

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**“PAVIMENTOS RIGIDOS REFORZADOS CON FIBRAS DE ACERO VERSUS
PAVIMENTOS TRADICIONALES”**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Marco Eduardo Montalvo Guevara

ASESOR: Jorge Zegarra Pellanne

Lima, Mayo de 2015

Resumen

El fin este documento es presentar el concreto reforzado con fibras como alternativa de solución para mejorar el comportamiento del concreto; ya que sus diversas aplicaciones hacen que sea uno de los productos más solicitados por las ventajas que aportan al concreto. Las principales mejoras que proporciona la adición de fibras al concreto son la disminución de fisuras en la contracción plástica como endurecida y la resistencia a tracción aumenta de manera considerable.

La necesidad de ahorrar costos, aumentar la calidad y optimizar los materiales hace que se realicen investigaciones sobre distintos aditivos que se le añaden al concreto como acelerantes de fragua, incorporadores de aire, reductores de agua, superplastificantes, impermeabilizantes, entre otros; como también el tipo de refuerzo que complementa al concreto como varillas de acero, mallas electrosoldadas, fibras de acero, entre otros.

El uso del concreto fibroreforzado se viene dando cada vez más en nuestro país, se utiliza desde los pavimentos rígidos hasta el reforzamiento de estabilidad en túneles, haciéndolo uno de los materiales con mayor demanda en los diferentes campos de la ingeniería.

Este documento se enfocará en realizar comparación entre pavimentos de concreto simple, pavimentos de concreto reforzado con mallas de acero y el pavimento de concreto reforzado con fibras de acero, comparando la metodología de diseño, los esfuerzos teóricos, su procedimiento constructivo y los precios unitarios en cada una de las situaciones.

Para finalizar se realizará un ejemplo utilizando un proyecto real, en el cual se verificará que el concreto reforzado con fibras de acero es la mejor opción.

Índice

Capítulo 1: Introducción y objetivos

- 1.1 Introducción
- 1.2 Justificación
- 1.3 Objetivos

Capítulo 2: El concreto y sus propiedades

- 2.1 Definición del concreto
- 2.2 Componentes y complementos del concreto
 - 2.2.1 Cemento
 - 2.2.1.1 Tipo I
 - 2.2.1.2 Tipo II
 - 2.2.1.3 Tipo III
 - 2.2.1.4 Tipo IV
 - 2.2.1.5 Tipo V
 - 2.2.2 Agua
 - 2.2.3 Agregados
 - 2.2.4 Aditivos
- 2.3 Propiedades del Concreto
 - 2.3.1 Concreto Fresco
 - 2.3.1.1 Trabajabilidad
 - 2.3.1.2 Sangrado
 - 2.3.1.3 Tiempo de fraguado
 - 2.3.1.3.1 Concreto Endurecido
 - a) Resistencia
 - b) Impermeabilidad y estanquidad
 - c) Estabilidad de volumen y control de fisuración
 - d) Durabilidad
- 2.4 Fisuración del Concreto
 - 2.4.1 Fisuras estabilizadas
 - 2.4.2 Fisuras en movimiento
 - 2.4.3 Fisuras estructurales
 - 2.4.3.1 Fisuras causadas por fuerzas externas
 - 2.4.3.2 Fisuras causadas por el reforzamiento de acero
 - 2.4.4 Fisuras en estado plástico
 - 2.2.4.1 Fisuración por retracción plástica
 - 2.2.4.2 Fisuración por precipitaciones de los agregados
 - 2.4.5 Fisuras en estado sólido

Capítulo 3: Fibras en el concreto

- 3.1 Reseña histórica de la aplicación de las fibras
- 3.2 Concepto de refuerzo del concreto con fibras
- 3.3 Tipos de fibras
- 3.4 Tipos de fibras de acero

- 3.5 Aplicación de las fibras de acero
 - 3.5.1 Pisos y pavimentos
 - 3.5.2 Concreto proyectado
 - 3.5.3 Elementos prefabricados
- 3.6 Fibras Wirand
 - 3.6.1 Aporte de las fibras de acero al concreto
 - 3.6.1.1 Resistencia a la compresión
 - 3.6.1.2 Resistencia a la tracción
 - 3.6.1.3 Resistencia a la flexión
 - 3.6.1.4 Resistencia última y tenacidad
 - 3.6.1.5 Comportamiento de la tenacidad
 - 3.6.1.5.1 Índice de tenacidad I5
 - 3.6.1.5.2 Índice de tenacidad I10
 - 3.6.1.5.3 Índice de tenacidad I20
 - 3.6.1.6 Resistencia a la fatiga
 - 3.6.1.7 Resistencia al impacto
 - 3.6.1.8 Resistencia al corte
 - 3.6.1.9 Módulo de elasticidad y Poisson
 - 3.6.1.10 Resistencia al congelamiento y deshielo
 - 3.6.1.11 Resistencia a la corrosión
 - 3.6.1.12 Resistencia al fuego

Capítulo 4: Pavimentos

- 4.1 Generalidades de los pavimentos
- 4.2 Generalidades del pavimento rígido
 - 4.2.1 Losa
 - 4.2.2 Base y sub-base
 - 4.2.3 Sub-rasante
- 4.3 Cargas en el pavimento
 - 4.3.1 Cargas vehiculares
 - 4.3.2 Cargas concentradas
 - 4.3.3 Cargas distribuidas
 - 4.3.4 Cargas lineales
- 4.4 Juntas
 - 4.4.1 Juntas de aislamiento
 - 4.4.2 Juntas de construcción
 - 4.4.3 Juntas de contracción
 - 4.4.4 Juntas de dilatación
- 4.5 Diseño de pavimentos
 - 4.5.1 Reporte técnico N°34 (TR N°34)
 - 4.5.1.1 Método británico
 - 4.5.1.2 Método "Yield line theory"
 - 4.5.1.2.1 Enfoque Básico para cargas puntuales
 - a) Ecuaciones de diseño
 - a.1) Una sola carga
 - a.2) Cargas en dos puntos
 - a.3) Cargas en 4 puntos
 - b) Punzonamiento
 - 4.5.2 PCA (Portland Cement Association)
 - 4.5.2.1 Cargas vehiculares
 - 4.5.2.2 Cargas por estanterías

- 4.5.2.3 Pavimento reforzado con mallas de acero
- 4.6 Procedimiento constructivo de un pavimento rígido
 - 4.6.1 Pavimento simple
 - 4.6.2 Pavimento reforzado con fibras de acero
 - 4.6.3 Pavimento reforzado con mallas de acero

Capítulo 5: Proyecto de aplicación

- 5.1 Descripción de la zona
- 5.2 Topografía
- 5.3 Geomorfología local
 - 5.3.1 Borde litoral
 - 5.3.2 Planicies costaneras y conos deyectivos
 - 5.3.3 Lomas y cerros testigos
- 5.4 Clima
- 5.5 Sismicidad
- 5.6 Estudio de suelos
- 5.7 Solicitaciones
- 5.8 Diseño de pavimentos
 - 5.8.1 Diseño con la norma PCA
 - 5.8.1.1 Para cargas vehiculares
 - 5.8.1.2 Para cargas puntuales
 - 5.8.1.3 Diseño reforzado con barras
 - 5.8.2 Diseño con TR-34
 - 5.8.3 Software PAVE 2008
- 5.9 Resumen de Resultados
 - 5.9.1 TR-34, PAVE 2008
 - 5.9.2 PCA
 - 5.9.3 Precios Unitarios

Capítulo 6: Conclusiones

Capítulo 1: Introducción y objetivos

1.1 Introducción

El concreto es uno de los materiales más utilizados por el hombre en la industria de la construcción. Esto se debe a su gran versatilidad, durabilidad, trabajabilidad y resistencia que proporciona en sus diferentes estados físicos. La utilización del concreto se da en un variado campo de aplicación, entre los cuales están edificios, carreteras, losas industriales, presas, puentes, etc.

El presente estudio se enfocará en el concreto aplicado a losas industriales, las cuales han venido ganando popularidad por su gran desempeño ante solicitaciones cada vez más críticas. En el Perú, muchos proyectos asociados con losas industriales de pavimento rígido se vienen desarrollando gracias al aporte de nuevas tecnologías, las cuales optimizan los procesos de producción y/o construcción. Muchos de estos proyectos están aplicados a estacionamientos de centros comerciales, patios de maniobras para minas, pisos para almacenes industriales, entre otros.

Las investigaciones que se vienen dando desde mediados del siglo XX, han desarrollado nuevos y mejores sistemas referentes al concreto aplicado a dicho tipo de losas. Uno de los grandes aportes es la adición de fibras de acero y/o sintéticas a las mezclas. El concreto, como se ha estudiado extensamente, resiste potencialmente esfuerzos a compresión, sin embargo, falla críticamente en presencia de esfuerzos a tracción. La adición de las fibras, principalmente las de acero, hace que propiedades específicas del concreto, como por ejemplo la resistencia a esfuerzos de flexión, se optimicen. A la fecha, se continúan realizando estudios para cuantificar dichas mejoras.

En los siguientes capítulos de la presente tesis se desarrollara detalladamente cómo se vienen dando las investigaciones del concreto, y de las adiciones que mejoran sus características. Así también, se expondrá los cambios que se generan en las mezclas de concreto al utilizar fibras de acero presentes en el mercado peruano y así, desarrollar una comparación entre diferentes sistemas utilizados actualmente en las estructuras de losas de pavimento rígido.

1.2 Justificación

Los grandes volúmenes de concreto que se producen actualmente en la industria de la construcción hacen que se realicen mejoras u optimizaciones en la tecnología del mismo ya que los recursos para la producción del concreto aumentan su valor cada vez más. Es por esto que

diferentes investigaciones relacionadas a la aplicación de concreto reforzado con fibras de acero para losas o piso industriales implican mejoras en el material concreto y, a su vez optimizaciones en los diseños de dichas estructuras.

La optimización de procedimientos constructivos es un punto crítico en cualquier edificación, por ende cada vez se tiene que realizar más rápido la entrega de proyectos; la incorporación de fibras de una manera sencilla ayuda al procedimiento constructivo de la losa.

Las fibras de acero se muestran como una alternativa diferente para el diseño y construcción de losas industriales, cambiando totalmente los métodos convencionales. Un problema que se observa en la mayoría de proyectos de construcción de losas industriales son las fallas o fracturas debido a la falta de consideración de las solicitaciones reales que actuarán en la estructura, así también como la dificultad del mismo proceso constructivo.

Los pavimentos rígidos no se comportan de manera constante al transcurso del tiempo ya que al ir deteriorándose, disminuye la serviciabilidad y podría darse el caso de comprometer estructuras a las cuales está soportando el pavimento, como por ejemplo un estante. Por ello se debe adoptar nuevas metodologías como es el caso de uso y aplicación de fibras de acero dentro del diseño y construcción de losas apoyadas sobre terreno, el cual resulta una solución integral.

Proyectos de gran magnitud poseen la necesidad de realizar mejoras mecánicas y físicas en el concreto para diferentes solicitaciones, evitando así diferentes fallas, optimizando costo y tiempo. Es por ello que la presente tesis se enfocará en cuantificar las mejoras brindadas por la adición de fibras de acero al concreto, para así tener nuevas consideraciones en los futuros diseños.

1.3 Objetivos

Proporcionar información, criterios generales y nuevas metodologías para el dimensionamiento, proyecto y ejecución de obras de pavimentos reforzados con fibras.

Comparar de manera teórica las propiedades mecánicas: flexión, compresión, modulo elástico y físicas del concreto sin refuerzo y el concreto reforzado con fibras de acero Wirand FF1, como también comparar sus espesores.

Comparar los precios unitarios en la ejecución en un proyecto real, verificando la optimización de precios unitarios, recursos y ejecución.

Capítulo 2: El concreto y sus propiedades

2.1 Definición del concreto

El concreto u hormigón (como es conocido en otros países), es un material homogéneo compuesto por dos elementos: pasta y agregados. El primero es una mezcla de agua y cemento, el cual une a los agregados finos y gruesos (arena y piedra) resultando un material muy resistente a la compresión. Esto se debe al endurecimiento de la pasta, el cual se da mediante una reacción química entre las partículas de cemento y agua.

2.2 Componentes y complementos del concreto

El concreto está compuesto por: cemento, agua, aire, agregado grueso, agregado fino y aditivos. Cada uno de ellos tiene un rol muy importante en el comportamiento del concreto en sus diferentes estados, aportando diversas características para su resistencia. A continuación se expone cada uno:

2.2.1 Cemento

El cemento es uno de los componentes más importantes para la producción del concreto. En esencia, es un material aglomerante, que con la ayuda del agua, tiene la capacidad de unir a los demás agregados del concreto y formar la pasta. Para que ello suceda, debe ocurrir un proceso conocido como hidratación, el cual se da al entrar en contacto con el agua. El cemento posee distintos compuestos, siendo los cuatro más importantes el silicato tricálcico, silicato dicálcico, aluminato tricálcico y ferroaluminato tetracálcico. Además de estos compuestos principales existen otros que tienen un rol menos preponderante en el proceso de hidratación.

Por otro lado, existen diversos tipos de cemento en el mercado.

2.2.1.1 Tipo I

Cemento de uso general. Es utilizado en construcción en donde no se necesiten solicitaciones específicas en el concreto. En el Perú, es el cemento con mayor demanda debido al menor costo frente a los demás tipos.

2.2.1.2 Tipo II

El cemento de tipo II presenta la propiedad de moderada resistencia a los sulfatos y se puede utilizar en las cimentaciones que se encuentren expuestas a una baja concentración de sulfatos que pueden estar contenidos en suelos o aguas subterráneas.

2.2.1.3 Tipo III

El cemento tipo III se caracteriza por desarrollar alta resistencia a tempranas edades a los 3 y 7 días. Esto se debe por el cemento obtenido durante la molienda es más fino. Su utilización se debe a necesidades específicas de la construcción, cuando es necesario retirar los encofrados lo más pronto posible.

2.2.1.4 Tipo IV

El cemento tipo IV es conocido por presentar bajo calor de hidratación, proceso que ocurre al entrar en contacto el agua con el cemento. Generalmente, se utiliza cuando se presentan vaciados de gran volumen.

2.2.1.5 Tipo V

EL cemento tipo V se utiliza cuando se requiere alta resistencia a los sulfatos, por lo general en construcciones cerca a las playas en donde hay presencia de estos agentes salinos. Sin embargo, actualmente, se utiliza con mayor frecuencia el cemento puzolánico o IP, el cual presenta mejores características y propiedades frente al ataque conjunto de sales como sulfatos y cloruros.

También existen cementos poco convencionales producidos en Estados Unidos: Cemento Hidráulicos de Escoria, Cemento Portland Modificado, otros cementos especiales.

2.2.2 Agua

Al unirse el agua con el cemento, como se ha explicado anteriormente, ocurre la hidratación produciéndose así la pasta. Por otro lado, el agua utilizada en la producción del concreto debe ser potable, es decir, que no tenga alto contenido de sales, ácidos, álcalis y materias orgánicas. Además de su función como hidratante, ayuda a la mejora de la trabajabilidad de la mezcla.

2.2.3 Agregados

La norma técnica peruana de concreto armado E 0.60, define a los agregados de la siguiente manera:

“Agregado: Conjunto de partículas de origen natural o artificial, que pueden ser tratadas o elaboradas y cuyas dimensiones están comprendidas entre los límites fijados por la norma ITINTEC 400.037.” (Ministerio de Viviendo, Construcción y Saneamiento 2006:242)

Los agregados se dividen en Agregados Gruesos y Agregados Finos. El primero se define como el material retenido en el tamiz N4 (4.75 mm), en cambio los agregados finos son las partículas pasantes del tamiz N4.

2.2.4 Aditivos

Los aditivos son los componentes que tienen como función principal la mejora de las propiedades del concreto. Se clasifican en:

- Acelerantes.- se encargan de acortar el tiempo de fragua del concreto:
- Retardadores.- Alargan el tiempo de fragua del concreto
- Incorporadores de Aire.- aditivo que se encarga de agregar burbujas de aire al concreto, esto generalmente se utiliza en zonas donde se presentan heladas.
- Plastificantes.- aditivos que disminuyen el contenido de agua en el concreto y aumentan considerablemente la facilidad de colocación, consolidación y acabado del concreto fresco.

2.3 Propiedades del concreto

El concreto posee dos estados: el estado fresco y el estado sólido. Cada uno de estos posee distintas propiedades ya que varían en comportamiento y uso.

2.3.1 Concreto fresco

El concreto presenta las siguientes propiedades:

2.3.1.1 Trabajabilidad

Se define como la facilidad de colocación, consolidación y acabado del concreto en estado fresco. Esta es una propiedad a la cual se le debe tener bastante consideración debido a que, para lograr una óptima colocación del concreto, este debe ser trabajable. La medición de la trabajabilidad es llevado a cabo mediante el ensayo conocido como el cono de Abrams, el cual arrojará como resultado una medida cuantitativa conocida como Slump.

2.3.1.2 Sangrado

Es la aparición de una lámina de agua en la superficie de la mezcla recién colocada. Es causada por dos fenómenos, el asentamiento de las partículas sólidas y en simultáneo, la subida del agua hacia la superficie.

2.3.1.3 Tiempo de fraguado

El tiempo de fraguado es lo que demora el concreto en llegar a su estado endurecido. El fraguado puede ser medido mediante la aguja de Vicat.

2.3.1.3.1 Concreto endurecido

Este estado se da una vez que la mezcla ya ha fraguado y presenta las siguientes propiedades:

a) Resistencia

Es la capacidad que tendrá el concreto de resistir a las diferentes sollicitaciones siendo las principales: Resistencia a la compresión, flexión y tracción. La propiedad sobresaliente del concreto es la resistencia a la compresión, sin embargo la resistencia a la tracción, comparándolo con la compresión, es de 10%; es por ello que se le añade acero al concreto, el cual aumenta características para resistir a la tracción. Trabaja en conjunto con el concreto para darle un mejor comportamiento frente a estos dos esfuerzos. Cabe resaltar que la resistencia está estrechamente ligada con la relación agua-cemento.

b) Impermeabilidad y estanquidad

La impermeabilidad viene a ser la capacidad del concreto de resistir la penetración del agua y el estancamiento o hermeticidad es la habilidad para la retención del agua. Sin embargo, no es impermeable.

c) Estabilidad de volumen y control de fisuración

El concreto es un material que constantemente cambia su volumen, puede dilatarse como contraerse, debido a distintos factores, tales como la temperatura, humedad y esfuerzos de tracción interna. Debido a estas variaciones se pueden producir fisuraciones y una manera de controlarlas es mediante juntas, las cuales son ranuras o cortes que se hacen en el concreto fresco o endurecido.

d) Durabilidad

Es la habilidad del concreto para resistir a distintos tipos de ambientes, ataques químicos y a la abrasión (desgaste). La durabilidad varía según el tipo de concreto y de la exposición del mismo al medio ambiente.

2.4 Fisuración del concreto

Este es un tema relevante debido a que uno de los aportes más importantes de las fibras es la minimización o control de la fisuración en el concreto

La fisuración es una consecuencia directa de la baja resistencia a la tracción del concreto. También pueden darse debido a la compresión y puede estar presente en cualquier tipo de estructura desde edificaciones, hasta toda clase de obra civil en donde participe el concreto. Dichas fisuras pueden manifestarse en años, semanas, días u horas debido a las distintas causas. Esta patología en el concreto puede afectar la apariencia de la estructura; sin embargo, también puede indicar fallas estructurales ya que debido a ellas, agentes químicos pueden entrar en contacto con la armadura del elemento o con el mismo concreto, debilitando así la estructura y afectando la durabilidad. Sin embargo, se debe tener en cuenta que no siempre son peligrosas, lo que importa es conocer el tipo de elemento estructural en el que han aparecido y la naturaleza de las mismas. La peligrosidad de las fisuras se debe tener en cuenta cuando se sobrepasan determinados espesores o cuando están en determinados ambientes.

Así mismo, las fisuras se pueden clasificar en:

2.4.1 Fisuras estabilizadas

También llamadas muertas, son aquellas que llegan a una determinada abertura y el proceso queda detenido.

2.4.2 Fisuras en movimiento

Son aquellas en las que la fisuración continúa hasta llegar a estabilizarse.

2.4.3 Fisuras estructurales

Son debidas a las excesivas cargas a que está sometido el concreto, las cuales originan esfuerzos sobredimensionados, y se pueden clasificar de la siguiente manera:

2.4.3.1 Fisuras causadas por fuerzas externas

Estas son síntomas de un mal comportamiento estructural y se originan por problemas o errores en el proyecto, también por la actuación de cargas excesivas en los elementos. Estas fisuras no pueden ser reparadas superficialmente. Se pueden describir las siguientes:

Fisuras causadas por esfuerzos de flexión: estas se presentan en la parte inferior de las vigas, las cuales continúan casi verticalmente hasta llegar al centro de la viga.

Fisuras causadas por esfuerzos cortantes, habitualmente aparecen luego de eventos sísmicos y aparecen en los extremos de una viga y columna, generalmente son grietas que forman un ángulo de 45°.

Las fisuras debidas a esfuerzos de compresión aparecen por las excesivas cargas que se le somete, comúnmente aparecen en las columnas y no son fáciles de identificar.

Las fisuras debido a los esfuerzos por torsión se pueden distinguir por el sentido de inclinación que presentan en dos caras opuestas del elemento. Estas se generan en un sentido de la cara de la viga y en la cara opuesta se manifiestan en sentido opuesto

Las fisuras por esfuerzos de tracción se manifiestan generalmente en las losas de entepiso, se observan largas grietas a lo largo y ancho del elemento. En las paredes se manifiestan como grietas inclinadas a partir de las esquinas de dinteles de puertas y ventanas.

Las fisuras por asentamiento de terreno, ocurren por un mal diseño de la cimentación o mala compactación del terreno en uno de los apoyos, los cuales ocasionan asentamientos diferenciales excesivos. Aparecen en la columna en la que ha sido asentada, tienen la dirección hacia el lado del terreno que no se ha deformado.

2.4.3.2 Fisuras causadas por el reforzamiento de acero

Esta fisuración tiene como origen la corrosión en el acero del concreto armado, la corrosión es el principal agente químico que ataca al acero, es por ello que se debe tratar a tiempo con la finalidad de no generar problemas a futuro.

Una de las causas es porque el elemento no tiene el debido recubrimiento, es por esto que el agua penetra y se forma óxido que va formando una capa sobre la armadura, la cual va creciendo y ejerciendo presión sobre el recubrimiento hasta romperlo y formar la grieta; estas aparecen de forma longitudinal al refuerzo que se la añadido al concreto

Otra de las causas es por no añadir la cantidad correcta de acero al concreto, ya que deja espacios considerables sin reforzar y es donde las grietas aparecen.

2.4.6 Fisuras en estado plástico

Según la Norma ACI 224.1R-93 este tipo de fisuración se subdivide en 2:

2.4.6.1 Fisuración por retracción plástica:

Esto ocurre cuando el concreto pierde contenido de humedad de manera muy rápida a causa de la temperatura del ambiente, bajas humedades y altas velocidades del viento, generando la rápida evaporación del agua de la superficie del concreto. Esta evaporación ocasiona la contracción de la capa superficial. Sus longitudes pueden variar entre pocos milímetros hasta un metro, y su separación puede ser desde pocos milímetros hasta 3 metros. Para reducir la pérdida de humedad se puede optar por el uso de boquillas de niebla para saturar el aire y además el uso de láminas plásticas para cubrir las superficies

2.4.6.2 Fisuración por precipitaciones de los agregados

Esta fisuración se produce luego del colocado, vibrado y acabado, ya que el concreto aún continúa en su proceso de consolidación. Durante esta etapa, el concreto puede estar restringido por las armaduras del elemento y el encofrado. Es así que estas restricciones producen vacíos y/o fisuras adyacentes al elemento que impone la restricción. Con la finalidad de reducir esta fisuración se debe tener en un buen diseño de encofrado, la utilización de concreto con el menor asentamiento posible, y se debe diseñar con un recubrimiento mayor y, por último, realizar un correcto vibrado.

2.4.7 Fisuras en estado sólido

Esta fisuración se produce debido a las restricciones que tiene el concreto endurecido para cambiar su volumen. La norma técnica ACI 224.1R-93 la sub clasifica de acuerdo a su causa:

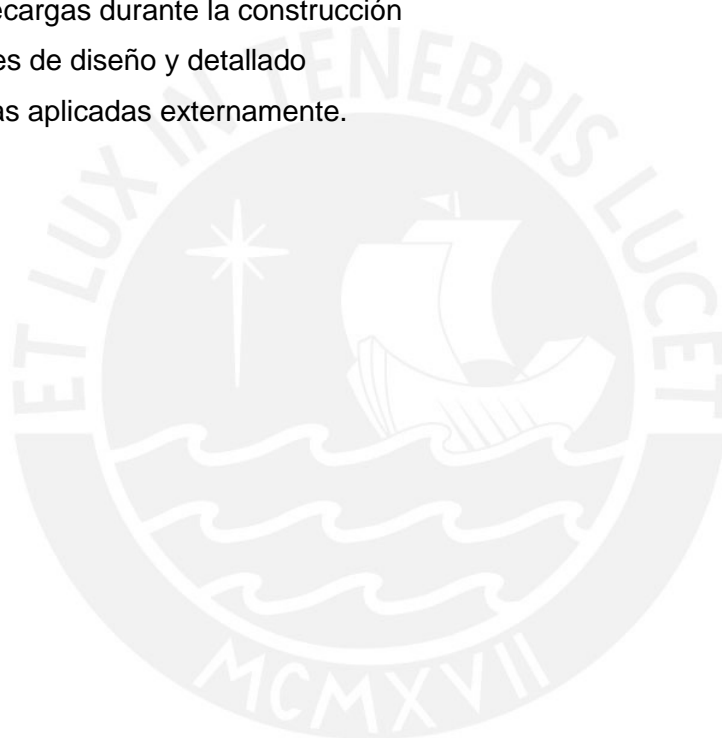
Retracción por secado

Es la causa principal de la aparición de fisuras en el estado sólido, ya que cuando el concreto pierde toda su humedad, tiende a cambiar de volumen a largo plazo. Ello genera esfuerzos de tracción y cuando estos exceden la resistencia a la tensión del concreto se producen fisuras, las cuales se producen perpendicularmente a los esfuerzos. El contenido de agua, el tamaño del

agregado, la relación agua-cemento y el curado son algunos factores que afectan a la retracción por secado.

Por otro lado, otras causas que producen fisuras son:

- I. Tensiones de origen térmico
- II. Reacciones químicas
- III. Meteorización
- IV. Practicas constructivas inadecuadas
- V. Sobrecargas durante la construcción
- VI. Errores de diseño y detallado
- VII. Cargas aplicadas externamente.



Capítulo 3: Fibras en el concreto

3.1 Reseña histórica de la aplicación de las fibras

La idea de reforzar con materiales fibrosos manufacturados se remonta a muchos años atrás; en el antiguo Egipto se introducía paja al macizo arcilloso con el cual confeccionaban ladrillos para conferirle una mayor resistencia y por lo tanto una buena manejabilidad después del secado al sol. Existen otros ejemplos históricos; revoques reforzados con pelo de caballo, o también con paja en las construcciones más precarias, para evitar fisuras antiestéticas.

En los años 50 se hicieron los primeros estudios sobre la utilización de fibras de acero y de vidrio en el hormigón, en los años 60 en cambio aparecen los primeros estudios sobre concreto reforzados con fibras sintéticas.

Con el transcurrir del tiempo y los años, las patentes van evolucionando y utilizando parámetros muy similares a los actuales, un ejemplo para este caso es la patente de G. Constatinesco en 1954 en Estados Unidos, utilizando fibras helicoidales y espirales para aumentar la resistencia a la fisuración del concreto.

En el inicio de los 50 fue una etapa de numerosas investigaciones referentes al concreto reforzado con fibras, los trabajos realizados y que destacaron en la época fueron de Romualdi, Batos y Mandel (1963)

No es hasta la década de los 70 que se comenzó a utilizar en los países europeos, sobre todo en España, donde se utilizaban las fibras en diversos proyectos: revestimiento de túneles, pavimentos industriales, pavimentos de tableros de puentes, contenedores de puentes, etc. Dentro de esta época resalta el registro de la patente de I. Kennedy (España) la cual consistía en la implementación del proceso Hatschek, el cual producía láminas de cemento reforzado con fibras de asbesto o amianto para elaborar concreto. Sin embargo, entre 1970 y 1980 quedó inutilizado debido a los casos de problemas de salud que generaba.

