel Deck, sin embargo, puede ocurrir antes de la falla.

Se encontró que el **estado límite que gobierna** en la mayoría de las losas compuestas estudiadas en ISU, **es el estado límite de la unión de corte**, así como en otros programas de investigación. La formulación del método de diseño, el cual es comúnmente llamado como el método m-k, fue elegido siguiendo la ecuación de cortante del código de edificación del ACI (Código de edificación de 1995). La expresión fue desarrollada por Schuster (1970) y refinada por Porter y Ekberg (1971). La ecuación para el estado límite está dada por:

$$V_u = db \left(\frac{m \rho d}{L'} + k \sqrt{f'_c} \right)$$

donde:

V_u = Capacidad ultima de esfuerzo cortante obtenida de pruebas experimentales.

b = Ancho unitario de la losa

d = Profundidad efectiva de la losa, medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la sección Steel Deck.

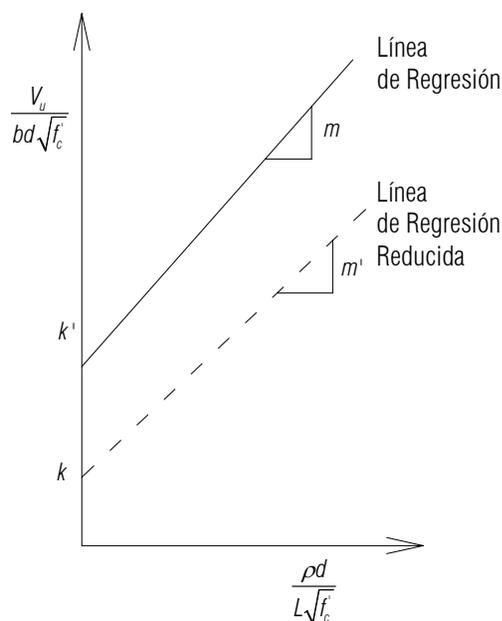
$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

L' = Luz de la losa

f'_c = resistencia cilíndrica del hormigón

A_s = Área de la sección transversal del Steel Deck por unidad de ancho.

m y k = son parámetros mostrados en la siguiente figura, obtenidos a partir de regresiones aplicadas a valores obtenidos de ensayos de laboratorio.



Líneas de regresión para los valores de m y k .

Ya que el esfuerzo cortante fue obtenido como el modo de falla predominante de las losas colaborantes, el enfoque de los estudios recientes en esta área ha sido el estudio más cercano del comportamiento de la conexión de esfuerzo cortante y el mejoramiento del desempeño de esta conexión con o sin la inclusión de dispositivos tales como anclajes en los extremos. Tres componentes fueron identificadas en la conexión de esfuerzo cortante: Adherencia química, interacción mecánica y fricción superficial. El antes mencionado método m-k, no refleja explícitamente estas componentes. Para cuantificar el efecto de estos eventos, han sido llevado a cabo pruebas de laboratorio y formulaciones semi empíricas separadamente por Schuster y Ling (1980), Luttrell y Prasanan (1984), y Luttrell (1987a,1987b).

De acuerdo a las características geométricas de las láminas de zincalum®, no se considera en el diseño el aporte eventual que proporcionaría la adherencia entre el concreto y la lámina de acero, ya que no existen elementos físicos, como resaltes o hendiduras en la placa, que puedan ejercer trabazón entre los materiales impidiendo el deslizamiento; Por este mismo motivo no es necesario realizar pruebas de corte directo en las láminas ya que se asume que el deslizamiento se producirá ante la más leve aparición de cargas.

III.3.2.7.4.1.2 RESISTENCIA DE CONECTORES

La influencia en el diseño ante la presencia de conectores de transmisión de cortante es muy relevante, llegando a ser una de las etapas críticas o claves del diseño de este tipo de elementos compuestos.

Las secciones mixtas, al estar compuestas por dos o más materiales, requieren de eficientes métodos de conexión entre materiales para efectuar una adecuada colaboración mutua. De acuerdo a los estudios realizados en la Universidad Estatal de Iowa a partir de 1966²³, se determinó que uno de los estados limites que gobernaba el diseño de losas compuestas, es el estado limite de la unión de corte; con esta base podemos afirmar que mediante una adecuada conexión entre el panel de acero y el concreto se podrá controlar que la estructura compuesta alcance, a lo menos, su capacidad flexural admisible.

El diseño por resistencia de la conexión de cortante será conducido a proporcionar un valor aceptable de colaboración, suficiente como para que la losa compuesta sea capaz de alcanzar su capacidad flexural de diseño, vale decir, que sea capaz de soportar los esfuerzos referidos a la incorporación de sobrecargas de uso que le corresponden.

El conector de corte utilizado para efectos de proporcionar la transmisión de dicho esfuerzo entre los materiales constituyentes de la sección mixta puede materializarse en una serie de elementos que impidan el deslizamiento del concreto sobre el acero. En este caso se proveerá de clavos de acero galvanizado con resaltes, que atraviesan la lámina de acero y permanecen embebidos en el concreto para ejercer la colaboración; de manera similar a como lo hacen los pernos conectores de corte en la losas colaborantes donde se usan placas PV6-R de instapanel®.

²³ RYANTO WIDJAJA, BUDI. 1997. Analysis And Design of Steel Deck – Concrete Composite Slabs. Tesis. Doctor of Philosophy of Civil Engineering. Faculty of The Virginia Polytechnic Institute And State University. 84p

En la resistencia al cortante intervienen tres efectos principalmente: (i) La resistencia al corte del conector de corte, (ii) la resistencia del concreto alrededor del conector de corte y (iii) la resistencia de la lámina de acero alrededor del conector donde se manifiesta la perforación.

(i) Resistencia al corte del conector



La expresión que determina dicha resistencia para el caso de diseño por tensiones admisible es la siguiente:

$$F_v^c = 0.5A_c f_y^c \quad [Kg]$$

Donde: A_c = Área de la sección transversal del conector

f_y^c = Tensión de fluencia del conector

(ii) Resistencia del concreto

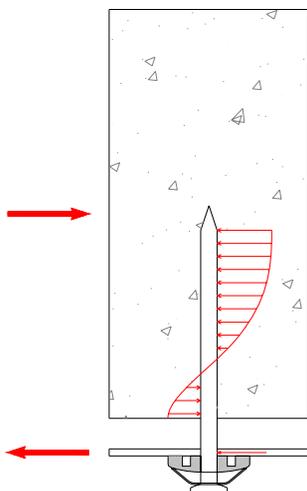
Para tomar en consideración la influencia que tiene el medio en el cual trabaja el conector se ha determinado una expresión válida para estimar la resistencia al cortante de un conector cuando este se encuentra embebido en concreto, dicha expresión es la siguiente:

$$F_v^h = 91 \cdot d_1^2 \sqrt{R_{28}} \quad [Kg]^{24}$$

Donde: d_1 = diámetro del conector

R_{28} = Resistencia cúbica del concreto a los 28 días ($R_{28} = f_c' / 0.85$)

(iii) Resistencia del acero



Al igual que el concreto, el acero que se encuentra alrededor del conector de corte, justo en la perforación de la lámina de acero, puede alcanzar un estado tensional tal que limite la capacidad de la conexión, ésta resistencia se determinará en base al siguiente principio:

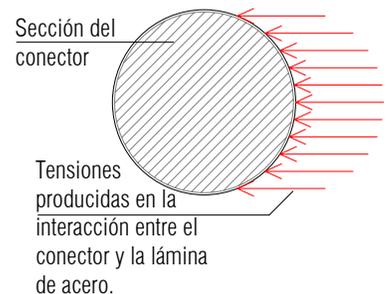
Si se manifiestan los esfuerzos de corte horizontal, las sollicitaciones en el entorno del conector, vale decir en el concreto y la lámina de acero, se distribuyen aproximadamente como se muestra en la figura a la izquierda. Tomando en cuenta que el área de contacto entre el conector y la lámina de acero, se puede deducir que el estado tensional justo en la perforación de la placa de acero es de magnitud considerable, condicionando el porcentaje de colaboración del sistema de conexión.

En esta base, el área de contacto entre el conector y la lámina de acero está dada por:

$$A_c^1 = \pi d_1 e_s$$

Donde: d_1 = diámetro del conector

e_s = espesor de la lámina de acero



²⁴ ARZE LOYER, ELIAS. 1981. Guía Para El Diseño En Acero. Santiago de Chile. Universidad de Chile. Pág.47

Por lo tanto la resistencia al efecto de cortante producido entre el conector y la lámina de acero será como máximo:

$$F_v^s = 0.5A_c^1 f_y^s \quad [Kg] \quad \text{Donde: } f_y^s = \text{tensión de fluencia de la lámina de acero.}$$

Los tres parámetros de diseño mencionados, entregan un valor para la fuerza de corte que sería capaz de transmitir un conector; se debe escoger el menor valor de ellos para así dimensionar el número de conectores que se deberán instalar en los extremos de la losa mixta, justo donde se materializan los apoyos y los esfuerzos de cortante son máximos.

Del diseño por flexión, según el método de tensiones admisibles, es posible obtener el valor total de la fuerza de corte que se presenta entre el concreto y el acero cuando se alcanzan los esfuerzos admisibles. Es necesario dimensionar en diámetro y número los conectores de corte, utilizando los parámetros de diseño de resistencia de conexión al corte y el valor máximo de la fuerza rasante obtenida del análisis flexural de la losa mixta.

$$V_n = 10155 \quad [Kg] \quad \text{Fuerza de corte máxima entre el concreto y el acero si se alcanzan los esfuerzos admisibles. (Diseño por tensiones admisibles)}$$

Al utilizar un clavo de techo galvanizado con sello de neopreno de 65x4.19mm se obtienen los siguientes valores:

$$F_v^c = 0.5A_c^c f_y^c = 0.5 \cdot (\pi \cdot (0.419/2)^2) \cdot 2400$$

$$F_v^c = 165.462 \quad [Kg] \quad \text{Resistencia al corte del conector}$$

$$F_v^h = 91 \cdot d_1^2 \sqrt{R_{28}} = 91 \cdot 0.419^2 \sqrt{300}$$

$$F_v^h = 276.713 \quad [Kg] \quad \text{Resistencia al corte del concreto}$$

$$F_v^s = 0.5A_c^1 f_y^s = 0.5 \cdot \pi \cdot 0.419 \cdot 0.035 \cdot 6500$$

$$F_v^s = 149.73 \quad [Kg] \quad \text{Resistencia al corte del acero}$$

El menor de estos valores corresponde a la resistencia al corte en la lámina de acero, por lo que el valor de resistencia al cortante a utilizar será:

$$F_v^s = 149.73 \quad [Kg]$$

De acuerdo a esto, el número de conectores se calculará en base a la siguiente expresión:

$$N = \frac{V_n}{F_v^s} = \frac{10155}{149.73}$$

$$N \approx 68 \quad \text{conectores;}$$

Este número de conectores es el necesario en la zona comprendida entre el momento máximo y el momento nulo, esto es en nuestro caso, desde el centro de la losa compuesta hacia un extremo. Cabe

destacar que si bien es cierto el número de conectores es bastante alto, es el número necesario para proveer de la capacidad flexural admisible antes descrita en el análisis por tensiones admisibles. Como resulta dificultoso proveer dicha cantidad de conectores, se presentan dos posibles soluciones, (i) Utilizar otro tipo de conector de corte o (ii) proveer de la cantidad de conectores que sean necesarios para cumplir con las cargas de servicio impuestas.

De acuerdo a lo anterior, no es dificultoso obtener la fuerza rasante real producida entre el concreto y el acero ante la incorporación de la sobrecarga de uso, revisando el diseño a flexión por tensiones admisibles, se obtiene que:

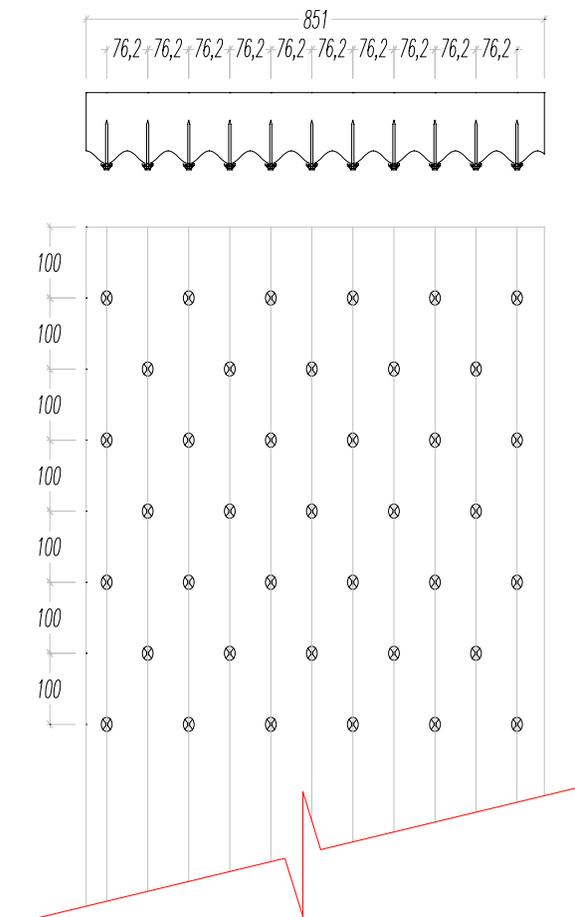
$$C_r, T_r = V_r = 5040.64 \text{ [Kg]}$$

Así el número de conectores para alcanzar los esfuerzos de diseño está dado por:

$$N = \frac{V_r}{F_v^s} = \frac{5040.64}{149.73}$$

$$N \approx 34 \text{ conectores de } 65 \times 4.19 \text{ mm}$$

La distribución de los conectores idealmente se planteará en las cercanías de los extremos, donde los esfuerzos cortantes son máximos. Es posible distribuir los conectores en la plancha desplazándose de los apoyos también, esto gracias a que si existe un pequeño desplazamiento por capacidad de una hilera de conectores, inmediatamente se materializa la redistribución del esfuerzo.



En la figura se muestra la distribución real de conectores de cortante en la lámina de acero Zincalum®; Se disponen en hileras, llegando a completar un total de 39 conectores, número levemente mayor al calculado para la capacidad de diseño (DL+LL). La distribución uniforme de conectores garantizará una redistribución del esfuerzo desde las zonas de mayor cortante, en el extremo, hacia la zona donde el esfuerzo cortante decrece, hacia el centro de la luz.



III.3.2.8 ANÁLISIS DE LOSA COLABORANTE USANDO PERFIL PV6-R DE INSTAPANEL®

III.3.2.8.1 ANÁLISIS POR FLEXIÓN – METODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES

Como se vio en el análisis para zincalum®, para un buen diseño por capacidad admisible, debe cumplirse que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Para el método de diseño por tensiones admisibles, el factor de modificación de la resistencia se toma igual a la unidad. A continuación se detallan los parámetros de cargas aplicadas y la determinación de los esfuerzos internos para el diseño por capacidad admisible.

CARGAS MUERTAS

$$DL001: \text{Peso propio losa} \quad DL001 = 240 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$DL002: \text{Peso propio lamina} \quad DL002 = 8.657 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$DL = 248.657 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Las cargas muertas corresponden a las fuerzas ejercidas por los pesos propios de los materiales constituyentes en base a las densidades nominales del concreto y el acero.

CARGAS VIVAS

$$LL001: \text{Sobrecarga de uso} \quad LL001 = 200 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$LL = 200 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Las cargas vivas corresponden a las fuerzas ejercidas por todos aquellos eventos derivados del uso de la estructura. En este caso, la losa compuesta a diseñar se considera para un uso habitacional, y la sobrecarga usada corresponde a la indicada en la NCh. 15370f86.

DATOS PRELIMINARES DE GEOMETRÍA

$$b = 91.4 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la losa}$$

$$h = 10 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la losa}$$

$$L = 300 \text{ cm} \quad \text{Luz de la losa}$$

COMBINACIÓN DE CARGAS

$$DL + LL = 448.657 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

MOMENTO MÁXIMO

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$$

Donde: $q = b(DL + LL) = 410.1 \left[\frac{Kg}{m} \right]$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 461.322 \text{ [Kg m]}$$

$$M_u = 461.322 \text{ [Kg m]} \text{ Momento útil solicitante.}$$

CORTE VERTICAL

$$V_{v\max} = \frac{ql}{2}$$

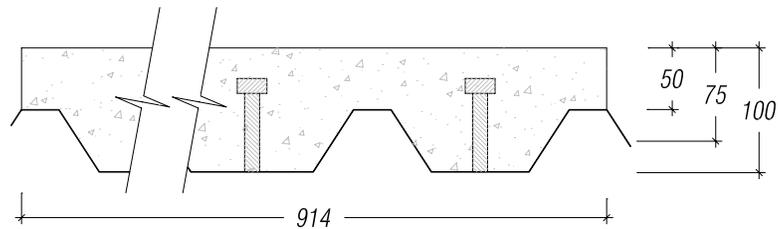
Donde: $q = b(DL + LL) = 410.1 \left[\frac{Kg}{m} \right]$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$V_{v\max} = 615.11 \text{ [Kg]}$$

$$V_{vu} = 615.11 \text{ [Kg]} \text{ Corte vertical útil solicitante.}$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL



$$l = 300 \text{ cm}$$

Luz de la losa compuesta.

$$H = 10 \text{ cm}$$

Espesor de la losa compuesta.

$$e_h = 5 \text{ cm}$$

Espesor del hormigón sobre las crestas de la lámina de acero.

$$b = 91.4 \text{ cm}$$

Ancho de cálculo de la losa compuesta.

