

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS APLICADO A  
CAMINOS DE ACCESO CON EL USO DE PANELES  
SINTÉTICOS**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de:  
INGENIERO CIVIL**

**JUAN TORRES AMANCAY**

**Lima- Perú**

**2014**

**Digitalizado por:**

**Consortio Digital del  
Conocimiento MebLatam,  
Hemisferio y Dalse**

## **Dedicatoria**

A mis padres, Basilio y Eduviges,  
a mis hermanos, Marcos, Rosa y Jony,  
por todo el apoyo, paciencia y fe en mí.

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, a Dios, por haberme creado, haber hecho conocer a las personas con quienes comparto la vida, y poner las pruebas que han hecho de mí la persona que soy.

A mis padres, que me dieron su total amor y apoyo. Cuyo mejor regalo ha sido mi educación.

A mis hermanos, que siempre me ofrecieron su comprensión y apoyo.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería. Cuna de los mejores Ingenieros Civiles del Perú.

Al Dr. Ing. Jorge Elias Alva Hurtado cuyas enseñanzas, experiencias, conocimientos y consejos que me inculcaron; así como su paciencia y tiempo, pudieron ayudarme a crecer profesional y personalmente, y me permitieron culminar esta investigación.

A la empresa Andex del Norte por la confianza depositada por sus miembros al darme la responsabilidad de llevar a cabo esta investigación que dará muchos conocimientos que nos permitan una mejora continua en los productos de ingeniería.

A mis amigos y compañeros de trabajo, José Canaza, Daneck Cibej, Julio Mujica, Rooslin Galvez, Alessandra Quiñones, Steve Grande, Evert Cáceres, Ari Velez, por su solidaridad, estímulo y apoyo durante el desarrollo de la presente tesis.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN.....</b>	<b>v</b>
<b>LISTA DE CUADROS.....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>viii</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>xi</b>
<b>CAPÍTULO I: SUPERFICIES DE RODADURA DE PAVIMENTOS.....</b>	<b>1</b>
1.1 RESEÑA HISTÓRICA.....	1
1.2 PAVIMENTOS.....	2
1.2.1 Estructura de pavimentos.....	2
1.2.2 Pavimentos en el sector de vial y urbano.....	3
1.3 CAMINOS DE ACCESO.....	4
1.4 TIPOS DE SUPERFICIE DE RODADURA.....	6
1.4.1 Superficie de rodadura asfáltica.....	6
1.4.2 Hidráulicas.....	8
1.4.3 Adoquines.....	9
1.4.4 Madera.....	12
1.4.5 Paneles Sintéticos.....	13
1.5 SUELOS PARA LA CONFORMACIÓN DE PAVIMENTOS.....	14
1.5.1 Origen y formación de los suelos.....	14
1.5.2 Textura de la superficie de los suelos.....	15
1.5.3 Clasificación de suelos.....	16
1.5.4 Compactación de suelos.....	16
1.5.5 Prueba de CBR (California Bearnig Ratio).....	17
1.6 ESTABILIZACIÓN DE LAS CAPAS DE SOPORTE DE LAS SUPERFICIES DE RODADURA.....	17
1.6.1 Estabilización con cemento.....	17
1.6.2 Estabilización con material bituminoso.....	18
1.6.3 Estabilización con cal.....	19
1.6.4 Recomendaciones en la estabilización de suelos.....	20
<b>CAPÍTULO II: PANELES SINTÉTICOS.....</b>	<b>22</b>
2.1 POLÍMEROS.....	22
2.2 POLIPROPILENO.....	24
2.2.1 Descripción.....	24

2.2.2	Características .....	25
2.2.3	Propiedades físicas .....	26
2.2.4	Propiedades mecánicas .....	26
2.2.5	Propiedades eléctricas.....	27
2.2.6	Propiedades químicas.....	27
2.2.7	Propiedades térmicas .....	27
2.3	PANELES SINTÉTICOS.....	28
2.4	PANEL HD 52.....	28
2.5	GEOMETRÍA DE LOS PANELES SINTÉTICOS.....	29
2.5.1	Componentes del panel HD.....	30
2.5.2	Corte transversal del panel HD.....	32
2.6	ENSAMBLAJE DE LOS PANELES SINTÉTICOS .....	33
2.6.1	Conexiones propias.....	34
2.6.2	Conexiones mediante accesorios .....	34
2.7	VOLUMEN Y PESO DE LOS PANELES HD .....	37
2.8	ÁREA DE LOS PLANOS .....	38
<b>CAPÍTULO III: PROCEDIMIENTO DE LOS ENSAYOS DE LOS PANELES SINTÉTICOS .....</b>		
<b>40</b>		
3.1	MECÁNICA DE MATERIALES.....	40
3.1.1	Diagrama esfuerzo-deformación unitaria.....	40
3.1.2	Diagrama esfuerzo deformación de polímeros termoplásticos. ....	42
3.1.3	Ley de Hooke .....	44
3.2	ENSAYOS A LA COMPRESIÓN.....	45
3.2.1	Descripción del ensayo.....	45
3.2.2	Selección de muestras.....	46
3.2.3	Resultados del ensayo a la compresión .....	47
3.2.4	Calculo del módulo de elasticidad y el esfuerzo a la compresión máxima .....	49
3.3	ENSAYOS A LA FLEXIÓN DE UNA UNIDAD .....	50
3.3.1	Descripción del ensayo.....	50
3.3.2	Resultados del ensayo.....	51
3.4	ENSAYOS A LA FLEXIÓN DE LAS UNIONES .....	53
3.4.1	Descripción del ensayo.....	53

3.4.2	Ensayo de las uniones con conectores H.....	53
3.4.3	Ensayo de las uniones con perno metálico .....	56
3.4.4	Ensayo de las uniones con perno sintético .....	58
<b>CAPÍTULO IV: FUNDACIONES ELÁSTICAS .....</b>		<b>61</b>
4.1	COEFICIENTE DE REACCIÓN DEL SUELO .....	61
4.1.1	Introducción .....	61
4.1.2	Definición .....	61
4.1.3	Coeficiente de balasto para suelos arcillosos .....	64
4.1.4	Coeficiente de balasto para suelos granulares.....	64
4.1.5	Coeficiente de balasto para cimentaciones.....	65
4.1.6	Análisis crítico.....	66
4.2	COEFICIENTE DE BALASTO EN PAVIMENTOS .....	67
4.3	ANÁLISIS DE FUNDACIONES ELÁSTICAS .....	71
4.3.1	Fundación de Winkler. ....	71
4.3.2	Vigas sobre fundaciones .....	73
4.3.3	Viga semi-infinita con carga puntual.....	76
4.3.4	Viga infinita con carga concentrada.....	78
4.3.5	Viga infinita con una carga uniforme distribuida en una longitud "L" .....	79
<b>CAPÍTULO V: DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS.....</b>		<b>82</b>
5.1	FATIGA DE MATERIALES.....	82
5.1.1	Límite de fatiga.....	83
5.1.2	Comportamiento mecánico de los suelos .....	83
5.2	MÓDULOS RESILIENTES PARA SUELOS.....	85
5.3	SOLICITACIONES DE CARGA EN PAVIMENTOS.....	90
5.3.1	Composición vehicular y tipos de ejes representativos .....	90
5.3.2	Configuración de vehículos de carga .....	91
5.3.3	Forma geométrica de las cargas.....	95
5.4	MODELOS DE MECÁNICA DE PAVIMENTOS .....	98
5.4.1	Modelos de Boussinesq.....	98
5.4.2	Modelos Bicapa.....	99
5.4.3	Modelo de Hogg.....	100
5.4.4	Modelo de Westergaard .....	102
5.4.5	Modelos Multicapas.....	107

<b>CAPÍTULO VI: MODELAMIENTO DE LOS PANELES SINTÉTICOS .....</b>	<b>111</b>
6.1 CALCULO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PANEL HD .....	111
6.1.1 Módulo de elasticidad .....	111
6.1.2 Resistencia a la compresión .....	112
6.1.3 Momento flector máximo de rotura .....	113
6.1.4 Momento de inercia .....	114
6.1.5 Módulo plástico .....	115
6.2 MODELAMIENTO MEDIANTE HDVIGA.....	115
6.2.1 Datos de ingreso.....	116
6.2.2 Resultados.....	116
6.2.3 Ejemplo N°6.1. ....	116
6.2.4 Análisis general.....	118
6.3 MODELAMIENTO MEDIANTE WESTERGAARD.....	120
6.3.1 Datos de ingreso.....	120
6.3.2 Resultados.....	120
6.3.3 Ejemplo N°6.2. ....	121
6.3.4 Análisis general.....	121
6.4 ANÁLISIS COMPARATIVO.....	122
<b>CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>129</b>
7.1 CONCLUSIONES .....	129
7.2 RECOMENDACIONES.....	133
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>129</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>131</b>

## RESUMEN

Gran parte de la región Omagua o "Selva baja" del Perú carece de vías terrestres de comunicación (carreteras), en esta zona se dificulta la construcción de carreteras debido a que los materiales comúnmente usados como el concreto y roca son escasos, el tipo de suelo (limos y arcillas) tienen baja capacidad de soporte y a las altas precipitaciones pluviales saturan el terreno haciendo más crítica la capacidad de soporte.