En la actualidad la construcción de estructuras elaboradas con concreto reforzado con fibras de acero viene teniendo gran éxito y aceptación, gracias a los diversos trabajos de investigación, revelando su aplicación en ramas militares, utilizándose concreto fibroreforzado en el blindado de carros de combate, hangares y recintos protegidos frente al impacto de proyectiles.

3.2 Concepto de refuerzo del concreto con fibras.

Se entiende como una fibra a un filamento delgado y alargado de cualquier naturaleza, ya sea de tipo mineral orgánico o sintético; el cual se encuentra formando un atado, red o cordón.

Según la información obtenida del Manual Interno de Maccaferri: Fibras como elemento estructural para el Refuerzo del Hormigón, se define como:

“Fibras: Las fibras son filamentos discontinuos, producidos con una variada gama de formas, dimensiones y destinados específicamente para uso en concreto y argamasas. Tiene como finalidad principal inhibir el surgimiento de fisuras, así como su propagación en elementos estructurales como pisos y pavimentos, concreto proyectado, revestimiento de túneles y piezas pre-fabricadas.” (Maccaferri 2007:3)

Según el ACI, el concreto fibroreforzado es una mezcla constituida a partir de cemento hidráulico, contenido de agregados finos y gruesos, y también filamentos o fibras discretas discontinuas. Estructuralmente proporcionan una mayor energía de rotura, sustituyendo parcial o completamente los sistemas convencionales de armaduras de acero. Por otro parte, del lado no estructural, las fibras proporcionan un notable incremento en la resistencia al fisuramiento, así como el incremento de otras propiedades:

“Las fibras son empleadas en aplicaciones estructurales en busca de beneficios adicionales en cuanto a reducción de mano de obra, incremento de la durabilidad y reducción o eliminación del refuerzo tradicional. El concreto soporta esfuerzos a tracción que son transmitidos por adherencia a las fibras una vez que se haya producido la micro-fisura, controlan la fisuración y reducen la intensidad de la misma a la vez que mejoran la tenacidad” (Colegio de Ingenieros del Perú 2012: 4)

3.3 Tipos de fibras

Hay muchos tipos de fibras disponibles para comercializar y realizar experimentos, pero las básicas categorías son: fibras de acero, fibras de vidrio, fibras sintéticas y fibras naturales.

A continuación se presenta un cuadro representativo de cómo se clasifican las fibras por BISFA (The International Bureau for the standardisation of Man-Made fibres)

Se presenta la **Tabla 1** con ciertas características de las fibras que se utilizan mayormente. En esta se observa grandes diferencias entre las propiedades de cada tipo de fibra. Entre ellas resaltan la resistencia a la tracción y alargamiento en la ruptura. Se recomienda que las fibras estructurales tengan un módulo de elasticidad 3 veces superior al del concreto. Las fibras de acero tienen aproximadamente el módulo de elasticidad 7 veces mayor al del concreto.

3.4 Tipos de fibras de acero

La clasificación de las fibras de acero es según sus características geométricas, físicas, químicas, mecánicas y también por el proceso constructivo.

De acuerdo a su geometría, este producto se caracteriza geoméricamente por obtener una dimensión predominante con respecto a las demás, la relación de estas dimensiones, longitud (L) y diámetro equivalente (D_e) generan lo que se denomina esbeltez o también relación de aspecto. Las fibras tienen que ser suficientemente pequeñas para dispersarse al azar en una mezcla sin endurecer al concreto

La norma ASTM 820 considera la siguiente simbología:

- A=área de la sección transversal
- D= diámetro
- F_u = esfuerzo de tensión último
- L=longitud
- D_e = Diámetro equivalente (sección diferente a una circular)
- λ =relación de aspecto= Longitud/Diámetro Equivalente

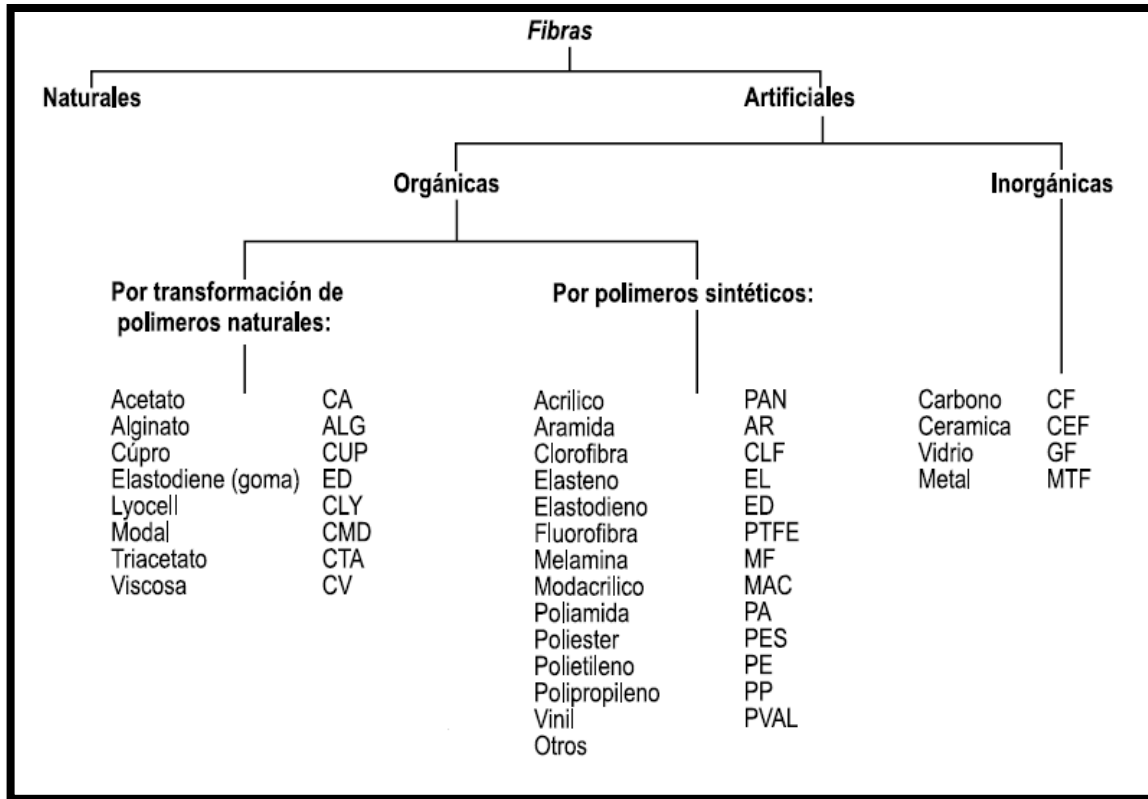


Figura 1 Clasificación de fibras por BISFA
Fuente: Technical Data Sheet. Maccaferri

Tabla 1 Principales propiedades de fibras de distintos materiales
Fuente: Technical Data Sheet. Maccaferri

Fibras	Diámetro (um)	Densidad (kg/m ³)	Módulo de Elasticidad (kN/mm ²)	Resistencia a la tracción (kN/mm ²)	Alargamiento en la ruptura (%)
Acero	5-500	7.84	200	0.5-2	0.5-3.5
Vidrio	9-15	2.60	70-80	0.2-4	2-3.5
Amianto	0.02-0.04	3.00	180	3.30	2-3
Polipropileno	20-200	0.90	5-7	0.5-0.75	8
Nylon	-	1.10	4	0.90	13-15
Polietileno	-	0.95	0.30	0.0007	10
Carbono	9	1.90	230	2.60	1
Kevlar	10	1.45	65-133	3.60	2.1-4
Acrílico	18	1.18	14-19.5	0.4-1	3

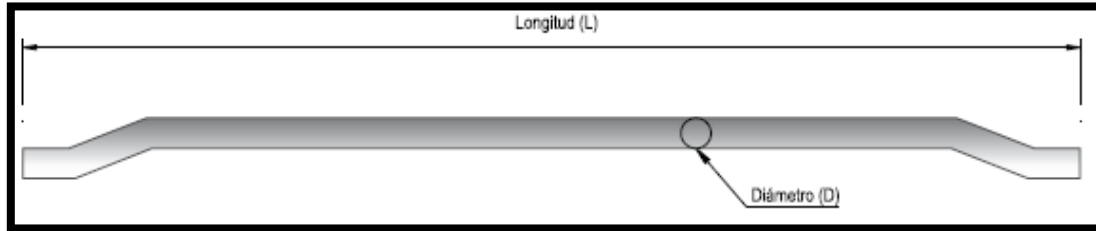


Figura 2 Característica geométrica

Fuente: Manual Técnico, Maccaferri 2009

El Diámetro equivalente D_e (mm), está definido con diferentes modalidades, las cuales están en función de su forma transversal y proceso constructivo.

La relación de aspecto ($\lambda = L/D_e$) es la esbeltez de la fibra, si la fibra es más larga y el diámetro equivalente es más corto, la fibra es más esbelta, por lo tanto habrá más fibras por unidad de masa.

La misma norma, ASTM A 820, ofrece otro tipo de clasificación basado en el procedimiento de producción de la fibra:

i. Tipo I Alambre estirado en frío

Establecen la siguiente relación de aspecto para las fibras rectas estiradas y fibras deformadas estiradas en frío:

$$\lambda = \frac{L}{d} = \frac{L}{d_e}$$

En donde:

- λ =relación de aspecto de la fibra,
- L o L_n = longitud de la fibra,
- d = diámetro de una fibra circular
- D_e = diámetro equivalente de una fibra de sección diferente a la circular

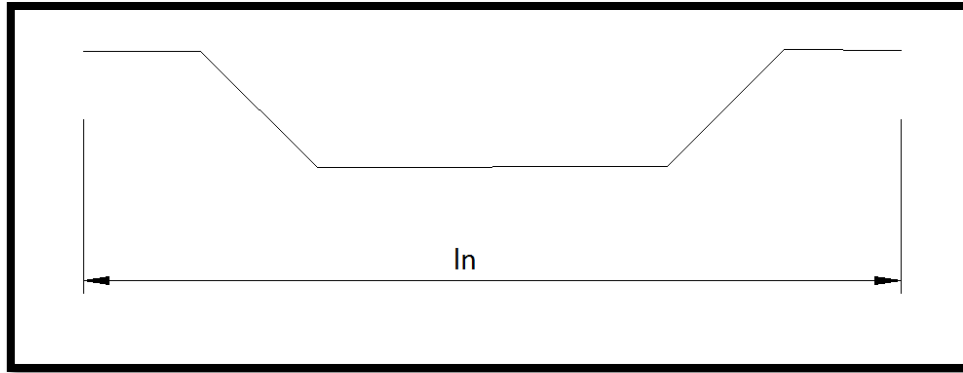


Figura 3 Fibra deformada en sus extremos

Fuente ASTM A 820

ii. Tipo II Láminas cortadas

Están especificadas por su espesor, ancho y longitud; su relación de aspecto es la siguiente:

$$\lambda = \frac{l}{D_e} = \frac{l}{4 \cdot \frac{A}{\pi}} = \frac{l}{4 \cdot \frac{t \cdot w}{\pi}}$$

En donde:

- λ =relación de aspecto de la fibra;
- l = longitud de la fibra;
- D_e = diámetro equivalente de una fibra de sección diferente a la circular;
- A = área de la sección transversal de la fibra ($t \cdot w$);
- t = espesor de la fibra;
- w = ancho de la fibra.

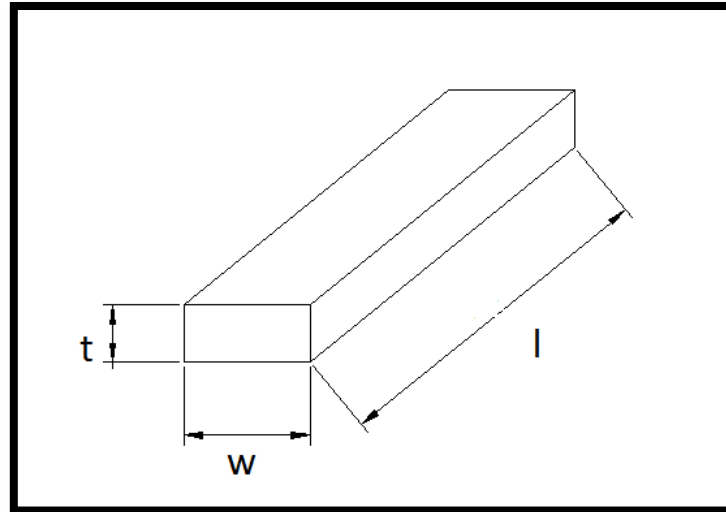


Figura 4 Fibra de láminas cortadas

Fuente ASTM A 820

Para las fibras deformadas de láminas cortadas el espesor es casi el mismo en todos los casos, longitud nominal y la sección transversal, dependiendo del uso que se le va a dar.

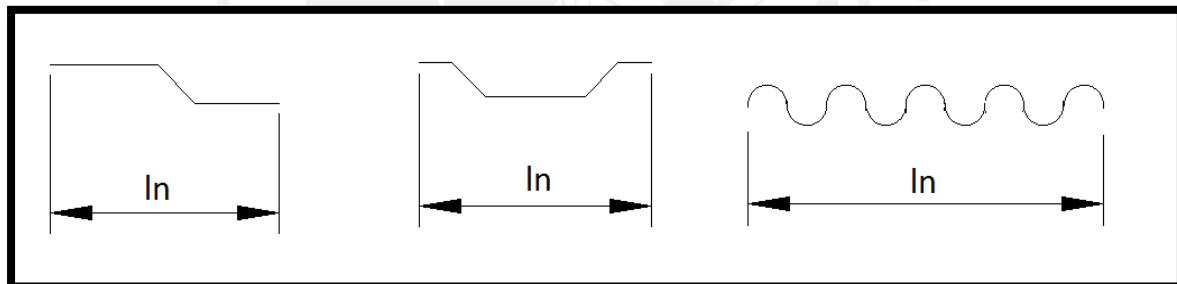


Figura 5 Formas de fibras deformadas de láminas cortadas

Fuente ASTM A 820

iii. Tipo III Fundido y Tipo IV Otras fibras

Las fibras extraídas de la fundición como los otros tipo de fibras son especificadas por un rango de diámetros equivalentes (d_e) y de su longitud (l). El diámetro equivalente es el estimado de la longitud promedio y el peso es una cantidad conocida de fibras.

Y la otra clasificación que da la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles es por la sección transversal de la fibra, Tipo I Sección Cuadrada, Tipo II Sección Circular y Tipo III Sección media luna.

Las fibras Metálicas Wirand FF1 que se utilizaran en la presente tesis están en el **Tipo I**

3.5 Aplicación de las fibras de acero

Existe un campo amplio donde se usa las fibras como refuerzo de concreto. A continuación se muestran las principales

3.5.1 Pisos y pavimentos



Imagen 1 Losa de Almacén: Ransa Lima Perú

Fuente: Maccaferri 2009

Las dosificaciones varían de un mínimo de 20 kg/m^3 hasta aproximadamente 45 kg/m^3 , dependiendo de las verificaciones de cálculo de acuerdo con las características específicas del proyecto. Los volúmenes de fibra de acero varían entre 0.25% al 2% del volumen del concreto; los volúmenes mayores al 2% afectan de manera considerable la trabajabilidad de la mezcla.

3.5.2 Concreto proyectado

El concreto proyectado reforzado con fibras de acero es una innovación para la aplicación de revestimiento de taludes, canales y túneles (**Imagen 2**). Las diferencias con el refuerzo de mallas

metálicas son considerables, ya que reduce de manera crítica el proceso constructivo, aumentando la productividad sin elevar los costos.



Imagen 2 Aplicación de Concreto Proyectado - Morococha Perú

Fuente: Maccaferri 2009

3.5.3 Elementos prefabricados

Otro gran campo de aplicación del concreto reforzado con fibras de acero es en la industria de prefabricados, debido a la mayor velocidad de producción que genera. De manera análoga a la estabilización de taludes utilizado el concreto proyectado, elimina la larga fase de instalación de armadura. La utilización de fibras permite industrializar el proceso, como también mejorar notablemente las propiedades del producto.

3.6 Fibras Wirand

La nomenclatura adoptada para las fibras producidas por Maccaferri se refiere a:

- FF = Fiber flooring –fibras para pisos
- FS = Fiber shotcrete – fibras para concreto proyectado

A continuación se presentan las especificaciones de las fibras Wirand FF1

Tabla 2 Especificaciones técnicas de la Fibra Metálica FF1

Fuente: Technical Data Sheet. Maccaferri

FF1		
Propiedades Físicas	Unidad	
Relación L/d (Largo/diámetro)	-	50
Tolerancia del valor individual de la relación L/d	%	15
Tolerancia del valor medio de la relación L/d	%	7.5
Diámetro	mm	0.75
Tolerancia del valor individual del diámetro	%	10
Tolerancia del valor medio del diámetro	%	5
Largo	mm	50
Tolerancia del valor individual del largo	%	5
Tolerancia del valor medio del largo	%	5
Propiedades Mecánicas		
Resistencia a la tracción del acero	Mpa	>1050
Deformación en la ruptura	%	<4
Módulo Elástico	Mpa	210000
Aplicación		
Campos de Aplicación	Pavimentos y pre-fabricados	
Numero de fibras por kilogramo	6948	

3.6.1 Aporte de las fibras de acero al concreto.

Las fibras de acero tienen alta resistencia y módulo de elasticidad, pero su mayor deficiencia es la corrosión; esta se combate gracias a que están envueltas por el concreto. La unión que hay entre las fibras y la matriz de concreto puede ser mejorada por los anclajes mecánicos o rugosidad de la superficie de las fibras.

Las propiedades del Concreto Reforzado con fibras de acero (SFRC), en el estado recién mezclado dependen de la geometría de la fibra, el porcentaje en la mezcla y las características que unen la fibra con la matriz.

Para una mezcla dada, el grado de consolidación influye en la resistencia y en otras propiedades de los materiales endurecidos, como sucede en el hormigón simple; por ello la compactación por

vibración mecánica se recomienda en la mayoría de aplicaciones. También se aconseja que se evalúe la trabajabilidad de la mezcla ya sea con el slump o cono invertido.

La tendencia en una mezcla de SFRC es producir acumulaciones de fibras simulando unas bolas en el estado plástico del concreto. La disposición de producir estas bolas está en función del tamaño máximo y la gradación general del agregado utilizado en la mezcla; el tipo de fibra, el porcentaje de volumen de fibras que hay en la mezcla y el método de introducir las fibras a la mezcla. Cuanto mayor sea el tamaño máximo del agregado y gradación del mismo, y menor el porcentaje de volumen en fibras, menor va a ser la tendencia a producirse bololonerías.

Las propiedades mecánicas del hormigón fibroreforzado tienen que ser directamente determinadas sobre probetas mediante ensayos normados. En ausencia de experimentaciones específicas, las propiedades que no estén expresamente indicadas pueden ser asumidas las propiedades del concreto sin reforzar.

A continuación se reportan los requisitos mínimos para el uso de del concreto reforzado con fibras de acero por el Consejo Nacional de Investigaciones Científicas de Italia : “Instrucciones para el Proyecto, la Ejecución y el Control de Estructuras de Hormigón Fibroreforzado – CNR_DT204_2006”.

- La dosificación mínima de las fibras con responsabilidad estructural no tiene que ser inferior de 0,3% en volumen.
- En todas las estructuras de concreto reforzado con fibras de acero es preciso garantizar que el esfuerzo máximo que pueda resistir sea por lo menos 20% mayor al esfuerzo que produce la primera fisuración. Como alternativa puede aceptarse que sea igual o superior siempre que la relación entre la deformación máxima y resistencia de primera fisuración sea por lo menos igual a 5.

A continuación se presentan las principales características del concreto reforzado con fibras de acero, cómo mejora su rendimiento en los diferentes casos que se le presenta a lo largo de su vida de servicio y cómo ha mejorado la resistencia a los diversos tipos de esfuerzos que se le aplican:

3.6.1.1 Resistencia a la Compresión

Como una consecuencia de la naturaleza gradual, las fibras añaden ductilidad en el post-agrietamiento; esta ductilidad se le añade a la matriz de cemento para que se comporte de diferente forma y no de una manera frágil.

Las mejoras en la ductilidad dependerán del tipo y porcentaje de volumen de fibras presentes. Las fibras con mayor trabazón a la matriz de concreto son las que tienen forma ondulada ya que por su forma irregular produce una mejor adherencia al concreto.

En la compresión la resistencia última está sólo ligeramente afectada por la presencia de fibras, con aumentos observados que van desde 0 hasta 15 %, para 1.5 % de fibras con respecto al volumen total de la mezcla.

La resistencia a compresión del hormigón no viene substancialmente modificada por la adición de fibras.

3.6.1.2 Resistencia a la tracción

En la tensión directa, la mejora en la resistencia es significativa, con incrementos del orden de 30% a 40% reportados por la adición de 1.5 por ciento en volumen de fibras en el concreto. En la Figura se presenta el comportamiento del concreto a esfuerzo de tracción directa de acuerdo a la distribución de las fibras.

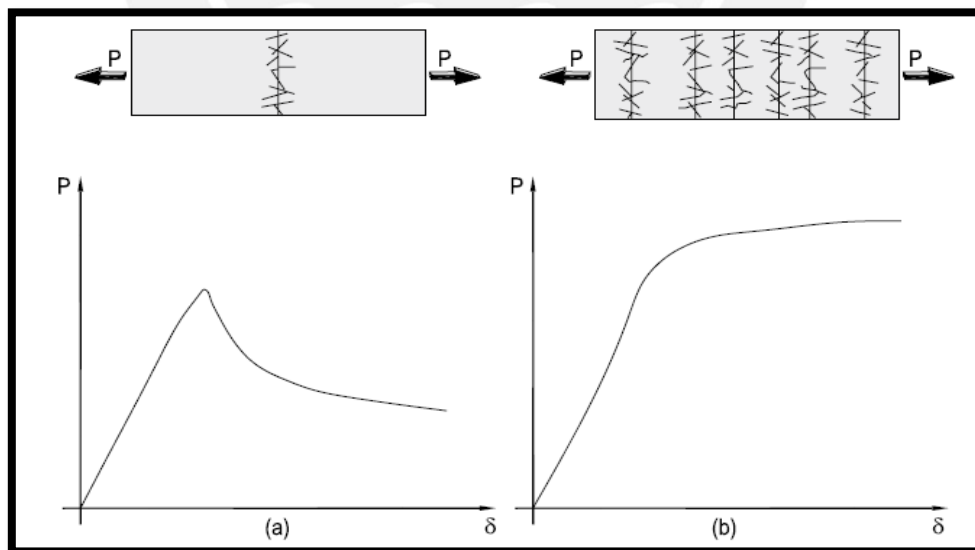


Figura 6 Curva Fuerza-Deformación para diferente tipo de conglomerado de fibras

Fuente: Manual Técnico, Maccaferri 2009

En la **Figura 7** se puede apreciar el comportamiento sometido a tracción del concreto reforzado con fibras de acero variando el porcentaje de fibras, comparándolo con el concreto simple. Se verifica la ductilidad que añade las fibras al concreto sin refuerzo. Se ve 4 curvas: la 1 es el concreto simple, la 2,3 y 4 son concretos reforzados con distintos porcentajes fibras de acero.

3.6.1.3 Resistencia a la flexión

Aumenta la resistencia a la flexión mucho más que por tensión o compresión ya que el comportamiento dúctil del concreto reforzado con fibras de acero en el lado de la tracción de una viga hace que el eje neutro se desplace hacia la zona de compresión. Se puede resumir que la deformación sometida a esfuerzo de flexión aumenta aproximadamente de 50 a 70 % más que el concreto no reforzado. El uso de fracciones de mayor volumen de fibra, o de una carga puntual en el medio del tramo, utilizando fibras de longitud mayor al promedio, producen mayores aumentos porcentuales de hasta 15%.

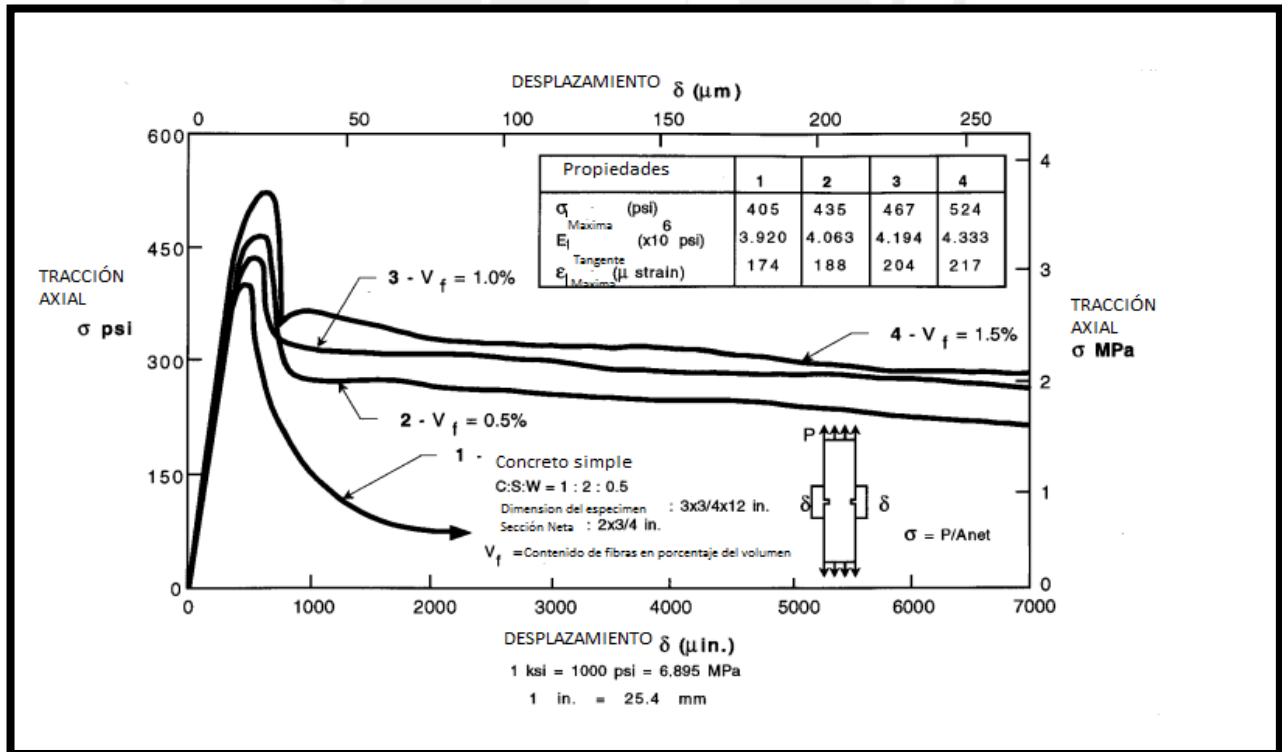


Figura 7 Gráfica Carga-deformación de elementos sometidos a tracción

Fuente: Manual Técnico, Maccaferri 2009

3.6.1.4 Resistencia Última y Tenacidad

La característica que mejor distingue al concreto reforzado con fibras de acero, es su tenacidad. Esta última está definida como la cantidad de energía necesaria para producir cierto daño o falla completa. Bajo condiciones de impacto, tiene un buen comportamiento, ya que al someterle, por ejemplo, a golpes sucesivos con un martillo en un punto específico, este tarda en hundirse en el punto de impacto y lo que está alrededor de ese punto, está intacto; caso contrario sucede con el concreto simple, ya que al primer golpe con el martillo, se fractura en la mayor parte de la matriz.