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del área de tensión.

$$e_s = 0.08 \text{ cm}$$

Espesor de la lámina de acero.

$$f_c' = 255 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Resistencia cilíndrica del hormigón a los 28 días. ACI 318/99 (10.2.7.3).

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot f_c'}$$

$$f_y = 2600 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Esfuerzo de fluencia del acero de tensión. (Compañía Siderúrgica Huachipato – departamento de Ingeniería y control de calidad)

$$A_s = 1.378 \cdot b \cdot e_s = 10.08 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo de tensión.

$$E_s = 2000000 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Modulo de elasticidad o Young del acero en tensión.

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c / 10} \cdot 10 = 255302.7 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] \quad \text{Modulo de elasticidad o Young del concreto. ACI 318/99 (8.5.1)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.834$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.014705 \quad \text{Cuantía de acero en la sección compuesta.}$$

$$r = \frac{\sigma_{adm s}}{\sigma_{adm h}} = 11.3 \quad \text{Relación de tensiones admisibles.}$$

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} = 0.3784 \quad \text{Factor de profundidad de la fibra neutra.}$$

$$\rho_b = \frac{n}{2r(n+r)} = 0.18 \quad \text{Cuantía de balance.}$$

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd \geq 1.4 \frac{bd}{f_y} \quad \text{Área mínima de tracción. ACI 318/99 (10.5.1).}$$

Al comparar las cuantías real y de balance se denota que:

$$\rho < \rho_b$$

Por lo que se supone que el acero alcanza primero los esfuerzos admisibles de tensión. Con esta suposición es posible calcular la capacidad máxima admisible a la flexión de la sección compuesta asumiendo que el acero alcanza su máxima tensión admisible.

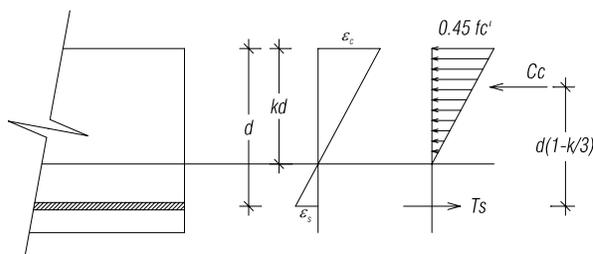
$$f_s = \sigma_{s \text{ adm}} = 0.5 \cdot 2600 = 1300 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] \quad \text{Tensión en el acero.}$$

$$f_c^{\max} = \frac{2A_s \cdot f_s}{k \cdot d \cdot b} = 101.03 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] \quad \text{Tensión admisible en el concreto.}$$

$$C_c = \frac{1}{2} f_c^{\max} kdb = 13104.0 \left[Kg \right] \quad \text{Fuerza resultante de compresión en la sección compuesta.}$$

$$T_s = A_s f_s = 13104.0 \left[Kg \right] \quad \text{Fuerza resultante de tracción en la sección compuesta.}$$

$$d_1 = d - \frac{kd}{3} = 6.554 \left[cm \right] \quad \text{Distancia entre las fuerzas resultantes de tracción y compresión.}$$



$$M_n = C_c \cdot d_1 = 858.83 \text{ [Kg m]}$$

Momento nominal resistente de la sección compuesta, de acuerdo a los valores antes presentados.

$$\phi M_n = 772.946 \text{ [Kg m]} > M_u = 461.322 \text{ [Kg m]} \quad \text{Ok!!}$$

De acuerdo a esto, la sección propuesta tiene una resistencia admisible mayor a la solicitante en esta aplicación. Por esto los esfuerzos reales en la lámina de acero y el concreto deberían ser calculados usando los mismos principios de carga antes mencionados.

Si las fuerzas de tracción y compresión son iguales para el equilibrio se tiene:

$$C = T$$

Al utilizar la expresión que nos define al momento nominal de la sección compuesta se puede obtener:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_n = C_c \cdot d_1 = T_s \cdot d_1$$

$$C_r = T_r = \frac{M_u}{d_1} = 6256.32 \text{ [Kg]} \quad \text{Donde } C_r \text{ y } T_r: \text{ corresponden a cargas reales.}$$

Tanto las tensiones de compresión en el concreto y la tensión de tracción en la lámina de acero, producidas por las cargas reales aplicadas a la losa colaborante, estarán dadas según:

$$f_s = \frac{T_r}{A_s} = 620.67 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_c^{\max} = 48.24 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Estos esfuerzos, por cierto, son menores a los esfuerzos admisibles para ambos materiales, llegando a una relación de esfuerzos de un 47.74% aproximadamente; en otras palabras, el concreto y el acero que componen la losa colaborante, están siendo usados casi a un 48% de su capacidad admisible, si se cumplieran las condiciones de carga impuestas y las disposiciones geométricas consideradas en la obtención de dichos esfuerzos.

Ya que los esfuerzos de compresión son soportados solo por el concreto y los esfuerzos de tracción por el acero, es válido pensar que el esfuerzo cortante que se produce entre ambos materiales será de la misma magnitud de las fuerzas C_c y T_s antes vistas:

$$V_n = 13104.0 \text{ [Kg]} \quad \text{Fuerza de corte máxima entre el concreto y el acero si se alcanzan los esfuerzos admisibles.}$$

De acuerdo a esto, para llevar a cabo la conexión con valores de resistencia correspondientes a las capacidades admisibles, se deberán diseñar convenientemente los elementos conectores de cortante, tanto en número como en espesor, de manera de distribuir de forma adecuada las tensiones. Este dato de la fuerza de corte máxima, será utilizado más adelante en el diseño de los conectores y su disposición.

III.3.2.8.2 ANÁLISIS POR FLEXIÓN – METODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA

El método de la resistencia última para diseñar a flexión está basado en la fluencia de la totalidad de la lámina PV6-R® (y no solo de la fibra más alejada como en el método anterior) por lo cual son aplicables las fórmulas tradicionales de diseño a la rotura (o resistencia última) para el concreto. Para alcanzar la capacidad última a momento de la sección compuesta, se ha demostrado experimentalmente que se requiere un número suficiente de pernos de corte sobre la viga perpendicular a la dirección principal de la lámina.

CARGAS MUERTAS

$$DL001: \text{Peso propio losa} \quad DL001 = 240 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$DL002 : \text{Peso propio lamina} \quad DL002 = 8.657 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$DL = 248.657 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Las cargas muertas corresponden a las fuerzas ejercidas por los pesos propios de los materiales constituyentes en base a las densidades nominales del concreto y el acero.

CARGAS VIVAS

$$LL001: \text{Sobrecarga de uso} \quad LL001 = 200 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$LL = 200 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Las cargas vivas corresponden a las fuerzas ejercidas por todos aquellos eventos derivados del uso de la estructura. En este caso, la losa compuesta a diseñar se considera para un uso habitacional, y la sobrecarga usada corresponde a la indicada en la NCh. 1537Of86.

DATOS PRELIMINARES DE GEOMETRÍA

$$b = 91.4 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la losa}$$

$$h = 10 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la losa}$$

$$L = 300 \text{ cm} \quad \text{Luz de la losa}$$

COMBINACIÓN DE CARGAS

$$1.4DL + 1.7LL = 685.22 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

MOMENTO MÁXIMO

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Donde: } q = b(1.4DL + 1.7LL) = 626.3 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 704.58 \left[\text{Kg m} \right]$$

$$M_u = 704.58 \left[\text{Kg m} \right] \quad \text{Momento útil solicitante.}$$

CORTE VERTICAL

$$V_{v\max} = \frac{q'l}{2}$$

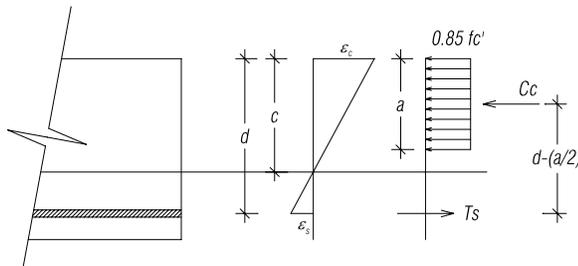
$$\text{Donde: } q = b(1.4DL + 1.7LL) = 626.3 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$V_{v\max} = 939.44 \text{ [Kg]}$$

$$V_{vu} = 939.44 \text{ [Kg]} \quad \text{Corte vertical útil solicitante.}$$

Assumiendo esfuerzos de fluencia, tanto en el concreto como en el acero, el método de la resistencia propone una distribución de esfuerzos rectangular en la zona de compresión sobre el concreto, obteniendo así las expresiones para el momento nominal resistente de acuerdo a lo indicado en la siguiente figura:



De acuerdo a esto, el momento nominal resistente puede expresarse como:

$$M_n = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{Donde: } a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 f'_c}$$

Luego de incorporar los datos involucrados a las expresiones anteriores, se tiene:

$$M_n = 1714.44 \text{ [Kg m]} \quad \text{si } \phi = 0.9$$

$$M_u = 1542.99 \text{ [Kg m]} > 704.58 \text{ [Kg m]} \quad \text{OK!!}$$

De acuerdo a la capacidad resistente de la sección compuesta, analizada para la fluencia del concreto y el acero, es posible evidenciar un amplio margen entre los esfuerzos resistentes y los esfuerzos solicitantes; Todo esto, siempre que se cumpla con una colaboración cercana al 100%. Cabe destacar que las propiedades resistentes de las secciones colaborantes que usan láminas de acero como refuerzo de tracción, dependen exclusivamente de los elementos conectores que se procuren.

III.3.2.8.3 ANALISIS ESTRUCTURAL POR CORTE VERTICAL

Aunque es particularmente raro que una aplicación de losa colaborante falle por corte vertical, es posible verificar la resistencia de la sección a dicho esfuerzo mediante la siguiente relación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

El corte vertical solicitante ya se calculó en la sección anterior y corresponde a:

$$V_{vu} = 615.11 \text{ [Kg]} \quad (\text{Calculado sobre el ancho } b=91.4 \text{ cm})$$

El esfuerzo cortante resistido por la sección compuesta está dado por:

$$V_n = V_c + V_s$$

El esfuerzo cortante resistido por el concreto según lo dispuesto en ACI318/99 (11.3.1.1) puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$$

$$V_c = 5801.67 \text{ [Kg]}$$

El esfuerzo cortante resistido por la lámina de acero puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$V_s = 0.5 \cdot A_s \cdot f_y$$

$$V_s = 13104 \text{ [Kg]}$$

Luego

$$V_n = 18905.68 \text{ [Kg]}$$

Se observa entonces que la resistencia al cortante vertical es muy alta comparada con el esfuerzo solicitante; por este motivo es que normalmente no se toma en cuenta el efecto de los esfuerzos cortantes verticales en el diseño de losas colaborantes, ya que para fallar por corte vertical debería ocurrir una grieta de corte en el concreto y el aplastamiento simultaneo de la sección de acero, lo que rara vez ocurre.

III.3.2.8.4 ANALISIS POR CORTE HORIZONTAL – DESLIZAMIENTO EN LA INTERFAZ CONCRETO/ACERO

III.3.2.8.4.1 RESISTENCIA DE CONECTORES

El conector de corte utilizado para efectos de proporcionar la transmisión de dicho esfuerzo entre los materiales constituyentes de la sección mixta puede materializarse en una serie de elementos que impidan el deslizamiento del concreto sobre el acero. En este caso se proveerá de pernos conectores típicos para losa colaborante, que atraviesan la lámina de acero y permanecen embebidos en el concreto para ejercer la colaboración.

En la resistencia al cortante intervienen tres efectos principalmente: (i) La resistencia al corte del conector de corte, (ii) la resistencia del concreto alrededor del conector de corte y (iii) la resistencia de la lámina de acero alrededor del conector donde se manifiesta la perforación.

(iv) Resistencia al corte del conector

La expresión que determina dicha resistencia para el caso de diseño por tensiones admisible es la siguiente:

$$F_v^c = 0.5A_c f_y^c \text{ [Kg]}$$

Donde: A_c = Área de la sección transversal del conector

f_y^c = Tensión de fluencia del conector

(v) Resistencia del concreto

Para tomar en consideración la influencia que tiene el medio en el cual trabaja el conector se ha determinado una expresión válida para estimar la resistencia al cortante de un conector cuando este se encuentra embebido en concreto, dicha expresión es la siguiente:

$$F_v^h = 91 \cdot d_1^2 \sqrt{R_{28}} \quad [Kg]^{25}$$

Donde: d_1 = diámetro del conector

R_{28} = Resistencia cúbica del concreto a los 28 días ($R_{28} = f_c' / 0.85$)

Los parámetros de diseño mencionados, entregan un valor para la fuerza de corte que sería capaz de transmitir un conector; se debe escoger el menor valor de ellos para así dimensionar el número de conectores que se deberán instalar en los extremos de la losa mixta, justo donde se materializan los apoyos y los esfuerzos de cortante son máximos.

Del diseño por flexión, según el método de tensiones admisibles, es posible obtener el valor total de la fuerza de corte que se presenta entre el concreto y el acero cuando se alcanzan los esfuerzos admisibles. Es necesario dimensionar en diámetro y número los conectores de corte, utilizando los parámetros de diseño de resistencia de conexión al corte y el valor máximo de la fuerza rasante obtenida del análisis flexural de la losa mixta.

$V_n = 13104.0 [Kg]$ Fuerza de corte máxima entre el concreto y el acero si se alcanzan los esfuerzos admisibles. (Diseño por tensiones admisibles)

Al utilizar un perno conector de 75x12mm se obtienen los siguientes valores:

$$F_v^c = 0.5 A_c f_y^c = 0.5 \cdot (\pi \cdot (1.2/2)^2) \cdot 2400$$

$F_v^c = 1357.168 [Kg]$ Resistencia al corte del conector

$$F_v^h = 91 \cdot d_1^2 \sqrt{R_{28}} = 91 \cdot 1.2^2 \sqrt{300}$$

$F_v^h = 2269.68 [Kg]$ Resistencia al corte del concreto

El menor de estos valores corresponde a la resistencia al corte del conector, por lo que el valor de resistencia al cortante a utilizar será:

$$F_v^c = 1357.168 [Kg]$$

De acuerdo a esto, el número de conectores se calculará en base a la siguiente expresión:

$$N = \frac{V_n}{F_v^s} = \frac{13104}{1357.168}$$

$N \approx 10$ conectores;

²⁵ ARZE LOYER, ELIAS. 1981. Guía Para El Diseño En Acero. Santiago de Chile. Universidad de Chile. Pág.47

Este número de conectores es el necesario en la zona comprendida entre el momento máximo y el momento nulo, esto es en nuestro caso, desde el centro de la losa compuesta hacia un extremo.

De acuerdo a lo anterior, no es dificultoso obtener la fuerza rasante real producida entre el concreto y el acero ante la incorporación de la sobrecarga de uso, revisando el diseño a flexión por tensiones admisibles, se obtiene que:

$$C_r, T_r = V_r = 6256.32 \text{ [Kg]}$$

Así el número de conectores para alcanzar los esfuerzos de diseño está dado por:

$$N = \frac{V_r}{F_v^s} = \frac{6256.32}{1357.168}$$

$$N \approx 5 \text{ conectores de } 65 \times 4.19 \text{ mm}$$

La distribución de los conectores idealmente se planteará en las cercanías de los extremos, donde los esfuerzos cortantes son máximos.

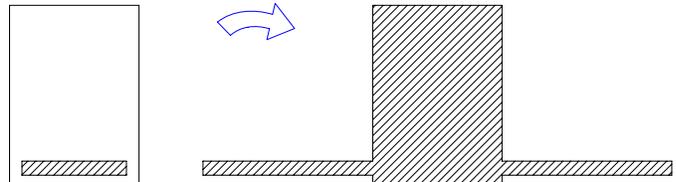
III.3.2.9 DETERMINACION DEL MOMENTO DE INERCIA

En una sección compuesta cualquiera, el momento de inercia puede calcularse utilizando una transformación de áreas referida a los módulos de elasticidad de los materiales que la componen. El método utiliza un factor n dado por el cociente entre el Modulo de Young de los materiales colaborantes de la siguiente forma:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

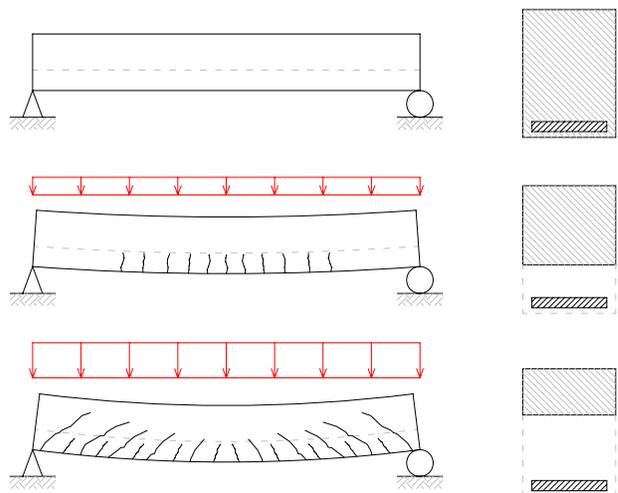
Siendo E_s : módulo de Young del Acero

E_c : módulo de Young del Concreto



El problema en la determinación del momento de inercia en una sección compuesta, incluso en una sección de hormigón armado convencional, es que las características resistentes del concreto condicionan mucho el comportamiento y la geometría de la sección. Como se vio en la sección II.7, las vigas de hormigón armado presentan un comportamiento marcado por etapas en las cuales el concreto tiene diferentes comportamientos o situaciones.