La ejecución de obras de ingeniería en esta región demanda la construcción de caminos de acceso los cuales facilitan el transporte de materiales, maquinarias y productos. Estos caminos de acceso en su mayoría son estructuras temporales cuya duración aproximada es de 1 a 2 años, soportan un tránsito pesado, las velocidades de circulación son bajas, los suelos de fundación son de baja capacidad de soporte. Sin embargo deben garantizar el paso sin dificultad de los vehículos en el periodo previsto.

Los paneles sintéticos son materiales fabricados a partir de polímeros derivados del petróleo, en este caso se trata el panel HD, los cuales están fabricados a partir del Polipropileno. Estos materiales constituyen una alternativa frente a las superficies de rodadura convencional elaborados en base a concreto o asfalto. Al ser un material hueco y ligero presenta algunas ventajas frente a los materiales convencionales tales como: facilidad de transporte, facilita el drenaje del agua, y distribuye mejor las cargas. En la zona de selva existe una escasez de agregados, las canteras se encuentran muy distantes, haciendo que el transporte de los mismos tenga un costo elevado, en estos casos o en similares situaciones, es más conveniente la utilización de otras superficies de rodadura como son los paneles sintéticos.

Las propiedades químicas, térmicas, físicas, eléctricas y mecánicas del panel HD se describen en la presente tesis. Siendo las propiedades mecánicas las de mayor importancia. Para calcular las propiedades mecánicas como: el módulo de elasticidad, esfuerzo a la compresión, momento resistente de las uniones, fueron necesarios los ensayos de laboratorio a compresión y a flexión del panel HD solo y de las uniones con accesorios, los resultados de los ensayos de laboratorio

nos permiten realizar el modelamiento estructural de acuerdo a las teorías de pavimentos que se aplican.

Con el modelamiento se conoce los niveles de esfuerzo, momentos flectores, deformación en el panel HD, así como también las deflexiones de la superficie de rodadura, para una determinado peso por llanta vehicular y presión de inflado de la misma. Los resultados son comparados con los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio. El coeficiente de balasto del suelo influye mucho en el nivel de esfuerzos, deformaciones y las deflexiones del panel HD. Motivo por el cual es uno de los parámetros más importantes para el diseño de paneles HD, que determina la cantidad de capas y el tipo de uniones a utilizar en el ensamblaje de los paneles HD.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N°1.1 Intervalos normales de cemento requeridos en suelos naturales.	18
Cuadro N° 2.1 Comparación de las tres clases de polímeros. ....	22
Cuadro N° 2.2 Propiedades mecánicas de algunos termoplásticos. ....	23
Cuadro N° 2.3 Propiedades mecánicas del Polipropileno. ....	27
Cuadro N° 2.4 Propiedades térmicas del Polipropileno. ....	28
Cuadro N°2.5 Volumen del panel HD. ....	37
Cuadro N°2.6 Áreas y alturas para cada elemento según el modelo (Figura N°2.12). ....	39
Cuadro N°3.1 Resultados del ensayo a compresión. Fuente, ....	47
Cuadro N°3.2 Resultados del ensayo a flexión del panel sintético. ....	52
Cuadro N°3.3 Resultados del ensayo a flexión con uniones H.....	55
Cuadro N°3.4 Resultados del ensayo a flexión con pernos metálicos.. ....	57
Cuadro N°3.5 Resultados del ensayo a flexión con pernos sintéticos.....	59
Cuadro N°5.1 Valores correlativos entre el Módulo de resiliencia y el CBR(%) según las ecuaciones 5.4, 5.5 y 5.6. ....	89
Cuadro N°5.2 Peso bruto vehicular máximo reglamentado de todos los vehículos. Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004).....	94
Cuadro N°5.3 Dimensiones de vehículos. ....	95
Cuadro N°6.1 Resistencia a la compresión del panel HD. ....	112
Cuadro N°6.2 Resistencia a la compresión del panel HD. ....	112
Cuadro N°6.3 Resistencia a la compresión del panel HD. ....	113
Cuadro N°6.4 Resumen de momento máximo y Módulo de rotura. ....	114
Cuadro N°6.5 Momento de inercia del panel HD. ....	114
Cuadro N°6.6 Módulo plástico del panel HD. ....	115

**LISTA DE FIGURAS**

Figura N°1.1 Vía Apia (Roma-Capua). Primer camino empedrado. Año 312 a, de C. ....1

Figura N°1.2 Estructura típica de pavimento... ....3

Figura N°1.3 Esquemas de los esfuerzos de tensión y compresión en el capa de la superficie de rodadura asfáltica. ....7

Figura N°1.4 Detalles típicos de juntas en superficies de rodadura hidráulica. ....9

Figura N°1.5 Adoquines. ....10

Figura N°1.6 Secciones típicas de pavimentos con adoquines. ....11

Figura N°1.7 Panel HD.. ....14

Figura N° 2.1 (a) vista isométrica del panel HD 52 (b) vista en planta del panel HD 52.. ....29

Figura N° 2.2 (a) detalle de una celda interior (b) detalle de una celda en esquina, todas las dimensiones están en mm. ....29

Figura N° 2.3 Detalle de la tapa de la celda del panel HD. ....30

Figura N° 2.4 Detalle de la costilla lateral del panel HD. ....31

Figura N° 2.5 Detalle del diafragma del panel HD. ....31

Figura N° 2.6 Detalle de la unión propia del panel HD. ....32

Figura N° 2.7 Detalle de corte del panel HD. ....33

Figura N°2.8 Detalle de las conexiones propias. ....34

Figura N°2.9 Detalle de la conexión con perno metálico. ....35

Figura N°2.10 Detalle de la conexión con perno sintético. ....36

Figura N°2.11 Detalle de la conexión con unión H. ....37

Figura N°2.12 Identificación de los elementos para el análisis por compresión. ....38

Figura N°3.1 Diagrama esfuerzo deformación unitaria típico de un metal. ....41

Figura N° 3.2 Curva esfuerzo – deformación del nylon – 6.6, un termoplástico típico. ....43

Figura 3.3 Ensayo a compresión.. ....45

Figura 3.4 Muestras de panel HD (a) vistas de la muestra C3 (b) Vista de la muestra C2. ....46

Figura N° 3.5 Falla del panel HD ensayo a compresión. ....47

Figura N°3.6. Curva fuerza – deformación del ensayo a compresión para las muestras C1, C2 y C3.. ....48