En condiciones de flexión lenta, la dureza puede ser cualitativamente demostrada por la observación del comportamiento de una viga simplemente apoyada sometida a cargas. La viga sufre daños por el desarrollo gradual de las grietas por las deflexiones, pero se conserva un cierto grado de integridad estructural y de resistencia post-agrietamiento, tomando en cuenta que se producen grietas aceptables. Los procedimientos para medir los índices de tenacidad están especificados por la Norma ASTM C 1018 (USA); también hay que recalcar que la tenacidad varía con el tipo y cantidad de fibra que se utilice en la mezcla.

3.6.1.5 Comportamiento de la tenacidad

Según la Norma ASTM C1018 -97 la tenacidad a flexión del concreto reforzado con fibras de acero es el área bajo la curva carga-deformación, esta se obtiene de ensayar una viga que se encuentra simplemente apoyada (en sus extremos) y se le aplica cargas en cada tercio de la luz. La tenacidad del material determinada en la **Figura 8** carga-deformación, es un indicador de la capacidad de absorber energía y en consecuencia esta magnitud va a depender directamente de las características del espécimen de prueba y del sistema de cargas empleado.

Con este método de prueba se obtiene cierto número de relaciones llamados índices de tenacidad que identifican el comportamiento patrón del material hasta el criterio de deformación seleccionado:

- 3.6.1.5.1 Índice de tenacidad I_5 . Valor obtenido de dividir el área bajo la curva carga-deformación para una deformación igual a 3 veces la deformación a la primera grieta, y el área bajo la curva a la primera grieta

3.6.1.5.2 Índice de tenacidad I_{10} . Valor obtenido de dividir el área bajo la curva carga-deformación para una deformación igual a 5.5 veces la deformación a la primera grieta, y el área bajo la curva a la primera grieta.

3.6.1.5.3 Índice de tenacidad I_{20} . Valor obtenido de dividir el área bajo la curva carga-deformación para una deformación igual a 10.5 veces la deformación a la primera grieta, y el área bajo la curva a la primera grieta

3.6.1.6 Resistencia a la Fatiga

Depende del tipo de fibra, habrá resultados distintos, pero habrá un aumento de resistencia si también hay un aumento de proporción de fibras. Las modalidades y dimensiones de los ensayos son variadas y no existen normas establecidas.

Se ha demostrado que la adición de fibras a las vigas reforzadas convencionalmente aumenta la vida si están expuestas a cargas cíclicas, disminuyendo el ancho de las grietas, sin embargo no se cuenta con el soporte de una vasta literatura basada en ensayos.

3.6.1.5 Resistencia al impacto

El comportamiento del hormigón fibroreforzado puede ser estudiado con varios métodos de Ensayo (ACI Committee: Report 544.2R – Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete):

1. Prueba de Impacto de péndulo ponderado tipo Charpy;
2. Ensayo de caída de peso
3. Prueba de velocidad-deformación constante
4. Prueba de impacto de proyectil
5. Prueba de barra Split-Hopkinson
6. Prueba de explosivo;
7. Prueba instrumentada de impacto del péndulo.

Como ejemplo, en el caso 2) el ensayo mide el número de caídas necesario para producir un cierto nivel de daños en la probeta.

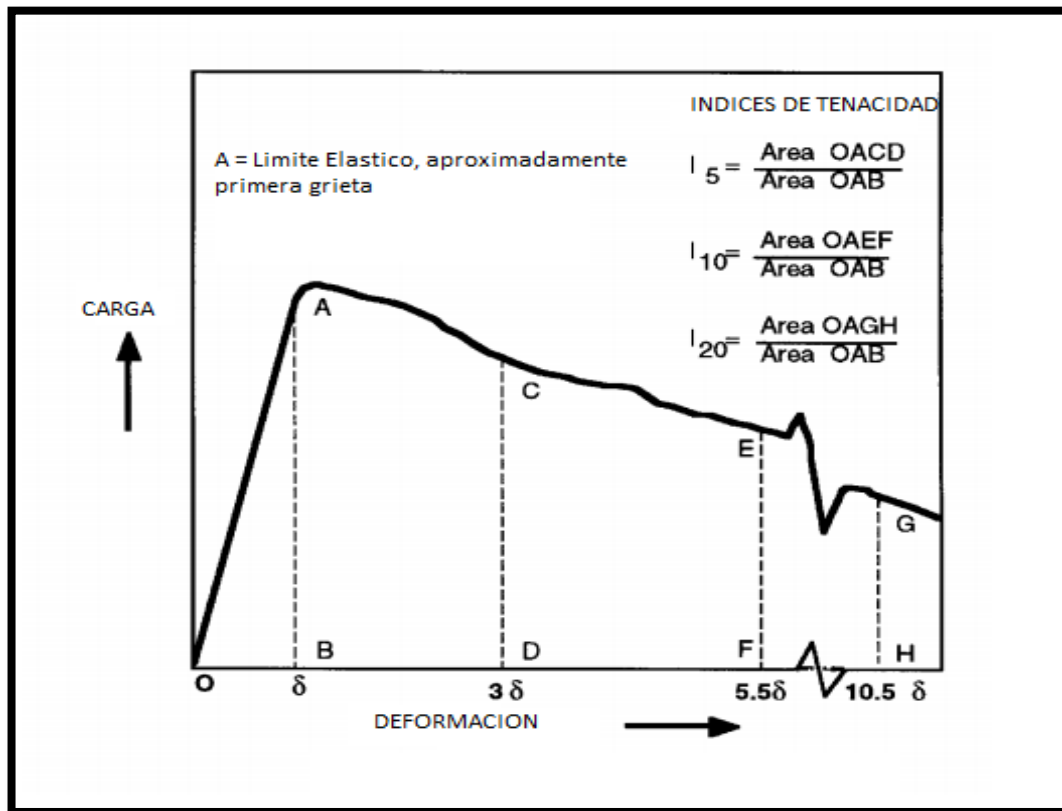


Figura 8 Curva carga-deformación para el método de Norma ASTM C1018

Fuente: Manual Técnico, Maccaferri 2009

Este tipo de ensayos permite comparar: la diferencia de comportamiento entre concreto fibroreforzados y tradicionales; la diferencia de comportamiento entre concreto fibroreforzados sometidos a cargas de impacto y a cargas estáticas

Experiencias realizadas por varios investigadores demostraron que, utilizando el método Ensayo de caída de peso se registra un incremento muy fuerte de la resistencia de concreto de normal resistencia, de aproximadamente 6-7 veces en comparación con hormigones no reforzados, con dosificaciones en volumen en la orden de 0,5 % de fibras metálicas.

3.6.1.6 Resistencia al corte

Las fibras de acero generalmente aumentan la resistencia al corte y a la torsión del hormigón, aunque hay pocos datos relacionados estrictamente con este tipo de resistencia. Se estudia una viga SFRC versus una viga reforzada convencionalmente con barras de acero; los resultados son significativos. El aumento de resistencia en corte puro depende de la técnica de ensayo y el grado de alineación que tiene las fibras en la zona de fallo por corte; los resultados, para 1% de fibras en volumen, van desde insignificantes hasta 30% de aumento de resistencia.

Las ventajas que dan las fibras en los elementos estructurales como las vigas:

- La distribución aleatoria de las fibras en todo el volumen del hormigón, conduce a la reducción de las grietas pequeñas.
- La resistencia a la tracción en la primera grieta y la resistencia a la tracción del hormigón aumentan por la presencia de fibras

La cantidad suficiente de fibras de acero, dependiendo de la forma geométrica de la fibra, puede aumentar la resistencia al corte de las vigas de concreto para evitar un fallo por tensión diagonal y también para reforzar el fallo por flexión de la viga.

3.6.1.7 Módulo de Elasticidad y Poisson

El módulo de elasticidad de un material es un parámetro que mide la variación del esfuerzo con relación a la deformación en el rango elástico, de un elemento sometido a cargas y el coeficiente de Poisson es una constante que relaciona las deformaciones en un prisma al ser sometido a una esfuerzo en una dirección.

En la práctica, cuando el porcentaje en volumen de fibras es menor que 2%, el módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson, generalmente, son los mismos que en el concreto sin refuerzo.

3.6.1.10 Resistencia al congelamiento y deshielo

Se debe decir que sólo un aumento de porcentaje de vacíos de aire es considerado eficaz para obtener hormigones resistentes al hielo, y esto también vale para los concretos fibroreforzados. Hormigones reforzados con fibras metálicas, con un adecuado contenido de aire muestran una óptima resistencia a ciclos de hielo-deshielo respecto a hormigones no reforzados (Massazza y Coppetti, Italcementi, 1991).

3.6.1.11 Resistencia a la corrosión

Antes de la fisuración. la experiencia hasta la fecha ha demostrado que si un hormigón tiene una resistencia a la compresión de 21MPa a los 28 días, es bien compactado y cumple con las recomendaciones normales de relación agua-cemento, la corrosión de las fibras se limita solamente a la superficie o a lo mucho 2.5 mm de la superficie de la losa.

3.6.1.12 Resistencia al fuego

Las afirmaciones que siguen están tomadas integralmente por las Instrucciones CNR_DT204_2006.

Por la experiencia hasta ahora adquirida sobre el comportamiento al fuego de hormigones reforzados con fibras metálicas es posible formular las siguientes consideraciones:

- El bajo porcentaje de fibras, hasta 1%, no alteran significativamente la difusión térmica, que queda por lo tanto calculable a partir de la base de los datos disponibles para la matriz.
- Al variar la temperatura máxima de exposición, la resistencia de primera fisuración tiende a ser la misma de la matriz. Para temperaturas superiores a 600 °C, las fibras mejoran el comportamiento de la matriz.
- Al variar la temperatura máxima de exposición, el módulo de elasticidad de los hormigones reforzados con fibras no resulta influenciado significativamente por la presencia de limitadas fracciones volumétricas ($\leq 1\%$) de fibras y, por lo tanto, puede ser considerado igual al de la matriz.

- La presencia de fibras de polipropileno resulta eficaz para limitar los efectos de desconchado del concreto de la parte superficial del concreto, más conocido como efecto spalling. En particular, tales fibras subliman en parte a una temperatura de 170 °C dejando cavidades libres en la matriz. Una fracción volumétrica de fibras comprendida entre el 0.1% y 25 mitiga significativamente o elimina el fenómeno.



Capítulo 4: Pavimentos

4.1 Generalidades

La ingeniería de pavimentos es una disciplina que combina el conocimiento de la mecánica de los materiales, el análisis estructural de elementos, las tecnologías constructivas, y la gestión de la conservación. Esta interacción representa un reto constante para el ingeniero de pavimentos quien debe buscar la solución más adecuada al costo más efectivo.

Los pavimentos se denominan flexibles o rígidos por la forma en que transmiten los esfuerzos y deformaciones a las capas inferiores, que depende de la relación de rigideces relativas de las capas. Un pavimento flexible transmite esfuerzos concentrados en una pequeña área, mientras que un pavimento rígido distribuye los esfuerzos en una mayor área.

Los pavimentos rígidos se utilizan en aeropuertos y principales autopistas. También son aplicados en pisos industriales, puertos y en zonas de operación de vehículos pesados. El tipo más común de material usado para la construcción de pavimentos rígidos es la losa de concreto hidráulico, por razones económicas y su fácil disponibilidad. La losa de concreto debe estar diseñada para soportar cargas de tráfico y evitar fallas por fatiga del pavimento debido a las cargas repetidas. Los pavimentos rígidos pueden ser diseñados para un periodo de vida útil de 15 a 20 años, sin embargo es más probable que sus periodos de diseño sean de 30 a 40 años.

Además de las cargas de tráfico se debe considerar el efecto de gradiente térmico que genera esfuerzos de tracción que pueden ocasionar la falla del concreto por su baja resistencia a la tensión. Este problema suele ser controlado mediante la elección adecuada de las dimensiones en planta de las losas, en caso que se considere la colocación de refuerzos para controlar fisuras y espaciamientos de las grietas, y mediante el diseño del mecanismo de transferencia de carga en las juntas.

Otra consideración importante en el diseño de pavimento de concreto es la deficiencia en las juntas causados por el bombeo de finos o erosión de los materiales de apoyo. El bombeo se refiere a la expulsión de agua y materiales de grano fino de las capas de apoyo debido a la deflexión de la losa en las juntas por movimiento de cargas de tráfico. Este problema se ha producido en la articulación de pavimentos rígidos bajo la aplicación repetida de cargas de

camiones pesados. La erosión de los materiales de apoyo puede ocurrir debido a la disposición de drenaje inadecuado.

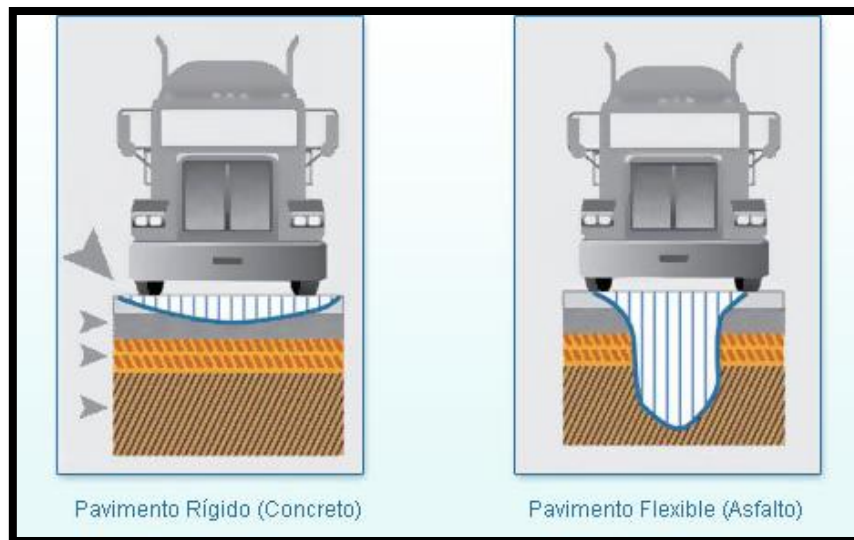


Figura 9 Distribución de esfuerzos de los pavimentos.

Fuentes: <http://www.duravia.com.pe/ciclo-de-vida/>

4.2 Generalidades del pavimento rígido

4.3.1 Losa

Es la parte superior del pavimento, los esfuerzos se distribuyen de acuerdo a la rigidez de la losa, generando que las capas inferiores, base y subbase, soporten menos esfuerzos.

4.3.2 Base y Sub-base

En principio, estas capas tienen como función principal el soporte de esfuerzos, pero en este caso, por ser un pavimento rígido los esfuerzos son menores. Esta capa funciona también como drenaje para proteger la estructura superior, controlando el ascenso del agua.

4.3.3 Sub-rasante

Es la capa de suelo natural donde se apoya el pavimento. Su objetivo es dar la estabilidad requerida al pavimento; el diseño del pavimento se inicia por la subrasante ya que es el suelo de soporte de toda la estructura del pavimento.

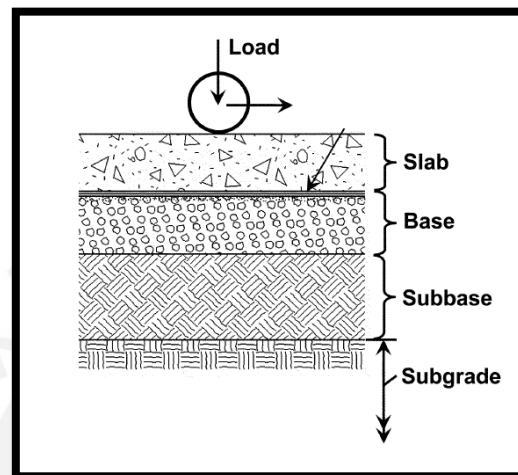


Figura 10 Partes del pavimento rígido

Fuente: ACI 360-06

En el diseño de pavimento rígido se debe considerar el módulo de reacción k de la subrasante. Se calcula utilizando el CBR (California Bearing Ratio) de la subrasante in situ y la tabla que a continuación se presenta; siendo una relación entre la resistencia a la penetración desarrollada por el suelo en donde está apoyada la subrasante y el de un tipo estándar de roca triturada.

4.3 Cargas en el pavimento

Los Pisos industriales soportan diversos tipos de carga. A continuación se presenta un breve resumen de las diferentes cargas:

4.3.1 Cargas Vehiculares

Son los Vehículos pesados, tales como los camiones, maquinaria pesada, monta cargas, etc. Para poder diseñar el pavimento rígido se necesita las especificaciones del vehículo: área de contacto de neumático, máxima carga por eje y distancia entre las llantas.

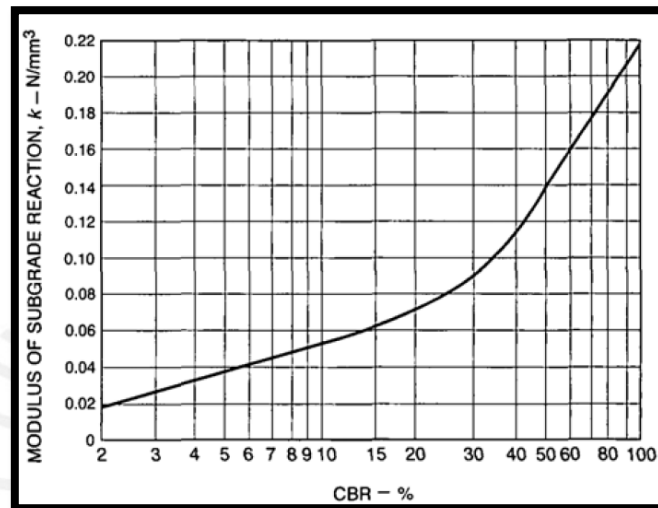


Figura 10 Relación entre el módulo de reacción de la subrasante y el CBR in situ

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

4.3.2 Cargas concentradas

Son Fuerzas aplicadas sobre un área pequeña, como son las estanterías. Se requiere La máxima carga representativa, la distancia entre los postes como la distancia de los pasillos, el área de contacto y la ubicación de las cargas con respecto a las juntas

4.3.2 Cargas distribuidas

Se refiere a las cargas que están apiladas en almacenes industriales. Para su respectivo diseño se necesita la máxima intensidad de carga, las dimensiones del área, el ancho del pasillo y la ubicación de las juntas transversales.

4.3.3 Cargas lineales

Son cargas distribuidas sobre un área estrecha, por ejemplo los muros.

4.4 Juntas

Las fisuras en los pisos de concreto generalmente son causadas por los cambios volumétricos, estos crean esfuerzos de tracción y cuando este excede el esfuerzo último del concreto, este se fisura.

El ACI 302 sugiere que un nivel razonable de fisuramiento visible puede ser hasta el 3% en la superficie del área de la losa; de todas maneras una fisura es un problema si ocurre en un área visible.

Las juntas permiten que el concreto se pueda mover ligeramente, esto reduce las restricciones y reduce los esfuerzos que causan las fisuras.

A continuación se tiene la clasificación de juntas por el PCA (Portland Cement Association)

4.4.1 Juntas de aislamiento

Este tipo de junta separa la losa de elementos estructurales continuos ya sea placas, columnas, etc; lo cual permite que cada elemento trabaje independientemente uno del otro. Permiten el movimiento vertical y horizontal entre las caras de la losa y los otros elementos fijos.

4.4.2 Juntas de construcción

Se realizan frecuentemente para alinear la verticalidad de las juntas, unir concretos de diferentes edades; estas deben ser diseñadas y construidas para que funcionen como juntas de contracción o aislamiento.

4.4.3 Juntas de contracción

Reducen los esfuerzos por contracción del concreto debido a su cambio de temperatura. Con una apropiada profundidad, espaciamiento y tiempo de instalado, estas ayudan a controlar las fisuras que se generan por el movimiento horizontal. Se puede realizar con el concreto fresco (manualmente) o también en su estado sólido, cortándolo con una máquina.

4.4.4 Juntas de dilatación

Se utiliza para controlar los movimientos que generan las tensiones producidas en el interior de las estructuras como: expansiones o alabeos debidos a variaciones de humedad y temperaturas de ambiente.

4.5 Diseño de pavimentos

Existen diferentes metodologías para el diseño del pavimento rígido, las cuales buscan el dimensionamiento óptimo del espesor de la estructura basado en las diferentes solicitaciones. Para realizar el comparativo de las losas industriales reforzadas con fibras de acero y las tradicionales se utilizarán dos métodos: En primer lugar con TR34 (Technical Report No.34) con el cual se puede diseñar losas reforzadas con fibras de acero, se realizará con las fibras Wirand FF1; por otro lado también se diseñará con la PCA en la que no incluye las fibras, se diseñará como concreto simple y concreto reforzado con mallas de acero.

4.5.1 Reporte técnico (TR N°34)

Para este reporte el cálculo de esfuerzos de la losa está basado en análisis plástico, por consiguiente requiere que la losa tenga una adecuada ductilidad, que es proporcionada por el uso correcto de fibras o también de acero reforzado que ayuda a la losa a tener un comportamiento adecuado al post-agrietamiento. No es apropiado diseñar con métodos plásticos las losas que no tienen suficiente fibras o refuerzo ya que estas no tendrán la ductilidad suficiente para este tipo de método, se recomienda diseñar por métodos elásticos.

En el diseño de losas por flexión, para hallar el estado último, se utiliza la teoría de la línea, la cual requiere una adecuada ductilidad para asumir un comportamiento plástico.

Otra consideración, es la situación crítica de la carga; si está concentrada cerca de un borde o a una esquina, la cual atraviesa la junta, se debe considerar en el diseño una gran transferencia de cargas entre losas.

4.5.1.1 Método británico

En esta metodología de diseño, el concreto no posee refuerzo alguno y considera la redistribución de momentos generando rotulas plásticas en la losa, las cuales aparecen en las zonas de momentos máximos. Este comportamiento produce una modificación en el diagrama

de momento elástico. Meyerhof (1962) realizó el análisis del esfuerzo último en losas, basándose en un análisis plástico, desarrollando ecuaciones para diferentes ubicaciones de cargas: en el borde, en la esquina (encuentro de dos juntas) e interna, así como también las combinaciones de estas (Yield Line Theory)

A continuación se presentan los parámetros del concreto que considera este modelo:

Tabla 3 Parámetros del concreto

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

	N/mm^2	Kg/cm^2	N/mm^2	Kg/cm^2	N/mm^2	Kg/cm^2	N/mm^2	Kg/cm^2	N/mm^2	Kg/cm^2
f_{cu}	20.60	210.00	24.03	245.00	25.00	254.80	27.47	280.00	28.00	285.40
f_{cm}	28.60	-	23.03	-	33.00	-	35.47	-	36.00	-
f_{ctm}	2.25	-	2.50	-	2.56	-	2.73	-	2.77	-
$f_{ctk(0.05)}$	1.58	-	1.75	-	1.80	-	1.91	-	1.94	-
E_{cm}	30.15	-	31.20	-	31.48	-	32.16	-	32.31	-

Dónde:

- f_{cu} es la resistencia a la compresión en un molde cúbico
- f_{ck} es la resistencia a la compresión en un molde cilíndrico
- f_{cm} es la resistencia a la compresión media en un molde cilíndrico

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

- f_{ctm} es la resistencia a la tracción axial media

$$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3}$$

- $f_{ctk(0.05)}$ es la resistencia a la tracción

$$f_{ctk(0.05)} = 0.7f_{ctm}$$

- E_{cm} es el módulo de elasticidad

$$E_{cm} = 22 \cdot f_{cm}^{0.3} \cdot 10$$

- $f_{ctk,fl}$ es la resistencia a la flexión del concreto plano

$$f_{ctk,fl} = 1 + \frac{200}{h}^{0.5} f_{ctk, 0.05} \leq 2f_{ctk, 0.05}$$

Dónde h = espesor de la losa (mm)

En lo que respecta a las fibras de acero, cabe señalar que se tomará en cuenta la resistencia equivalente a la flexión o $R_{e,3}$ de las fibras, esta depende del tipo de fibra y la dosificación. El parámetro $R_{e,3}$ se halla experimentalmente según el ensayo japonés JSCE SF-4 /22, se presenta a continuación:

Tabla 4 Resistencia Equivalente de las Fibras de Acero

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

Dosificación de fibra		$R_{e,3}$ (%)
kg/m^3	lb/yd^3	FF1
20	34	48
25	42	57
30	50	64
35	60	71
40	67	77
45	75	83
50	85	89

El siguiente parámetro es el Módulo de reacción de la subrasante (k) **Figura 10**.

Adicionando al módulo de reacción de la subrasante k, Westergaard introduce el concepto de radio de rigidez relativa "l", el cual es determinado calculando la raíz cuarta de la rigidez de la losa dividida entre el módulo de reacción del suelo. La rigidez de la losa está definida como:

$$E_{cm}h^3/12(1 - \nu^2)$$

Dónde:

- E_{cm} es el módulo de elasticidad del concreto (N/mm^2)
- h es espesor de la losa (mm)
- ν es el módulo de Poisson

El radio de rigidez relativa se define como:

$$l = E_{cm} \frac{h^3}{12(1-\nu^2)k}^{0.25}$$

Gráficamente se puede representar de la siguiente manera

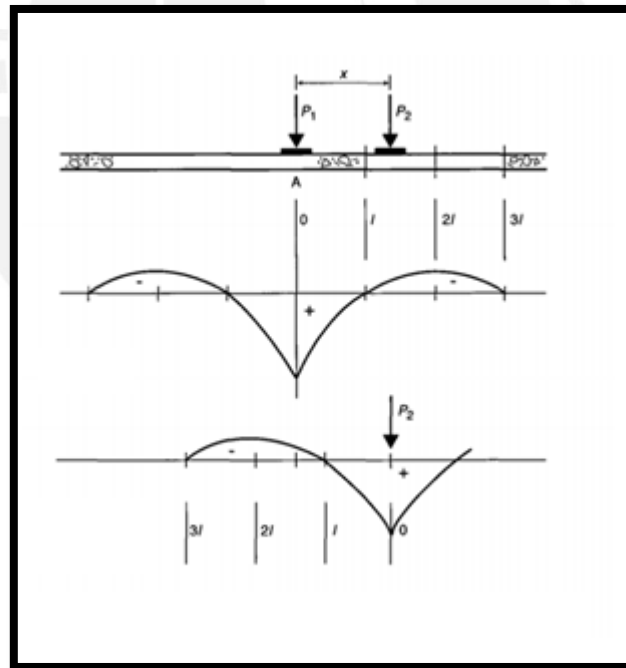


Figura 11 Distribución aproximada de los momentos de una carga interna

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

El momento bajo la carga concentrada P1 es el máximo momento positivo directamente bajo la losa. A lo largo de una línea radial, el momento se mantiene positivo y disminuye a cero a una distancia “ l “, de la zona cargada; luego se vuelve un máximo negativo a una distancia “ 2l “, y finalmente se vuelve cero a una distancia “ 3l “. Si hay una carga también aplicada a una distancia “x “, por ejemplo, carga vehicular, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Si x es menor a l, el momento positivo en A se incrementará
- Si x es mayor a l pero menor a 3l, el momento positivo en A se reducirá, pero en una cantidad pequeña
- Si x es mayor a 3l, la carga adicional tendrá una influencia despreciable en el momento ocurrido en A

4.5.1.2 Metodo “Yield Line Theory”

4.5.1.2.1 Enfoque Básico para cargas puntuales

En el Reporte Técnico No. 34 explica de manera básica del método “Yield Line Theory”. A continuación se presenta una carga concentrada aplicada internamente sobre una pequeña área circular en una gran losa de concreto apoyada sobre el suelo.

Aumentando la carga, las tensiones producidas por la flexión debajo de la carga se harán igual a la resistencia de a tracción del concreto ocasionando en la parte inferior la losa debido a las tensiones radiales causadas por momentos tangenciales positivos.

El momento por unidad de longitud en donde las tensiones de flexión igualan a la resistencia del concreto es:

$$M = f_{ctk,fk} \left(\frac{h^2}{6} \right)$$

Con el aumento de la carga, los momentos se distribuyen y el momento positivo ya no aumenta, sin embargo a cierta distancia de la zona cargada aumenta de manera considerable el momento circunferencial. Al exceder el momento máximo negativo que puede soportar la losa aparecen las primeras fisuras en la parte superior dando como consecuencia que la estructura ya no es funcional.

a) Ecuaciones de diseño

Cuando se tiene el área de la placa base o área de contacto, se convierte en un círculo con radio “a”, si las placas base están muy juntas, se combinan como si fuera una sola. El espaciamiento entre centros no debe exceder 2 veces el espesor de la losa; si esto sucede se toman como cargas y áreas independientes sino se combinan sus áreas y se suman sus cargas.