Si la sección de concreto efectiva va disminuyendo a medida que se incrementan las cargas, sería lógico pensar que el momento de inercia también disminuirá, limitando así las capacidades de la sección de impedir cierto nivel de deformaciones.



El caso más favorable es aquel en que la sección compuesta no presenta cargas, y el momento de inercia puede ser calculado mediante el método convencional haciendo o no la transformación de áreas. Luego de iniciada la incorporación de las cargas en la etapa de servicio de la losa compuesta, el momento de inercia decaerá a medida que aparecen las primeras grietas y la sección efectiva cambia.

El código de diseño del American Concrete Institute ACI 318/99 señala una expresión para obtener el valor del momento de inercia efectivo en una sección de hormigón armado, dependiendo de los momentos solicitantes y de agrietamiento.

De acuerdo con la sección 9.5.2.3. del ACI 318/99, la expresión para estimar el momento de inercia de una sección de concreto reforzado está dada por:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

M_{cr} : corresponde al momento de agrietamiento de la sección

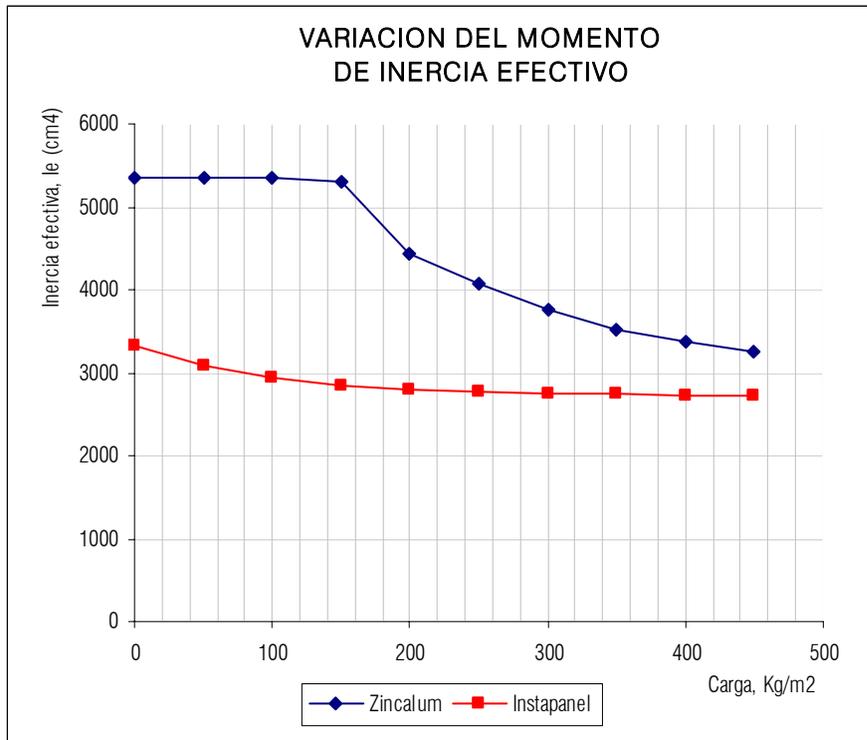
M_a : Momento para el instante en que se calculan las deformaciones

I_g : Momento de inercia calculado sobre la sección bruta sin considerar la armadura

I_{cr} : Momento de inercia de la sección fisurada utilizando el método del área transformada

Utilizando este principio, es posible tabular el valor del momento de inercia de una sección rectangular, respecto de las cargas que actúan sobre ella.

Losa Zincalum e=0.35mm		Losa Instapanel e=0.8mm	
CARGA Kg/m2	Inercia efectiva cm4	CARGA Kg/m2	Inercia efectiva cm4
0	5337.79	0	3330.73
50	5337.79	50	3072.78
100	5337.79	100	2939.46
150	5312.91	150	2845.07
200	4430.73	200	2794.79
250	4071.42	250	2772.94
300	3749.11	300	2753.26
350	3526.44	350	2739.62
400	3367.69	400	2729.86
450	3251.49	450	2722.70



III.3.2.10 ESTIMACION DE LAS DEFLEXIONES

Para la estimación de las deflexiones, tanto en la losa de zincalum como la de instapanel, se utiliza la expresión del momento de inercia dada por ACI 318/99 (9.5.2.3) correspondiente al nivel de carga asociado. El modelo de comportamiento utilizado es el de una viga simplemente apoyada, cargada con una carga distribuida uniforme en su cara superior. Para este modelo la deformación máxima ocurrida en el centro de la losa puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_e}$$

Se supondrá que el módulo de elasticidad usado en este caso será el del concreto, ya que la sección fue transformada a este material. Usando este principio, las deflexiones en la losa de zincalum y PV6-R de Instapanel, pueden resumirse como:

Losa Zincalum e=0.35mm			Losa Instapanel e=0.8mm		
PRIMERA CARGA			PRIMERA CARGA		
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm	Inercia efectiva cm ⁴	CARGA Kg/m ²	Deformacion mm	Inercia efectiva cm ⁴
0	1.60	5337.79	0	2.82	3330.73
50	1.93	5337.79	50	3.68	3072.78
100	2.26	5337.79	100	4.50	2939.46
150	2.60	5312.91	150	5.28	2845.07
200	3.42	4430.73	200	6.05	2794.79

CAPÍTULO IV

MODELAMIENTO POR EL METODO DE ELEMENTO FINITO

IV.1 INTRODUCCIÓN.

El modelamiento de un problema estructural por el método de elementos finitos ha llegado a ser una práctica muy común en ingeniería y motivo de estudio de numerosas investigaciones. Modelos teóricos que representan más fielmente el comportamiento de un sistema pueden lograrse mediante esta práctica. Si se consideran adecuadamente las propiedades de los materiales, las geometrías de los elementos, las condiciones de frontera y las cargas a aplicar en el sistema estructural, se podrán obtener resultados satisfactorios del comportamiento estructural de un miembro individual.

El modelamiento de secciones compuestas por el método de elemento finito, puede resultar útil en la determinación de los parámetros críticos de diseño. Para diferentes condiciones de carga será posible predecir las posibles fallas y/o debilidades del compuesto, siendo así, el método de elemento finito, una herramienta de análisis poderosa al momento de diseñar un determinado elemento estructural de características colaborantes.

A continuación se presentan la metodología de modelamiento mediante un software de análisis estructural y los resultados obtenidos de este.

IV.2 ANALISIS ASISTIDO POR COMPUTADROA (MEF)

El análisis de estructuras mediante softwares computacionales es una práctica que cada vez se hace más común y confiable, sobretodo por su alta capacidad de procesar datos u operaciones complejas, en un tiempo muy reducido.

Para el análisis por el método de elementos finitos de las losas colaborantes estudiadas en esta Tesis, se usó un software de análisis estructural llamado SAP2000 v9.0.3. Este software es capaz de generar elementos de tipo planar y sólidos, entre otros.

Mediante la adecuada incorporación de materiales, geometrías, condiciones de apoyo y cargas solicitantes, es posible llevar a cabo un análisis lineal elástico de casi cualquier forma y composición estructural.

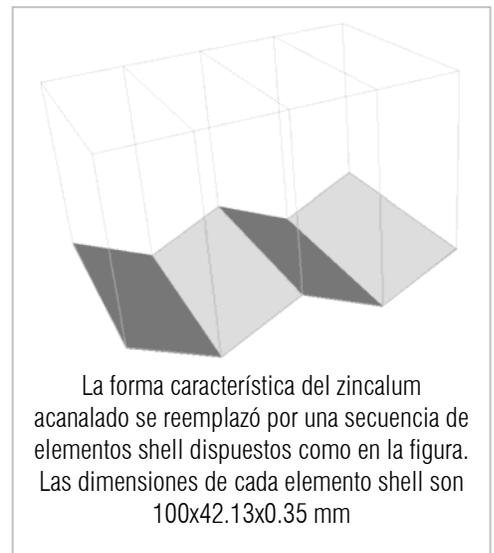
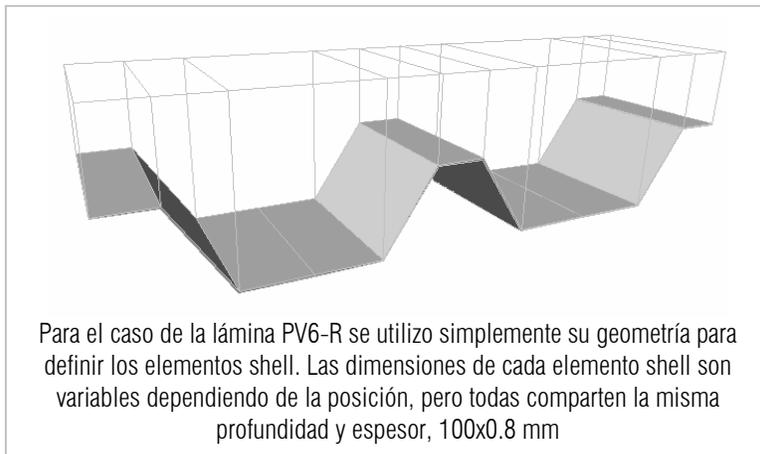
Los elementos usados para el análisis de las losas colaborantes corresponden al elemento tipo Solid (Sólido) y al elemento tipo Shell (Cáscara).

El modelo de elemento finito usado corresponde a un ensamble de elementos, por una parte, se utilizan elementos tipo sólido para el modelamiento del concreto, ya que su aporte en volumen dentro de la sección compuesta es bastante considerable. Por otra parte, y debido a su espesor, se utilizaron elementos tipo shell para modelar la lámina de acero, ya sea la de zincalum® como la de instapanel®.

IV.2.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO:

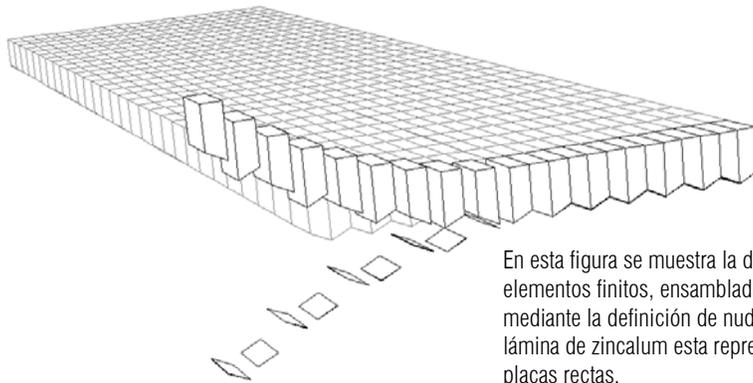
Se utilizan elementos tipo “solid” para modelar el concreto y elementos tipo “shell” para modelar la lámina de acero. Para definir estos elementos se usó un modelo alámbrico construido en AutoCAD®, este modelo se compone solo de líneas que definen las geometrías generales del elemento. SAP2000 incorpora un comando de extrusión, que simplifica la creación de los elementos tipo “solid” y de tipo “shell”, ya que es posible generar un plano a partir de una línea recta, y generar un sólido a partir de un plano.

La discretización del modelo se hizo en base a las singularidades presentadas por los elementos de acero; se modeló la geometría de las láminas mediante una agrupación de elementos shell dispuestos para conseguir una forma aproximada, como se muestra en la figura.



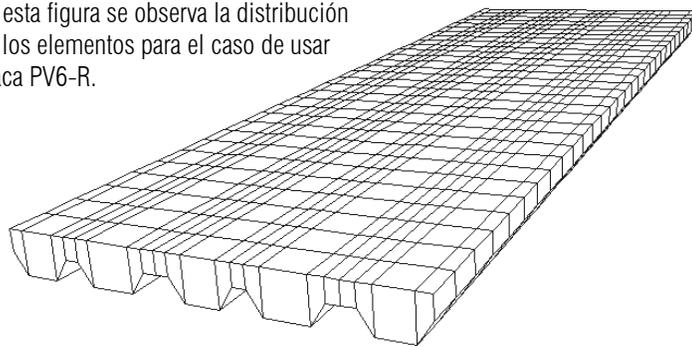
Para definir los sólidos, basta con imaginar los elementos que se sitúan por encima de las láminas de acero directamente. Es evidente que los elementos sólidos no corresponderán a un paralelepípedo siempre, ya que en su mayoría están formados por prismas rectos de base trapezoidal.

En las siguientes figuras se muestra de manera general, el modelo completo de elementos finitos, tanto para la losa de zincalum como para la de perfil PV6-R de instapanel.



En esta figura se muestra la distribución de elementos finitos, ensamblados unos a otros mediante la definición de nudos. Nótese que la lámina de zincalum esta representada mediante placas rectas.

En esta figura se observa la distribución de los elementos para el caso de usar placa PV6-R.



De manera progresiva, se incorporaron cargas al sistema estructural registrándose los datos de carga y deformación. Las deformaciones son medidas en el centro de la losa, de la misma manera que fueron medidas las deformaciones en laboratorio a las probetas de tamaño real.

A continuación se presentan los resultados de dichos incrementos y las deformaciones presentadas por el modelo computacional.

LOSA COLABORANTE USANDO PLANCHAS DE ZINCALUM®:

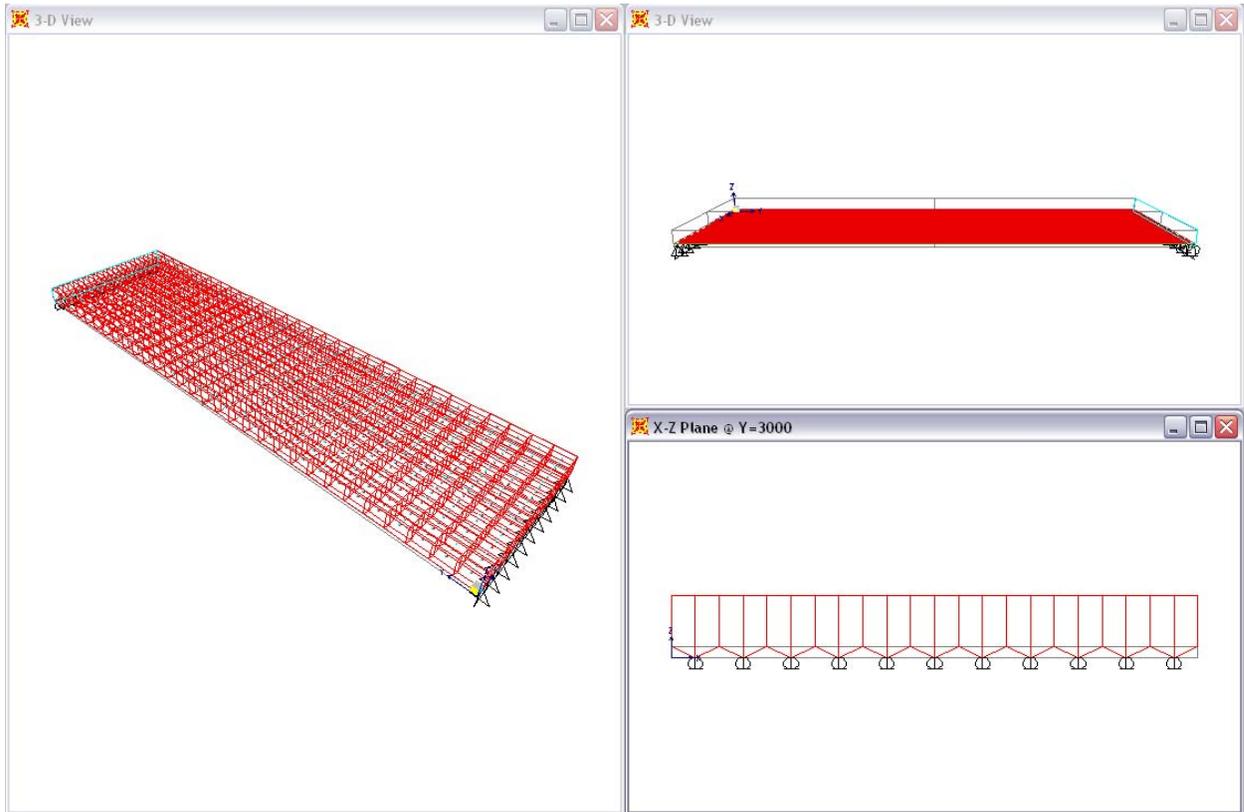
b= 838mm

h= 100mm (variable según zincalum)

Condición de apoyo: fijo – deslizante

Combinación de Carga: DL+LL

Carga Incremental: LL se dispone en 4 incrementos regulares de 50 Kg/m².