Figura N°3.7 Características del diagrama fuerza – deformación. ....	50
Figura N°3.8 Ensayo a flexión de un panel HD. ....	51
Figura N°3.9 Vista de las fallas por flexión en el panel sintético.. ....	52
Figura N°3.10 Ensayo a la flexión de las conexiones con las uniones H.....	54
Figura N°3.11 Vista en isométrico de la unión H. ....	54
Figura N°3.12 Fallas de las conexiones con las uniones H.....	56
Figura N°3.13 Ensayo a la flexión con conexiones con pernos metálicos. ....	56
Figura N°3.14 Ensayo a la flexión con conexiones con pernos metálicos. ....	58
Figura N°3.15 Fallas en las conexiones con pernos sintéticos.....	60
Figura N° 4.1 Ensayo de plato de carga. ....	62
Figura N° 4.2 Coeficiente de balasto.....	63
Figura N°4.3 Bulbo de presiones. ....	66
Figura N° 4.4: Representación de un ensayo de plato de carga. ....	67
Figura N° 4.5: Módulo compuesto de reacción de la subrasante. ....	69
Figura N° 4.6: Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos. ....	70
Figura N° 4.7 (a) Fundación de Winkler (b) Suelo de fundación elástica (c) Interacción de viga – suelo según el Modelo de Winkler. ....	71
Figura N°4.8 Efecto de la fundación sobre una viga con una carga $q(x)$ . ....	72
Figura N°4.9 (a) Viga simplemente apoyada bajo una carga $q(x)$ (b) Fuerzas que actúan sobre un elemento diferencial de la viga.....	74
Figura N° 4.10 (a) Carga arbitraria sobre una viga apoyada elásticamente (b) Reacción $kw$ de una fundación Winkler. La curva de $w = w(x)$ es la forma desviada de la viga. (c) Fuerzas que actúan sobre un elemento diferencial de la viga.....	74
Figura N° 4.11 (a) Las cargas concentradas $P_0$ y $M_0$ en el extremo de una viga semi-infinita en una fundación de Winkler. (b) deflexión ( $w_0$ ) y rotación $(\theta_0) = (dw / dx) x = 0$ , ambos se muestran en el sentido positivo. ..	76
Figura N° 4.12 Comportamiento de una viga infinita con carga concentrada.....	79
Figura N° 4.13 Carga uniformemente distribuida $q_0$ , en una longitud $L = a + b$ sobre una viga infinita en una fundación Winkler.....	80
Figura N°4.14 Deflexión y momento de flexión en una viga uniforme e infinita cargada con una carga $q_0$ , sobre una fundación de Winkler. ....	81
Figura N° 5.1 Curva de Wohler. ....	82

Figura N° 5.2 Definición de diferentes módulos de deformación.....	84
Figura N° 5.3 Grafico correlativo entre el Módulo de resiliencia y el CBR(%)....	90
Figura N° 5.4 Configuración de ruedas para un semitrailer típico.....	91
Figura N°5.5 – a Configuración de vehículos C2 (eje delantero sencillo y trasero dual).....	92
Figura N°5.5 – b Configuración de vehículos C3 (eje delantero sencillo y traseros duales).....	92
Figura N°5.5 – c Configuración de vehículos T3-S2 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque). ....	93
Figura N°5.5 – d Configuración de vehículos T3-S3 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque). ....	93
Figura N°5.5 – e Configuración de vehículos T3-S2-R4 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión, ejes duales en el semiremolque y remolque).....	94
Figura N° 5.6 (a) Baja presión de llanta (b) Alta presión de llanta. ....	96
Figura N° 5.7 (a) Método de conversión de llantas duales a área circular.....	97
Figura N° 5.8 Difusión del esfuerzo $\sigma_z$ . ....	98
Figura N° 5.9 Modelo bicapa. ....	100
Figura N° 5.10 Modelo de Hogg.....	101
Figura N° 5.11 Modelo de Westergaard. ....	102
Figura N° 5.12 Simetría de revolución. Faceta horizontal. ....	108
Figura N°6.1 Modelo de análisis. ....	111
Figura N°6.2 Modelo de análisis de HDVIGA. ....	115
Figura N°6.3 Deflexiones del panel HD para el ejemplo N°6.1. ....	117
Figura N°6.4 Momentos flectores en el panel HD para el ejemplo N°6.1. ....	117
Figura N°6.5 Abaco de deflexiones del panel HD con HDVIGA. ....	118
Figura N°6.6 Abaco de momentos flectores en el panel HD con HDVIGA. ....	119
Figura N°6.7 Comparativo de momentos flectores. ....	119
Figura N°6.8 Abaco de deflexiones del panel HD con Westergaard. ....	121
Figura N°6.9 Comparativo de deflexiones para una capa de panel HD. ....	122
Figura N°6.10 Comparativo de deflexiones para dos capas de panel HD. ....	123
Figura N°6.11 Comparativo de deflexiones para tres capas de panel HD. ....	123

## INTRODUCCIÓN

Una de las alternativas para las superficies de rodadura en zonas donde no es posible el uso de los materiales convencionales, como es el caso de la región de la selva baja del Perú, son los paneles sintéticos. Materiales de fácil transporte y manipulación, se desarrolla una metodología de diseño para el cálculo estructural del pavimento, donde se utilice como superficies de rodadura los paneles sintéticos, tomando en cuenta las condiciones de terreno, nivel de cargas vehiculares permisibles y tiempo de vida útil del camino de acceso con paneles HD. Con ello se determinan las características mínimas que deben cumplir los suelos que se encuentran por debajo de la superficie de rodadura sintética.

El capítulo I trata de las superficies de rodadura como son: capas de concreto asfáltico, capas de concreto hidráulico, adoquines, madera, paneles sintéticos. Cada una de las superficies de rodadura mencionadas tienen una serie de características como son: comportamiento estructural, durabilidad, capacidad de distribución de cargas, condiciones mínimas que deben cumplir las capas subyacentes (base, sub rasante), propiedades mecánicas del material, metodologías de diseño, principales aplicaciones, entre otras propiedades. Conocer cada una de las superficies de rodadura antes mencionadas nutre el entendimiento y permite fijar los criterios de diseño para los paneles sintéticos. En la parte final del capítulo se realiza un recuento de las características de los suelos orientados para usarse en pavimentos; así como también las técnicas de estabilización de suelos, las cuales se aplican en condiciones donde es muy baja la capacidad del suelo, estas son situaciones comunes en la zona de la selva baja, lo cual es el objetivo de la presente tesis.

El capítulo II describe las características del panel HD, el Polipropileno es el material del que están fabricados los paneles sintéticos HD, se realiza una descripción de este polímero termoplástico de mucha aplicación en la actualidad, así mismo se ve las características mecánicas, físicas, químicas, térmicas. Además se realizará un detallado análisis a las dimensiones y elementos del panel sintético HD.

El capítulo III toma como referencia las propiedades mecánicas mencionadas en el capítulo II, se realizaron ensayos de laboratorio con el objetivo de encontrar las propiedades mecánicas más cercanas a la realidad. Los ensayos fueron a compresión y flexión. La flexión se realizó a un panel individual y también se realizó el ensayo a flexión de las juntas con diferentes accesorios. Son descritos en este capítulo: la forma como se realizaron los ensayos, las fallas que se generan, y los resultados de los ensayos de laboratorio.

El capítulo IV describe los modelos de cimentación elástica, donde se describe la interacción de una losa con el terreno de fundación. La teoría tomada es la de fundaciones de Winkler. Con lo cual podemos ver la forma como se distribuyen las presiones debajo de la losa hacia la capa subyacente (base, sub rasante) inducidos por una carga repartida de longitud  $L$  aplicada encima de la losa, también se calcula los asentamientos de la losa y los esfuerzos generados en la misma. Este modelo depende de las propiedades mecánicas de la losa, el cual para nuestro caso viene a ser el panel sintético HD, otra propiedad importante en el modelo es el módulo de balasto ( $k$ ). El módulo de balasto es descrito a detalle en este capítulo. Esta teoría es la base para el desarrollo del modelamiento HDVIGA.

El capítulo V trata la mecánica de materiales para pavimentos, el nivel de carga de los vehículos y los modelos racionales para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones en el panel HD. Se describe la formulas desarrolladas por Westergaard para el cálculo de asentamiento y deflexiones en pavimentos esta metodología se tomó para el modelamiento estructural de los paneles HD.

En el capítulo VI están los cálculos utilizando las metodologías y los resultados obtenidos en los anteriores capítulos. Se calculan las propiedades mecánicas del panel HD, se realiza el modelamiento mediante el modelo HDVIGA y la metodología de Westergaard, las corridas son realizadas para diferentes valores de Módulo de Balasto con el objetivo de representar los diferentes tipos de suelos, así mismo se evalúa el comportamiento para una, dos y tres capas de panel HD.