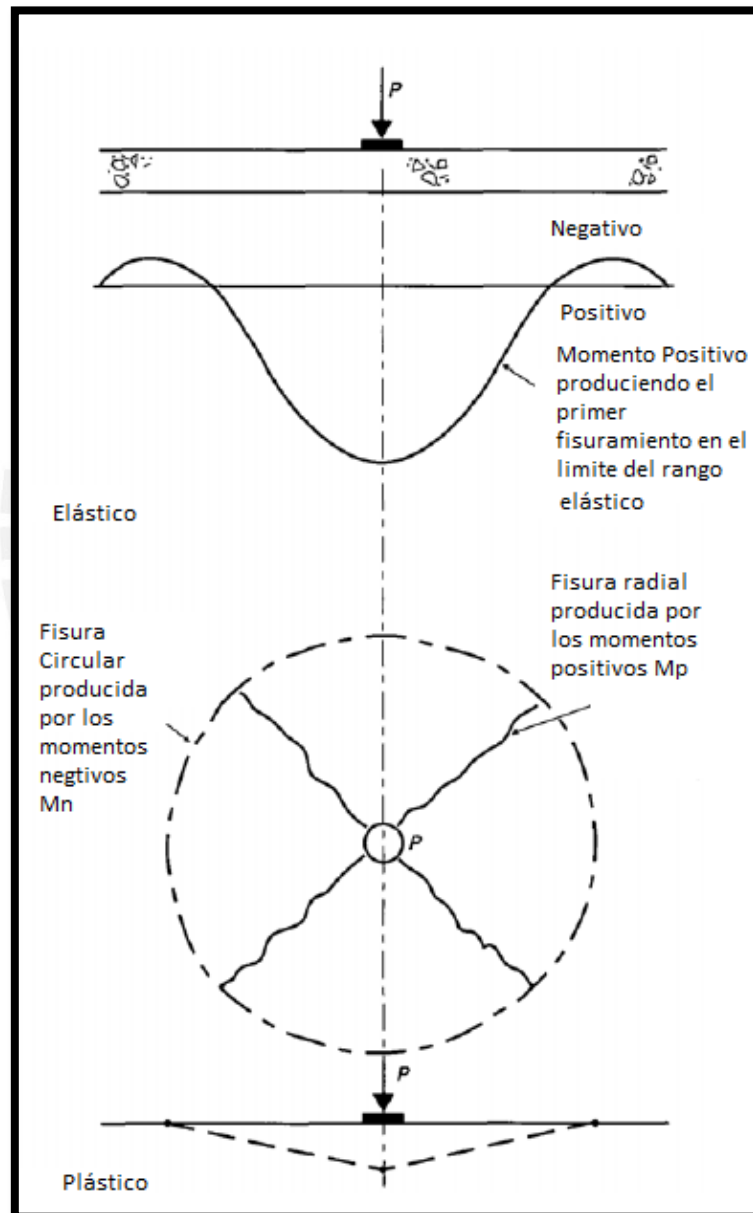


Figura 12 Enfoque para una carga puntual.

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

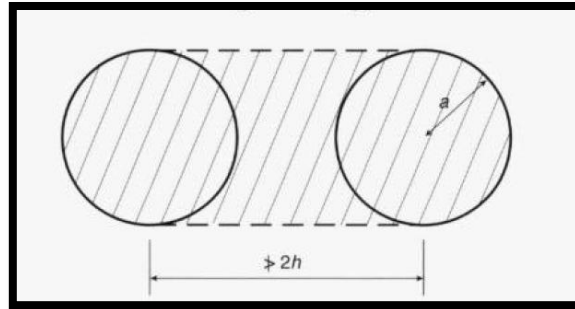


Figura 13 Cálculo equivalente del área de contacto de 2 cargas puntuales cercanas

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

La norma británica, estipulada por el Eurocódigo, considera tres posiciones de carga, definidas por Meyerhof:

- La carga es interna cuando el centro de la carga está situado a una distancia mínima del borde del orden “ $l+a$ ”
- La carga se encuentra en el borde cuando el centro de la carga está máximo a una distancia de “ $l+a$ ”
- La carga se encuentra en la esquina cuando el centro de la carga está ubicado a una distancia “ a ” del borde.

Donde l es la rigidez relativa y a es el radio equivalente de contacto de la carga.

A continuación se calcula la capacidad de la losa para momentos negativos y positivos, para esto se supone un espesor de losa, y también se necesita saber la resistencia a flexión del concreto simple:

$$M_n = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} \frac{h^2}{6}$$

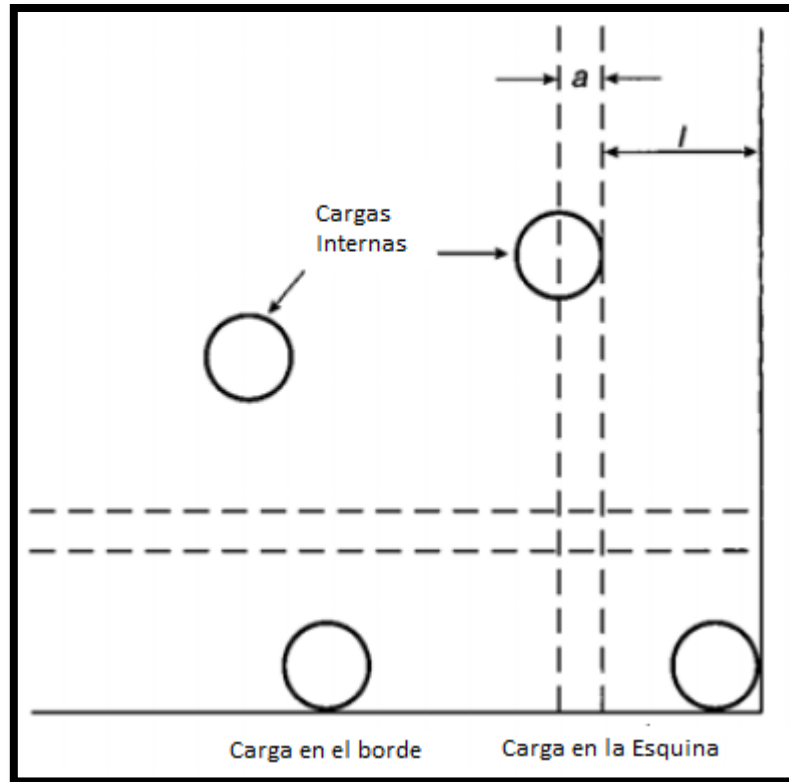


Figura 14 Definición de ubicaciones de las cargas

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

Dónde:

- γ_c es el factor de seguridad del material concreto, el cual es conocido.
- M_n es la capacidad de momento negativo.
- $f_{ctk,fl}$ es el índice de Resistencia a la flexión

Y también se calcula la capacidad del momento positivo, añadiendo la dosificación necesaria de fibras, se obtiene un índice de resistencia a la flexión, $R_{e,3}$:

$$M_p = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} \frac{h^2}{6} R_{e,3}$$

Dónde M_p es la capacidad de momento positivo.

a.1) Una sola carga

Se consideran cuando hay cargas de vehículos, se toma el espaciamiento “x”, y se calcula el valor de “l” para así verificar si influye o no la distancia entre las llantas.

Obtenido el valor del radio de la rigidez relativa, se suponen 2 casos extremos para cargas internas:

Para una relación de $a/l = 0$

$$P_u = 2\pi (M_p + M_n)$$

Para una relación de $a/l > 0.2$

$$P_u = 4\pi \frac{M_p + M_n}{1 - a/3l}$$

Y se halla el verdadero valor de a/l utilizando los valores calculados anteriormente, se interpola y se obtiene un P_u real, este debe ser mayor que la carga última que fue amplificada por el Factor de seguridad.

A continuación se suponen 2 casos extremos para cargas en las juntas. No se considera transferencia de cargas:

Para una relación de $a/l = 0$

$$P_u = \pi \frac{M_p + M_n}{2} + 2M_n$$

Para una relación de $a/l > 0.2$

$$P_u = \pi \frac{M_p + M_n + 4M_n}{1 - 2a/3l}$$

Interpolando para a/l real se obtiene el valor que debe ser a la carga de la llanta amplificada por el Factor de Seguridad.

Para cargas que se sitúan en la intersección de dos juntas, en otras palabras en una esquina se definen con:

Para una relación de $a/l = 0$

$$P_u = 2M_n$$

Para una relación de $a/l > 0.2$

$$P_u = \frac{4M_n}{1 - a/l}$$

A continuación se interpola el a/l para obtener la carga última.

Se utiliza la misma metodología cuando existen cargas en dos puntos y cargas en cuatro puntos, a continuación se presentan las ecuaciones

a.2) Cargas en dos puntos

En este caso, Meyerhof aumenta una variable más que es la distancia a eje de las cargas, la cual se define como “ x ” **Figura 15**. El espaciamiento entre las lineales centrales “ x ” deben ser menor que el doble del espesor de la losa “ $2h$ ” para que se consideren dos cargas; sino se combinan como en la **Figura 13**.

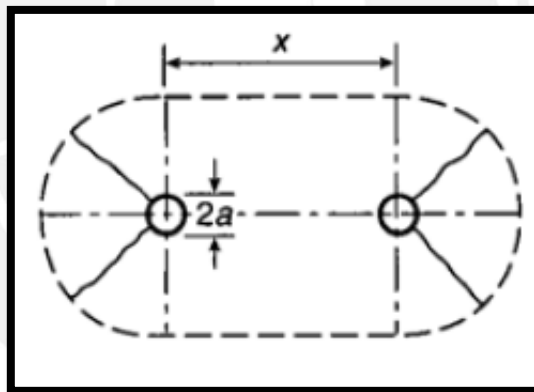


Figura 15 Carga en dos puntos

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

Para una relación de $a/l = 0$

$$P_u = \left[2\pi + \left(\frac{1.8x}{l}\right)\right][M_p + M_n]$$

Para una relación de $a/l > 0.2$

$$P_u = \frac{4\pi}{1 - \frac{a}{3l}} + \frac{1.8x}{1 - \frac{a}{2}} [M_p + M_n]$$

a.3) Cargas en 4 puntos

Las separaciones a ejes son consideradas “x” e “y” como se muestra en la **Figura 16**, todas las cargas se encuentran en una posición interna de la losa.

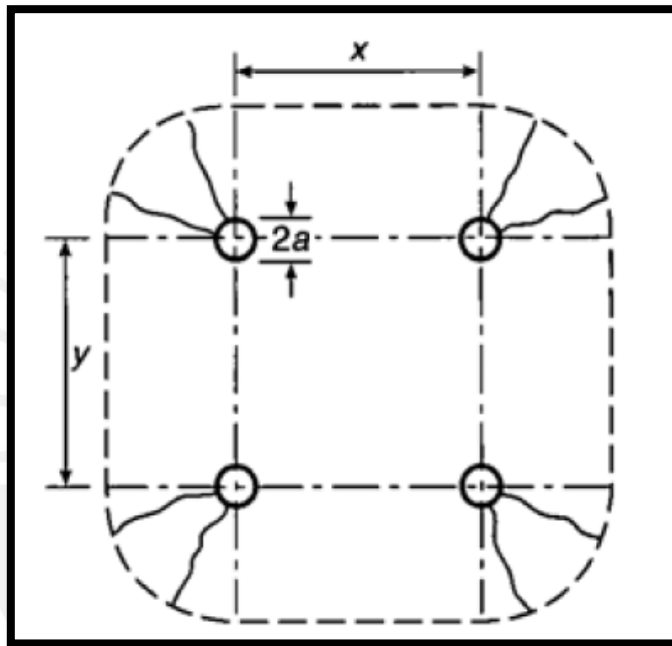


Figura 16 Carga en cuatro puntos

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

Para una relación de $a/l = 0$

$$P_u = [2\pi + (\frac{1.8(x+y)}{l})][M_p + M_n]$$

Para una relación de $a/l > 0.2$

$$P_u = \frac{4\pi}{1 - \frac{a}{3l}} + \frac{1.8(x+y)}{1 - \frac{a}{2}} [M_p + M_n]$$

Cabe resaltar que Meyerhof no da ecuaciones para cargas dobles actuando sobre el borde de la losa sin embargo sugiere lo siguiente: para una sola carga que actúa en el borde, la carga última (P_u), es aproximadamente el 50% del valor de carga interna, esta reducción se puede utilizar para cargas múltiples puntuales.

b) Punzonamiento

Se consideran dos criterios, el primero es considerar el cortante en la cara del área de contacto y el segundo es en el perímetro crítico asignado con el valor número de “ $2d$ ” de la cara de área de contacto, siendo “ d ” la profundidad efectiva. En los códigos de diseño, como el Eurocódigo 2, se asume que la losa no está reforzada y también ignora el efecto de las fibras de acero por ende:

$$d = 0.75 \times h$$

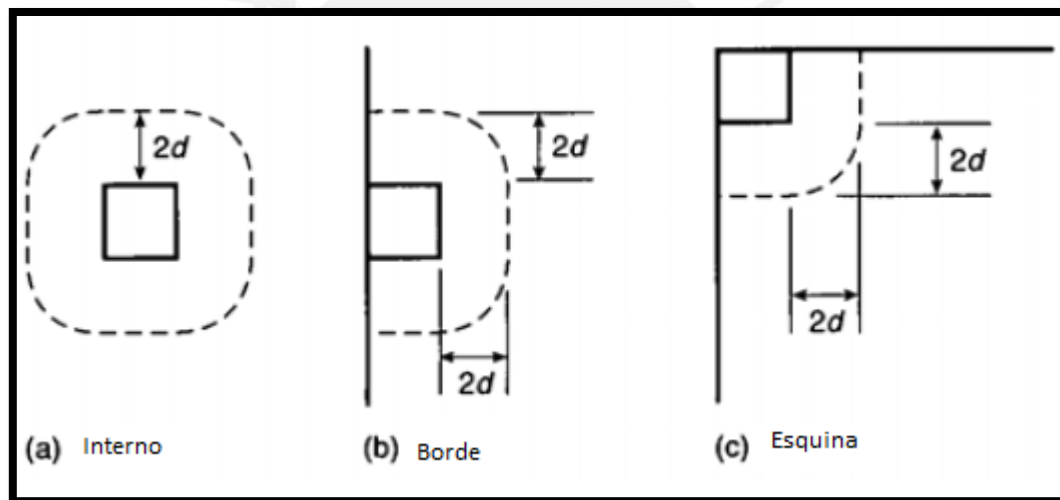


Figura 17 Perímetros críticos para punzonamiento para cargas internas, de borde y de esquina

Fuente: Concrete Society Technical Report N°34

- Cortante en la cara del área cargada

Según el Concrete Society Technical Report N°34, el esfuerzo cortante en la placa base no debe exceder:

$$v_{\max} = 0.5 k_2 f_{cd}$$

Dónde:

- $k_2 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$
- f_{ck} es el esfuerzo de compresión del concreto (cilindro)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Entonces, la capacidad máxima de carga en punzonamiento está dado por:

$$P_{p,m\acute{a}x} = v_{m\acute{a}x} u_0 d$$

Dónde:

- u_0 es el perímetro a la cara del área cargada.
- Cortante en el perímetro crítico

Se calculará la cortante a una distancia “2d” de la cara de área de contacto, en este caso la presencia de fibras de acero aumentará considerablemente la capacidad de corte. La cantidad que aumenta la resistencia es “ V_f ”, expresado de la siguiente manera:

$$V_f = 0.12 R_{e,3} f_{ctk,fl}$$

Ahora se calcula en el perímetro crítico, la capacidad de carga de la losa fibroreforzada:

$$P_p = 0.035 k_1^{3/2} f_{ck}^{1/2} + V_f u_1 d$$

Dónde:

$k_1 = 1 + (200/d)^{0.5}$, el valor máximo que puede tomar este coeficiente es 2.

u_1 es la longitud del perímetro crítico (mm)

4.5.2 PCA (Portland Cement Association)

El método de diseño de la norma PCA asume con condición el concreto simple (sin refuerzo), asumiendo como capacidad resistente su módulo de rotura considerando el criterio del esfuerzo de fatiga, que la losa de concreto puede fallar debido a excesivas repeticiones de carga.

Para el diseño de Pavimentos Rígidos apoyados sobre el suelo, se suelen diferenciar 2 tipos de cargas más comunes a las que está sometido el elemento, que son vehiculares y estanterías.

4.5.2.1 Cargas Vehiculares

Para el PCA, la metodología para hallar el espesor de los pavimentos sometidos a cargas vehiculares es simple. A continuación se presenta la metodología:

Primero, se hallan los esfuerzos del trabazón de los agregados y de los dowels (barras que transmiten cargas en las juntas), dividiendo la resistencia a flexión que tiene el concreto o módulo de rotura, éste varía según su resistencia, entre los factores de seguridad a considerar, los cuales son Factor de seguridad y Factor de Junta, que se eligen de acuerdo a cada escenario al que estará sometido el pavimento.

A continuación, estos esfuerzos hallados para cada elemento, se dividen por la carga por eje del vehículo, para así obtener el esfuerzo de la losa por eje cargado.

Posteriormente se utiliza los nomogramas, con los valores de:

- Esfuerzo de la losa por eje cargado
- Área efectiva de contacto del neumático
- Espaciamiento de las llantas
- Coeficiente de la sub-rasante k

Con estos valores se puede utilizar el nomograma y así obtener el valor del espesor de la losa.

La norma PCA proporciona 2 tipos de nomogramas a utilizar como se puede apreciar en la **Figura 18** en la cual la transferencia de cargas en la junta es 100% y en la **Figura 19** que no hay transferencia de carga.

4.5.2.2 Cargas por estanterías

Para el otro tipo común de cargas, que son las puntuales, tiene la misma metodología pero se presentan variables. Uno de ellos es el factor de seguridad, el cual varía de 1.5 hasta 5, de acuerdo a la importancia de poste, si es un elemento estructural se considera un factor de

seguridad alto, y si no lo es, será bajo; no hay una metodología para este tipo de factor de seguridad sino se elige por la experiencia del diseñador.

Con respecto a las cargas en los bordes, estas generan esfuerzos considerables en la losa, ocasionan mayor fisuramiento, por ello, son modificados por el factor de Junta. También se usan gráficos suplementarios que han sido desarrollados para postes cargados a lo largo de los bordes de la losa; se debe tener en cuenta que el factor de junta está incluido en estos gráficos.

También se debe considerar que si el espesor de la placa base del apoyo difiere del área de contacto en más de 64.5 cm^2 , el esfuerzo admisible es modificado por un diseño de esfuerzos usando un tipo de nomogramas que nos proporciona la norma.

Los siguientes gráficos nos detallan cuáles son las características que tienen estas cargas puntuales, como la dirección de espaciamientos y las configuraciones de cargas.

Si se desea diseñar para vehículos que poseen en sus ejes llantas dobles, esta norma provee otros nomogramas para convertir ejes con llantas dobles a uno con llanta simple; la carga del eje se multiplica por el factor F, con este valor hallado se procede a hallar el espesor de la losa ya antes explicado.

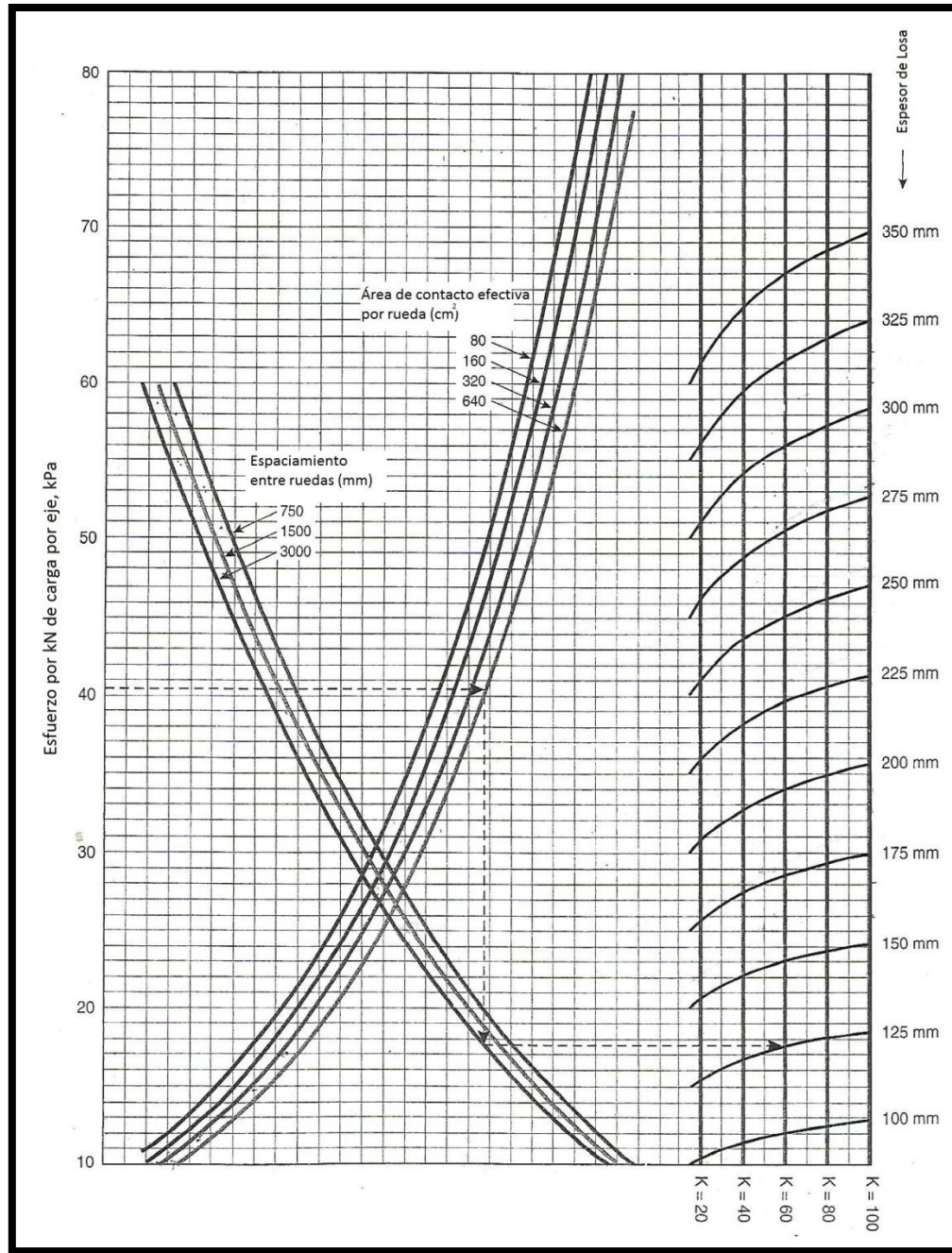


Figura 18 Transferencia de esfuerzo en las juntas de 100%

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

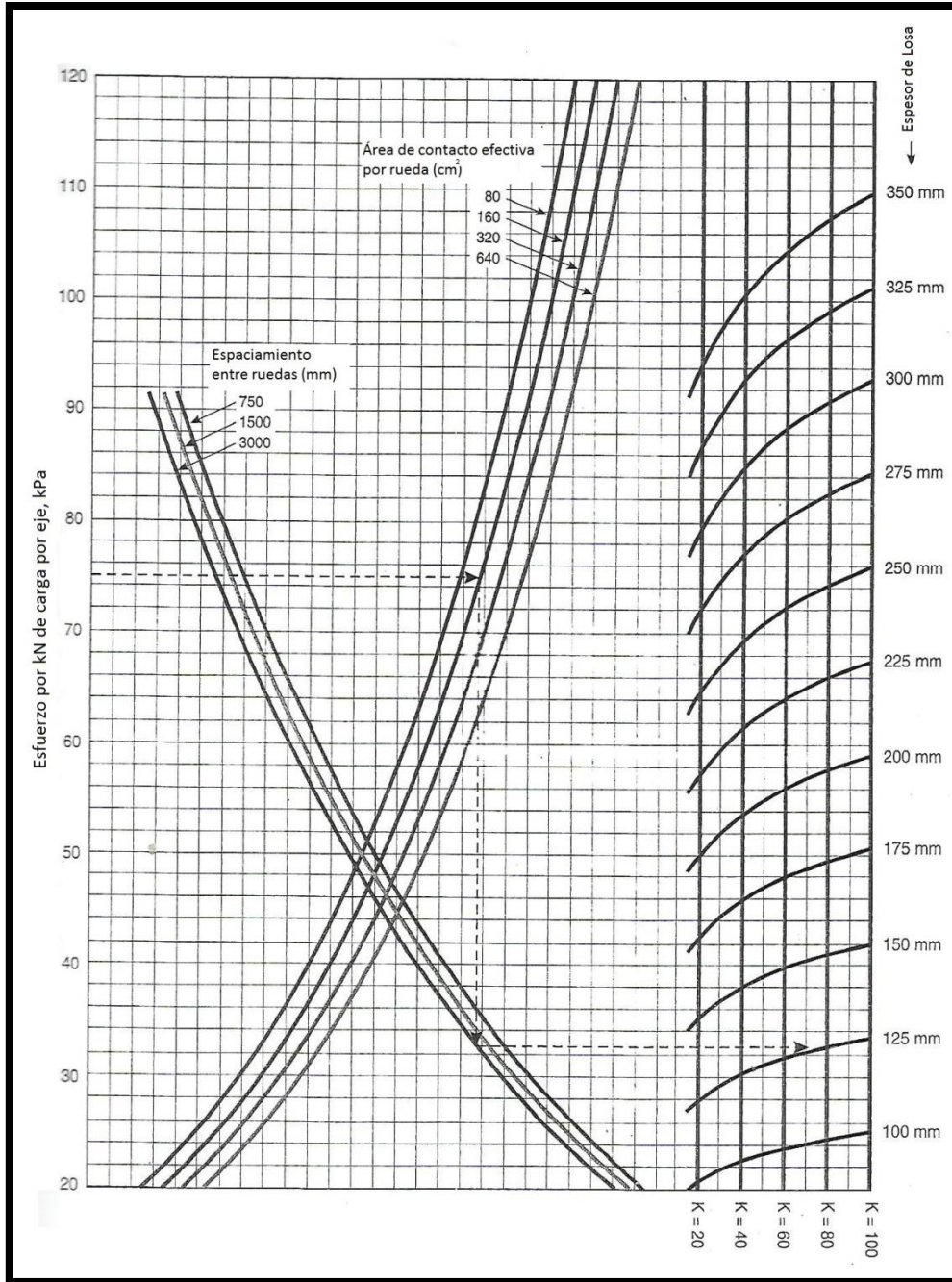


Figura 19 Transferencia de esfuerzo en las juntas de 0%

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

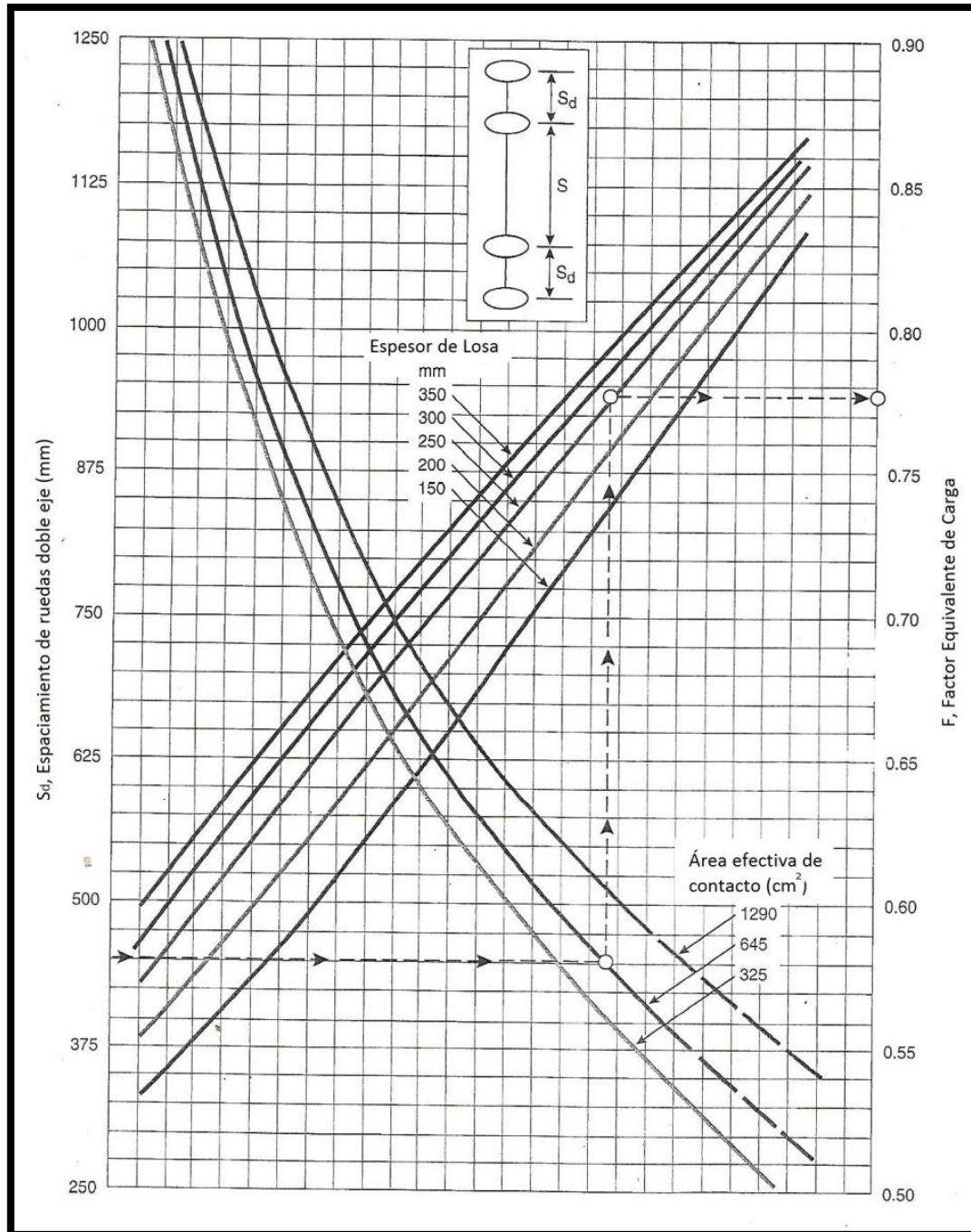


Figura 20 Nomograma para cargas vehiculares.