Luego de ingresar el modelo de la losa compuesta al software de análisis estructural SAP2000, se ingresan las condiciones de apoyo, las características del material y las cargas asociadas al análisis. Una vez definido el modelo puede efectuarse el análisis.

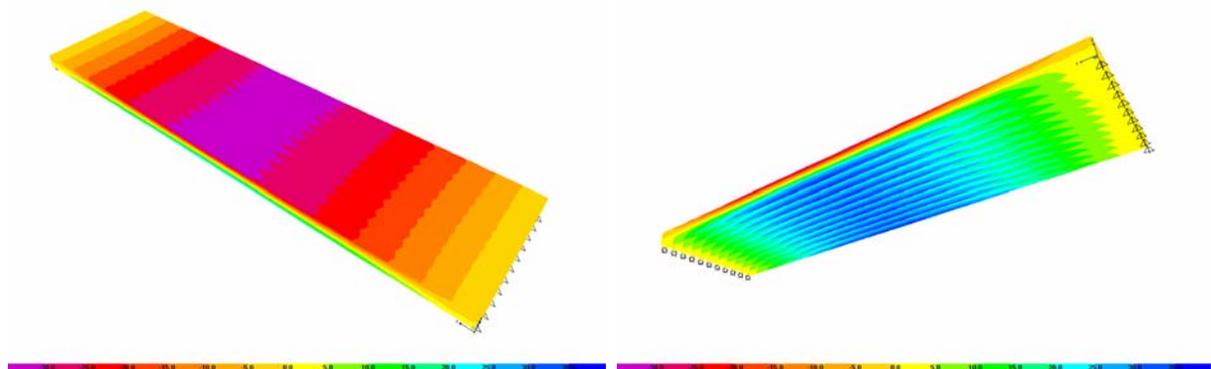


Diagrama de distribución de esfuerzos de tracción y compresión longitudinal en el concreto, a la izquierda se presenta la vista superior. A la derecha la vista inferior

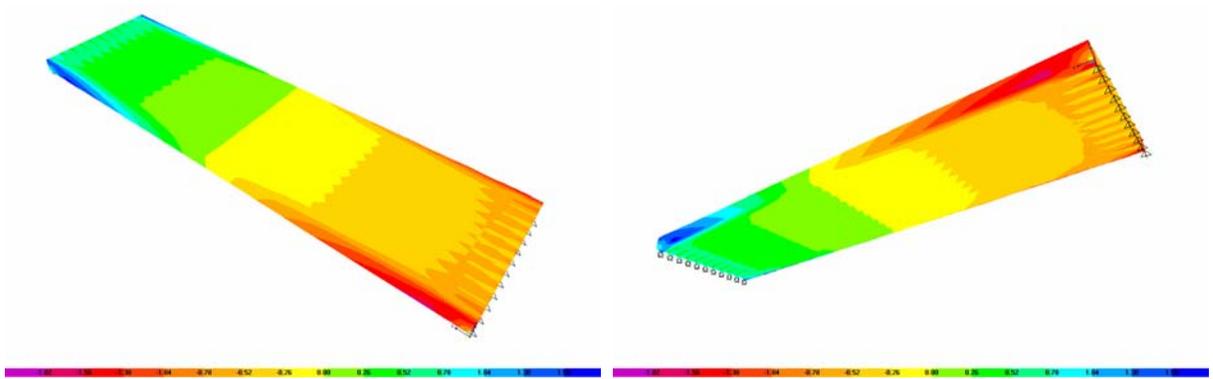


Diagrama de distribución de esfuerzo cortante en el concreto, a la izquierda se presenta la vista superior. A la derecha la vista inferior

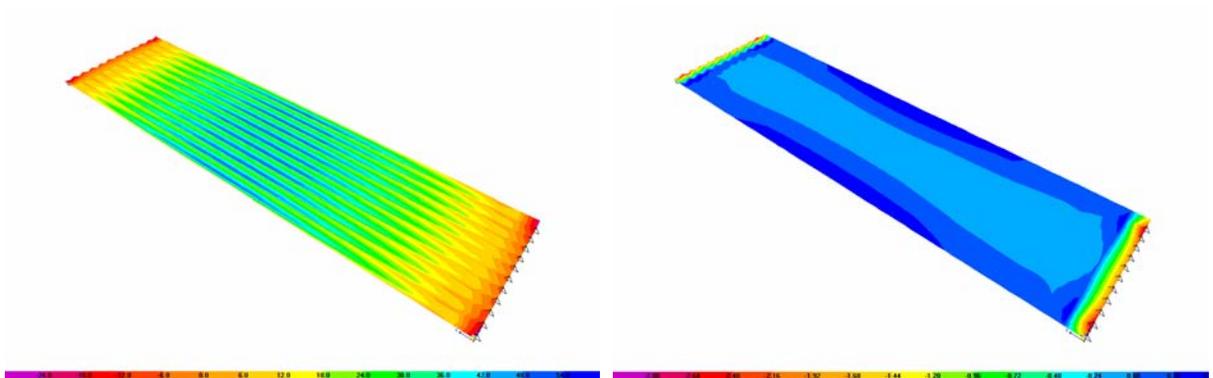


Diagrama de distribución de tensiones de tracción (izquierda) y esfuerzo cortante (derecha) en la lámina de acero



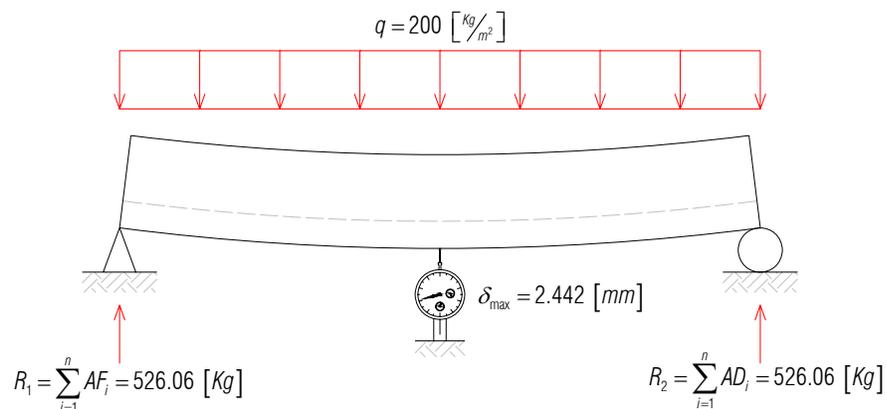
Diagrama de distribución de tensiones de tracción (izquierda) y esfuerzo cortante (derecha) en la lámina de acero

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
CENTRAL	LIVE	LinStatic	-9.563E-07	0.1382	-2.442136	-3.803E-08	-5.72E-09	1.726E-09
AD1	LIVE	LinStatic	0.000564	0.277428	0	0.002636	-0.000002869	0.000002917
AD2	LIVE	LinStatic	0.000403	0.276903	0	0.002624	-0.000007008	0.000000915
AD3	LIVE	LinStatic	0.000216	0.276377	0	0.002614	-0.000001464	5.186E-07
AD4	LIVE	LinStatic	0.000106	0.276003	0	0.002607	0.000000239	3.602E-07
AD5	LIVE	LinStatic	0.000042	0.275787	0	0.002603	2.855E-07	1.894E-07
AD6	LIVE	LinStatic	-0.000005082	0.275717	0	0.002602	-9.97E-09	-5.12E-10
AD7	LIVE	LinStatic	-0.000053	0.275788	0	0.002603	-3.055E-07	-1.903E-07

AD8	LIVE	LinStatic	-0.000116	0.276004	0	0.002607	-2.589E-07	-3.608E-07
AD9	LIVE	LinStatic	-0.000226	0.276378	0	0.002614	0.000001444	-5.192E-07
AD10	LIVE	LinStatic	-0.000414	0.276905	0	0.002624	0.000006989	-9.173E-07
AD11	LIVE	LinStatic	-0.000575	0.277431	0	0.002636	0.000002852	-0.000002926
AF1	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002615	0.000001504	-0.00000529
AF2	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002615	-0.000005832	-0.000003521
AF3	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002616	-0.000002657	-0.000002694
AF4	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002616	-9.491E-07	-0.000001779
AF5	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002616	-2.885E-07	-8.747E-07
AF6	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002616	-1.021E-08	3.398E-09
AF7	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002616	2.682E-07	8.816E-07
AF8	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002616	0.000000929	0.000001786
AF9	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002616	0.000002637	0.000002702
AF10	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002615	0.000005811	0.000003532
AF11	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.002615	-0.000001531	0.000005303

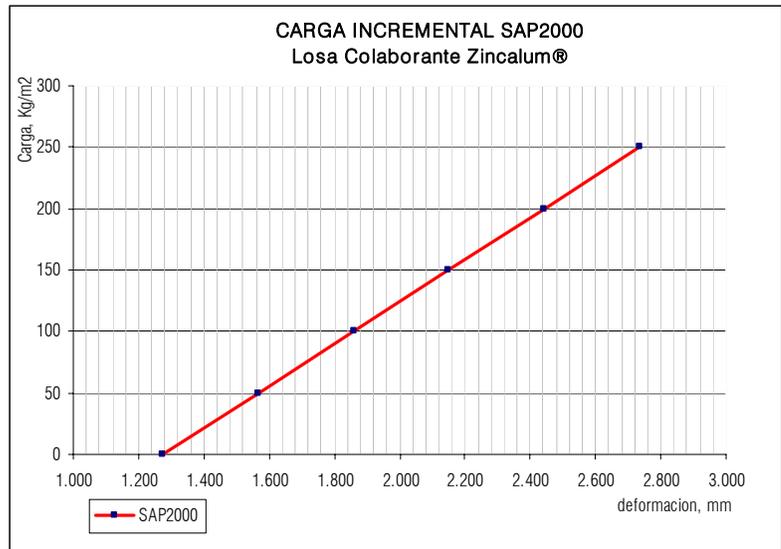
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-mm	Kgf-mm	Kgf-mm
AD1	LIVE	LinStatic	0	0	81.93	0	0	0
AD2	LIVE	LinStatic	0	0	48.48	0	0	0
AD3	LIVE	LinStatic	0	0	38.52	0	0	0
AD4	LIVE	LinStatic	0	0	37.19	0	0	0
AD5	LIVE	LinStatic	0	0	37.82	0	0	0
AD6	LIVE	LinStatic	0	0	38.16	0	0	0
AD7	LIVE	LinStatic	0	0	37.81	0	0	0
AD8	LIVE	LinStatic	0	0	37.19	0	0	0
AD9	LIVE	LinStatic	0	0	38.51	0	0	0
AD10	LIVE	LinStatic	0	0	48.47	0	0	0
AD11	LIVE	LinStatic	0	0	81.96	0	0	0
AF1	LIVE	LinStatic	-5.37	24.78	81.71	0	0	0
AF2	LIVE	LinStatic	-2.41	11.38	52.96	0	0	0
AF3	LIVE	LinStatic	2.83	-2.16	40.48	0	0	0
AF4	LIVE	LinStatic	3.67	-10.66	35.96	0	0	0
AF5	LIVE	LinStatic	2.23	-15.11	34.68	0	0	0
AF6	LIVE	LinStatic	-0.002963	-16.47	34.45	0	0	0
AF7	LIVE	LinStatic	-2.24	-15.11	34.68	0	0	0
AF8	LIVE	LinStatic	-3.67	-10.67	35.96	0	0	0
AF9	LIVE	LinStatic	-2.84	-2.16	40.48	0	0	0
AF10	LIVE	LinStatic	2.41	11.38	52.97	0	0	0
AF11	LIVE	LinStatic	5.39	24.79	81.74	0	0	0

En consecuencia, del análisis por elementos finitos es posible obtener:



Cuando se lleva a cabo el análisis incremental, se obtienen los siguientes resultados:

Losa Zincalum e=0.35mm		
Sobrecarga Kg/m ²	Deformación mm	D deform. mm
0	1.275	
50	1.567	0.292
100	1.858	0.292
150	2.150	0.292
200	2.442	0.292
250	2.734	



Se observa claramente un comportamiento lineal ante la incorporación de las sobrecargas, esto se debe a la naturaleza propia del análisis estático lineal elástico efectuado por SAP2000.

LOSA COLABORANTE USANDO PLACA PV6-R DE INSTAPANEL®.

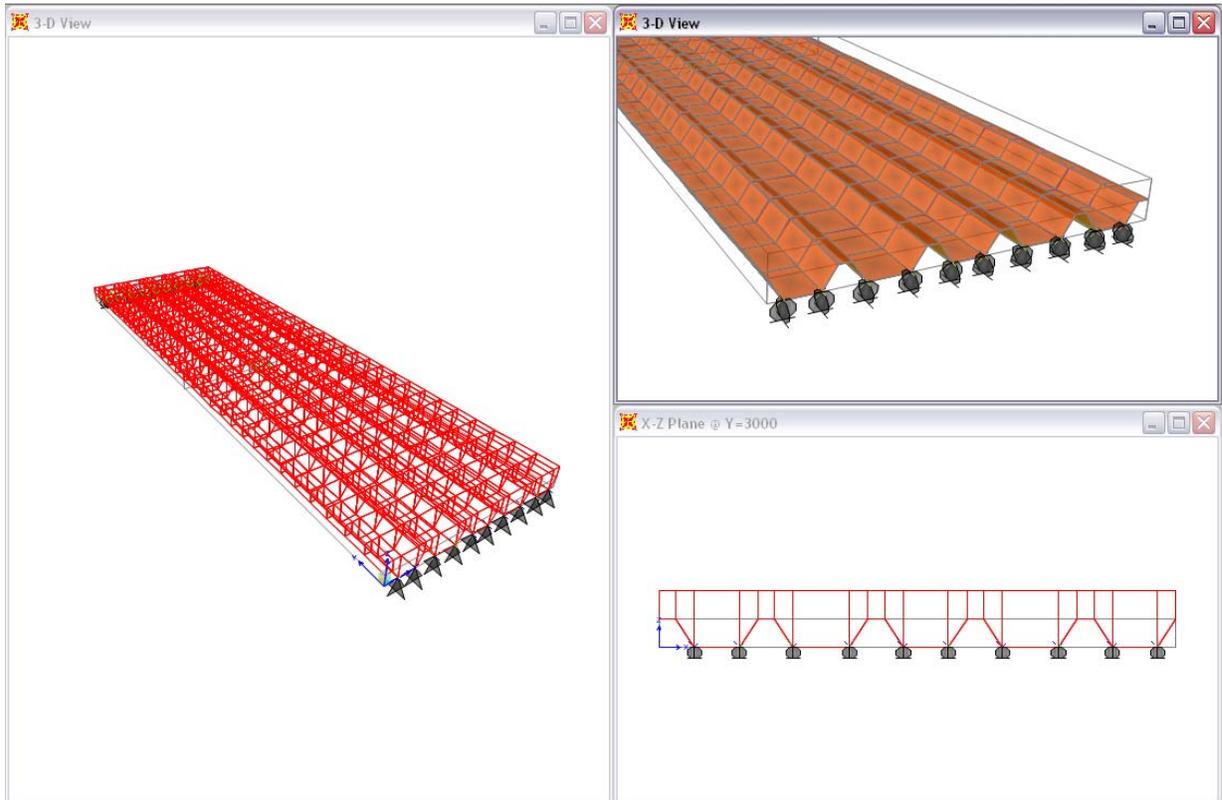
b= 920mm

h= 100mm (variable según perfil PV6-R)

Condición de apoyo: fijo – deslizante

Combinación de Carga: DL+LL

Carga Incremental: LL se dispone en 4 incrementos regulares de 50 Kg/m².



Luego de ingresar el modelo de la losa compuesta al software de análisis estructural SAP2000, se ingresan las condiciones de apoyo, las características del material y las cargas asociadas al análisis. Una vez definido el modelo puede efectuarse el análisis.