## CAPÍTULO I: SUPERFICIES DE RODADURA DE PAVIMENTOS

### 1.1 RESEÑA HISTÓRICA

Los materiales empleados para la conformación de superficies de rodadura en pavimentos han ido evolucionando con el tiempo (Rama F. 2006). Esta evolución se ha dado de la mano con el descubrimiento de nuevos materiales de construcción. La piedra fue uno de los primeros materiales que utilizó el hombre, debido a su disponibilidad y a sus excelentes características mecánicas (ver Figura N°1.1). De igual forma se han empleado cementos naturales y mejorados que se fueron desarrollando con aciertos y desaciertos, esto conllevó al descubrimiento del cemento y con ello el del concreto, que hoy en día es un material muy utilizado para la construcción de pavimentos.



Fuente, Rama F. (2006).

Figura N°1.1 Vía Apia (Roma-Capua). Primer camino empedrado. Año 312 a, de C.

Como consecuencia del desarrollo de la industria del petróleo, se comenzó a emplear los betunes asfálticos para la fabricación de mezclas asfálticas, se estableció las bases de la tecnología de las citadas mezclas, que en la actualidad son básicas para la pavimentación. Sin embargo, el desarrollo tecnológico de estos materiales se produjo durante la II Guerra Mundial debido a las urgentes necesidades de construcción de pistas de aeropuertos militares.

A finales del último tercio del siglo XX, se emplean a gran escala innovaciones particularmente adaptadas a las necesidades urbanas, como son los microaglomerados, pavimentos drenantes (como es el caso de los paneles sintéticos los cuales se trata en la tesis), fonoabsorbentes, etc. (Rama F. 2006).

El diseño de las superficies de rodadura y así como también las capas del pavimento ha ido evolucionando desde el arte a la ciencia, el empirismo sigue desempeñando un papel importante, incluso hasta el día de hoy. Antes de la década de 1920, el espesor del pavimento se basa puramente en la experiencia. En muchos trabajos se utilizó los mismos espesores de pavimentos para diferentes tipos de suelos (sub rasante) sin tener en consideración su influencia en el comportamiento de la estructura del pavimento. Con la experiencia se fueron desarrollando los diversos métodos de diseño para determinar el espesor del pavimento requerido, estos fueron desarrollados por diversos organismos.

## 1.2 PAVIMENTOS

Es la capa constituida por uno o más materiales que se colocan sobre el terreno natural o nivelado, para aumentar su capacidad de soporte frente a las exigencias de carga a las que estará sometido y estas cargas pueden ser: personas, vehículos, entre otros. Los principales sectores donde se utiliza los pavimentos son el vial, urbana e industrial.

### 1.2.1 Estructura de pavimentos.

Los pavimentos por lo general están compuestos por los siguientes elementos principales: el terreno natural o sub rasante, capa de sub-base, capa de base y la superficie de rodadura. En la Figura N°1.2 se muestra la configuración estructural del pavimento. La sub rasante es la superficie obtenida a partir del corte del terreno natural y en el caso de rellenos es el material que se encuentra 30 cm arriba del terraplén. La base o sub base es el suelo que presenta buenas condiciones mecánicas, debe cumplir con lo indicado en el "Manual de Carreteras - Especificaciones Técnicas de Construcción EG-2013".



Fuente, Manual Centroamericano para Diseño de Pavimento.

Figura N°1.2 Estructura típica de pavimento.

### 1.2.2 Pavimentos en el sector de vial y urbano.

En el sector vial los pavimentos han logrado un avance importante a lo largo de los últimos años, esto debido al crecimiento constante de la necesidad de transporte y comunicación entre las ciudades.

En estas obras tenemos dos categorías principales de pavimentos los rígidos y flexibles. La superficie de rodamiento de un pavimento rígido se suele construir en base a concreto de cemento Portland, para que funcione como una losa sobre las irregularidades que haya en el material de soporte. Por otra parte, la superficie de rodamiento de los pavimentos flexibles se construye en base a materiales bituminosos, de tal modo que permanezcan en contacto con el material subyacente, aunque haya pequeñas irregularidades. En general, los pavimentos flexibles consisten en una superficie bituminosa soportada por una capa de base y/o sub base, que cumpla con lo indicado en el "Manual de Carreteras - Especificaciones Técnicas de Construcción EG-2013".

Entre las características principales que deben cumplir un pavimento se encuentran las siguientes:

- Resistencia estructural, debe soportar las cargas impuestas por el tránsito que produce esfuerzos normales y cortantes como la principal causa de falla desde el punto de vista estructural. Además de los esfuerzos cortantes también se tienen los producidos por la aceleración, frenaje de los vehículos

y esfuerzos de tensión en los niveles superiores de la estructura. (Garnica, P.; Correa, Á. 2004).

- Durabilidad, la durabilidad está ligada a factores económicos y sociales. La durabilidad que se le desee dar al camino, depende de la importancia de este. A veces es más fácil hacer reconstrucciones para no tener que gastar tanto en el costo de un pavimento. (Garnica, P.; Correa, Á. 2004).
- Requerimientos de conservación, los factores climáticos influyen de gran manera en la vida de un pavimento. Otro factor es la intensidad del tránsito, ya que se tiene que prever el crecimiento futuro, el pavimento deberá estar diseñado para las condiciones futuras de tránsito. La degradación estructural de los materiales por carga repetida es otro aspecto que no se puede dejar de lado. La falta de conservación sistemática hace que la vida de un pavimento se acorte (Garnica, P.; Correa, Á. 2004).
- Comodidad, para grandes autopistas y caminos, los métodos de diseño se ven afectados por la comodidad que el usuario requiere para transitar a la velocidad de proyecto. La seguridad es muy importante al igual que la estética. (Garnica, P.; Correa, Á. 2004).

### 1.3 CAMINOS DE ACCESO.

Actualmente en el Perú están en continuo crecimiento las actividades extractivas, siendo la minería e hidrocarburos los sectores protagonistas de este acontecimiento. La minería es una de las actividades más importantes en el Perú, las unidades mineras se encuentran en su gran mayoría en la Cordillera de los Andes, la cual posee una gran riqueza mineral.

Por otra parte tenemos la extracción de hidrocarburos (Petróleo y gas natural), las locaciones o lotes petroleros se encuentran en la región de selva, muchos de estos lotes no cuentan con accesos viales de ingreso en buen estado y en algunos casos simplemente no existen.

De acuerdo a las características de la selva Peruana, esta presenta condiciones muy desfavorables para la construcción de pavimentos debido a las siguientes condiciones:

- Escases de materiales de construcción convencionales como: agregados, concreto, asfalto.
- Dificultad en el transporte de los materiales de construcción convencionales, en este caso los causantes son dos factores; en primer lugar la ausencia o mal estados de las carreteras y la inexistencia de las canteras o fábricas de materiales de construcción.
- Las altas precipitaciones generan múltiples problemas, llegando a dañar en muchos casos seriamente las estructuras del pavimento, al entrar en contacto con el suelo terminan por saturar, reduciendo así su resistencia e incrementando su vulnerabilidad a la falla.
- Las mala calidad de los suelos como material de construcción y terreno de fundación, siendo la mayor parte de la superficie de la selva conformada por suelos arcillosos y orgánicos, los cuales presentan una baja capacidad de soporte.

En la construcción y operación de los lotes petroleros se hace uso de la maquinaria pesada, estos equipos transmiten altos niveles de esfuerzos a la superficie de rodadura.

Es debido a las condiciones antes mencionadas, como son: la presencia de suelos de baja capacidad de soporte sumado a ello las altas precipitaciones y los altos niveles de carga transmitido por los equipos pesados; hacen muy difícil la operación de estos equipos, y en algunos casos no es posible la movilización de los mismos.

En estas condiciones donde no es posible utilizar los materiales de construcción convencionales mencionados anteriormente, se opta por otras soluciones. Entre las soluciones que podemos mencionar están: el uso de madera, estabilización

del material propio del lugar el cual se describirá más adelante y el uso de paneles sintético. Estas soluciones permiten el paso de los equipos pesados.

La presente tesis fue concebida para describir una de estas soluciones la cual es alternativa a las soluciones convencionales, la presente tesis tratará sobre el panel HD, donde se describirá su comportamiento como superficie de rodadura.