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

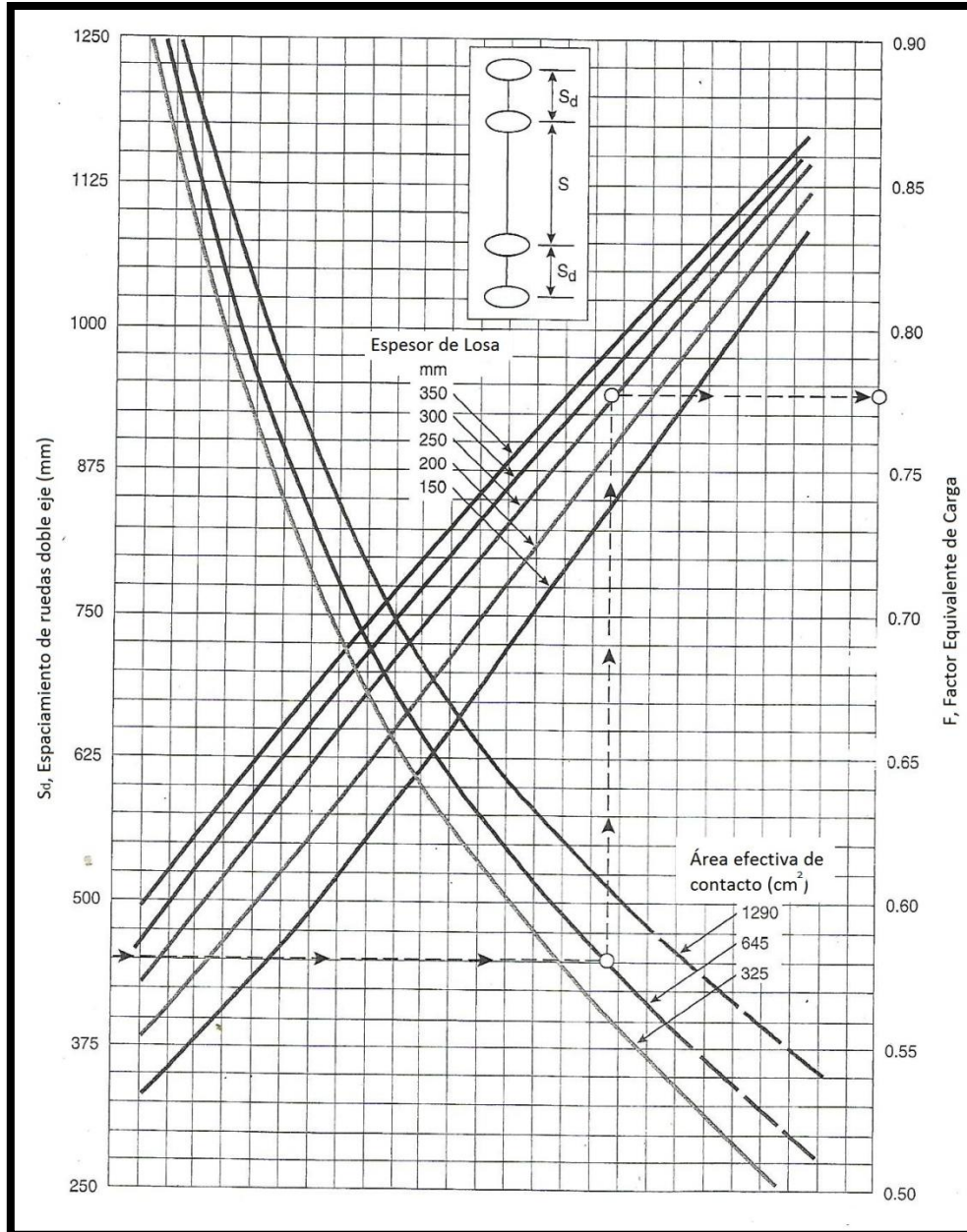


Figura 21 Nomograma para cargas vehiculares.

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

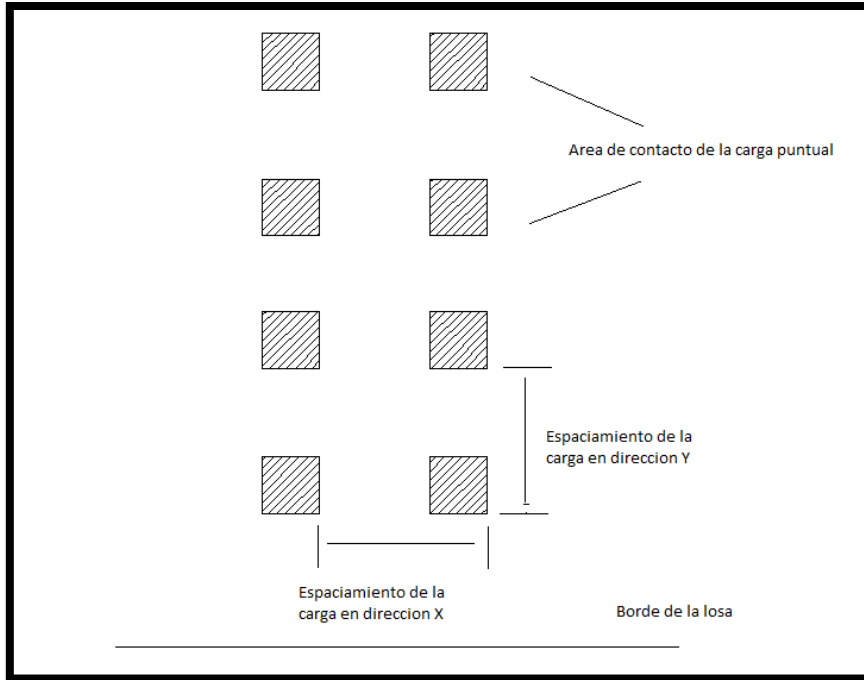


Figura 22 Detalle de ejes de las Cargas puntuales

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

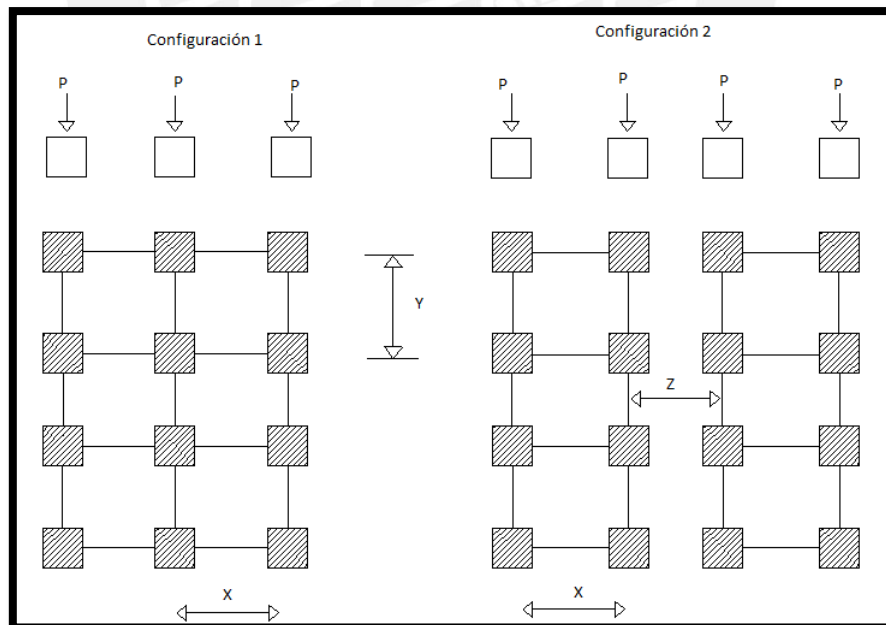


Figura 23 Configuración de cargas puntuales

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

Para el diseño, los nomogramas proporcionados, nos dan un espaciamiento entre ejes, X e Y de 1000 mm, hasta 2500 mm; un espaciamiento intermedio puede ser calculado interpolando usando los gráficos. Si 2 postes están demasiado juntos de manera que sus placas base se toquen o se superpongan, se refiere a la distancia Z, mostrada en la Figura 2.2. Estos postes pueden ser asumidos como uno solo y se tienen que sumar las cargas de los postes, entonces la placa base abarca toda la distancia real entre estos 2 postes.

El tamaño efectivo de la placa base debe tener algunas consideraciones sobre la rigidez, ya que si no la tiene, la carga no se va a repartir efectivamente en toda el área.

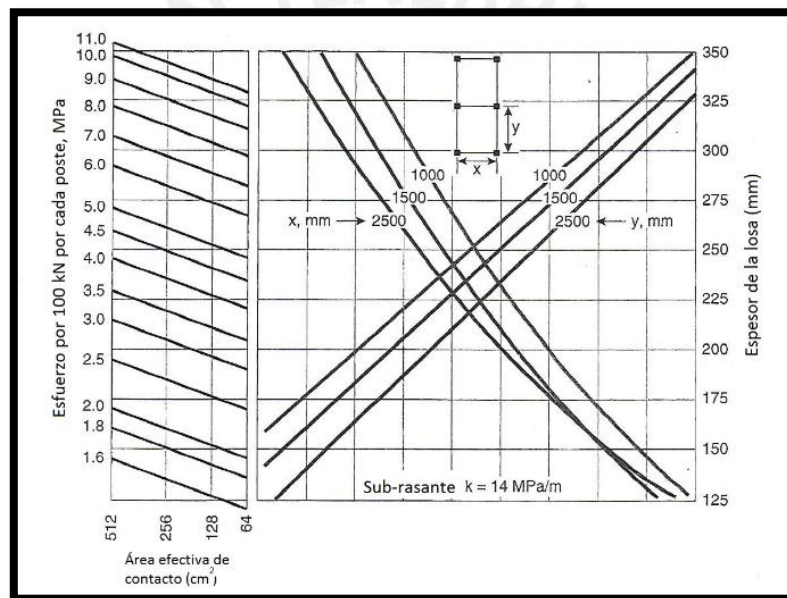


Figura 24 Nomograma para cargas estáticas $k=14$ MPa/m

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

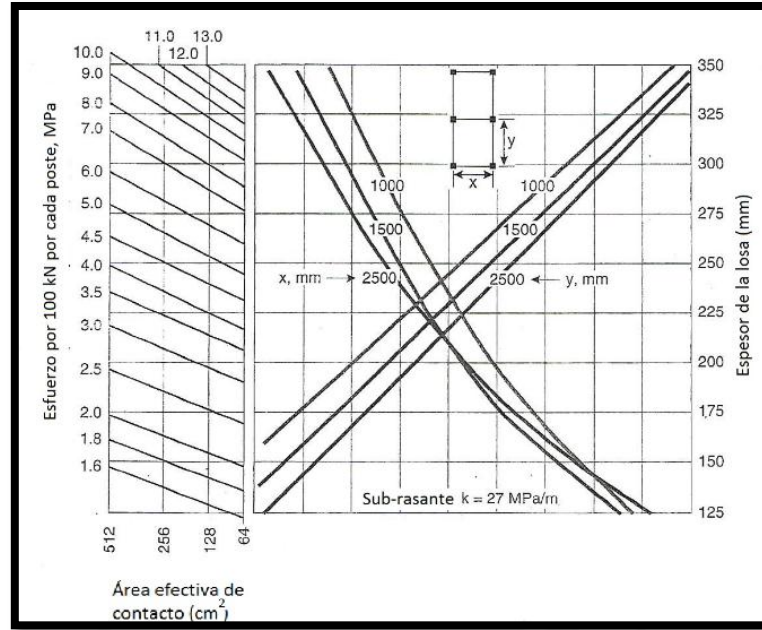


Figura 25 Nomograma para cargas estáticas $k=27$ MPa/m

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

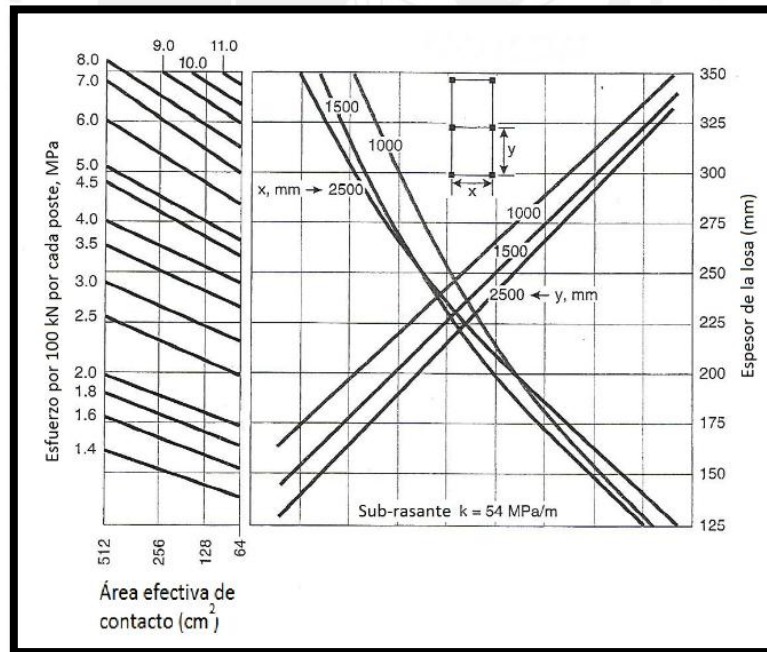


Figura 26 Nomograma para cargas estáticas $k=54$ MPa/m

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

Es necesario tomar en cuenta que el procedimiento para el diseño está basado en esfuerzo por cargas solamente y no es necesario considerar el esfuerzo por contracción. Las cargas de vehículos y las cargas estáticas de los postes tienen diferentes efectos: el movimiento de las ruedas cargadas producen menores esfuerzos en las losas que una carga estática de la misma magnitud.

Para hallar el espesor de la losa, se requiere los factores de seguridad, los cuales se elegirán de acuerdo a cada escenario. Primero, como en las cargas vehiculares, se calcula el esfuerzo del concreto, dividiendo el módulo de rotura entre el Factor de Seguridad y el Factor de Junta. Se halla el esfuerzo de la losa por 100 KN. de carga en cada poste. De acuerdo al coeficiente de la sub-rasante, se elige el nomograma a utilizar, ya que la Norma proporciona 3 valores del coeficiente del sub-rasante: 14, 27 y 54 Mpa. **Figura 24, 25 y 26** respectivamente. Para hallar el espesor de la losa se requiere:

- Espaciamiento en el eje X y en el eje Y
- Área efectiva de contacto
- Esfuerzos por 100 kn de carga del poste

Se utiliza otro tipo de nomograma para determinar si el área efectiva es considerablemente más grande que el área de contacto actual.

A continuación se hallan los esfuerzos admisibles, los cuales se calculan multiplicando el factor de seguridad por el Módulo de rotura, para una carga interior a los 28 días y para una carga en el borde o esquina a los 28 días también. Para este último el factor de seguridad se reduce a la mitad.

Se calcula el esfuerzo, la carga del poste entre el área de contacto, así comparamos si está dentro del límite de los esfuerzos admisibles.

Se procede a calcular los esfuerzos cortantes, comenzando con el esfuerzo cortante admisible, el cual es hallado multiplicando el coeficiente de la sub-rasante por el módulo de rotura. Y por último se hallan los esfuerzos de corte para las cargas interiores y para la carga en el borde, los cuales deberían ser menores que el esfuerzo cortante; si sobrepasan el valor del admisible, el espesor de la losa se aumenta y se recalculan los esfuerzos.

4.5.2.3 Pavimento reforzado con mallas de acero

El pavimento puede ser reforzado mediante mallas electrosoldadas o también puede ser por barras tradicionales unidas en su intersección. La cantidad relativa de acero que se utilizará es para contener las fisuras aleatorias que puedan aparecer en el pavimento. La **Tabla 5** proporciona recomendaciones para utilizar refuerzo.

Tabla 5 Condiciones para reforzar el pavimento

Fuente: Concrete Floors on Ground, PCA

¿ Es el refuerzo necesario ?	
No	El soporte es uniforme, retracción del concreto limitada, espaciamento de juntas cortas
Si	Cuando el espaciamento de juntas es largo Cuando la resistencia a la contracción del concreto es alta Cuando no se pueden utilizar juntas en el pavimento pero el ancho de las fisuras aleatorias que no aparecen son aceptables
SI	Concreto que tenga compensador de retracción

Desde que aparece el esfuerzo crítico a flexión en la parte superior e inferior del concreto, se recomienda que el refuerzo debería tener dos capas. Es lo ideal para resistir el esfuerzo, pero doble capa de acero no es económicamente justificable. Adicionalmente, no hay suficiente espacio para acomodar dos capas. La constructabilidad debería ser también considerada. Es común usar una sola capa de acero, lo cual minimiza el ancho de las fisuras en la superficie de la losa. El acero es más efectivo cuando se posiciona a 1/3 de profundidad del pavimento y un mínimo de 15 mm. de la cara de la superficie para que exista un adecuado recubrimiento del concreto.

La cantidad adecuada de acero puede minimizar el número de juntas en el pavimento. Las fisuras aleatorias son debidos a la contracción restringida o las deformaciones que pueden ocurrir, pero cuando se coloca debidamente el acero distribuido, este contiene las fisuras y permite que la carga sea transferida a través del trabazón de los agregados.

Determinación de cantidad de acero distribuido

Según el ACI 360

$$A_s = \frac{LC_f wh}{Kf_s}$$

Dónde:

A_s = Área de acero distribuido requerido por unidad de ancho de la losa, mm^2/m

L = Distancia entre las juntas, m.

C_f = Coeficiente de la subrasante, resistente movimiento de la losa (el valor de 1.5 es común para losas apoyadas sobre tierra)

w = Densidad del concreto, comúnmente 2320 kg/m^3

h = Espesor de la losa, mm.

$K = 204$ es usado en el sistema internacional.

f_s = Esfuerzo de tensión permisible del acero, por ejemplo para el acero de Grado 60 se utiliza 280 Mpa.

Basado en la experiencia y los estudios del comportamiento de las losas, los especialistas de diseños de losas y constructores sugieren que para un mejor comportamiento se recomienda una cantidad mínima de acero (CCA 1985, Gibert 1992, Marais 1993). Los estudios de la Federal Highway Administration recomienda tener una cantidad de acero mínima de 0.1% del área de la sección.

4.6 Procedimiento constructivo de un pavimento rígido

Con la base de la estructura del pavimento finalizada, a continuación se presenta el procedimiento constructivo con concreto premezclado del pavimento sin refuerzo, pavimento reforzado con fibras de acero y pavimento reforzado con mallas de acero.

4.6.1 Pavimento sin refuerzo



Imagen 4 Vaciado de la mezcla del mixer directamente hasta el lugar donde se requiera sobre base preparada, nótese que no hay interferencia alguna con el personal que se encuentra esparciendo el concreto

Fuente: Maccaferri 2009



Imagen 5 Labores de vaciado, vibrado y nivelación en varios tramos del pavimento.

Fuente: Maccaferri 2009



Imagen 6 Detalle de las juntas, una sierra y acabado final impecable.

Fuente: Maccaferri 2009



Imagen 7 Fraguado del concreto utilizando geotextiles (opcional) y detalle de la losa ya fraguada

Fuente: Maccaferri 2009

Este es un procedimiento tradicional de la construcción de un pavimento rígido.

4.5.2 Pavimento reforzado con fibras de acero

El procedimiento constructivo del pavimento reforzado con fibras de acero es muy semejante al del acápite **4.5.1 Pavimento sin refuerzo** ya que al tener que insertar las fibras de acero, estas se añaden al mixer, se bate por 5 minutos y a continuación se echa el concreto con fibras de acero directamente a la base, previamente se le realiza su control de calidad, temperatura y slump.



Imagen 8 Se verifica la dosificación de las fibras, dependiendo de la presentación estas, ya que pueden ser cajas de 20 kg o bolsas de 25 kg. Se le echa la fibra al mixer

Fuente: Maccaferri 2009



Imagen 9 Las fibras corren libremente hacia el fondo, el mixer deberá estar rotando a velocidad media durante este proceso. Luego de colocadas las fibras, dejar por máximo 2 minutos el mixer rotando a alta velocidad y proceder a la medición del slump y temperatura

Fuente: Maccaferri 2009



Imagen 10 Aspecto de la mezcla totalmente uniforme sin bolas o grumos de fibras. Es importante regular la granulometría máxima del árido en función del tamaño de la fibra usada.

Fuente: Maccaferri 2009

A continuación se procede de la misma manera que el acápite **4.6.1 Pavimento sin refuerzo**

4.6.3 Pavimento reforzado con mallas de acero

En este caso, el procedimiento constructivo es más tedioso, ya que habiéndose terminado la preparación de la base, se requiere realizar la malla con las barras de acero, las cuales tiene que estar perfectamente alineadas, y a la altura que le corresponde.



Imagen 10 Se requiere una adecuada elaboración de la malla sobre el pavimento, después de realizado este, se procede a colocar el concreto, sin embargo el acceso para el mixer es mas limitado por la presencia del acero por ello se colocan tuberías que transportan el concreto.

Después de colocado el concreto, el procedimiento es igual al del del acápite **4.5.1 Pavimento sin refuerzo**.

Capítulo 5: Proyecto de aplicación

5.1 Descripción de la zona

El terreno a estudiar se encuentra ubicado entre la Panamericana Sur y la carretera Lima – Pucusana, cerca al río Chilca, aproximadamente en el km 60 de la Panamericana Sur, en el distrito de Pucusana, provincia de Lima y departamento de Lima.



Figura 27 Ubicación

5.2 Topografía

El levantamiento topográfico de la vía externa del objetivo de estudio (Autopista Panamericana Sur) se puede observar en la **Figura 28**.

5.3 Geomorfología Local

Las unidades geomorfológicas que se reconocen en esta región costanera son las siguientes:

5.3.1 Borde litoral

Comprende el área adyacente a la línea litoral que está expuesta a la acción de las olas marinas; se orienta en sentido noroeste a sureste abarcando acantilados y playas que se extienden en fajas que varían hasta 2 kms. hacia el este.

Las playas varían en ancho y longitud, desde pocos metros hasta kilómetros; las pequeñas se ubican al pie de los acantilados, como las playas de Pucusana y León dormido; en cambio, las playas más extensas se localizan entre acantilados tales como las playas de Chilca, Puerto Viejo, Bujama, Asia, etc.

Los acantilados están formados por los contrafuertes andinos y las terrazas aluviales que llegan en algunos casos hasta la línea de la costa, conformando un perfil costanero irregular con acantilados que presentan rasgos morfológicos de ensenadas, puntas cavernas, túneles naturales, morfología que se puede observar en los acantilados de Pucusana, León dormido etc.

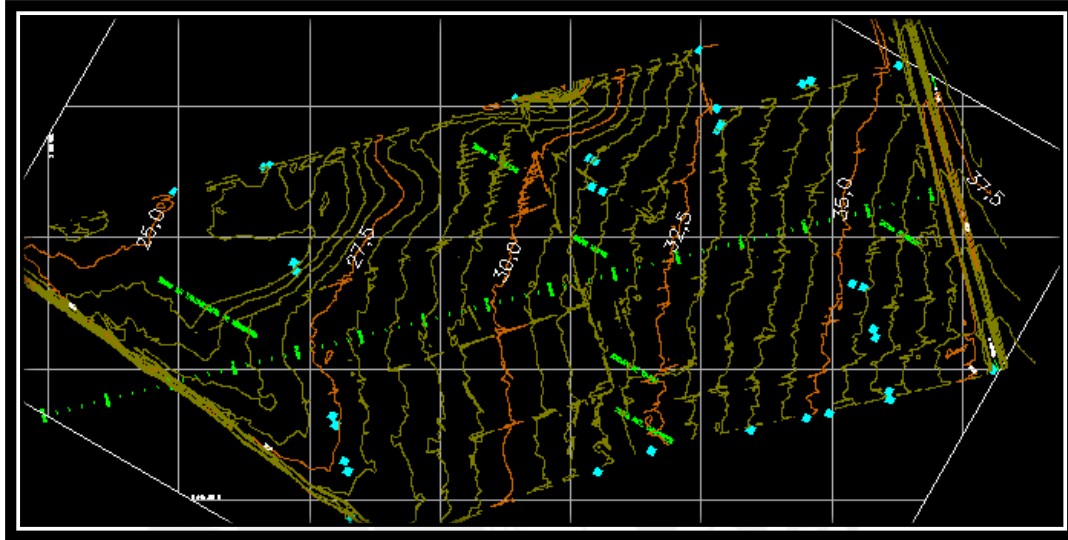


Figura 28 Topografía

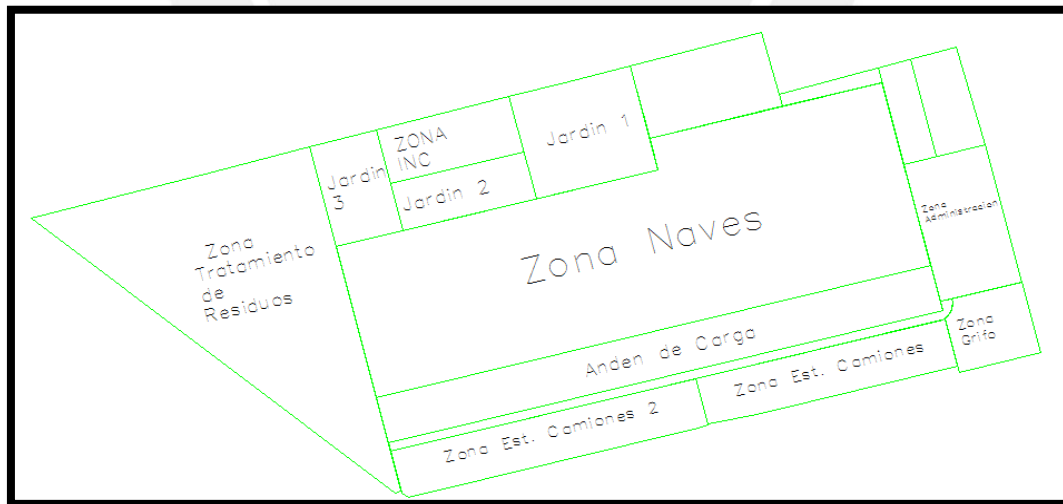


Figura 29 Distribución de Áreas

5.3.2 Planicies costaneras y conos deyeectivos

Esta unidad se desarrolla a lo largo de una faja paralela a la costa, limitada al oeste por el borde litoral y al este por la cadena de cerros bajos de las estribaciones de la Cordillera Occidental, presentando mayor amplitud en los valles de Chilca, Mala, y Asia. El área de estudio se caracteriza por presentar una superficie relativamente plana con ligera pendiente hacia el suroeste del frente oceánico, correspondiente al cono de deyección de la quebrada Chilca, cuyas terrazas antiguas se suceden aisladamente en ambas márgenes. Aguas abajo del puente Chilca la sucesión de terrazas aluviales del antiguo cono deyeectivo ha sido cortado a su vez por el curso actual, mostrando terrazas continuas con pendientes suaves.