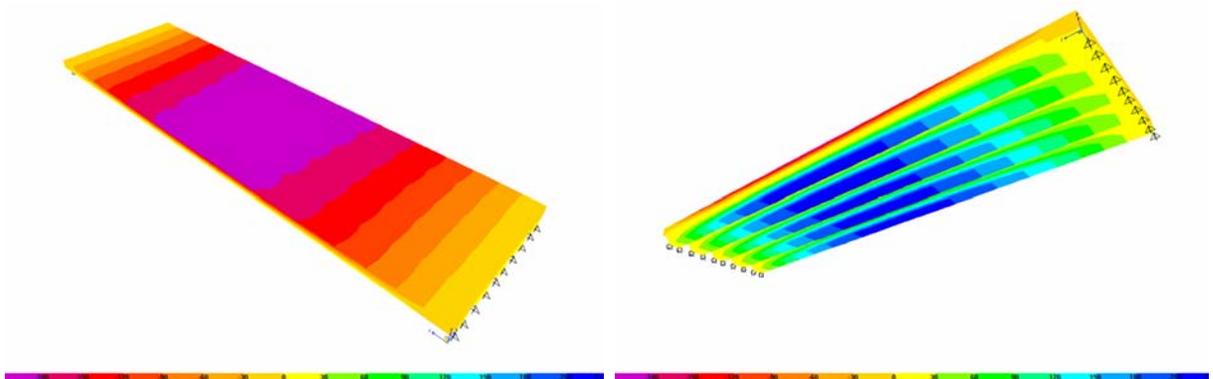


Diagrama de distribución de esfuerzos de tracción y compresión longitudinal en el concreto, a la izquierda se presenta la vista superior. A la derecha la vista inferior

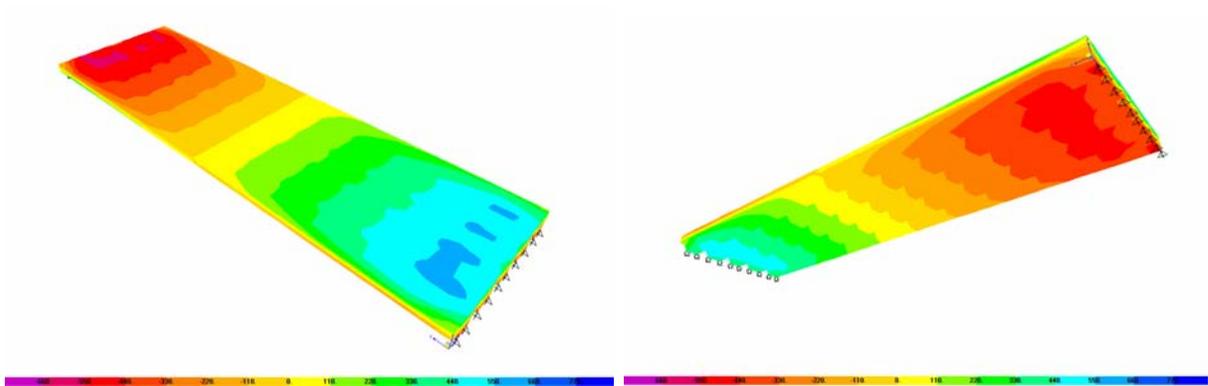


Diagrama de distribución de esfuerzo cortante en el concreto, a la izquierda se presenta la vista superior. A la derecha la vista inferior

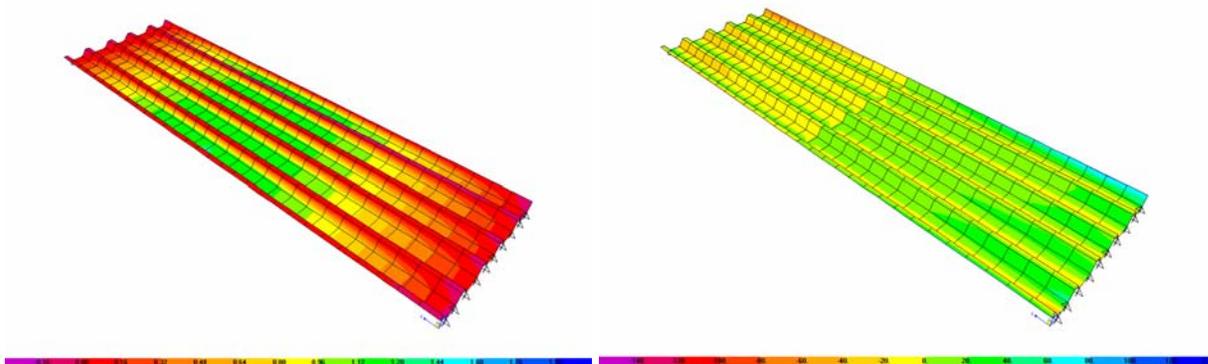


Diagrama de distribución de tensiones de tracción (izquierda) y esfuerzo cortante(derecha) en la lámina de acero



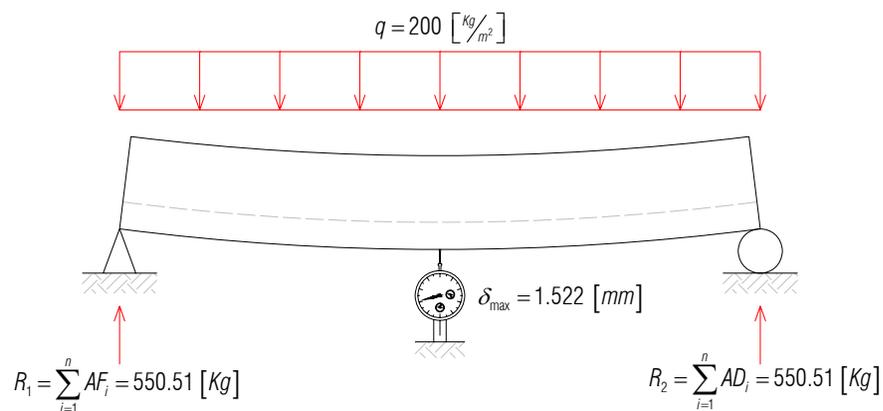
Diagrama de distribución de tensiones de tracción (izquierda) y esfuerzo cortante(derecha) en la lámina de acero

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
AD1	LIVE	LinStatic	0.014887	0.176187	0	0.001655	0.000001952	-0.000011
AD2	LIVE	LinStatic	0.014595	0.17516	0	0.00164	-0.000005798	-0.000008902
AD3	LIVE	LinStatic	0.014251	0.173333	0	0.001631	-0.000012	-0.000009393
AD4	LIVE	LinStatic	0.014116	0.172301	0	0.001626	0.000009934	-0.000007957
AD5	LIVE	LinStatic	0.014114	0.171216	0	0.001623	-0.000013	-0.000009152
AD6	LIVE	LinStatic	0.014008	0.170519	0	0.001622	0.000013	-0.000007916
AD7	LIVE	LinStatic	0.014082	0.169836	0	0.001624	-0.00001	-0.00000959

AD8	LIVE	LinStatic	0.013964	0.16906	0	0.001628	0.000011	-0.000008313
AD9	LIVE	LinStatic	0.013973	0.168904	0	0.001635	0.000002999	-0.000011
AD10	LIVE	LinStatic	0.013799	0.168285	0	0.001645	-0.000001348	-0.000009477
AF1	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001645	0.000001036	-0.000002811
AF2	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001635	-0.000003739	-0.000002268
AF3	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001634	-0.00000082	-0.000001402
AF4	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001629	0.000006442	-2.786E-08
AF5	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001628	-0.000012	-4.989E-07
AF6	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001627	0.000011	2.082E-07
AF7	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001626	-0.000009363	-1.737E-07
AF8	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001629	0.00001	9.436E-07
AF9	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001629	6.676E-07	0.000001566
AF10	LIVE	LinStatic	0	0	0	-0.001637	7.154E-07	0.000001996
CENTRAL	LIVE	LinStatic	0.003941	0.085909	-1.522094	-2.199E-09	-0.000017	-0.000004734
CENTRAL	LIVE	LinStatic	0.002787	0.085531	-1.521541	3.906E-09	0.000003093	-0.000004703

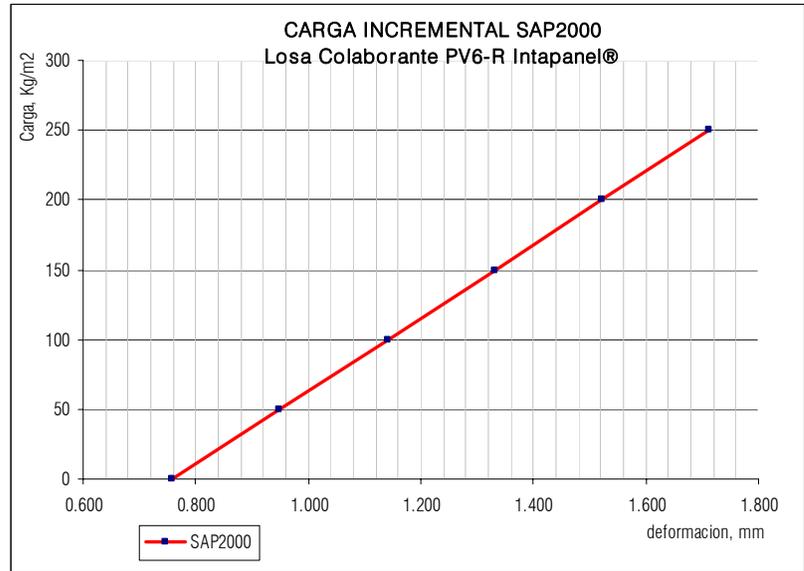
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-mm	Kgf-mm	Kgf-mm
AD1	LIVE	LinStatic	0	0	90.53	0	0	0
AD2	LIVE	LinStatic	0	0	40.38	0	0	0
AD3	LIVE	LinStatic	0	0	55.64	0	0	0
AD4	LIVE	LinStatic	0	0	49.23	0	0	0
AD5	LIVE	LinStatic	0	0	46.81	0	0	0
AD6	LIVE	LinStatic	0	0	46.36	0	0	0
AD7	LIVE	LinStatic	0	0	50.58	0	0	0
AD8	LIVE	LinStatic	0	0	56.88	0	0	0
AD9	LIVE	LinStatic	0	0	42.14	0	0	0
AD10	LIVE	LinStatic	0	0	71.96	0	0	0
AF1	LIVE	LinStatic	-14.88	23.86	86.52	0	0	0
AF2	LIVE	LinStatic	5.04	22.7	53.42	0	0	0
AF3	LIVE	LinStatic	2.42	-16.27	53.77	0	0	0
AF4	LIVE	LinStatic	12.97	-15.93	46.59	0	0	0
AF5	LIVE	LinStatic	-2.7	-17.42	43.51	0	0	0
AF6	LIVE	LinStatic	7.27	-16.09	41.99	0	0	0
AF7	LIVE	LinStatic	-8.36	-12.15	48.56	0	0	0
AF8	LIVE	LinStatic	0.94	-9.83	53.02	0	0	0
AF9	LIVE	LinStatic	-7.37	20.79	50.22	0	0	0
AF10	LIVE	LinStatic	4.65	20.34	72.9	0	0	0

En consecuencia, del análisis por elementos finitos es posible obtener:



Cuando se lleva a cabo el análisis incremental, se obtienen los siguientes resultados:

Losa Instapanel PV6-R e=0.8mm		
Sobrecarga Kg/m ²	Deformacion mm	D deform. mm
0	0.759	0.000
50	0.950	-0.191
100	1.140	-0.191
150	1.331	-0.191
200	1.522	-0.191
250	1.713	



El modelamiento de una estructura por el método de elemento finito implica la obtención de un resultado de carácter aproximado, basado en la suma de los efectos causados en elementos de dimensiones finitas que constituyen un continuo. Las características elásticas de los materiales también son modeladas por el software, y es ahí precisamente donde se encuentra una limitante. SAP2000 v9.0.3 no es capaz de realizar un análisis no lineal en elementos del tipo sólido y shell. Por esta razón, el análisis efectuado por este software en términos de tensiones y deformaciones puede presentar apreciables diferencias con los modelos teóricos (que si incorporan de alguna forma las propiedades no lineales resistentes de los materiales) y las mediciones efectuadas a probetas de laboratorio; todo esto a medida que los esfuerzos se hacen mas grandes. Con esta premisa es posible evaluar entonces el desempeño estructural de los elementos en su comportamiento lineal elástico, lo que para nuestro caso, no invalida el estudio, ya que el estado limite del sistema de losas colaborantes no es precisamente su resistencia flexural, sino que la capacidad de resistir el esfuerzo rasante producido en la interfaz acero/hormigón.

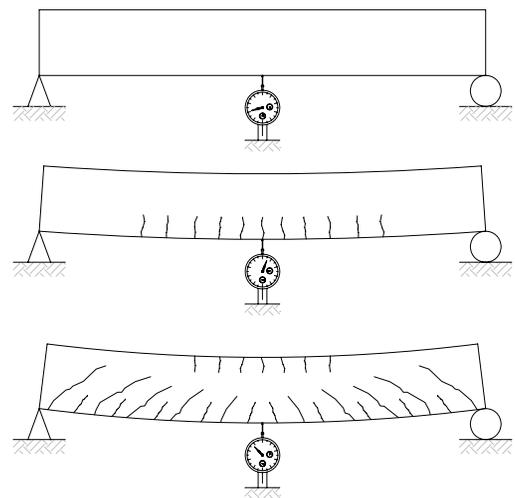
CAPÍTULO V

ENSAYO DE LOSAS COLABORANTES – EVALUACION DE LA RESISTENCIA

V.1 Introducción.

La evaluación de la resistencia de un miembro estructural es llevada a cabo para estudiar las características resistentes reales que tendrá en la etapa de servicio, en cuanto no se tenga certeza de que los modelos estructurales teóricos representen fielmente al sistema estructural real. Dicha evaluación puede ser llevada a cabo mediante ensayos de carga y descarga, que tienen por finalidad incorporar cargas en ciclos a la estructura, tomándose mediciones de las deformaciones a intervalos de tiempo clave, pudiendo así construirse diagramas de esfuerzo deformación respecto de las cargas y descargas hechas en un determinado intervalo de tiempo.

A continuación se describe la metodología de ensayo y se presentan los resultados obtenidos tras las mediciones practicadas a las probetas de tamaño real en laboratorio.



V.2 PRUEBA DE CARGA (ENSAYO DE FLEXION)

La prueba de carga es el nombre que recibe el ensayo o estudio experimental que se realiza a un elemento estructural mediante ciclos de carga y descarga, con la finalidad de evaluar su resistencia ante la incorporación de sobrecargas.

La prueba de carga puede explicarse en unos cuantos sencillos pasos, como su nombre lo dice, se requiere de tiempos de carga y de descarga para medir las deformaciones en puntos de interés para diferentes valores de sobrecarga. Se consideran entonces los siguientes pasos:

Acondicionamiento de las probetas: al momento de construir las probetas se debe tener en cuenta ciertos factores que pueden interferir en las mediciones, la idea es aislar al máximo las fuentes de error y obtener mediciones fidedignas. Debe cuidarse la completa horizontalidad de la losa, procurando apoyos alineados y nivelados. Los apoyos deben ser firmes y estables ante cualquier sobrecarga, esto es, que no presenten deformaciones frente a la incorporación de las cargas para el ensayo. Finalmente, debe cuidarse que las superficies de las losas estén limpias y lisas, de manera de situar fácilmente las viguetas de hormigón

que materializarán las cargas. Una parte importante del acondicionamiento de las probetas es la instalación del sistema de medición, se sitúa un deformómetro en la cara inferior de la losa al centro de su luz, este es uno de los puntos de interés en el estudio, ya que es allí donde se produce la máxima deformación.

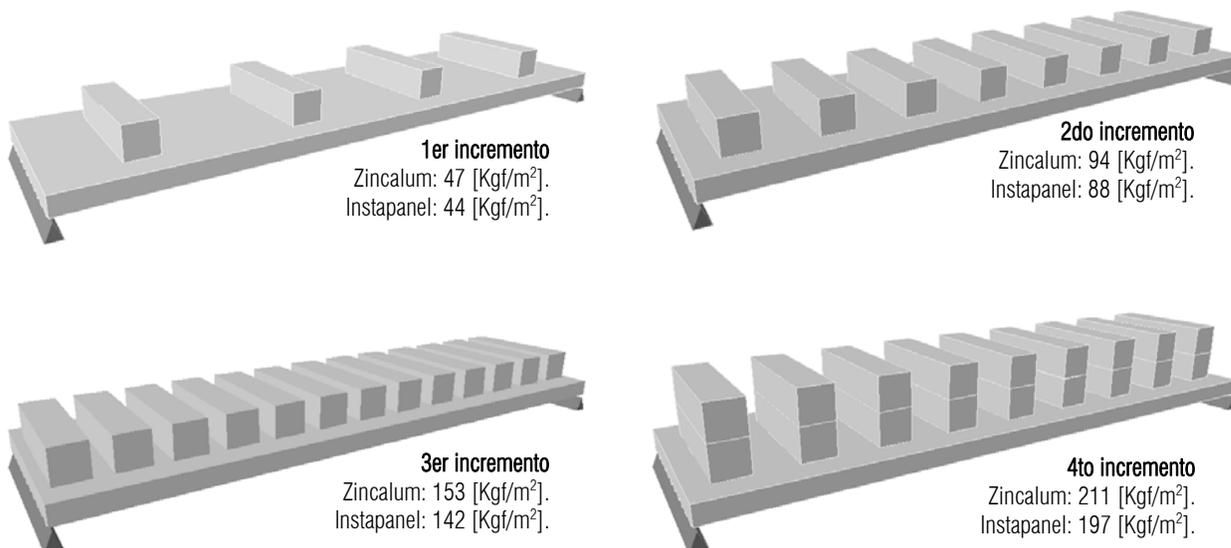
Selección de la sobrecarga: para simular la sobrecarga se disponen viguetas de hormigón de dimensiones aproximadas 150x150x600 [mm] con un peso cercano a los 30 [Kgf]. conformando una carga distribuida al situar dichas viguetas a intervalos regulares. La sobrecarga de ensayo corresponde a 200[Kgf/m²], para lograr esta sobrecarga deberán posicionarse sobre las losas aproximadamente entre 16 a 18 viguetas de 30[Kgf] de manera progresiva en al menos 4 incrementos.