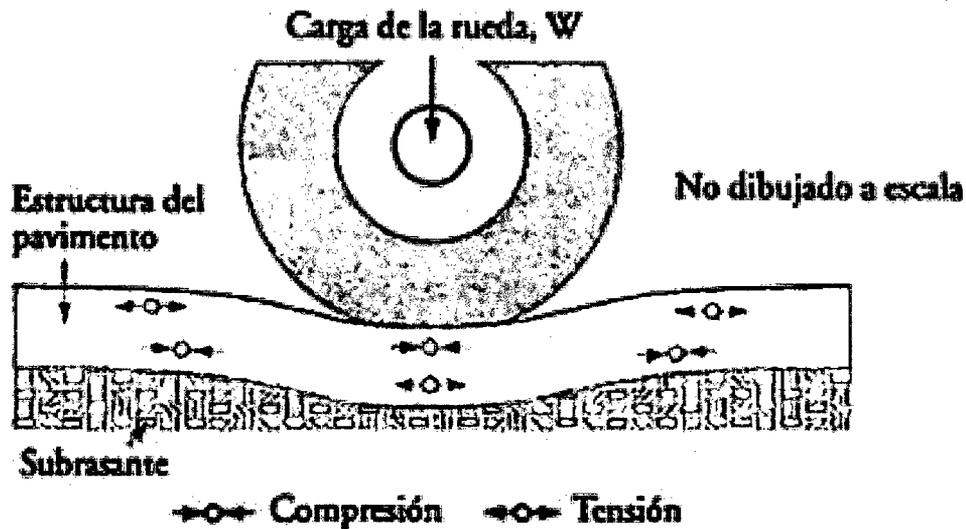
#### 1.4 TIPOS DE SUPERFICIE DE RODADURA.

Determinar los tipos de superficie de rodadura para un pavimento depende de muchos factores como son: el tipo de tránsito, la disponibilidad de los materiales de construcción, características de la sub rasante o terreno natural, condiciones climáticas, período de vida útil, el costo económico y entre otros factores.

Los materiales empleados con mayor frecuencia en la conformación de superficies de rodadura son el concreto (Cemento Portland) y las mezclas asfálticas, materiales ampliamente estudiados por diversas entidades, siendo muy utilizados en la conformación de carreteras como se vio anteriormente en el punto (1.2). Los bloques de concreto son otro tipo de superficie de rodadura empleado en: veredas estacionamiento de vehículos, parques. Al igual que los bloques de concreto también tenemos los adoquines la madera y los pavimentos drenantes. Cada una de las superficies de rodadura mencionadas se describe a continuación (Garber N.; Hoel L. 2005).

##### 1.4.1 Superficie de rodadura asfáltica

Es una capa de material pétreo (agregado grueso y agregado fino) adherido con material bituminoso, que se coloca sobre la capa de base. Los materiales bituminosos empleados en la construcción de carreteras son asfaltos o alquitranes. Los materiales pétreos utilizados en su elaboración son suelos inertes que se consiguen en ríos, arroyos o depósitos naturales. Para poder ser empleados en carpetas asfálticas deben cumplir con ciertas características dadas por la granulometría, dureza, forma de la partícula y adherencia del asfalto (Garber N.; Hoel L. 2005).



Fuente, Garber N.; Hoel L. (2005).

Figura N°1.3 Esquemas de los esfuerzos de tensión y compresión en el capa de la superficie de rodadura asfáltica.

El contenido óptimo de asfalto para una carpeta, es la cantidad de asfalto que se necesita para formar alrededor de la partícula una membrana con un espesor suficiente para resistir los elementos del intemperismo, para que el asfalto no se oxide. El espesor no debe ser muy grande porque se pierde resistencia y estabilidad.

Las partículas de los agregados de forma esférica son las que mejor se comportan, ya que las que son en forma de laja o de aguja pueden romperse muy fácilmente y afectar la granulometría.

La carpeta asfáltica proporciona a la estructura del pavimento:

- Una superficie de rodamiento que permita un tránsito fácil y cómodo para los vehículos
- Impedir la infiltración de agua de lluvia hacia las capas inferiores
- Resistir la acción de los vehículos

Las cargas del tránsito se transfieren desde la superficie de rodamiento a los materiales subyacentes de soporte, a través del contacto de los agregados, el

efecto friccionante de los materiales granulares y la cohesión de los materiales finos. En la Figura N°1.3 se muestra la distribución de esfuerzos generados para la aplicación de la carga vehicular.

Las superficies de rodadura asfáltica es actualmente el material de construcción más utilizado en la construcción de carreteras, cuenta en la actualidad con un gran desarrollo tecnológico y así mismo existen varias metodologías y normas de diseño (método de diseño del Instituto del Asfalto, método de diseño AASHTO, método de diseño California, etc.)

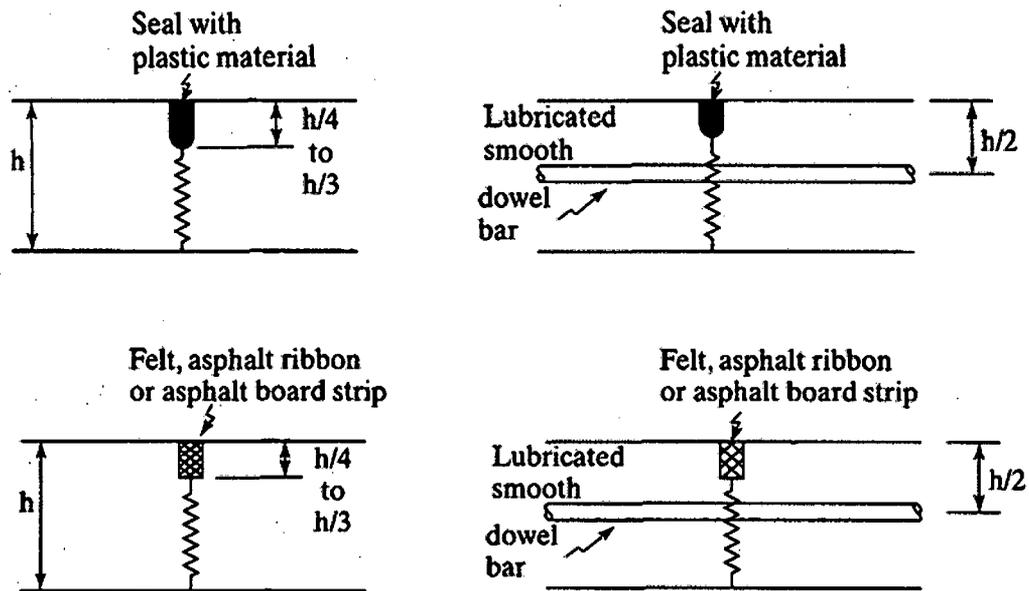
El tiempo de vida de los pavimentos con superficies de rodadura de asfalto es relativamente más corto que los pavimentos con superficies de rodadura de pavimento rígido, por lo que los periodos de mantenimiento son más cortos.

#### 1.4.2 Hidráulicas

Las superficies de rodadura hidráulica (SRH) en pavimentos de carreteras se construyen normalmente, con concreto de cemento Portland, y pueden tener una o más capas de base entre la subrasante y la superficie de rodadura hidráulica.

El espesor normal de la losa en carreteras va de 6 a 13 pulg. El concreto de cemento Portland que se usa en general para losas consiste en cemento Portland, agregado grueso, agregado fino y agua. Pueden usarse varillas de acero de refuerzo, de acuerdo con el tipo de pavimento que se vaya a construir. En la Figura N°1.4 se puede ver el detalle típico de las juntas en superficies de rodadura hidráulica.

Las losas de concreto tienen algo de resistencia a la flexión, que les permite sostener una acción de viga a través de irregularidades menores en materiales subyacentes. Así, esas irregularidades pueden o no reflejarse en la losa, un adecuado diseño y construcción garantiza una larga vida de servicio del pavimento, y en general su mantenimiento es menos costoso que el de los pavimentos flexibles.



Fuente, Yang H. (2004).

Figura N°1.4 Detalles típicos de juntas en superficies de rodadura hidráulica.