Las Planicies y Conos Deyeectivos de la quebrada Chilca, así como la cadena de cerros bajos de las estribaciones andinas están cubiertos localmente por depósitos eólicos en forma de dunas, barcanas y mantos de arena

5.3.3 Lomas y cerros testigos

Esta unidad corresponde a las colinas que bordean las estribaciones de la cordillera occidental, las cuales quedan como cerros testigos, encontrándose lomas y colinas bordeando la faja costanera que dan una morfología característica al litoral y pampas costaneras entre Cerro Azul, Pucusana, San Bartolo, Lurín. En el valle de Chilca las lomas y colinas presentan una topografía subordinada a la litología de las unidades geológicas y a la cobertura eólica; esta morfología destaca sobre las pampas costaneras y se extienden a ambos lados del valle y quebradas principales.

5.4 Clima

En la faja costera de la zona de Chilca el clima es desértico, variando a templado y húmedo, con lloviznas entre Abril y Diciembre y sol intenso entre Enero y Marzo, con temperatura entre 20° y 30° C. En las nacientes de la quebrada Chilca el clima es frío y seco con abundantes precipitaciones en verano, razón por la cual pueden discurrir cursos de agua y/o huaycos como el que entró hace algunos años con evidencia de limos arenosos grises ubicados en el extremo oeste de la propiedad.

La acción de los vientos provoca la remoción de arenas eólicas desde las playas hacia el continente, formando pequeñas dunas al sur de Chilca, un manto delgado de arena sobre los

depósitos fluvio-aluviales del cono deyectivo de Chilca y lenguas de arena eólica cubriendo las laderas de los cerros de este sector.

5.5 Sismicidad

Los parámetros de diseño sismo resistente para la zona de investigación se han determinado según las Normas Básicas de Diseño Sismo – Resistente E.030, así como los resultados del estudio de riesgo sísmico.

Tabla 6 Resumen de Parámetros Sismo Resistentes

Tipo de material	Parámetro para diseño sismo resistente				
	Factor de zona (Z)	Z	Perfil tipo de suelo	T(p)	S
SM, SP	3	0,4	S3	0,9	1,4

5.6 Estudio de Suelos

Se realizaron 16 calicatas en toda el área de las cuales 5 se ubican en la zona de Naves (las cuales se realizará el diseño de pavimentos) que son: AC-2, AC-4, AC-7, AC-9 y AC-13

Tabla 7 Resumen de perfil estratigráfico

PERFIL ESTRATIGRAFICO PROFUNDIDAD (m)	AC-1	AC-2	AC-3	AC-4	AC-5	AC-6	AC-7	AC-8	AC-9	AC-10	AC-11	AC-13	AC-17	AC-14	AC-15	AC-16
	PERFIL	A-A			B-B			C-C			D-D					
LIMITE LIQUIDO (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
INDICE PLASTICO (%)	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
HUMEDAD NATURAL (%)	2.36	1.4	0.7	0.99	6.83	4.16	2.7	1.17	9.7	1.7	1.18	5.11	14.68	8.59	0.65	0.51
% QUE PASA MALLA No 200	7.8	4.7	7.4	10.2	36.0	21.5	23.3	19.6	62.6	8.2	1.8	57.8	62.6	41.3	5.7	3.2
CLASIFICACIÓN SUCS	SP-SM	SP	SP-SM	SP-SM	SM	SM	SM	ML	SP-SM	SP	ML	ML	SM	SP-SM	SP	
CLASIFICACIÓN AASHTO	A-3(0)	A-3(0)	A-3(0)	A-3(0)	A-4(0)	A-2-4(0)	A-2-4(0)	A-1-b(0)	A-4(5)	A-3(0)	A-1-b(0)	A-4(4)	A-4(5)	A-4(1)	A-3(0)	A-3(0)
MAX DENSIDAD SECA (g/cm3)	1.775	1.804	1.793	1.718	1.656	1.623	1.68	1.688	1.77	1.728	1.69	1.678	1.690	1.661	1.697	1.798
OPT. CONT. HUMEDAD (%)	12.50	12.20	12.0	12.14	16.50	15.90	10.10	15.07	20.65	12.10	9.20	17.20	17.180	15.80	12.10	11.75
C.B.R a 0.2" con 95 (%)	18.40	18.10	19.4	14.8	14.50	17.90	9.90	15.70	3.30	14.40	22.80	8.10	7.600	14.10	15.70	19.40
C.B.R a 0.2" con 100 (%)	25.5	25.8	25.5	28.4	20.7	24.8	17.4	26.4	13.7	28.0	33.0	14.0	14.0	20.9	28.0	25.4

2.3.7 Solicitaciones

Condiciones de Diseño

Se utilizará un montacargas modelo P12000, del cual podemos obtener las características más relevantes para el diseño del pavimento industrial como:

Carga por eje: 60 kN en el eje delantero

- Espaciamiento entre ejes: 2000 mm.
- Espaciamiento entre las llantas del eje delantero: 1000 mm.
- Longitud hasta el extremo de la horquilla: 3000 mm.
- Numero de ejes: 2
- Tipo de llanta: Delantera 300x15x20PR Area = $26 \times 12 = 312 \text{ cm}^2$
- Trasera 7.00x12x12PR

Las dimensiones Típicas de un Montacargas (Lift Truck) se puede ver en la **Figura 30**

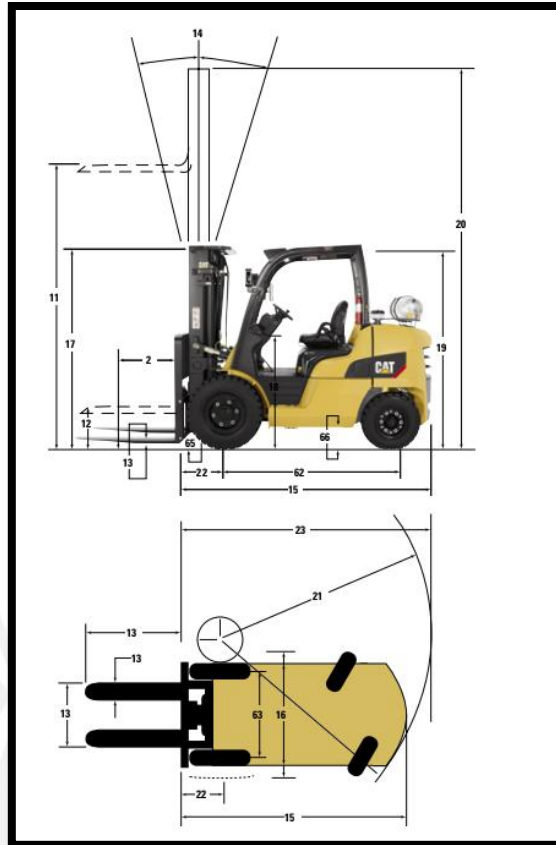


Figura 30 Dimensiones del montacargas

Como el montacargas es de ejes simples no es necesario utilizar 5-7a o 5-7b , los cuales se usan para obtener un área efectiva única.

Los datos adicionales son del concreto tradicional:

- Resistencia a la compresión $f'c = 24$ MPa
- Resistencia a la flexión, MR 3.7 MPa

Según los estudios de suelos, se obtiene un CBR promedio de 10.84% pero para fines prácticos se utilizara 10%, con la **Figura 31** se puede obtener el módulo de Subrasante k

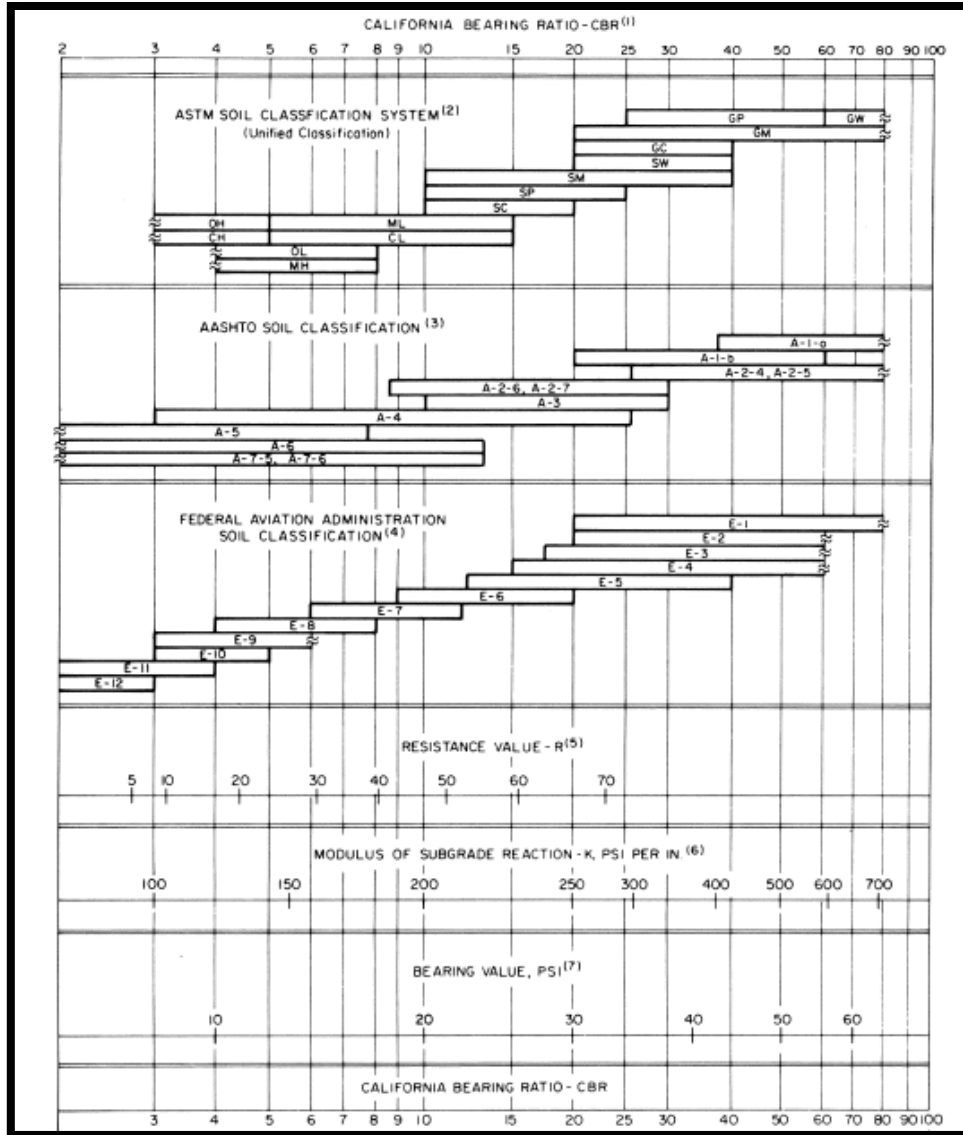


Figura 31 Relación entre Clasificación SUCS, CBR y Modulo de Subrasante “k”

Fuente: ACI 360-06

Se obtiene un módulo de reacción de la subrasante de 200 psi/in

$$200 \frac{\text{psi}}{\text{in}} \times \frac{1 \text{ in}}{0.0254 \text{ m}} \times \frac{6894.7573 \text{ Pas}}{1 \text{ psi}} = 54.29 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Para fines prácticos se utilizará 50 MPa/m

Para el diseño con postes cargados se utilizarán los siguientes datos.

- Espaciamiento de postes: Longitudinal Y = 2500 mm
Transversal X = 1700 mm
- Cargas de los Postes: 70 kN cada uno
- Área de contacto 28.5 x 14.0 = 400 cm²
- Espaciamiento de columnas : 15.2
- Espaciamiento de las juntas : 5.1 m en ambas direcciones

Se considera los siguientes factores de seguridad:

Tabla 8 Factores de Seguridad

	Factores de seguridad	
	PCA	TR-34
Estantería	2.00	1.35
Montacarga	2.20	1.60

5.8 Diseño de Pavimentos

5.8.1 Diseño con la norma PCA

5.8.1.1 Para cargas vehiculares

Factor de Seguridad y Factor de Junta

Para repeticiones ilimitadas, se utiliza como factor de seguridad 2.2; para la separación de las columnas 15.2, los espaciamientos de juntas serán 5.1 metros; se tomar como factor de junta 1.4 el cual es conservador.

Calculo de esfuerzos bajo cargas de servicio

Trabazón del Agregado

$$- WS = (MR / (SF \times JF)) = (3.7 / 2.2 \times 1.4) = 1.2 \text{ Mpa}$$

Barras de transferencia esfuerzos

$$- WS = (MR / (SF \times JF)) = (3.7 / 2.2 \times 1.1) = 1.53 \text{ Mpa}$$

Se calcula los esfuerzos por cada KN por eje cargado

Trabazón del agregado:

$$- (WS/carga \text{ por eje, Kn}) = (1.2 / 60) = 0.02 \text{ MPa} = 20 \text{ kPa}$$

Barras de transferencia esfuerzos

$$- (WS/carga \text{ por eje, Kn}) = (1.5/60) = 0.025 \text{ Mpa} = 25 \text{ kPa}$$

Asumiendo que la transferencia en las juntas es 100% en el trabazón de los agregados, en otras palabras que no se utilizarán dowels, se utiliza la **Figura 18**; para el estado más crítico, en el cual la carga no se transfiere (lo que ocurre en los bordes), por lo tanto se utiliza la **Figura 19** de la norma PCA para obtener el espesor, para esto se necesita los siguientes datos ya obtenidos:

- Trabazón del agregado 20Kpa
- Espaciamiento entre llantas 1000mm
- Área efectiva de contacto 321 cm²
- El coeficiente de la sub-rasante 50 Mpa/m

Con estos valores se obtiene que el espesor de la losa es: 300 mm.

Asumiendo que el traspaso de esfuerzos en las juntas es de 100%, para el diseño con barras de transferencia esfuerzos, se utiliza de la misma manera el estado crítico que es la carga en el borde la gráfica 5-5a de la norma PCA, entonces solamente se cambia el esfuerzo del trabazón por el de la barra de transferencia que en este caso sería 25 kPa.

Con estos valores se obtiene que el espesor de la losa es: 250 mm.

Para el diseño por cargas puntuales, se utilizarán racks industriales, un sistema convencional más común es el formado por una estantería sencilla adosada a la pared y estanterías dobles centrales.

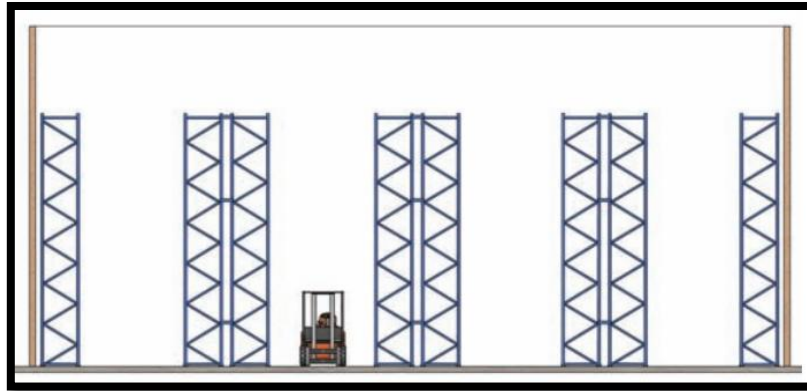


Figura 32 Distribución tradicional de los racks

Para definir el pasillo libre mínimo entre cargas es necesario saber el tipo y modelo de carretilla elevadora.

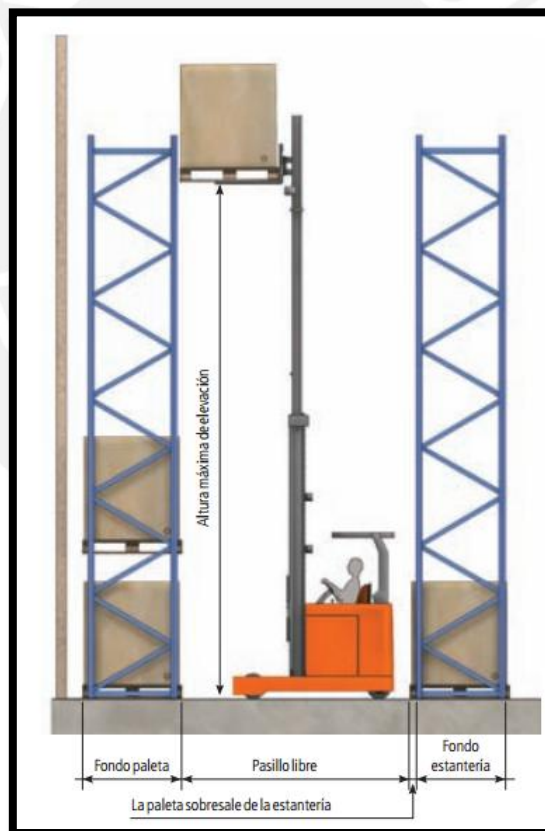


Figura 33 Distancias comunes entre el montacargas y los racks

5.8.1.2 Para cargas puntuales

Factor de Seguridad y de Junta

Como los postes solamente están sometidos a cargas de los racks, su factor de seguridad es 2. El factor de junta se considera como 1.6 porque el espaciamiento entre juntas es mayor de 4.5m y el esfuerzo de la trabazón del agregado se transfiere.

Esfuerzos del concreto

$$WS = MR / (SF \times JF) = (3.7 / 2 \times 1.6) = 1.16 \text{ MPa}$$

Esfuerzos de la losa por cada 100 kn que carga el poste
 $= WS / (\text{carga de poste } 100\text{Kn}) = 1.16 / (0.70) = 1.66 \text{ Mpa}$

Como el k de la sub-rasante es 50 Mpa/m, y solamente existen tablas para 25 Mpa/m y 54 Mpa/m, se utilizaran las 2 tablas y a continuación se interpolará y se obtendrá el espesor de la losa, los datos a utilizará para entrar a los monogramas 5-8b y 5-8c son:

- Módulo de sub-rasante 25 – 54 Mpa
- Esfuerzo de la losa por cada 100kn 1.66 Mpa
- Área de contacto 400 cm²
- Distancia en el eje Y 2500 mm
- Distancia en el eje X 1700 mm

Para k = 25 Mpa, el espesor de losa es 310 mm

Para k = 54 Mpa, el espesor de losa es 320 mm

Interpolando resulta 322, pero por procedimiento constructivo se opta por 320 mm

Con este espesor se halla el área efectiva de contacto real con la tabla 5.7a, el cual resulta 520 cm², como aumenta en un 63% aproximadamente se recalcula el espesor de la losa con la nueva área efectiva de contacto.

Para k = 25 Mpa, el espesor de la losa es 320mm

Para k = 54 Mpa, el espesor de la losa es 280mm

Interpolando para un módulo de sub-rasante $k=50$ Mpa se obtiene 285.51mm pero por procedimiento constructivo se elige 285 mm.

Para este nuevo espesor de losa, se halla una nueva área efectiva, la cual es 460 cm² comparándolo con el área efectiva 520 cm², existe un aumento de 13%; se puede omitir un nuevo diseño; a continuación se calculan los esfuerzos.

Esfuerzo admisible

A 4.2 veces el módulo de rotura a los 28 días para una carga interior

$$4.2 (MR) = 15.54 \text{ Mpa}$$

A $\frac{1}{2}$ veces de 4.2 veces el módulo de rotura a los 28 días para una carga en el borde o en la esquina.

$$2.1 (MR) = 7.77 \text{ MPa}$$

$$\text{Calculo de esfuerzo} = \text{carga por poste} / \text{área de contacto} = 70 \text{ kN} / 400 \text{ cm}^2 = 1.75 \text{ MPa}$$

Es mucho menor a los esfuerzos admisibles.

$$\text{Esfuerzo cortante admisible} = 0.27 \times MR = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{Calculo de esfuerzo cortante} = \text{carga del poste} / \text{área de corte}$$

Para una carga interior

$$= \frac{\text{Carga del poste}}{\text{Espesor de la losa} \times \text{perímetro de la carga} + (4 \times \text{Espesor de la losa})}$$

$$\text{Carga perimétrica} = 4 \times \overline{400} = 800 \text{ mm}$$

El esfuerzo de corte sería

$$= \frac{70}{285 \times 800 + 4 \times 285} = 0.127 \text{ MPa}$$

Cálculo para el esfuerzo de corte en el borde cargado

$$= \frac{\text{Carga del poste}}{\text{Espesor de la losa} \times (0.75 \times \text{perímetro de la carga} + 2 \times \text{espesor de la losa})}$$

$$= \frac{70}{285 \times (0.75 \times 800 + 2 \times 285)} = 0.210 \text{ MPa}$$

Cálculo para el esfuerzo de corte en la esquina cargada

$$= \frac{\text{Carga del poste}}{\text{Espesor de la losa} \times (0.5 \times \text{perímetro de la carga} + \text{espesor de la losa})}$$

$$= \frac{70}{285 \times (0.5 \times 800 + 285)} = 0.359 \text{ MPa}$$

Todos los esfuerzos calculados son menores que los admisibles.

Entonces tenemos 3 espesores, 300 mm para cargas vehiculares sin dowels, 250 para cargas vehiculares con dowels y 285 mm para losas sometidas a cargas puntuales. En la planta obtenida que se está tomando como ejemplo, se tomará un espesor uniforme ya que el área donde se encuentra se someterán a cargas vehiculares también estará la losa sometida a cargas puntuales, por ende los espesores finales con fines comparativos serán: 300 mm sin dowels y 285 con dowels.

5.8.1.3 Diseño reforzado con barras

Se utilizará la fórmula de presentada en el Acápite **4.5.2.3 Pavimento reforzado con mallas de acero**

$$A_s = \frac{LC_f wh}{K f_s}$$

$$A_s = \frac{5.1 \text{ m} \times 1.5 \times 2320 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times (300 \text{ mm})}{204 \times (275.7903 \text{ MPa})}$$

$$A_s = 94.64 \text{ mm}^2/\text{m} = 0.94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.1\% (30 \times 100) = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

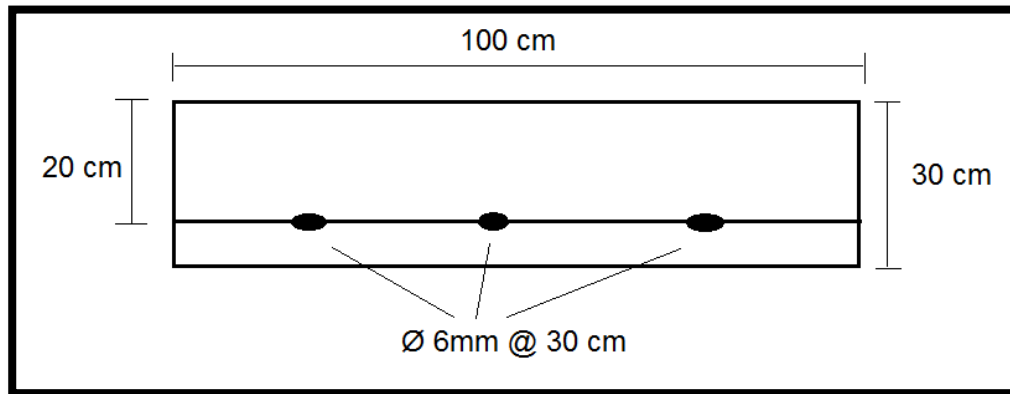


Figura 34 Distribución del acero en el pavimento

5.8.2 Diseño con TR-34

Datos Generales

Diseño con tipo de fibra FF1, dosificación de la fibra $25 \text{ kg}/\text{m}^3$ y resistencia a compresión del concreto de $280 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Materiales:

- La resistencia a la compresión en un molde cúbico es:

$$f_{cu} = 40 \text{ N mm}^2$$

- La resistencia a la compresión de un molde cilíndrico

$$f_{ck} = 32 \text{ N mm}^2$$

- Resistencia a la tracción media.

$$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N mm}^2$$

- Resistencia a la tracción

$$f_{ctk, 0.05} = 0.7f_{ctm} = 2.1 \text{ N } mm^2$$

- Módulo de elasticidad

$$E_{cm} = 22 f_{cm}^{0.3} = 33 \text{ KN } mm^2$$

- Resistencia equivalente a la flexión, por la **Tabla 4**, el valor es:

$$R_{e,3} = 0.57$$

- Módulo de reacción de la subrasante, con el valor de CBR 10% y la **Figura 10**, el valor es:

$$k = 0.05 \text{ N } mm^2$$

- Módulo de Poisson

$$\nu = 0.15$$

- Espesor de losa asumido

$$h_{asum} = 190 \text{ mm}$$

a) Cálculos previos:

- La resistencia a la flexión del concreto plano

$$f_{ctk,fl} = 1 + 200 h^{0.5} f_{ctk, 0.05} = 4.25 \text{ N } mm^2$$

- $2 f_{ctk(0.05)} = 4.20 \text{ N } mm^2$

- Radio de rigidez relativa

$$l = E_{cm} \frac{h^3}{12 (1-\nu^2) k}^{0.25} = 788.18 \text{ mm}$$

- Capacidad de la losa para momentos negativos

$$M_n = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} \frac{h^2}{6} = 21.09 \text{ kN.mm}$$

- Capacidad de la losa para momentos positivos

$$M_p = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} \frac{h^2}{6} R_{e,3} = 12 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

a.1) Racks

Datos:

- Sección de la base = $285 \times 140 = 39900 \text{ mm}^2$
- Separación entre ejes = 2500 mm
- Factor de seguridad
 $f_s = 1.35$

Cálculos previos:

- Radio equivalente
 $a = 112.7 \text{ mm}$
- $a/l = 0.143$
- Carga última actuante
 $70 \times 1.35 = 94.5 \text{ kN}$

Resultados

a. Cargas internas

- Para $a/l = 0$ entonces $P_u = 207.83 \text{ kN}$
 $P_u = 2\pi (M_p + M_n)$
- Para $a/l = 0.2$ entonces $P_u = 436.41 \text{ kN}$
 $P_u = 4\pi \frac{M_p + M_n}{1 - a/3l}$
- Para $a/l = 0.143$ entonces $P_u = 371.26 \text{ kN} > 94.5 \text{ kN}$ (diseño correcto)

b. Cargas en el borde

- Para $a/l = 0$ entonces $P_u = 94.13 \text{ kN}$
 $P_u = \pi \frac{M_p + M_n}{2} + 2M_n$
- Para $a/l = 0.2$ entonces $P_u = 259.79 \text{ kN}$

$$P_u = \pi \frac{M_p + M_n + 4M_n}{1 - 2a/3l}$$

- Para $a/l = 0.143$ entonces $P_u = 212.57 \text{ kN} > 94.5$ (diseño correcto)

c. Cargas en esquina

- Para $a/l = 0$ entonces $P_u = 42.18$

$$P_u = 2M_n$$

- Para $a/l = 0.2$ entonces $P_u = 93.24$

$$P_u = \frac{4M_n}{1 - a/l}$$

- Para $a/l = 0.143$ entonces $P_u = 78.68$

Por la presencia de los dowells, se asume 80% de la carga última: $78.68 \text{ kN} > 75.6 \text{ kN}$ (diseño correcto)