Incorporación de las cargas y medición de deformaciones: luego de haber acondicionado las probetas y seleccionado la sobrecarga, se procede a cargar la losa, esto se hace en 4 intervalos para los cuales se miden las deformaciones; como la carga total aplicada en el ensayo corresponde a 200[Kgf/m²], se hacen incrementos de 50 [Kgf/m²] aproximadamente incorporando las viguetas que son necesarias para esa carga.. Al final de cada incremento se registra la lectura que entrega el deformómetro. Luego de terminar con los 4 incrementos de carga y registrar la última medida de deformación, se deja la probeta cargada por las siguientes 24 horas.

Descarga y medición de deformaciones: al igual que la incorporación de cargas, el retiro de estas debe ser gradual, una vez transcurridas las 24 horas después de la última incorporación de carga y siguiendo la misma secuencia de carga, deben retirarse las viguetas de la losa, midiendo las deformaciones cada vez que se complete un intervalo. Luego de haber descargado por completo la losa y medida su deformación, debe dejarse nuevamente por 24 horas en el laboratorio, pero esta vez sin cargas sobre impuestas.

Medición de la recuperación: una vez transcurridas las 24 horas desde la descarga total, debe tomarse una lectura de la deformación que presenta la losa bajo esas condiciones de carga. Una vez recogido este dato, puede practicarse nuevamente el ensayo de carga y descarga cuantas veces sea necesario.

A continuación se muestran los incrementos de carga en las losas de acuerdo a lo expuesto anteriormente. Cada incremento de carga, corresponde a una carga distribuida de aproximadamente 50 [Kgf/m²].



V.3 LECTURAS DEL DEFORMOMETRO®

Al término del periodo de curado (28días), las probetas son cargadas de acuerdo al método de carga expuesto en el apartado anterior, obteniéndose los siguientes resultados:

Primer ciclo de Carga:

Losa Zincalum e=0.35mm	
PRIMERA CARGA	
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm
0	1.31
47	1.65
94	2.02
153	2.47
211	3.02

Losa Instapanel e=0.8mm	
PRIMERA CARGA	
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm
0	1.62
47	2.11
94	2.63
153	3.42
211	4.45

PRIMERA DESCARGA	
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm
211	4.27
153	3.72
94	3.27
47	2.90
0	2.56

PRIMERA DESCARGA	
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm
211	5.65
153	4.62
94	3.83
47	3.31
0	2.82

OBSERVACIONES:

- Al comenzar el ciclo de carga se presentan deformaciones para la carga 0 Kg/m² (cero), ya que se debe considerar el efecto de las cargas de peso propio del sistema estructural.
- Se observan claramente deformaciones de menor magnitud en la losa con plancha de Zincalum®.

SEGUNDO CICLO DE CARGA:

Losa Zincalum e=0.35mm	
SEGUNDA CARGA	
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm
0	1.58
47	1.92
94	2.29
153	2.74
211	3.29

Losa Instapanel e=0.8mm	
SEGUNDA CARGA	
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm
0	2.10
47	2.59
94	3.11
153	3.90
211	4.93

SEGUNDA DESCARGA	
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm
211	4.59
153	4.04
94	3.59
47	3.22
0	2.88

SEGUNDA DESCARGA	
CARGA Kg/m ²	Deformacion mm
211	6.11
153	5.08
94	4.29
47	3.77
0	3.28

OBSERVACIONES:

- Se mantienen las tendencias del primer ensayo de carga y descarga, se presenta una deformación permanente en la losa zincalum® de aproximadamente 0.27 mm, mientras que en la de instapanel® se observa que la deformación permanente entre el primer y segundo ciclos es aproximadamente 0.48 mm.
- Al comenzar el ciclo de carga se presentan de igual manera deformaciones para la carga 0 Kg/m² (cero), tratándose de las deformaciones por peso propio.
- Se observan claramente deformaciones de menor magnitud en la losa con plancha de Zincalum®.

TERCER CICLO DE CARGA:

Losa Zincalum e=0.35mm	
TERCERA CARGA	
CARGA Kg/m2	Deformacion mm
0	1.77
47	2.21
94	2.60
153	3.07
211	3.64

Losa Instapanel e=0.8mm	
TERCERA CARGA	
CARGA Kg/m2	Deformacion mm
0	2.45
47	3.04
94	3.58
153	4.39
211	5.44

TERCERA DESCARGA	
CARGA Kg/m2	Deformacion mm
211	4.99
153	4.42
94	3.95
47	3.56
0	3.12

TERCERA DESCARGA	
CARGA Kg/m2	Deformacion mm
211	6.69
153	5.64
94	4.83
47	4.29
0	3.70

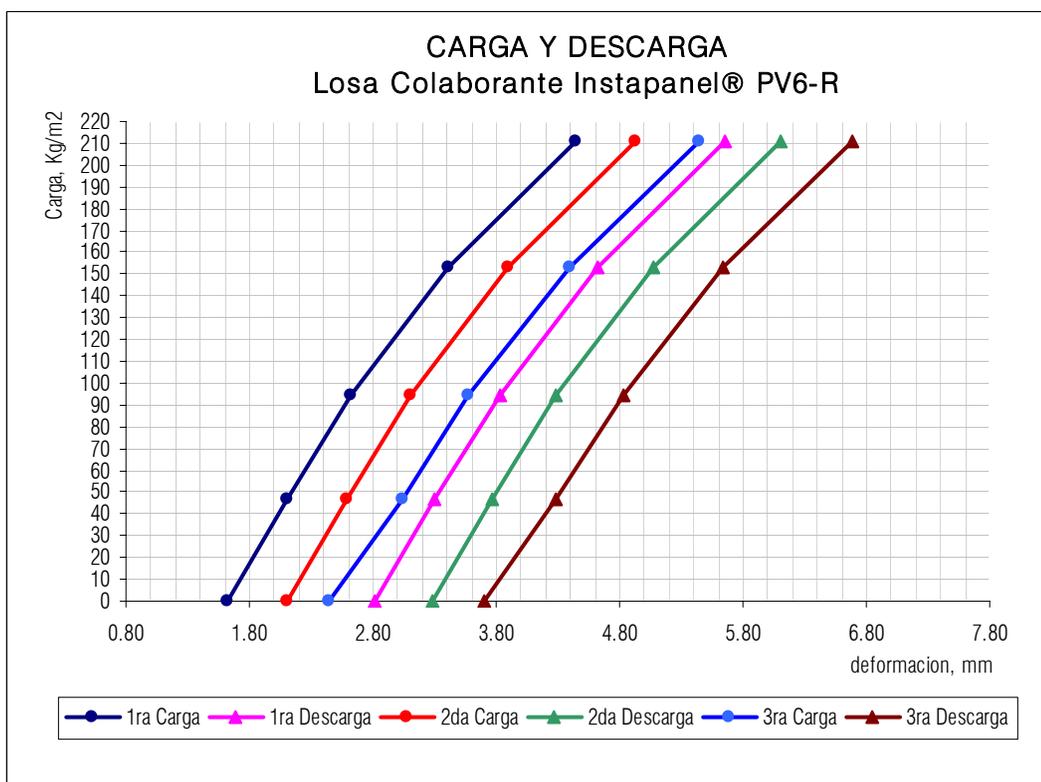
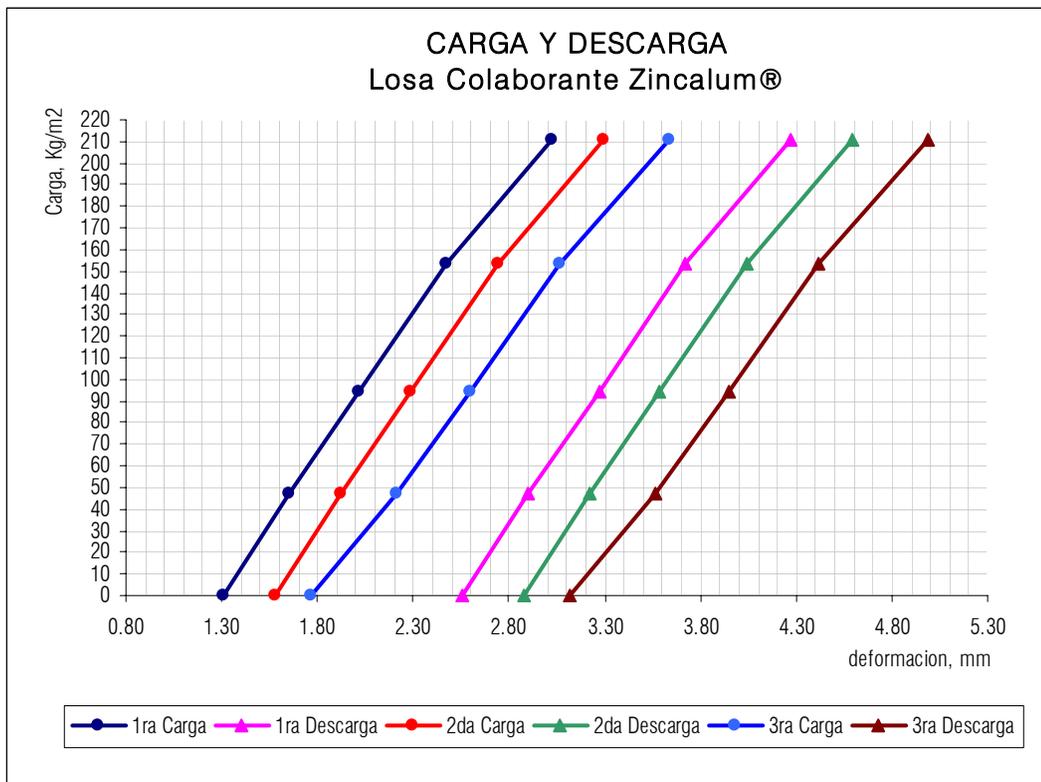
OBSERVACIONES:

- El comportamiento de las losas a medida que se incorporan cargas suele ser el mismo que en los ensayos anteriores, incrementándose las deformaciones permanentes que van desde un valor cercano a los 1.81mm en el caso del zincalum® hasta una deformación permanente aproximada de 2.08mm en el caso de la placa PV6-R de Instapanel®.
- Se observan claramente deformaciones de menor magnitud en la losa con plancha de Zincalum®.

V.4 CARGA Y DESCARGA

Los datos tabulados en la sección anterior referidos al ensayo de carga y descarga, pueden graficarse de manera tal de evidenciar el efecto que tienen las sobrecargas mantenidas en el desempeño estructural de las losas colaborantes.

A continuación se presentan los gráficos de CARGA y DESCARGA, tanto para la losa de Zincalum® como para la de Instapanel®.



OBSERVACIONES:

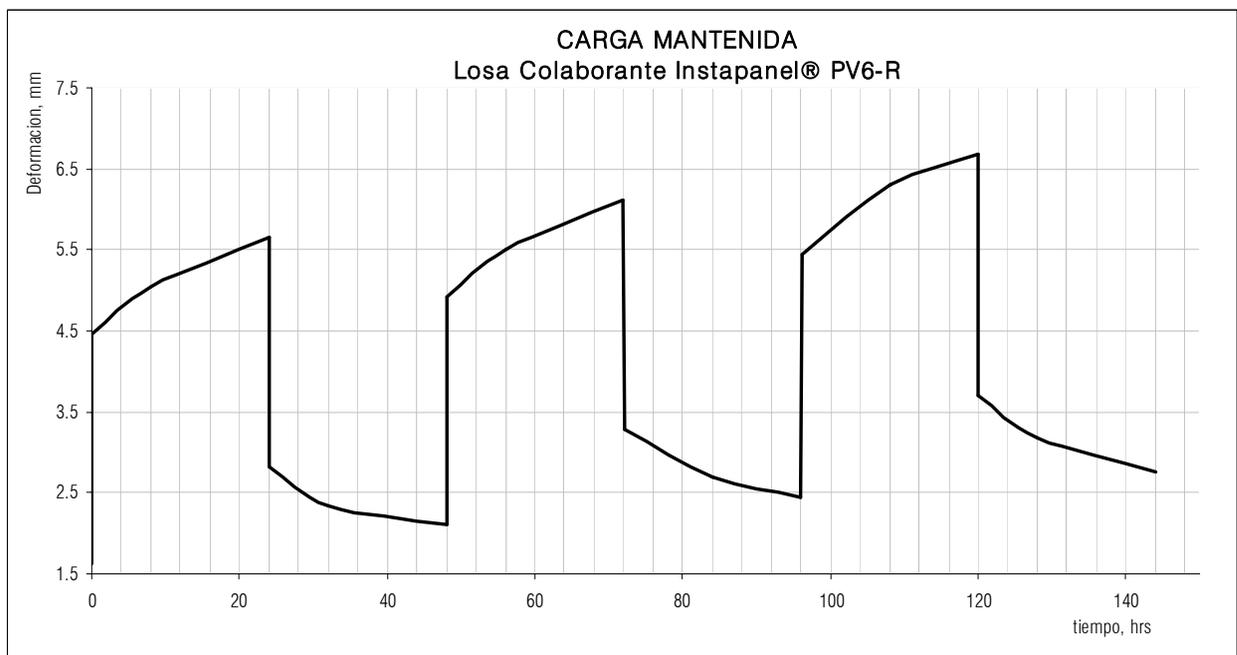
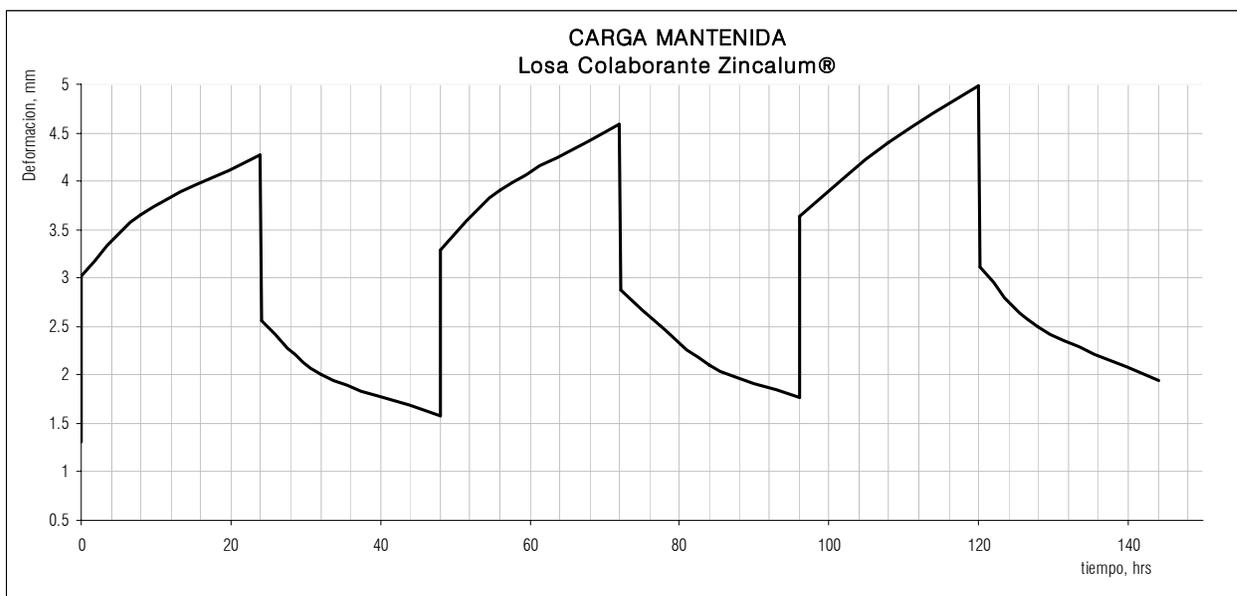
- Para ambos casos, se observa un comportamiento similar en cuanto a las curvas de Carga/deformación.
- Al examinar las deformaciones permanentes que se producen luego de terminada la etapa da carga, se observa que las losas de zincalum® presentan una mayor variación en la deformación relativa a la deformación instantánea (73%) en comparación con la losa con placa PV6-R (42%).

V.5 DEFORMACION POR CARGA MANTENIDA

Con los datos recogidos en los ensayos de laboratorio, es posible construir curvas de Carga Mantenido, que muestran el comportamiento de la losa frente a la incorporación de cargas en el tiempo, evidenciando claramente los ciclos de carga y descarga efectuados.

Las cargas permanentes son fácilmente apreciables así como también las recuperaciones que presentan las losas ante el reposo al que son sometidas luego del retiro de las cargas en cada ciclo.

A continuación se presentan los gráficos de CARGA MANTENIDA, tanto para la losa de Zincalum® como para la de Instapanel®.



V.6 ENSAYO DE LA LOSA A ROTURA

Para evaluar la resistencia ultima de las losas colaborantes construidas, se siguió un procedimiento de ensayo de resistencia, incrementando las cargas en el centro de la losa, hasta conseguir el colapso de la misma.