### 1.4.3 Adoquines

Los adoquines son bloques prismáticos de concreto, las dimensiones más comunes son de 200x100x50 mm, una de las formas se puede ver en la Figura N°1.5, estos bloques son prefabricados en una planta, y son transportados hacia la zona de trabajo. Los principales uso de adoquines es en parques, calles, estacionamientos y entre otros.

Los pavimentos con adoquines están estructurados típicamente por una base granular, una capa o cama de arena de asiento, los adoquines intertrabados de concreto, la arena de sello, los confinamientos laterales y el drenaje, construido sobre una sub-rasante de suelo preparado para recibirlo. Los pavimentos de adoquines intertrabados se construyen de tal manera que las cargas verticales de los vehículos se transmitan a los adoquines intertrabados adyacentes por corte a través de la arena de sello de las juntas.

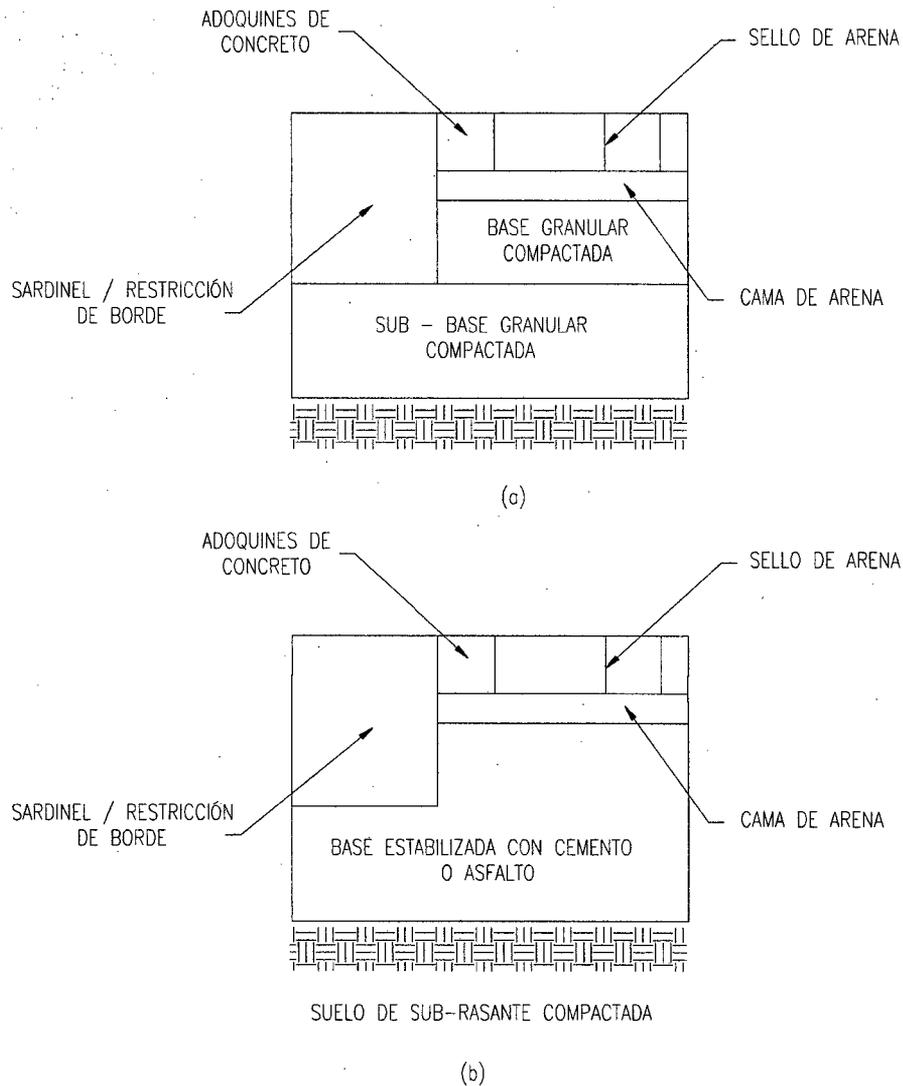


Fuente, Garcia, R. (2004)

Figura N°1.5 Adoquines.

En la Figura N° 1.6 se muestran algunas secciones transversales típicas de pavimentos de adoquines intertrabados. En Figura 1.6 (a), tanto la base como la sub-base están compuestas de materiales granulares. También se pueden usar bases estabilizadas con asfalto o cemento, como se muestra en Figura N°1.6 (b). Se requiere restricción a lo largo de los bordes de los pavimentos de adoquines intertrabados de concreto para prevenir el movimiento de las unidades debido a las fuerzas del tráfico. Tales movimientos pueden ocasionar la abertura de las juntas y la pérdida de trabazón entre los elementos. La restricción de borde mostrada en la Figura N°1.6 puede conseguirse con diferentes diseños de sardineles.

El comportamiento estructural de los pavimentos con adoquines intertrabados de concreto depende de la trabazón entre las unidades individuales. Cuando se aplica una carga, la transferencia de corte entre las unidades permite que la carga sea distribuida en una mayor área. En áreas sujetas a tráfico vehicular se recomienda un espesor mínimo de adoquín de concreto de 60 mm y un patrón de colocación en forma de espiga.



Fuente, Reglamento Nacional de Edificaciones (Lima-2006)

Figura N°1.6 Secciones típicas de pavimentos con adoquines.

Las investigaciones han mostrado que los adoquines intertrabados y la cama de arena combinados se rigidizan cuando están expuestos a un gran número de cargas de tráfico. La rigidización generalmente ocurre antes de los 10.000 EALS. A diferencia del asfalto, los adoquines intertrabados de concreto no disminuyen sustancialmente su módulo elástico cuando se incrementa la temperatura, ni se vuelven quebradizos en climas fríos (Reglamento Nacional de Edificaciones Lima-2006).

La metodología de diseño para pavimentos con adoquines de concreto es el de AASHTO, debido a que la distribución de cargas y modos de fallas de los pavimentos con adoquines intertrabados de concreto, son muy similares a los que ocurren en pavimentos flexibles.

El diseño estructural de los pavimentos con adoquines intertrabados de concreto, está basado en una evaluación de cuatro factores que interactúan. Estos factores son: medio ambiente, tráfico, resistencia del suelo de sub-rasante y materiales de la estructura del pavimento. La selección de los parámetros requerido para el análisis y diseño es responsabilidad del diseñador.

El comportamiento de los pavimentos está significativamente influenciado por dos factores medio ambientales principales, la humedad y la temperatura. En este procedimiento de diseño, los efectos medioambientales se incluyen en la caracterización de la resistencia del suelo de sub-rasante y de los materiales de la estructura del pavimento. Las descripciones de la calidad del drenaje y de las condiciones de humedad ayudan a determinar los valores de resistencia de diseño para los suelos de sub-rasante y de los materiales granulares. Si la acción de congelamiento-deshielo es una consideración, el valor de soporte del suelo de sub-rasante se reduce de acuerdo con su categoría de susceptibilidad al congelamiento (Reglamento Nacional de Edificaciones Lima-2006).

La evaluación del tráfico deberá tomarse en cuenta para diferenciar las cargas vehiculares, Configuraciones de ejes y ruedas y numero de cargas de cada tipo de vehículo durante el periodo de diseño.

#### 1.4.4 Madera

La durabilidad es uno de los factores que limita el uso de la madera como superficie de rodadura, motivo por el cual para estructuras permanentes no reúne las condiciones apropiadas, al tratarse de un material natural es susceptible a la de gradación por factores físicos (humedad), químicos (ácidos) y biológicos (polillas, hongos).

El peso de la madera es uno de los factores positivos, es la facilidad del transporte y la instalación, de esta forma se disminuye las horas máquina y hombre, con lo cual se logra una reducción en los plazos de ejecución así como también en el costo.

Es muy poco común el uso de la madera como superficie de rodadura, esto se debe a su baja durabilidad y sumado a ello el costo elevado, el cual dependerá del lugar donde se ubique el proyecto. Sin embargo lo encontramos como superficies de tránsito peatonal en el interior de las viviendas, en este caso la madera no cumple una función estructural más bien decorativa. Otra de las aplicaciones poco frecuentes es como estructuras de paso en caminos de acceso.