Verificación por cortante:

- a. Concreto sin refuerzo: $d = 0.75 \times h = 142.5 \text{ mm}$

- b. A la cara del área de carga

- Perímetro a la cara del área cargada

$$U_o = 140 \times 2 + 285 = 565 \text{ mm}$$

- Esfuerzo actuante

$$v_p = \frac{94.5 \times 1000}{565 \times 187.5} = 0.89 \text{ N mm}^2$$

- Coeficiente k_2

$$k_2 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.52$$

- Esfuerzo de compresión del concreto

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 26.67 \text{ N mm}^2$$

- Esfuerzo de cortante máximo

$$v_{\max} = 0.5 k_2 f_{cd} = 6.93 \text{ N mm}^2 > 0.89 \text{ N mm}^2 \text{ (diseño correcto)}$$

c. En el perímetro crítico:

- Longitud de perímetro crítico

$$u_1 = U_o + (\pi \times 2d) = 1459.9 \text{ mm}$$

- Coeficiente k_1

$$k_1 = 1 + (200/d)^{0.5} = 2.18$$

- Capacidad de fuerza cortante

$$V_f = 0.12 R_{e,3} f_{ctk,fl} = 173.92 \text{ kN} > 94.5 \text{ kN} \text{ (diseño correcto)}$$

a.1) Montacargas

Datos:

- Área de contacto de la rueda = $260 \times 120 = 31200 \text{ mm}^2$
 - Factor de seguridad
- $$f_s = 1.60$$

Cálculos previos:

- Radio equivalente
- $$a = 99.68 \text{ mm}$$
- $a/l = 0.126$
 - Carga última
- $$30 \times 1.60 = 48 \text{ kN}$$
- $M_n = 21.09 \text{ kN.m}$
 - $M_p = 12 \text{ kN.m}$

Resultados

a. Cargas internas

- Para $a/l = 0$ entonces $P_u = 207.62$ kN
- Para $a/l = 0.2$ entonces $P_u = 397.79$ kN
- Para $a/l = 0.126$ entonces $P_u = 327.43$ kN > 48 kN (diseño correcto)

b. Cargas en el borde

- Para $a/l = 0$ entonces $P_u = 94.02$ kN
- Para $a/l = 0.2$ entonces $P_u = 205.29$ kN
- Para $a/l = 0.126$ entonces $P_u = 164.12$ kN > 48 kN (diseño correcto)

c. Cargas en esquina

- Para $a/l = 0$ entonces $P_u = 42.12$
- Para $a/l = 0.2$ entonces $P_u = 96.38$
- Para $a/l = 0.126$ entonces $P_u = 76.38$

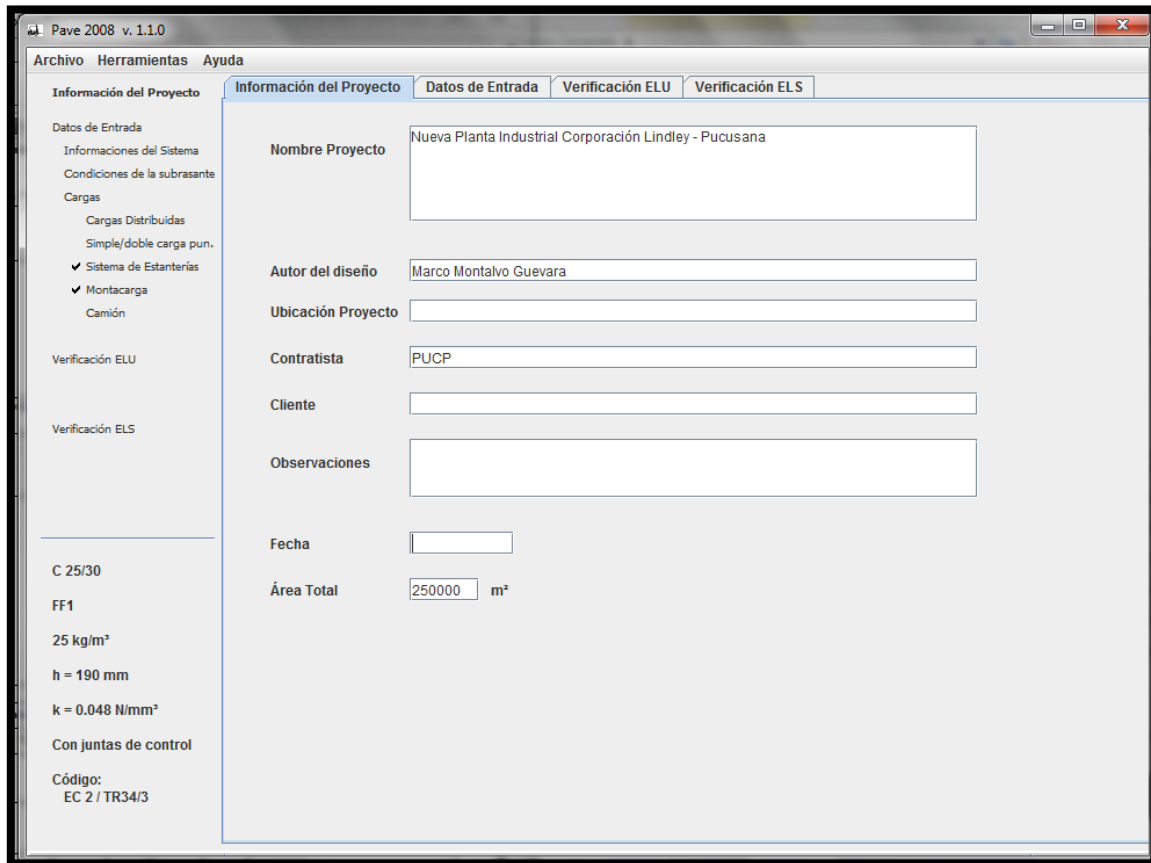
Por la presencia de los dowells, se asume 80% de la carga última: 76.38 kN > 48 kN (diseño correcto)

5.8.3 Software PAVE 2008

PAVE 2008 es un programa de verificación de cálculos de piso y pavimentos en hormigón fibroreforzados. Este programa contiene diversos métodos de cálculo: el elástico (Westergaard), el elástico-plástico (TR-34 y ACI 360 basados en la teoría de las Yield Lines). Los tipos de carga disponible son: uniformes, lineales, concentradas, simple y doble, estanterías, montacargas y vehículos. El PAVE 2008 adopta el modelos de suelo elástico (Winkler), como se explicó en la metodología del TR-34, en el software ejecuta las verificaciones de los Estados Límites de Servicio y Últimos, como también la verificación al punzonamiento. Cabe resaltar que el programa PAVE 2008 se utiliza solo para pavimentos reforzados con fibras de acero.

Dada una vista superficial al programa, se prosigue a utilizarlo, colocando las condiciones de diseño. **Figura 35**

Primero se colocan los datos generales al software, para su uso formal, como el nombre del proyecto, el autor del diseño, contratista, cliente y observaciones. Para el área total se utilizará el área de las naves que es 250000 m².



Archivo Herramientas Ayuda

Información del Proyecto Datos de Entrada Verificación ELU Verificación ELS

Datos de Entrada

Información del Proyecto

Nombre Proyecto Nueva Planta Industrial Corporación Lindley - Pucusana

Autor del diseño Marco Montalvo Guevara

Ubicación Proyecto

Contratista PUCP

Cliente

Observaciones

Fecha

Área Total 250000 m²

Información del Proyecto

Datos de Entrada

Informaciones del Sistema

Condiciones de la subrasante

Cargas

Cargas Distribuidas

Simple/doble carga pun.

✓ Sistema de Estanterías

✓ Montacarga

Camión

Verificación ELU

Verificación ELS

C 25/30

FF1

25 kg/m³

h = 190 mm

k = 0.048 N/mm³

Con juntas de control

Código:
EC 2 / TR34/3

Figura 35 Datos generales para el software

En la pantalla inicial (**Figura 35**) se puede observar la información sobre el sistema, donde se puede verificar los principales datos del cálculo, es muy útil para la optimización del proyecto. Se puede observar la resistencia del concreto C, del tipo de fibra de acero (Wirand FF1 o FF3) y dosificación, como también del espesor de la losa, el módulo de reacción del suelo k y del sistema de juntas.

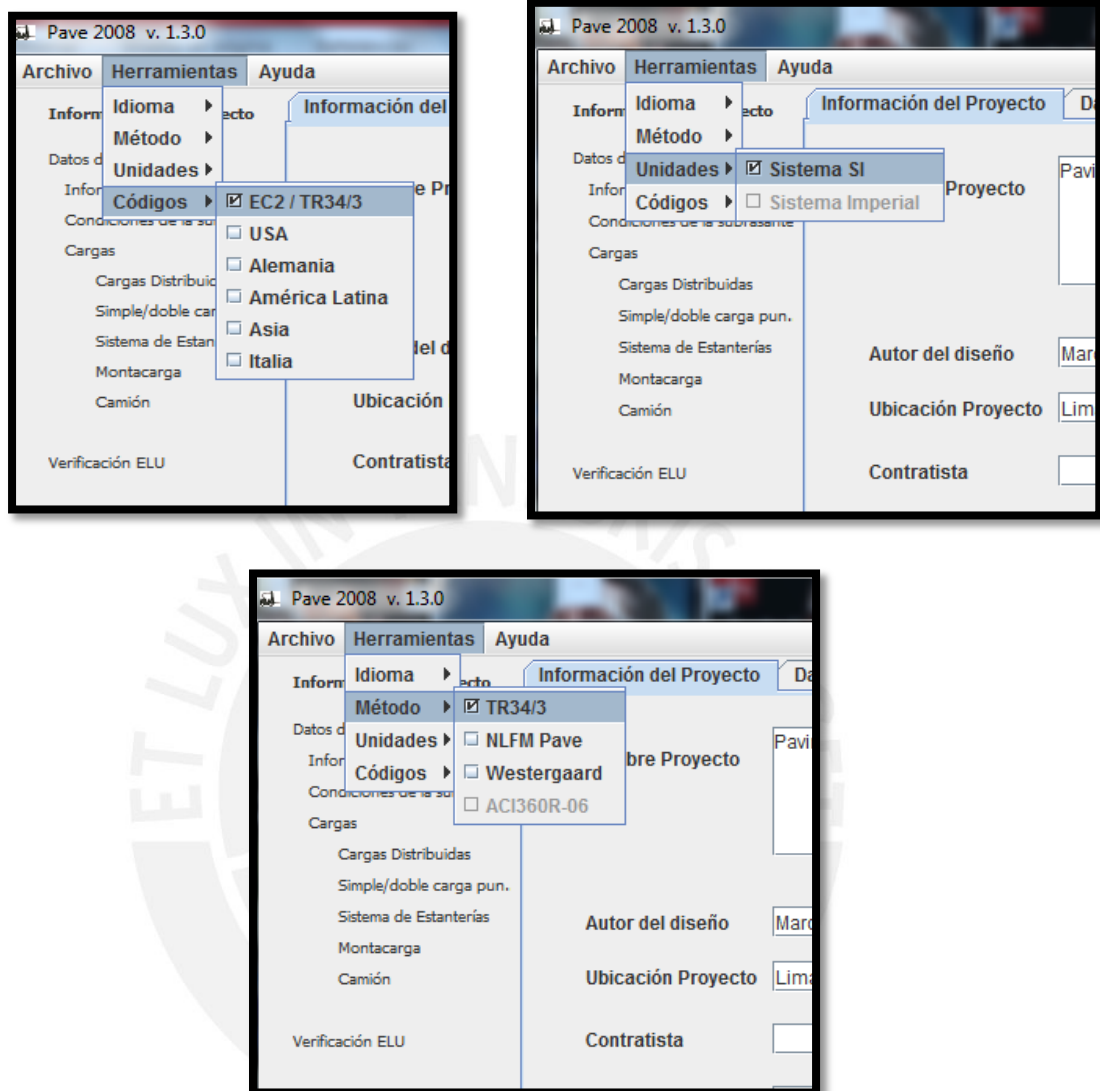


Figura 36 Condiciones Generales para el software

En el submenú de Herramientas (**Figura 36**), se puede escoger los diferentes códigos de diseños locales. Esto se refiere principalmente a los factores de seguridad parciales para las cargas y propiedades de los materiales que dependen de cada región.

Factores de seguridad predeterminados como los valores a.m según TR34/3, pueden ser seleccionados desde el menú Standards, en el menú de herramientas:

- Europa: Eurocode 2 and TR 34/3 /6/
- USA: ACI 360 /19/
- Alemania: DBV /18/ and TR 34/3 /6/

- Latino América: ACI 360 /19/ and Eurocode 2
- Asia: ACI 360 /19/ and Eurocode 2
- Italia: UNI 11146 /20/

En este submenú de unidades (**Figura 36**), da la facilidad de cambiar el sistema de unidades para los cálculos, El Sistema SI, se refiere al Sistema Internacional en Newton y Metro/Milimetro, y el Sistema Imperial libra-pulgada.

En el menú herramientas (**Figura 36**) permite seleccionar el Método, el método elástico conforme Westergaard, el método elasto-plástico, conforme con Losberg y Meyerhof, según lo establecido en el TR 34, y el Metodo de la Mecánica de la Fractura No Lineal (NLFM), desarrollado en las Universidades de Brescia y Bergamo.

A continuación se introduce los datos para el diseño, como se explicó en el **Acápite 5.8.2 Diseño con TR-34**, se debe suponer un espesor h, en este caso se le está suponiendo 240 mm, para comenzar la iteración.

Se prosigue escogiendo la clase de resistencia del hormigón C, de acuerdo con las UNI EN 206, para ellos convertimos el concreto que hemos elegido:

$$f'c = 24MPa = 24000Kpa = 244,73 \frac{kg}{cm^2} = 24 \frac{N}{mm^2}$$

Cabe resaltar que en esta ventana y en otras se encuentran campos blancos y grises, que sirven solamente para información o también control.

El coeficiente de retracción ε_{sh} es el factor relativo a la retracción hidráulica del concreto a largo plazo. Este dato es usado en el programa para el cálculo de las tensiones debido a la retracción y es sumado con las tensiones debido a la acción de las cargas. Este valor debe ser adecuadamente informado, ya que no depende solamente del cemento y de la cantidad de agua, sino también de las condiciones del entorno. Los esfuerzos debido al encogimiento por retracción podrán ser anulados para el caso de juntas menores a 12 metros. En este caso se deberá usar un valor de 0.00%, si se está ciertamente seguro que los efectos a largo plazo no son relevantes.

Tabla 9 Cuadro de nomenclatura UNI EN 206

Fuente: Technical Data Sheet. Maccaferri

Clase de resistencia a compresión	Resistencia mínima cilíndrica N/mm ²
C 8/10	8
C 12/15	12
C 16/20	16
C 20/25	20
C 25/30	25
C 30/37	30
C 35/45	35
C 40/50	40
C 45/55	45
C 50/60	50
C 55/67	55
C 60/75	60

El coeficiente de fricción μ especifica el valor de fricción para el movimiento de la losa de concreto con la base. Este valor es utilizado para el cálculo de las tensiones de fricción en el caso de las cargas uniformemente distribuidas, sin embargo también es utilizado para verificar el Estado Límite de Servicio.

También se puede observar el espaciamiento entre juntas en los dos ejes, el módulo de Sección W_c está relacionado directamente con el espesor de la losa:

$$W_c = \frac{h^3}{h \times 6}$$

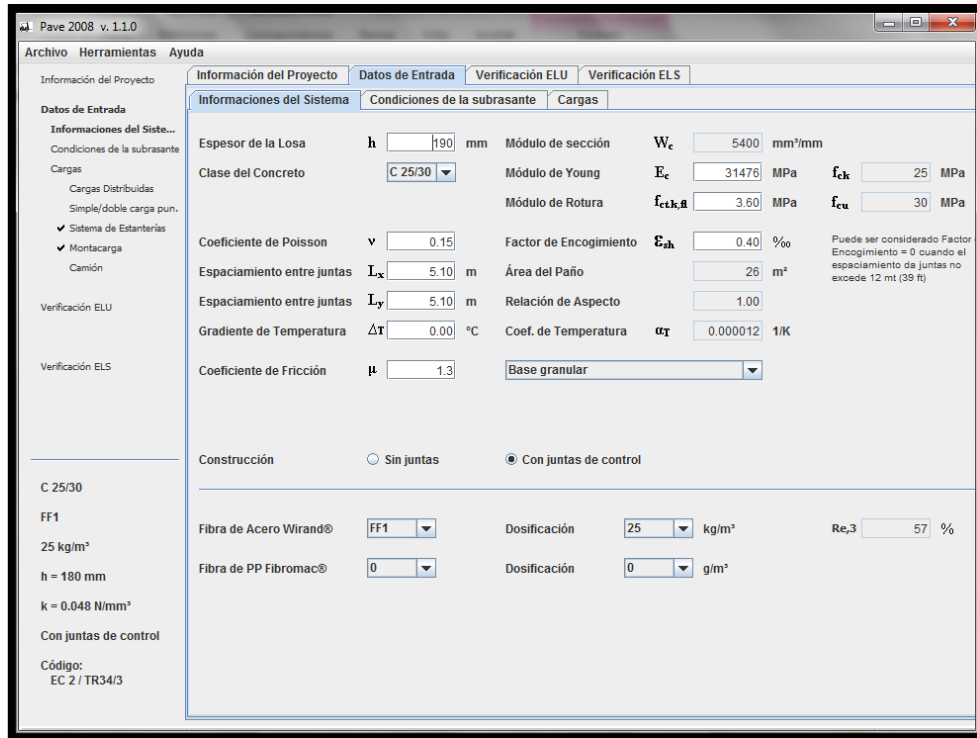


Figura 39 Ventana de informaciones sobre el sistema

La Resistencia a la compresión cilíndrica f_{ck} , la resistencia característica a compresión cúbica f_{cu} , el Módulo Elástico de Young E_c y la resistencia característica a tracción en la flexión o Módulo de rotura $f_{ctk,fl}$ son propiedades de la resistencia de la clase del hormigón, el cual se puede apreciar en la Tabla

En la **Figura 40**, son ofrecidas tres posibilidades para especificar la característica del suelo:

- k Módulo de Westergaard (también conocido como módulo de Winkler o módulo de reacción vertical),
- EV2 Módulo de deformación de la base (o elasticidad del suelo)
- CBR Índice de soporte California.

A continuación se introducen los datos de apoyo. Entre las condiciones de diseño, la losa está apoyada sobre una subrasante CBR = 10% el cual es dato del proyecto, con el cual el software calcula el módulo de Westergard que es igual a 0.048N/mm^3 . Con este dato el software podrá calcular el radio de rigidez.

El programa no admite valores de k inferiores a 0.03 para evitar asentamientos excesivos a la compactación.

Tabla 10 Valores de tenacidad para las fibras de acero Wirand

Fuente: Technical Data Sheet. Maccaferri

Dosificación de fibra		$R_{e,3}$ (%)
kg/m^3	lb/yd^3	FF1
20	34	48
25	42	57
30	50	64
35	60	71
40	67	77
45	75	83
50	85	89

Los valores de tenacidad $R_{3,e}$, son mostrado según el tipo de fibra y dosificación aplicada. Estos valores están basados en el ensayo japonés JSCE SF-4 /22 .

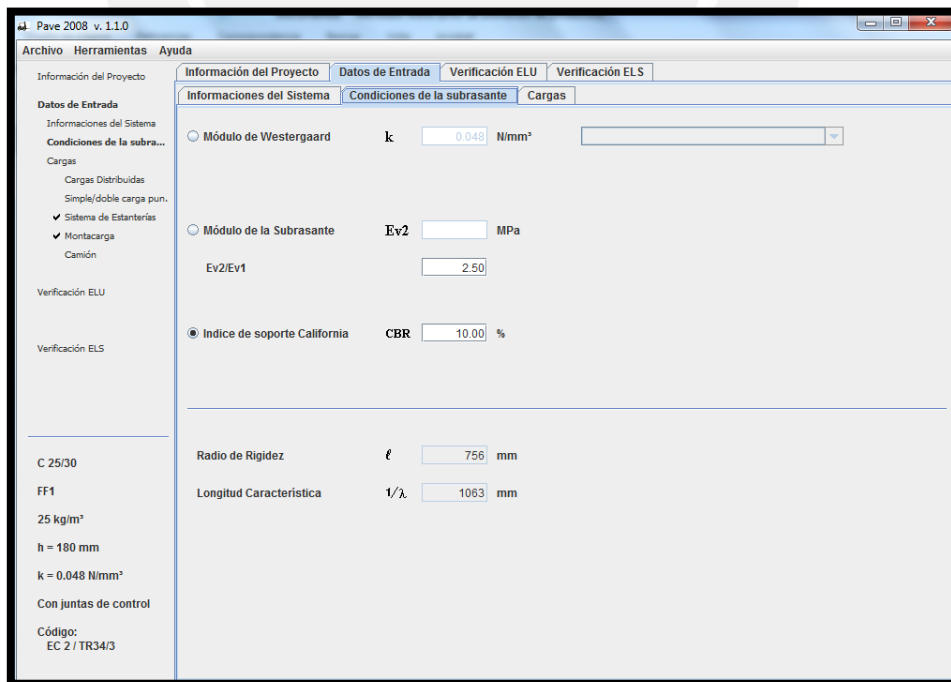


Figura 40 Condiciones de la Sub-rasante

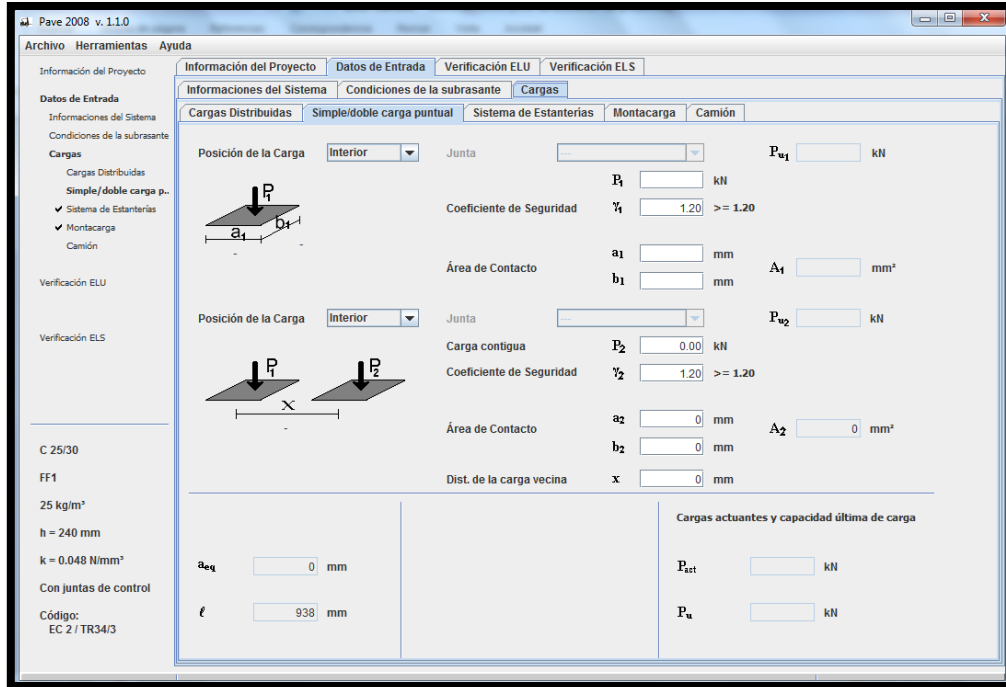


Figura 41 Condiciones de Cargas Puntuales

A continuación se colocan las diferentes solicitaciones del proyecto en el software.

También se especifica la transferencia de carga para la losa adyacente. En lo que se refiere al borde existe lo que son borde libre, juntas con barras y juntas de retracción; para lo que es esquina: libre, libre con barras, libre más junta de retracción y una esquina que se encuentra 2 juntas de retracción.

Como se observa en la Figura 41, se coloca la carga simple P_1 y el área de contacto de la misma, como también su respectivo factor de seguridad. El programa calculará la capacidad portante última de la carga simple P_{u1} , según el Capítulo

En lo que se refiere a las cargas dobles, se necesitará añadir una carga adyacente a una distancia x , si esta distancia es menor o igual al 1.5 veces el radio de rigidez, el programa calculará una carga equivalente.

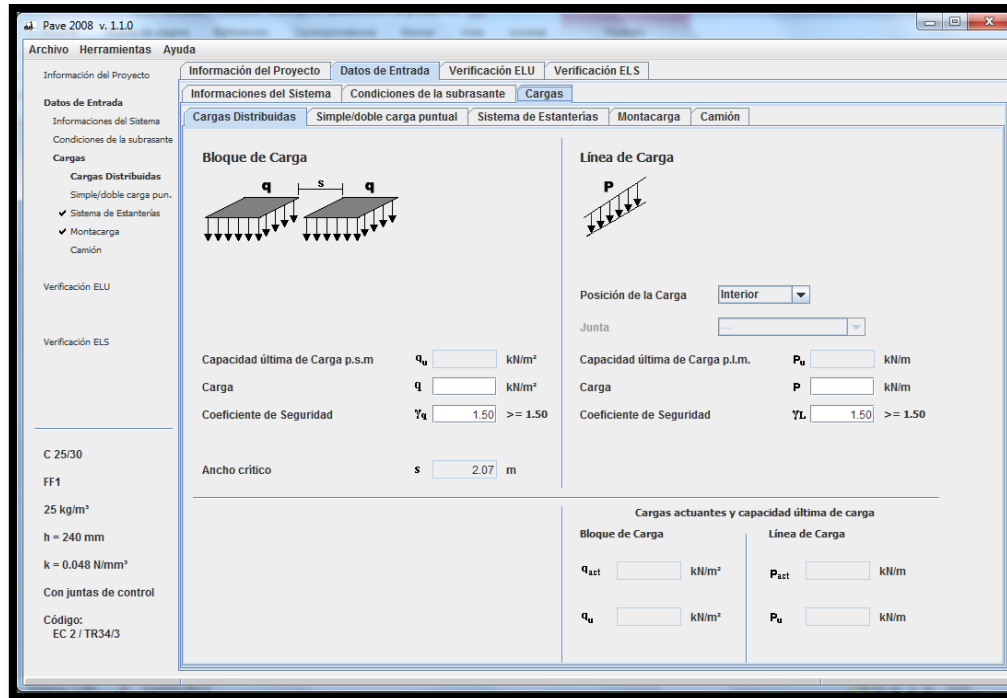


Figura 42 Condición de Cargas Distribuidas

En la **Figura 42** se introduce la carga distribuida. El programa adopta la situación más crítica, el cual es tener dos cargas distribuidas a una distancia crítica, el cual se le llama ancho crítico del corredor esto producirá un momento máximo negativo.

De la misma manera, se pueden introducir cargas lineales que serían las equivalentes a paredes construidas sobre el piso. En este caso es posible la condición de esta carga: si está en la esquina, borde o es una carga interior; como también el tipo de junta.

En la **Figura 43** se considerará las cargas de racks. Como se puede observar son especificadas la posición de la carga y el tipo de junta conforme descrito anteriormente. El programa calculará la capacidad portante simple P_{ul} para las condiciones solicitadas. Una vez puestas estas solicitaciones, se requiere introducir la carga de apoyo P , como también la distancia entre los apoyos y las dimensiones de las mismas; si se encuentra una estantería cerca, se añade la opción “adjacent rack” al activar esta opción se requiere la distancia que se encuentra este rack adicional.

El programa calcula la Carga equivalente resultante de la combinación de las cargas actuantes $P_{eq,act}$ como también la capacidad portante última para las cargas dobles P_u .