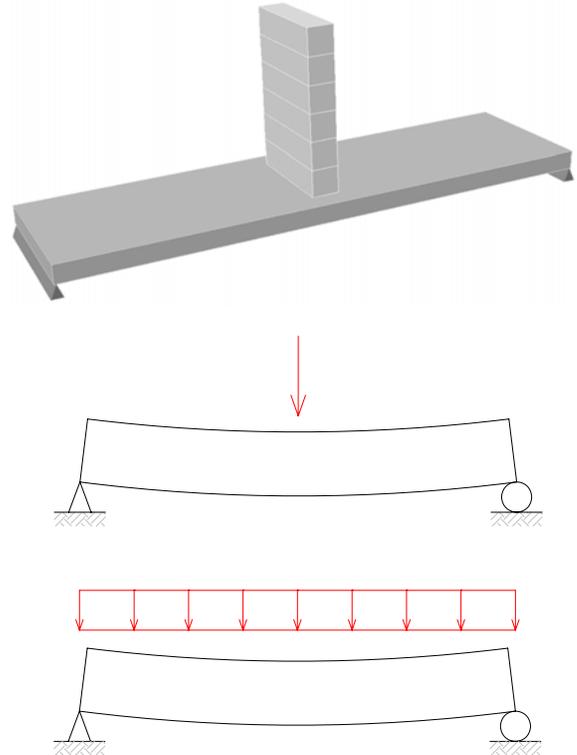
Se dispusieron viguetas de hormigón en el centro de la losa generando una carga puntual, dicha carga aplicada al modelo estructural, produce un momento máximo dado por:

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4}$$

Como se vio en el modelo con carga distribuida, el momento máximo producido en el centro de la losa esta dado por:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$$

Luego, al igualar los momentos máximos es posible encontrar una equivalencia de efectos entre la carga puntual y la carga distribuida aplicadas.



Al efectuar el ensayo de las losas a la rotura se obtuvo que la carga máxima fue:

Losa zincalum®: $P_{\max} = 960 \text{ Kg}$ equivalente a $q_{\max} = 752.06 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$

Losa Instapanel PV6-R: $P_{\max} = 1140 \text{ Kg}$ equivalente a $q_{\max} = 831.5 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$

Observándose una falla por deslizamiento entre las láminas de acero y el concreto. Los conectores de corte en ambas losas permanecen embebidos en el concreto mientras las láminas de acero fluyen en las perforaciones a causa de la concentración de esfuerzo en la vecindad del conector.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS DE RESULTADOS

VI.1 RESULTADOS DE LA LOSA ENSAYADA

De la sección anterior (V.7 LECTURA DEL DEFORMOMETRO), es posible tomar ciertos valores representativos que marcan las tendencias del comportamiento estructural de las losas colaborantes.

Si se considera solo el primer ciclo de carga se tiene:

Losa Zincalum e=0.35mm			
PRIMERA CARGA			
CARGA Kg/m ²	Delta CARGA Kg/m ²	Deformacion mm	Delta Def. mm
0	0	1.31	1.31
47	47	1.65	0.34
94	47	2.02	0.37
153	59	2.47	0.45
211	58	3.02	0.55

Losa Instapanel e=0.8mm			
PRIMERA CARGA			
CARGA Kg/m ²	Delta CARGA Kg/m ²	Deformacion mm	Delta Def. mm
0	0	1.62	1.62
47	47	2.105	0.485
94	47	2.63	0.525
153	59	3.42	0.79
211	58	4.45	1.03

Donde se observa claramente que mientras las cargas aplicadas crecen, los incrementos de deformación también lo hacen, sin importar que los incrementos de carga sean similares; esto denota una condición de deformación no lineal presentada principalmente por la inercia variable del sistema estructural colaborante.

VI.2 RESULTADOS DE LA LOSA MODELADA EN SAP2000

De la incorporación incremental de cargas al modelo de elementos finitos modelado en el software de análisis estructural SAP2000 es posible obtener las siguientes tablas para cada losa colaborante:

Losa Zincalum e=0.35mm			
PRIMERA CARGA			
CARGA Kg/m2	Delta CARGA Kg/m2	Deformacion mm	Delta Def. mm
0	0	1.274	1.274
50	50	1.566	0.292
100	50	1.858	0.292
150	50	2.15	0.292
200	50	2.4421	0.292

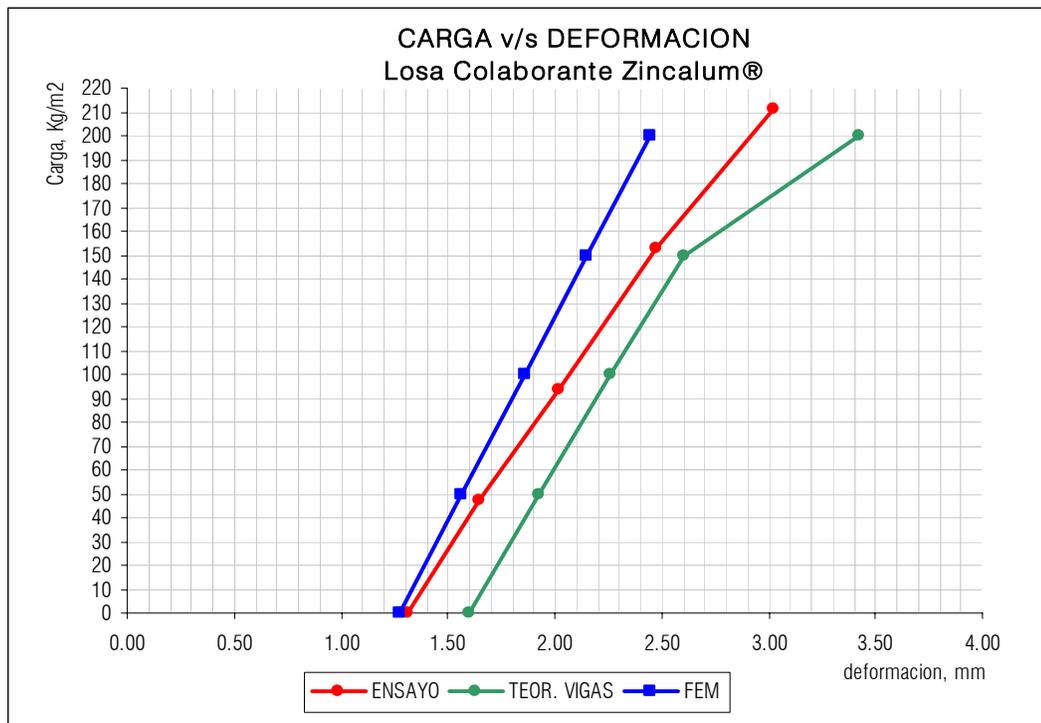
Losa Instapanel e=0.8mm			
PRIMERA CARGA			
CARGA Kg/m2	Delta CARGA Kg/m2	Deformacion mm	Delta Def. mm
0	0	0.759	0.759
50	50	0.95	0.191
100	50	1.14	0.190
150	50	1.331	0.191
200	50	1.522	0.191

Donde es posible apreciar que a igual incremento de carga, el incremento de deformación se hace constante, esto es por la naturaleza del análisis lineal que efectúa el software. Con estos datos es posible notar que un análisis no lineal es el más adecuado en esta aplicación colaborante; No perdiendo importancia el análisis lineal efectuado, ya que es posible evidenciar la distribución de esfuerzos antes de que se presenten las condiciones de no linealidad propias de las secciones de hormigón armado. El análisis lineal elástico puede estar enfocado a la obtención de un modelo inicial para un trabajo de diseño iterativo.

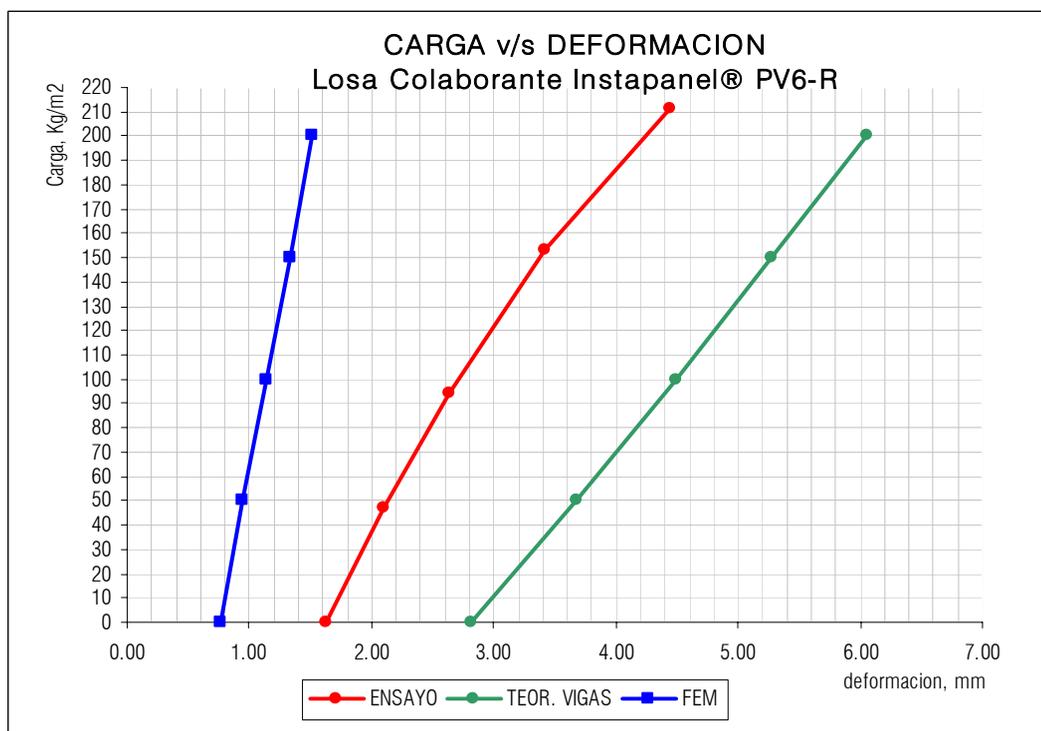
VI.3 COMPARACION ENTRE LOS ANALISIS REALIZADOS

Al comenzar este estudio, se presentaron tres ramas principales de trabajo, que contemplaban un análisis por teoría de vigas convencionales de hormigón armado, un modelamiento por el método de elemento finito en un software de análisis estructural y un programa de ensayos de laboratorio para determinar las deformaciones reales que tenían dos losas colaborantes, una de ellas utilizando una plancha de zincalum como refuerzo de tracción y la segunda una lamina convencional PV6-R de Instapanel.

Luego de llevar a cabo el estudio es posible contrastar los resultados de las predicciones teóricas con los datos recabados en laboratorio; mediante graficas es posible apreciar las diferencia y similitudes en el comportamiento estructural de los dos tipos de losas estudias en esta tesis.



Se puede observar claramente en el gráfico el comportamiento lineal de la losa modelada en SAP2000, y lo conservador que resultó ser el diseño mediante la teoría de vigas convencional. Se puede apreciar que la situación real es un caso intermedio de lo señalado por el análisis lineal elástico de elementos finitos y el análisis de vigas rectangulares de concreto reforzado.



Se observa nuevamente el comportamiento lineal de la losa modelada en SAP2000, y lo conservador que resultó ser el diseño mediante la teoría de vigas convencional. Se puede apreciar que la situación real es un caso intermedio entre lo señalado por el análisis lineal elástico de elementos finitos y el análisis de vigas rectangulares de concreto reforzado, presentándose un margen mucho mayor en este caso.

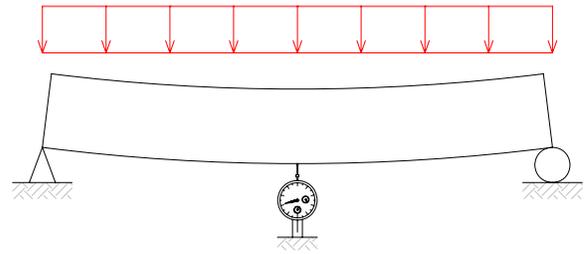
VI.4 DETERMINACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD

El modulo de elasticidad de un elemento, es la medida de su resistencia a la deformación bajo una determinada carga. Existen relaciones teóricas para determinar el modulo de elasticidad de concreto, en el ACI 318/99 se presenta una expresión que estima el modulo de elasticidad del hormigón en función del peso y la resistencia cilíndrica del mismo.

En condiciones de laboratorio, al medir las deformaciones y considerar que el momento de inercia de la sección compuesta no permanece constante a medida que aumentan las cargas, es posible obtener el Modulo de Elasticidad experimental de cada losa mediante procedimiento simple.

Para una viga simplemente apoyada, la expresión que define su máxima deformación está dada por:

$$\delta_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_e}$$



Despejando E se obtiene:

$$E = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot \delta_{\max} \cdot I_e} = \frac{5 \cdot l^4}{384} \cdot \frac{q}{\delta_{\max} \cdot I_e}$$

$$E = K \cdot \frac{q}{\delta_{\max} \cdot I_e}$$

Como las deformaciones medidas en laboratorio consideran el “cero” (inicio de las mediciones) sin la incorporación de las cargas muertas, el modulo de elasticidad deberá calcularse en base a los incrementos de carga, deformación y los momentos de inercia teóricos para cada rango de carga.

Para el caso de la losa con zincalum® se tienen los siguientes datos:

Losa Zincalum e=0.35mm					L (cm)	b (cm)	Et (kg/cm2)
PRIMERA CARGA					300	85.1	255303
Carga Kg/m2	Carga Kg/cm	Delta Carga Kg/cm	Deformacion cm	Delta def. cm	Inercia efectiva cm4	k	E Kg/cm2
0	0.00000	0.00000	0.131	0.131	5337.79	19759	0
47	0.39997	0.39997	0.165	0.034	5337.79	19759	232440
94	0.79994	0.39997	0.202	0.037	5337.79	19759	213593
153	1.30203	0.50209	0.247	0.045	5312.91	19851	221493
211	1.79561	0.49358	0.302	0.055	4430.73	23804	213621
					5105		220287

Al calcular el valor del Módulo de Elasticidad en cada incremento de carga, se obtiene un valor cercano al modulo de elasticidad teórico $E_t=255303 \text{ Kg/cm}^2$ calculado según ACI 318/99, Para la determinación del Módulo de Elasticidad experimental se hace el promedio de los módulos parciales calculados, lo que resulta en:

$$E_{\text{exp}} = 220287 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Para el caso de la losa con PV6-R DE Instapanel® se tienen los siguientes datos:

Losa Zincaluminum e=0.35mm					L (cm)	b (cm)	Et (kg/cm ²)
PRIMERA CARGA					300	91.4	255303
Carga Kg/m ²	Carga Kg/cm	Delta Carga Kg/cm	Deformacion cm	Delta def. cm	Inercia efectiva cm ⁴	k	E Kg/cm ²
0	0.00000	0.00000	0.162	0.162	3330.73	31665	0
47	0.42958	0.42958	0.211	0.049	3072.78	34324	304015
94	0.85916	0.42958	0.263	0.053	2939.46	35880	293590
153	1.39842	0.53926	0.342	0.079	2845.07	37071	253047
211	1.92854	0.53012	0.445	0.103	2794.79	37738	194228
					2913		261220

Al calcular el valor del Módulo de Elasticidad en cada incremento de carga, se obtiene un valor cercano al modulo de elasticidad teórico $E_t=255303 \text{ Kg/cm}^2$ calculado según ACI 318/99, Para la determinación del Módulo de Elasticidad experimental se hace el promedio de los módulos parciales calculados, lo que resulta en:

$$E_{\text{exp}} = 261220 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

VI.5 MAXIMA DEFORMACION ADMISIBLE.

En la sección III.3.2.5 se presentan algunas de las restricciones a la deformación de elementos de hormigón armado, es común que se evalúen las características de servicialidad mediante un criterio de deflexiones; ya que es posible que un elemento estructural determinado, presente deformaciones apreciables antes de alcanzar sus capacidades admisibles al 100%.

El criterio para las deformaciones instantáneas en ambas losas es:

$$\delta_{\text{max}} = \frac{L}{360}$$

Con lo que la deformación instantánea máxima admisible para ambas losas colaborantes es:

$$\delta_{\text{max}} = \frac{3000}{360} = 8.3 \text{ mm}$$

En la implementación del método de evaluación de la resistencia propuesto por ACI 318/99 (20), se tomó en cuenta una metodología de carga y descarga, los resultados que este procedimiento arroja deben ser evaluados con criterios de deformaciones máximas admisibles.

Las deformaciones máximas medidas deben satisfacer una de las siguientes condiciones según ACI318/99 (20.5.2):

$$\Delta_{\text{max}} \leq \frac{L^2}{20000 \cdot h}$$

$$\Delta_{r \text{ max}} \leq \frac{\Delta_{\text{max}}}{4}$$

Donde: L: Luz entre apoyos de la losa.

h: Espesor se la losa.

Δ_{max} : Deformación instantánea máxima admisible

$\Delta_{r\ max}$: Deformación residual máxima admisible.

Según las expresiones anteriores, las deformaciones máximas instantáneas y residuales para ambas losas compuestas son:

$$\Delta_{max} = 4.5\ mm ; \quad \Delta_{r\ max} = 1.125\ mm$$

Se aprecia claramente que el criterio de deformaciones impuesto por el método de evaluación de la resistencia del ACI 318/99 es mucho más estricto que la restricción para las deformaciones instantáneas máximas.