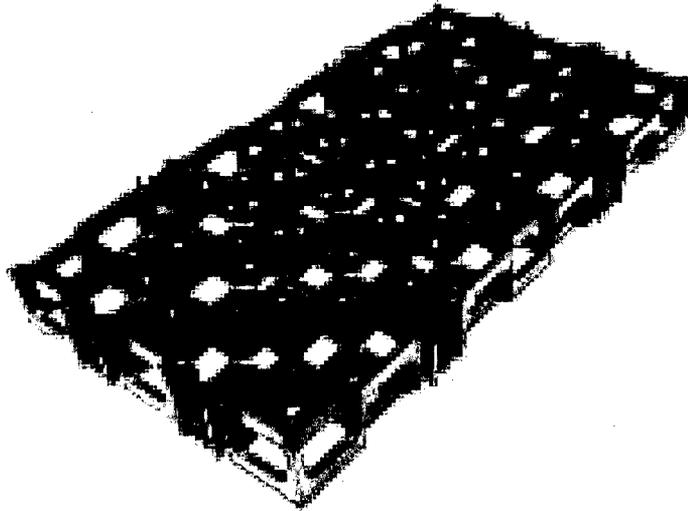
La flexibilidad de la madera es mucho mayor al de los elementos convencionales utilizados en pavimentos, como son: el asfálticos y de concreto hidráulico.

#### 1.4.5 Paneles Sintéticos.

Los paneles sintéticos son materiales fabricados a partir de varios tipos de polímeros derivados del petróleo. Constituyen una alternativa frente a las superficies de rodadura convencional elaborados en base a concreto o asfalto. Al ser un material hueco y ligero presenta algunas ventajas frente a los materiales convencionales tales como: facilidad de transporte, facilita el drenaje del agua, y distribuye mejor las cargas.

En la presente tesis se tratará el panel HD, el cual es un estructura fabricada en Australia por la empresa "Atlantis" y distribuida en Perú por la empresa "Andex del Norte". los cuales son elementos primaticos de 480x260x50 mm, las unión de estos elementos se realiza mediante accesorios, con lo cual se va armando el pavimento a lo largo y ancho según la geometría que dicte la planta. En la Figura N°1.7 se aprecia el detalle del panel HD.

En los siguientes capítulos se verá con mayor detalle el panel HD.



Fuente, Cortesía de Andex del Norte.

Figura N°1.7 Panel HD.

## 1.5 SUELOS PARA LA CONFORMACIÓN DE PAVIMENTOS

### 1.5.1 Origen y formación de los suelos

Desde el punto de vista de la ingeniería civil un suelo puede definirse como la masa desagregada de materiales minerales y orgánicos, que cubren la corteza sólida de rocas graníticas y basálticas de la Tierra. El suelo se forma principalmente por acción del medio ambiente y por otros procesos geológicos que ocurren en la superficie de la roca sólida, en o cerca de la superficie de la Tierra. Los efectos del medio ambiente son el resultado de los fenómenos físicos y químicos, debidos principalmente a los factores atmosféricos que modifican la estructura y la composición de las rocas. La acción del medio ambiente ocurre ya sea mediante medios físicos o químicos. El medio ambiente físico, algunas veces denominado medio ambiente mecánico, causa la desintegración de la roca en tamaños más pequeños, mediante la acción de las fuerzas que se ejercen sobre la roca. Estas fuerzas pueden deberse a corrientes de agua, al viento, a las heladas y al deshielo, y a la actividad de las plantas y de los animales. La acción química del medio ambiente ocurre como resultado de la oxidación, la carbonatación y otras reacciones químicas que descomponen a los minerales de las rocas (Garber N.; Hoel L. 2005).

Los suelos pueden clasificarse en residuales o transportados. Los suelos residuales son transformados en el sitio y se localizan directamente arriba del material original del cual se formaron. Los suelos transportados son aquellos que han sido movidos por el agua, el viento, los glaciares, etc., y están ubicados lejos del material generador.

La historia geológica de cualquier depósito de suelo tiene un efecto importante sobre las propiedades técnicas del suelo. Por ejemplo, los suelos sedimentarios, que se forman por la acción del agua, generalmente son partículas que se han sedimentado a partir de la suspensión en un lago, un río o el océano. Estos suelos varían desde arenas de playas o de río hasta arcillas marinas. Los suelos que se forman por la acción del viento se conocen como suelos eólicos y generalmente son loes. Generalmente sus vacíos están parcialmente llenos de agua, y cuando se sumergen en agua, la estructura de suelo colapsa.

Los suelos también pueden clasificarse como orgánicos cuando las partículas están compuestas principalmente de materia orgánica, o como inorgánicos cuando las partículas están compuestas principalmente de materiales minerales.

### 1.5.2 Textura de la superficie de los suelos

La textura de un suelo puede clasificarse en términos de su apariencia, la cual depende principalmente de la forma y del tamaño de las partículas y su distribución. Por ejemplo, los suelos que consisten principalmente de limos y arcillas con tamaños de partículas muy pequeños, se conocen como suelos de textura fina, mientras que los suelos que consisten principalmente de arenas y gravas con partículas mucho más grandes, se conocen como suelos de textura gruesa. Las partículas individuales de los suelos de textura fina generalmente son invisibles a simple vista, mientras que aquellas de los suelos de textura gruesa son visibles a simple vista (Garber N.; Hoel L. 2005).

La presencia de agua en los suelos de textura fina conduce a una reducción importante de su resistencia, mientras que esto no ocurre con los suelos de textura gruesa.

La línea de división entre un suelo de textura gruesa y fina es de 0.075 mm, ya que es este el tamaño mínimo que puede verse a simple vista. Existe un amplio rango de tamaños de partículas en suelos, tanto en los suelos de grano grueso y de grano fino pueden dividirse aún más, el cual se verá en la parte 1.6.3.

### 1.5.3 Clasificación de suelos

La clasificación de suelos es un método mediante el cual, los suelos se clasifican sistemáticamente de acuerdo con sus características probables de ingeniería. Por lo tanto, sirve como un medio de identificación de los materiales para sub base más idóneas y de predicción del comportamiento probable del suelo.

El sistema de clasificación más comúnmente usado para propósitos de carreteras, es la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y Unified Soil Classification System (SUCS)

### 1.5.4 Compactación de suelos

Para la compactación de terraplenes y bases de carreteras, es esencial que el material se coloque en capas uniformes y se compacte hasta una alta densidad. La compactación apropiada del suelo va a reducir hasta un mínimo el asentamiento y el cambio volumétrico subsecuentes, amplificando con ello la resistencia del terraplén o de la sub base. La compactación en campo se logra mediante el uso de apisonadores operados a mano, rodillo de pata de cabra, aplanadora de neumáticos u otros tipos de rodillos.

La resistencia del suelo compactado se relaciona directamente con la densidad máxima en seco que se alcanza mediante la compactación. La relación entre la densidad seca y el contenido de humedad, para la mayoría de los suelos se muestra en la Figura N° 1.9. La densidad en seco aumenta al aumentar el contenido de humedad hasta un valor máximo, cuando se logra un contenido de humedad óptimo, un incremento adicional del contenido de humedad conduce a una disminución de la densidad en seco alcanzada (Garber N.; Hoel L. 2005).

### 1.5.5 Prueba de CBR (California Bearnig Ratio)

Esta prueba se conoce comúnmente como la prueba CBR e incluye la determinación de la curva – deformación del suelo de laboratorio, con el uso del equipo de prueba estándar CBR. La División de Carreteras de California la desarrolló originalmente antes de la Segunda Guerra Mundial y se usó en el diseño de algunos pavimentos de carretera. Actualmente la prueba se ha modificado y está estandarizada bajo la designación AASHTO de T193. El CBR viene dado por la siguiente ecuación (Garber N.; Hoel L. 2005).

$$CBR = \frac{\text{(Carga unitaria para una penetración de 0.1 del pistón en el espécimen de prueba) } \left(\frac{lb}{pulg^2}\right)}{\text{(Carga unitaria para una penetración de 0.1 del pistón en roca resquebrajada estándar) } \left(\frac{lb}{pulg^2}\right)}$$

La principal crítica de la prueba CBR es que no simula correctamente a las fuerzas de los esfuerzos cortantes impuestas sobre los materiales de la sub base y de la subrasante, cuando sustenta al recubrimiento de la carretera.