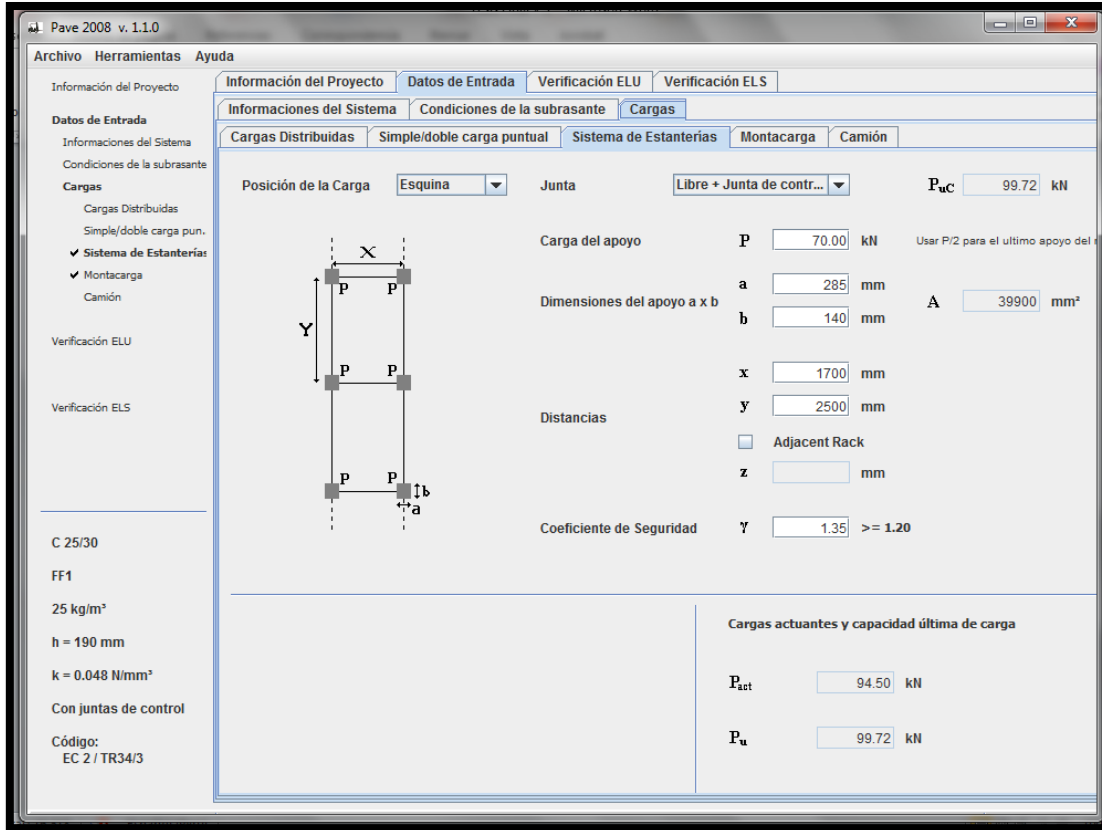


Figura 43 Condición de Cargas Tipo Estanterías o Racks

Algunos montacargas estándares pueden ser seleccionados de la base de datos del programa (**Figura 44**); en este punto se especifica la posición de la carga y el tipo de junta. El programa calculará capacidad portante última P_{ui} para una carga de ruedas simple con las condiciones dadas; como se observa se introduce el peso total del montacarga como también la cargas de las ruedas delanteras y traseras.

También se puede escoger un tipo de camión estándar (**Figura 45**) para este caso; como fue en el caso del montacarga, el programa tiene una base de datos con los parámetros respectivos; estos se pueden modificar con las especificaciones locales.

Se puede modificar el peso total y las cargas sobre ruedas delanteras y traseras del camión. La rueda intermedia y la trasera serán adaptadas como en el caso de las ruedas gemelas. La carga del eje trasero podrá ser calculada como un valor de control, siendo dada en la especificación solamente la carga sobre el eje más cargado. Con las dimensiones del área de contacto b_x y b_y ; el espaciamiento entre de la rueda s y la distancia entre ejes a_1 y a_2 programa calculará el área de contacto A .

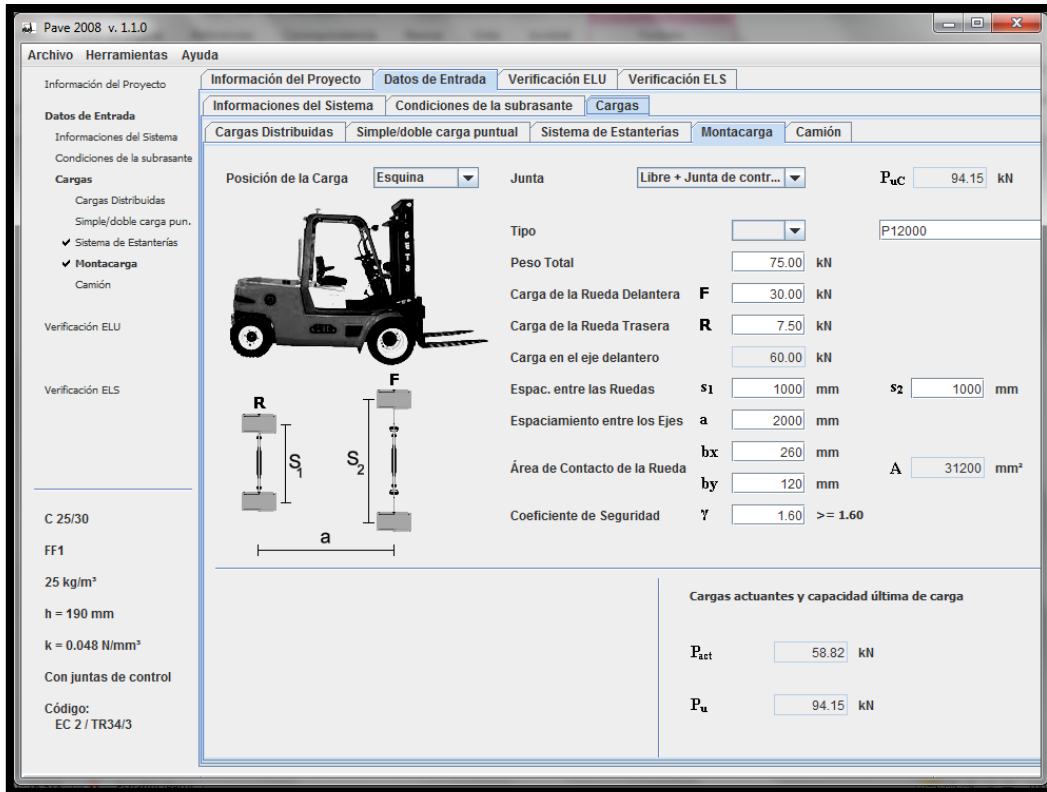


Figura 44 Condición de Carga Tipo Montacargas

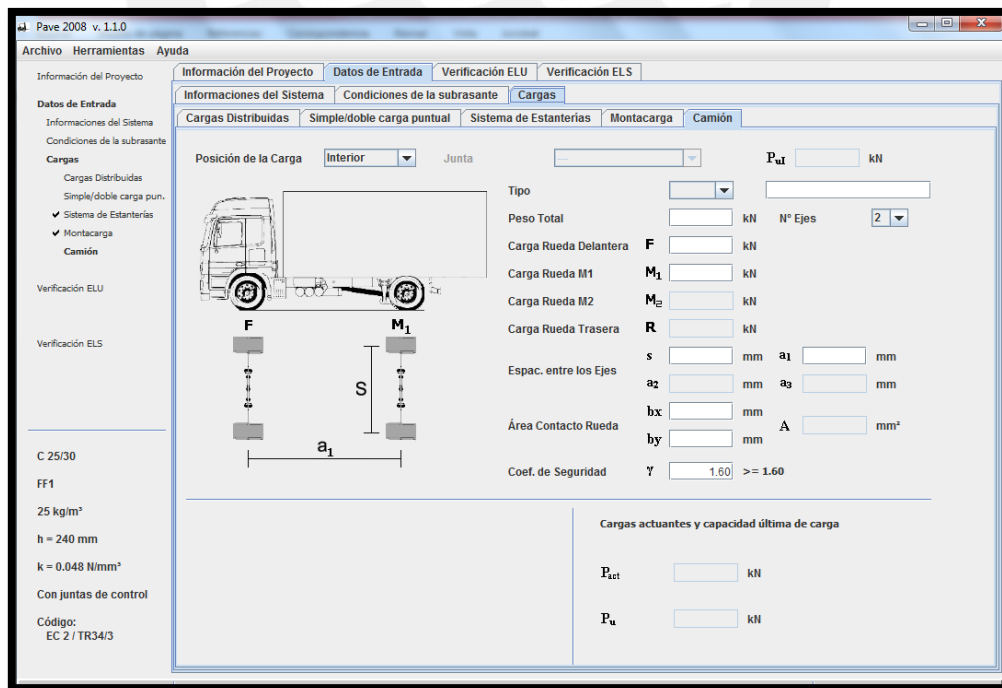


Figura 45 Condición de Cargas Tipo Camión

El programa calculará la capacidad portante última para una rueda simple para la posición y tipo de junta escogido como también la carga equivalente con base en la distribución y la distancia ente cargas.

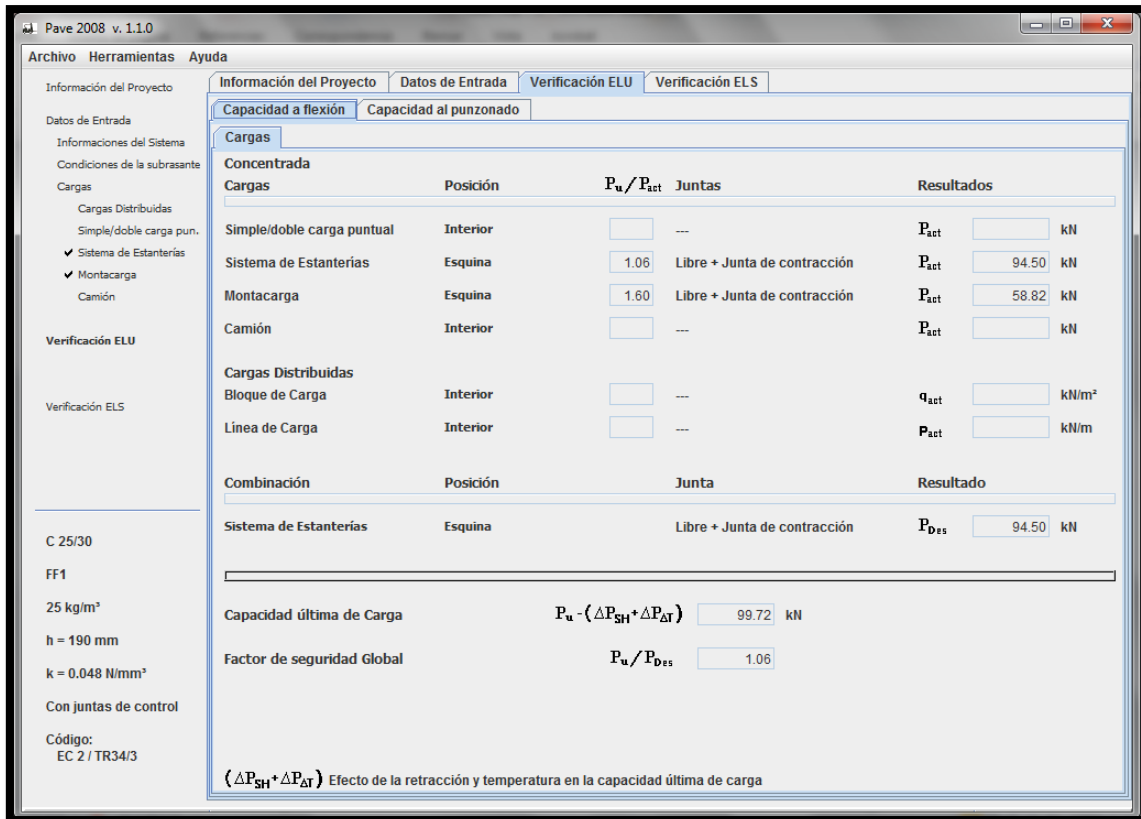


Figura 46 Capacidad a Flexión

La **Figura 46** contempla el resumen de los resultados de la verificación por flexión. Muestra las cargas de cada condición especificada de carga como también el factor de seguridad para cada sistema. También se observa el factor de seguridad, el programa asume como carga de diseño P_{des} a la carga que de menor factor de seguridad, en este caso la carga por el sistema de estanterías que se obtiene un factor de seguridad 1.2. Las restricciones por retracción y temperatura serán tomadas en consideración como una reducción de la capacidad ultima de la carga de la losa. El factor de seguridad global deberá ser mínimo 1, pero se recomienda que sea mayor a 1.2

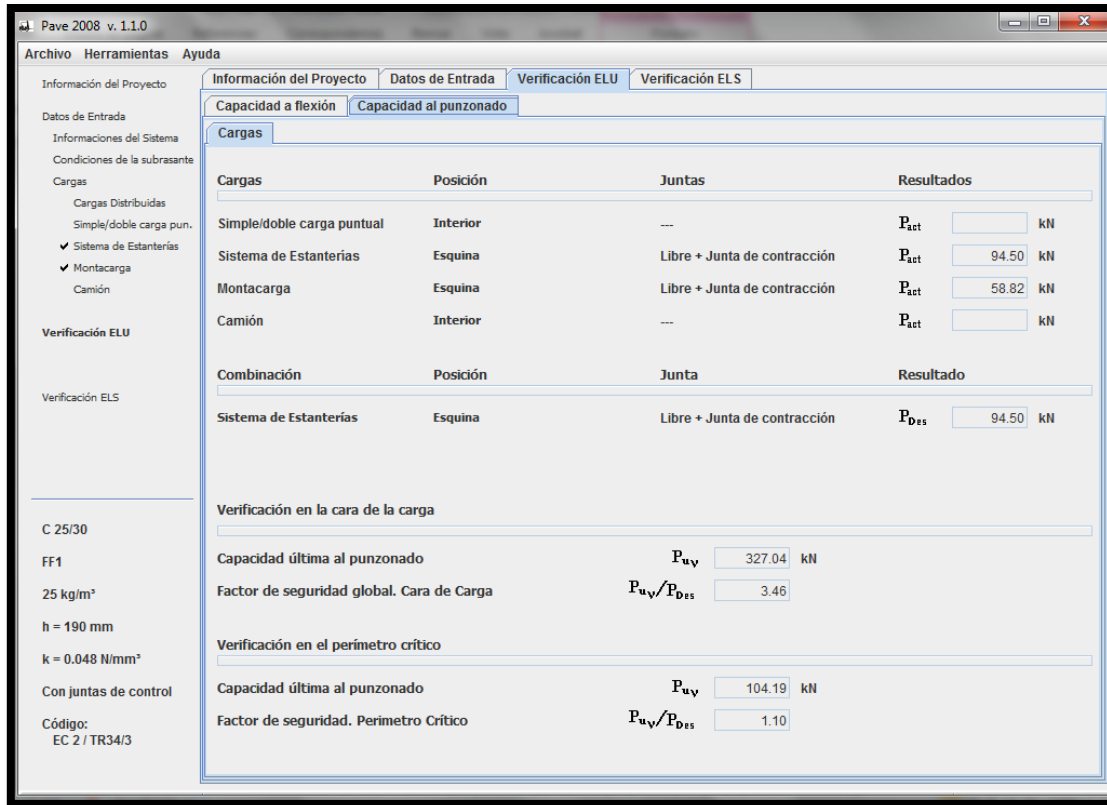


Figura 47 Capacidad al Punzonamiento

La verificación por punzonamiento (**Figura 47**) es dividida entre las tensiones y cargas, cabe recordar que el punzonamiento no es crítico cuando la carga es interna, caso contrario ocurre cuando la carga se encuentra en el borde o en la esquina. Entonces la verificación del punzonamiento se hará en 2 condiciones geométricas diversas.

Punzonamiento alrededor del perímetro área de contacto

Punzonamiento en el perímetro crítico a una distancia 1.5 h del área de contacto.

La ventana muestra las cargas actuantes y la situación de carga más crítica entre todas con respecto a la posición de la carga y tipo de junta; entonces la carga calculada es confrontada con la capacidad portante sobre el área de contacto y sobre el perímetro crítico.

El factor de seguridad global será la relación entre las capacidades portantes y la situación de la carga más crítica; es recomendable que este factor de seguridad sea mayor a 1.2.

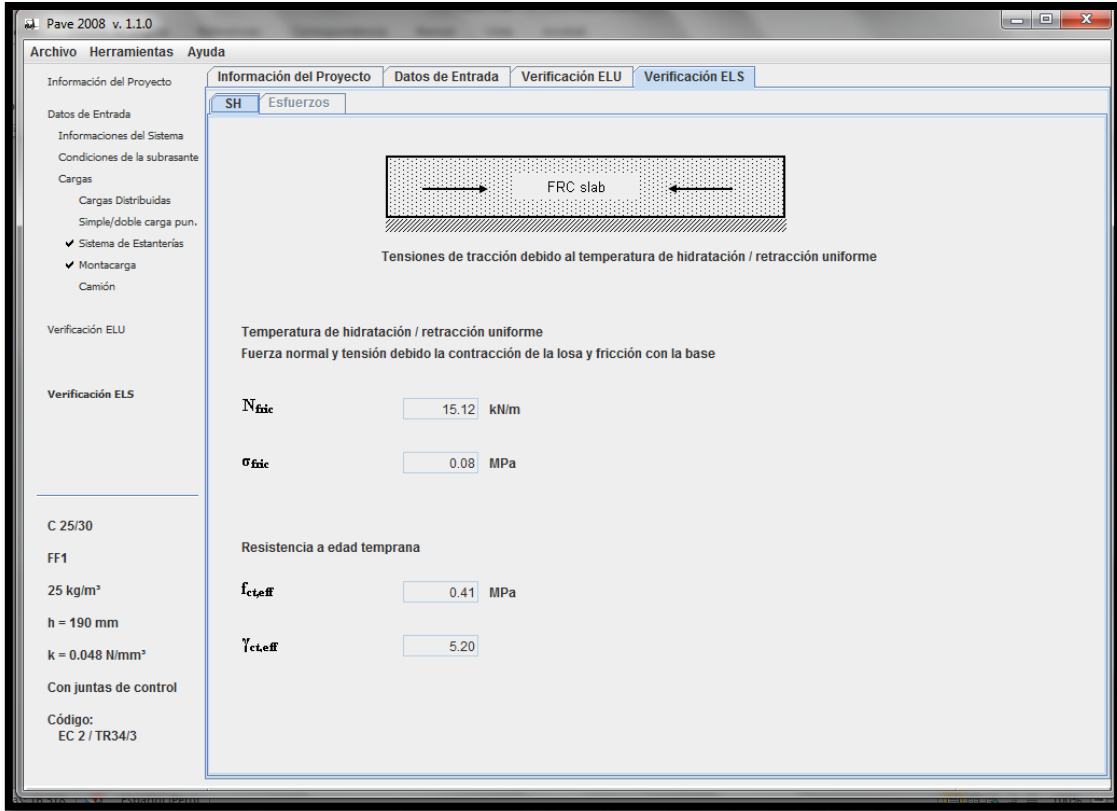


Figura 48 Estado Límite de Servicio

En la Figura 2.4.17 se muestra los resultados de los cálculos relativos en la verificación del Estado Límite de Servicio; esta verificación es requerida cuando no existen juntas en la losa y en la etapa en la cual el concreto no alcanza aún su resistencia de diseño.

5.9 Resumen de Resultados

A continuación se presentan los resultados resumidos del PAVE 2008 como también del diseño con la PCA

5.9.1TR-34, PAVE 2008

Tabla 11 Resumen de Resultados TR-34

Capacidad a la Flexión			
Fuerzas sobre la losa de piso	Pu/Pact	Juntas	Pact
Sistemas de Estanterías	1.06	Libre + Junta de Contracción	94.5 kN
Monta Carga	1.60	Libre + Junta de Contracción	58.8 kN

Mayor combinación	94.5 kN
Capacidad ultima de carga	99.72 kN
FS Global	1.06

Capacidad de Punzonamiento				
Fuerzas sobre la losa de piso	Pu/Pact	Posición	Juntas	Pact
Sistemas de Estanterías	1.2	Esquina	Libre + Junta de Contracción	94.5 kN
Monta Carga	2.43	Esquina	Libre + Junta de Contracción	58.82 kN

Verificación a cara de la carga	
Capacidad última de punzonado	327.04 kN
FS Global a cara de la carga	3.46

Verificación en el perímetro crítico	
Capacidad última de punzonado	104.19 kN
FS Global a cara de la carga	1.10

Las solicitaciones más sobresalientes son aquellas debidas a la retracción plástica y a la temperatura de hidratación; estos dos fenómenos generan tensiones axiales en la losa y fricción en la base.

Combinación FF1-25-280, espesor 190 cm

5.9.2 PCA

Tabla 12 Resumen de Resultados PCA

Espesor 300 cm.

Cargas de Estanterías	
Esfuerzo admisible	7.77 Mpa
Esfuerzo último	1.75 Mpa

Esfuerzo cortante admisible	1 Mpa
Esfuerzo cortante borde	0.21 Mpa
Esfuerzo cortante esquina	0.36Mpa

5.9.3 Precios Unitarios

Se presentan los precios unitarios sin utilizar las fibras

Unidad:	m ³	Rendimiento:	60.00 m ³ /día	Costo unitario directo por m ³ :	S/. 352.25	
---------	----------------	--------------	---------------------------	---	-------------------	--

Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
MANO DE OBRA					
CAPATAZ	hh	1.0000	0.1333	24.13	3.22
OPERARIO	hh	1.0000	0.1333	18.56	2.47
OFICIAL	hh	3.0000	0.4000	15.59	6.24
PEON	hh	8.0000	1.0667	14.04	14.98
					26.90
EQUIPOS					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.00%	28.11	1.41
VIBRADOR DE CONCRETO	hm	3.0000	0.4000	5.66	2.26
					3.67
SUB-PARTIDAS					
PRODUCCION DE CONCRETO CLASE D (f'c=280 kg/cm ²)	m ³		1.0200	315.37	321.68
					321.68

El precio por kilogramo de fibra Wirand FF3 es de **S/. 4.8**

Volumen		
Espesor	300 cm.	190 cm.
	75000 m ³	47500 m ³

Costo de concreto sin fibras:

$$75\ 000\ m^3 \times 325.25 \frac{S/}{m^3} = S/.24\ 393\ 750$$

Costo de concreto con fibras:

$$47\ 500\ m^3 \times 325.25 \frac{S/}{m^3} + 25 \frac{kg}{m^3} \times 47\ 500\ m^3 \times 4.8 = S/.21\ 149\ 375$$

Costo de concreto reforzado con mallas de acero:

$$75\,000\,m^3 \times 325.25 \frac{S/}{m^3} = S/.24\,393\,750$$

$$250\,000\,m^2 \times 6 \frac{ml}{m^2} \times 3.75 \frac{S/}{ml} = S/.5\,625\,000$$

$$S/.30\,018\,750$$



Capítulo 6: Conclusiones

6.1 Acerca del diseño

Una de las diferencias que se pueden encontrar en los parámetros de diseño es la propiedad del concreto: en el PCA se utiliza el módulo de rotura del concreto y en el TR-34 la resistencia a compresión, sin embargo en este último, el software PAVE 2008 tiene una base de datos el cual tiene una correlación entre estas dos propiedades de concreto. Por otro lado, cuando se diseña con la PCA el espesor del pavimento por cargas vehiculares, un requerimiento es el número de pasadas aproximadas que va a tener el vehículo, sin embargo en la TR-34 se utiliza la escena más desfavorable o la carga más grande en la vida útil del pavimento ya que se trabaja con límites de esfuerzo.

Para los dos diseños se utilizan los mismos parámetros; sin embargo en lo que respecta a los factores de seguridad son distintos ya que la metodología de diseño es diferente.

El método PCA por tener una metodología, en la cual incluye utilizar monogramas y tablas, los valores obtenidos no son precisos.

6.2 Procedimiento constructivo

Las fibras tienen una ventaja con respecto a las losas de concreto simple, ya que contribuyen en todo su espesor gracias a la distribución tridimensional de las fibras dándole al piso una mayor resistencia a las solicitaciones de carga durante su vida útil.

No se necesita mano de obra calificada para agregar la fibra al concreto pre mezclado, solo se requiere de un técnico que instruya al personal la primera semana para la adecuada utilización de la fibra, la cual es muy simple.

El procedimiento constructivo del pavimento reforzado con mallas de acero es más tedioso que el del pavimento reforzado con fibras de acero, ya que se debe verificar que la malla este nivelada y bien colocada en toda su área por ello al utilizar fibras se ahorra tiempo de construcción.

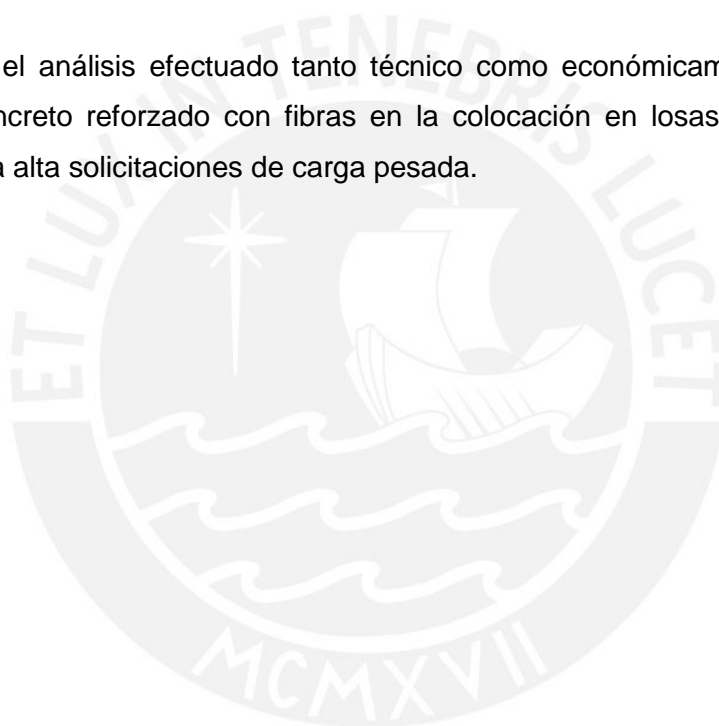
Al ahorrar tiempo, este se puede reflejar en la programación master de la obra, ya que la construcción del pavimento es una actividad crítica.

6.3 Factores económicos

Con el pavimento reforzado con fibras se ahorraría 11 cm de espesor para este proyecto, de manera económica, pavimentación tradicional costaría S/.24 393 750 , sin embargo el costo del pavimento fibroreforzado es de S/.21 149 375, un ahorro de S/.3 244 375 que equivale el 13%, por otro lado el pavimento reforzado con mallas de acero cuesta S/.30 018 750.

El pavimento fibroreforzado por tener un espesor menor comparado con el pavimento tradicional conlleva a que el volumen de concreto utilizado sea menor y por ello el tiempo para la construcción de la losa se reduzca, ahorrando tiempo y dinero en lo que respecta a la mano de obra.

De acuerdo con el análisis efectuado tanto técnico como económicamente, se recomienda la utilización de concreto reforzado con fibras en la colocación en losas de pisos y pavimentos donde exigen una alta sollicitaciones de carga pesada.



Bibliografía

- 2007 Fibras como elemento estructural para el Refuerzo del Hormigón. Manual técnico. Brasilia: MACCAFERRI América Latina.
- Las soluciones para la ingeniería estructural. Pavimentos reforzados con fibras de acero. Brasilia: MACCAFERRI América Latina.
- Norma ASTM A820-04: Standard Specification for Steel fiber for fiber – reinforced concrete
- Norma ACI 360R-06: Design of Slabs on Ground.
- Norma Japonesa JSCE SF-04: Method of test for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete.
- Technical Report 34: Concrete Industrial Ground Floors.
- PCA Ground Floors of concrete.
- AMERICAN CONCRETE PAVEMENT ASSOCIATION. Pavimentos de Concreto: Instituto Mexicano de Cemento y del Concreto, 1995.
- PAVE 2008 – manual de uso del programa para diseño de pisos industriales en concreto reforzado con fibras de acero (CRFA)
- Design considerations for Steel fiber reinforced concrete ACI 544.4R-88
- DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS, LIBRO 6, Coleccion del Ingeniero Civil 1991, German Vivar Romero