La evaluación a las deformaciones presentadas por los sistemas estructurales de losa mixta zincalum y PV6-R de Instapanel pueden verse en las siguientes tablas:

Losa Zincalum e=0.35mm		deformacion instantanea admisible	deformacion maxima admisible	deformacion residual admisible	Losa Instapanel PV6-R e=0.80mm		deformacion instantanea admisible	deformacion maxima admisible	deformacion residual admisible
	mm	8.333	4.5	1.125		mm	8.333	4.5	1.125
deformacion instantanea real	3.02	CUMPLE			deformacion instantanea real	4.45	CUMPLE		
deformacion maxima real 1er ciclo	1.17		CUMPLE		deformacion maxima real 1er ciclo	2.83		CUMPLE	
deformacion residual real 1er ciclo	0.27			CUMPLE	deformacion residual real 1er ciclo	0.48			CUMPLE
deformacion maxima real 2do ciclo	1.71		CUMPLE		deformacion maxima real 2do ciclo	2.83		CUMPLE	
deformacion residual real 2do ciclo	0.19			CUMPLE	deformacion residual real 2do ciclo	0.35			CUMPLE
deformacion maxima real 3er ciclo	1.87		CUMPLE		deformacion maxima real 3er ciclo	2.99		CUMPLE	
deformacion residual real 3er ciclo	0.59			CUMPLE	deformacion residual real 3er ciclo	0.31			CUMPLE

Como se observa en los cuadros anteriores, la prueba de carga resulta satisfactoria, en términos de las deformaciones máximas admisibles, tanto para las instantáneas como las cargas mantenidas.

CAPÍTULO VII

PROPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

VII.1 INSTALACION

Todas las láminas de Zincalum® deben tener la longitud de apoyo suficiente y el anclaje necesario para garantizar su estabilidad y apoyo durante la construcción. Todas las áreas que vayan a estar sometidas a tráfico pesado o repetido, cargas concentradas importantes, cargas de impacto, cargas de ruedas o similares, deben protegerse de manera adecuada mediante entablado o cualquier otro método aprobado para evitar sobrecarga y/o daño.

Todas las láminas dañadas que tengan cualquier tipo de distorsión o deformación causado por prácticas constructivas deben repararse, reemplazarse o apuntalarse, antes de la colocación del concreto.

Con el fin de conformar una plataforma segura de trabajo y para evitar daños en las láminas, éstas deben anclarse a los apoyos y los bordes de las láminas deben conectarse tan rápido como sea posible.

En el plan de instalación debe definirse claramente los puntos de iniciación de la instalación y la secuencia de la misma. Siempre habrá al menos un trabajador sobre el pórtico de apoyo de manera que a estos trabajadores debe garantizárseles una protección contra caídas durante el montaje de las láminas de Zincalum®. A medida que avanza la colocación de las láminas siempre habrá un borde que está libre o ´suelto´. Este borde solo debe utilizarse para la colocación de la siguiente lámina.

Una vez colocado un conjunto de láminas y tan pronto como se posible deben protegerse todos los bordes y aberturas en la losa con cables, cuerdas, divisiones o cualquier dispositivo de alerta y protección. Los huecos pequeños en la losa deben taparse con un recubrimiento seguro y anclado para evitar su desplazamiento accidental.

La necesidad de apuntalamiento temporal durante la construcción debe investigarse cuidadosamente. En caso de requerirse, el apuntalamiento debe diseñarse e instalarse de acuerdo con las normas aplicables y debe mantenerse en su sitio hasta que el concreto de la losa alcance el 75% de la resistencia a la compresión especificada (10 días). Cualquier otro grupo de trabajo debe mantenerse por fuera de la plataforma de trabajo y del área inmediatamente por debajo de la plataforma de trabajo durante todo el proceso de montaje. Antes de la instalación de cualquier lámina debe instruirse a todo el personal sobre los aspectos de la instalación incluyendo los peligros y riesgos. Puede conseguirse información adicional en el Iron Workers International Association (AFLCIO).

Las láminas de Zincalum® deben seleccionarse de manera que resistan por sí solas (antes de la colocación del concreto) al menos 100 Kg/m² de capacidad como plataforma de trabajo. Si llegan a requerirse apoyos temporales para garantizar esta capacidad, estos apoyos deben colocarse en su sitio antes de iniciar el proceso de montaje. Esta carga de 100 Kg/m² no incluye el peso propio de concreto, ya que se considera como una hipótesis independiente de carga. Todas las áreas sometidas a tráfico o al almacenamiento de material deben entablarse.

VII.2 NOTAS DE SEGURIDAD

Las superficies de las láminas de Zincalum® se vuelven muy resbalosas cuando se encuentran húmedas. Deben tomarse las precauciones necesarias cuando esto ocurra para evitar accidentes de trabajo.

A continuación se resumen algunas recomendaciones de seguridad importantes para el manejo e instalación del Zincalum® como refuerzo en losa colaborante:

MANEJO E INSTALACION DEL ZINCALUM EN LOSA COLABORANTE

NOTAS BASICAS DE SEGURIDAD

1. Verificar los planos de montaje para descargar los tableros en la posición y orientación correctas para evitar tener que girar los tableros.
2. Verificar que los paquetes de láminas de acero estén seguros y estables antes de cortar las bandas.
3. Verificar que los cortes y aberturas en la losa estén adecuadamente protegidos, asegurados y señalizados.
4. Utilizar líneas marcadas con tiza o similar para ubicar la estructura de soporte, identificando en forma precisa la ubicación de la misma.
5. Se debe estar alerta de los bordes afilados.
6. Los tableros húmedos son resbaladizos, se deben tomar las precauciones necesarias.
7. Mantenga limpio el sitio de trabajo.
8. Utilizar protección visual cuando esté cerca de trabajos de corte y soldadura.
9. Se recomienda utilizar gafas de sol y protección contra quemaduras de sol cuando se instalen láminas de zincalum® en días muy soleados.
10. Mantenerse alerta todo el tiempo.

VII.3 OTRAS RECOMENDACIONES

Los tableros deben instalarse de acuerdo con los planos finales “Aprobados para Construcción”. La instalación debe llevarla a cabo personal calificado y entrenado. El punto de iniciación debe seleccionarse cuidadosamente para garantizar una adecuada orientación correcta del borde de la losa de entrepiso o cubierta. Es muy importante mantener el alineamiento de los nervios o pliegues a lo largo de la estructura.

Pueden utilizarse marcas alineadas a intervalos adecuados mediante tiza o deben utilizarse láminas del mismo ancho efectivo para lograr trayectos rectos y largos de tablero. Usualmente las láminas de cubierta se dejan expuestas en la parte inferior. El alineamiento de los nervios debe ser paralelo a las vigas secundarias, en especial en la zona de la viga para evitar aspectos visuales poco estéticos. De ser posible debe mantenerse el alineamiento de los nervios de manera que se garanticen viguetas continuas de concreto a través de bordes de láminas a tope, minimizando así las pérdidas de concreto. Los nervios no alineados pueden causar problemas de cerramiento que pueden interrumpir el diseño de la losa. Un alineamiento adecuado puede lograrse únicamente si cada una de las láminas de acero se ajusta adecuadamente a medida que se va colocando. Errores acumulados en el ancho de cubrimiento de las láminas a lo largo de una dirección específica no puede corregirse con las últimas láminas del tramo. Se establece que la frecuencia en las marcaciones para el posicionamiento determina la precisión en el alineamiento de los nervios y pliegues.

Estos esfuerzos mínimos en el momento de la colocación de los tableros elimina la necesidad de correcciones complicadas en el sitio de instalación.

En la medida de lo posible las láminas de Zincalum® deben juntarse a tope en los apoyos. No se recomienda en general realizar traslapos en el borde del apoyo debido a las diferencias en el perfil que impiden un buen contacto entre las superficies de metal.

VII.4 MANEJO Y COLOCACION DEL CONCRETO

VII.4.1 LIMPIEZA DEL TABLERO

Los residuos de elementos de embalaje de las láminas de zincalum, los restos de la madera y los desperdicios de lámina deben recogerse y retirarse de la plataforma de trabajo todos los días para no generar riesgos innecesarios. No deben dejarse tiradas herramientas sueltas. Los residuos del proceso de soldadura de los pernos deben separarse del perno mismo y todos los residuos deben retirarse de la plataforma antes de la colocación del concreto.

Todas las personas involucradas en los trabajos de construcción deben cooperar para almacenar adecuadamente los materiales combustibles y debe retirarse la basura que pueda generar riesgos de incendio. Absolutamente ninguna lámina debe permanecer suelta al final del día de trabajo.

VII.4.2 VACIADO DEL CONCRETO

Antes del vaciado del concreto, el constructor debe estar seguro que toda la plataforma está completa y adecuadamente sujeta de acuerdo con los planos aprobados para el montaje y que existe el soporte necesario en todos los bordes. Las áreas dañadas deben repararse o aceptarse oficialmente. Todos los residuos de soldadura deben desprenderse y retirarse de los pernos. Deben retirarse todos los residuos y desperdicios. Todo el refuerzo, los alambres y las barras deben estar asegurados adecuadamente en su sitio. El encargado del concreto debe revisar cuidadosamente los requerimientos de apuntalamiento y verificar que todos los soportes estén ajustados adecuadamente en su sitio.

El concreto debe vaciarse desde un nivel bajo para evitar el impacto sobre las láminas. Debe colocarse de manera uniforme sobre la estructura de soporte y debe espaciarse hacia el centro de la luz. El concreto debe colocarse en una dirección tal que el peso se aplique primero sobre las láminas superiores en el traslape de borde, disminuyendo así las posibilidades de una separación de los bordes de las láminas adyacentes durante el vaciado. No debe permitirse la agrupación de trabajadores alrededor de la zona de colocación del concreto.

Si se utiliza carretilla para la colocación del concreto deben utilizarse entablados sobre los cuales se concentrará todo el tráfico. No debe permitirse por ningún motivo el tránsito de carretilla o elementos pesados sobre la lámina misma de acero sin la colocación previa de entablados adecuados. El entablado debe tener la rigidez suficiente para distribuir las fuerzas concentradas a la lámina del tablero sin causar daños o deflexiones excesivas. Deben evitarse los daños en el tablero producidos por el manejo de las barras de refuerzos o por una colocación poco cuidadosa.

Alternativamente puede especificarse un apuntalamiento adicional. Aunque los anclajes y conexiones de las láminas son importantes en todas las condiciones de luces, éstas resultan de vital importancia en luces simples. Los anclajes y las conexiones deben revisarse cuidadosamente en estos casos.

A medida que se coloca el concreto, tanto la lámina como la totalidad del marco de soporte se deflecan. Las cantidades de concreto y las cargas deben calcularse en general teniendo en cuenta estas deflexiones.

Cuando el conjunto de láminas se ha diseñado para que actúe como un diafragma a cortante durante la construcción, esto debe indicarse claramente en los planos. Se debe alertar a los constructores sobre la función de arriostramiento que cumple estos paneles y que su remoción está prohibida a menos que se diseñe y proporcione un sistema de arriostramiento complementario.

Si las láminas deben funcionar como diafragma durante la construcción, debe tenerse en cuenta que el diafragma no es efectivo hasta que las unidades de las láminas están totalmente conectadas. De esta manera, si por alguna razón se interrumpe la instalación de las láminas en la plataforma, debe proporcionarse un arriostramiento temporal.

VII.4.3 OTRAS CONSIDERACIONES

Para las consideraciones constructivas adicionales referente a la losa de concreto reforzado tales como compactación, curado, colocación y sujeción del refuerzo, etc., deberá seguirse los requisitos y recomendaciones dados por el Código de diseño del American Concrete Institute ACI 318/99.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES GENERALES

1.- En la presente tesis se ha demostrado que es posible diseñar, proyectar y construir una losa colaborante con refuerzo de tensión materializado en una lámina de zincalum® de 0.35mm de espesor. Las aplicaciones en las cuales puede ser usadas apuntan a un diseño de baja sobrecarga, donde una losa colaborante convencional o incluso la implementación de una losa maciza de concreto es de carácter sobre dimensionado. Los resultados obtenidos en el modelamiento teórico del sistema estructural no se escapan en gran medida de los resultados obtenidos en probetas físicas de tamaño real; lo entrega una real posibilidad de estimar esfuerzos y deformaciones mediante un método sencillo de diseño estructural.

2.- Luego de efectuar las pruebas de carga y descarga, se realizó un ensayo de carga hasta la rotura de las losas, con este procedimiento no solo fue posible determinar la carga a la cual el sistema colapsaba, sino que fue la afirmación de la hipótesis de diseño en que se pensaba de antemano que la clave de la resistencia del sistema estaba en procurar la conexión adecuada entre el concreto y el acero, ya que los esfuerzos de corte que se producen en la interfase son de considerable magnitud y deben ser resistidos para conferir a la losa de capacidades flexurales resistentes.

3.- Mediante la comparación del comportamiento entre losas colaborantes con zincalum® y las convencionales con PV6-R, es posible establecer que para secciones de baja sobrecarga, el sistema estructural con zincalum presenta un comportamiento satisfactorio y óptimo, la condición de alta sobrecarga es cubierta satisfactoriamente por el sistema PV6-R, el que no presenta un comportamiento muy óptimo en espesores bajos de la losa.

4.- El análisis lineal elástico por el método de elementos finitos entrega una idea clara del comportamiento estructural de estos sistemas de losas compuestas, pero no se perfila como un método exacto en la determinación de esfuerzos y deformaciones, ya que las características no lineales del concreto no son tomadas en cuenta en este tipo de análisis. Un análisis más adecuado sería un modelamiento por el método de elemento finito que considere las condiciones de comportamiento no lineal de los elementos componentes del sistema de losa colaborante. El Análisis no lineal es de gran utilidad en el pre-

dimensionamiento de los elementos entregando secciones aproximadas, pero valiosa información de las zonas más cargadas y donde deben ponerse atención.

5.- Luego de la evaluación de la resistencia mediante el método de carga y descarga, es posible observar la real variación que presenta el momento de inercia efectivo en la sección de concreto, las deformaciones presentadas son producto de la variación del momento de inercia que no solo depende del comportamiento en el agrietamiento de la sección de hormigón, sino que también del porcentaje de colaboración que se proporcione mediante los conectores de cortante. La sección podrá cambiar sus características resistentes a medida que los materiales se ajustan y redistribuyen sus esfuerzos.

REFERENCIAS

BIBLIOGRAFICAS Y FUENTES DE INFORMACION

- 1.- American Concrete Institute®, 1999. Código de diseño de Hormigón Armado — ACI 318-99
- 2.- Kirby, R.S. y Laurson. P.G.. 1932, The Early Years of Modern Civil Engineering (New Haven: Yale University Press).
- 3.- Kirby, R.S.. y Laurson. P.G., 1932, The Early Years of Modern Civil Engineering (New Haven: Yale University Press).
- 4.- Straub, H., 1964, A History of Civil Engineering (Cambridge: M.L.T. Press), pags. 205-215. Traducido del alemán Die Geschichte der Bauingenieurkunst, editorial Birkhäuser, Basilea, 1949.
- 5.- Ward, W.E., 1883. "Beton in Combination with Iron as a Building Material". Transactions ASME. 4.
- 6.- American Society for Testing Materials, 1911. Proceedings (Vol. XI).
- 7.- Wang C.K. y Salmon, C.G., 1992, Reinforced Concrete Design, Sa. ed., (Nueva York: Harper-Collins).
- 8.- "The Story of Cement, Concrete and Reinforced Concrete", Civil Engineering, nov. 1977.
- 9.- Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95). Detroit: American Concrete Institute, 1995.
- 10.- Carrasquillo, R., Nilson, A., y Slate, E, 1981, "Properties of High-strength Concrete Subject to Sh011-term Loads." J. ACI Proceedings, vol. 78, no. 3, mayo-junio.
- 11.- Leet, K, 1991, Reinforced Concrete Design, 2a. ed. (Nueva York: McGraw-Hill).
- 12.- Rüsç. H., 1960, "Researches Toward a General Flexure Theory for Structural Concrete", ,journal ACI. 57(1).
- 13.- American Society for Testing and Materials, 1982, Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete Using Simple Beam with Third-Point Loading) (ASTM C78-75) (re-approved 1982). Philadelphia
- 14.- American Society for Testing and Materials, 1979, Standard Method of Test for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens

- 15.- MacGregor, J.G., 1997, Reinforced Concrete Mechanics and Design (Upper Saddle River, N.J.: Prentice-Hall).
- 16.- INN. 1986. NCh. 1537 Of. 1986 Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- 17.- RYANTO WIDJAJA, BUDI. 1997. Analysis And Design of Steel Deck – Concrete Composite Slabs. Tesis. Doctor of Philosophy of Civil Engineering. Faculty of The Virginia Polytechnic Institute And State University. 84p
- 18.- ARZE LOYER, ELIAS. 1981. Guía Para El Diseño En Acero. Santiago de Chile. Universidad de Chile.