## 1.6 ESTABILIZACIÓN DE LAS CAPAS DE SOPORTE DE LAS SUPERFICIES DE RODADURA

### 1.6.1 Estabilización con cemento

La estabilización de los suelos con cemento suele implicar la adición de 5 a 14 por ciento en volúmenes de cemento Portland a la mezcla compactada del suelo que se esté estabilizando, en la Tabla N°1.1 podemos ver los intervalos normales de cemento requerido en suelos naturales. Esta clase de estabilización se usa principalmente para obtener las propiedades técnicas requeridas de los suelos que se van a emplear como materiales de capa base. Aunque los mejores resultados se han obtenido cuando los materiales granulares bien clasificados se

estabilizan con cemento, la Asociación de Cemento Portland (Portland Cement Association) ha indicado que casi todas las clases de suelo pueden estabilizarse con cemento.

Cuadro N°1.1 Intervalos normales de cemento requeridos en suelos naturales.

AASHTO Grupo de suelo	Cemento (porcentaje por peso del suelo)	Cemento (libras por pie cúbico de suelo cemento compactado)	Cemento (kilogramos por metro cúbico de suelo cemento compactado)
A-1-a	3-5	5-7	80-110
A-1-b	3-5	7-8	110-130
A-2-4	5-9	7-9	110-140
A-2-5			
A-2-6			
A-2-7			
A-3	7-11	8-11	130-180
A-4	7-12	8-11	130-180
A-5	8-13	8-11	130-180
A-6	9-15	9-13	140-210
A-7	10-16	9-13	140-210

Fuente, Garber N.; Hoel L. (2005)

### 1.6.2 Estabilización con material bituminoso

La estabilización con material bituminoso se hace para lograr:

- Impermeabilizar los materiales naturales
- Aglomerar los materiales naturales

La impermeabilización del material natural por estabilización con material bituminoso ayuda a mantener el contenido de agua en un valor requerido, formando una membrana que impida la penetración del agua y reduciendo así el efecto de toda agua superficial que pueda entrar al suelo cuando se usa como capa de base. Además, se evita la penetración del agua superficial hacia el terraplén, y lo protege contra fallas debido al aumento en su contenido de humedad.

La aglomeración mejora la duración del suelo natural, proporcionando una característica adhesiva con la que las partículas de suelo se adhieren entre si y aumentan su cohesión.

Se puede estabilizar varios tipos de suelo con materiales bituminosos, aunque en general se requiere que menos del 25 por ciento del material pase por la malla número 200. Es necesario así porque las partículas más pequeñas de suelo tienden a tener áreas superficiales extremadamente grandes por unidad de volumen, y requieren una gran cantidad de material bituminoso para poder recubrir en forma adecuada las partículas. También es necesario usar suelos que tengan un índice PI alto, lo que puede ocasionar que los finos plásticos se hinchen al contacto con el agua y pierdan resistencia por ello.

El mezclado del suelo y los materiales bituminosos también se puede hacer en una planta central o móvil (mezclado en planta), o a pie de carretera (mezclado en carretera). En el mezclado en planta se alimentan en forma automática las cantidades deseadas de agua y material bituminoso a las tolvas de mezclado, mientras que el mezclado en carreteras se mide el agua y el material bituminoso, y a continuación se aplican por separado con un distribuidor a presión. Enseguida los materiales se mezclan completamente en la planta, cuando es mezclado en planta, o se usa mezcladores rotatorios rápidos o algún equipo alternativo adecuado, cuando se usa mezclado en carreteras.

Después, el material se tiende en capas de espesor uniforme, por lo general no mayor de 6 pulgadas y no menor de 2 pulgadas. Cada capa se compacta en forma adecuada, hasta obtener la densidad requerida, con un rodillo pata de cabra o una aplanadora con neumáticos. La mezcla debe airearse por completo antes de la compactación, para asegurar la eliminación de todos los materiales volátiles.

### 1.6.3 Estabilización con cal

La estabilización con cal es uno de los procesos más antiguos para mejorar las propiedades técnicas de los suelos, y se puede usar para estabilizar materiales tanto de la base como la sub base. En general, los óxidos e hidróxidos de calcio

y magnesio se consideran cal, pero los que más se utilizan para la estabilización son el hidróxido de calcio  $\text{Ca(OH)}_2$  y cal dolomítica,  $\text{Ca(OH)}_2 + \text{MgO}$ . Sin embargo, la cal dolomítica no debe tener más de 36 por ciento en peso de óxido de magnesio (MgO) para aceptarse como agente estabilizador.

Los materiales arcillosos son los más adecuados para estabilización con cal, pero también deben tener valores de PI menores que 10, para que la estabilización con cal sea más efectiva.

#### 1.6.4 Recomendaciones en la estabilización de suelos

Con la aplicación de productos estabilizadores como son: el cemento, cal, bitumen, químicos y entre otros. Las características cambian sustancialmente, ya sea el módulo de resiliencia se incrementa en valores apreciables.

Es necesario, que al utilizar productos estabilizadores de suelos, se efectúe los correspondientes estudios de laboratorio, para determinar los límites adecuados de las cantidades o porcentajes hasta los cuales puede llegar su uso.

Cuando se utiliza cemento como material estabilizador, es conveniente saber la cantidad máxima a utilizar, en función de los cambios físicos que experimente los suelos, ya que una cantidad alta cemento, hace que los materiales obtengan valores altos de resistencia mecánica, pero también contracciones fuertes que se traducen en agrietamientos, nada deseables para la estructura de pavimento, por el hecho de que estas grietas se reflejarán posteriormente en la superficie de rodadura (Coronado, J. 2002).

Al utilizar otro tipo de estabilizadores, tales como: Cal, Bitúmenes, puzolanas, químicos, etc. También es necesario efectuar pruebas de laboratorio para analizar cuáles son las limitantes de uso de cada producto. Para estos últimos, la reacción de los suelos al aplicar este tipo de estabilizadores, es más benigna por los efectos de contracción y se obtendrán capacidades de esfuerzos menores, dependiendo de la cantidad de producto utilizado, por lo que se producirán grietas más pequeñas, las cuales no tendrán una influencia significativa en el comportamiento de las mismas (Coronado, J. 2002).

Otras ventajas que se obtienen con los productos estabilizadores, puede ser utilizados más de uno a la vez, lo que redundará en beneficio del material estabilizado, por el hecho de obtener en la mezcla mejores características de comportamiento, como son: resistencia en poco tiempo, impermeabilidad, reducción de los límites de consistencia, grietas muy pequeñas, etc (Coronado, J. 2002).

Por ejemplo, un material de base que es necesario colocar en un área húmeda o con lluvias frecuentes, se puede utilizar una parte de cemento y otra de cal, lo que permitirá obtener una mezcla con una resistencia inicial adecuada pero sin agrietarse por efecto del cemento, pero la cal le seguirá incrementando su resistencia, aparte de otras ventajas ya mencionadas.

También es factible el uso de cemento con emulsión asfáltica para mejorar las condiciones de una base, mejorando su capacidad de soporte y por ende su módulo de resiliencia; además de obtener un material que soporta en mejor forma los efectos de la humedad.

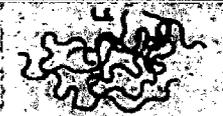
En general se puede concluir, que cuando no se cuenta con suelos adecuados para la estructura de pavimento, tales como sub rasantes, sub bases y bases que cumplan con las exigencias ó especificaciones, y que económicamente sea necesario recurrir al uso de productos estabilizadores, es conveniente que los materiales de cada una de las capas ya estabilizadas estén acorde con la capacidad de esfuerzo de las otras capas contiguas, ya que es conveniente que una capa sea rígida y la otra flexible o que una capa impermeable quede bajo una permeable. (Coronado, J. 2002).

## CAPÍTULO II: PANELES SINTÉTICOS

### 2.1 POLÍMEROS

Los polímeros, que abarcan materiales tan diversos como los plásticos, el hule o caucho y los adhesivos, son moléculas orgánicas gigantes en cadena, con pesos moleculares desde 10,000 hasta más de 1,000,000 g/mol. La polimerización es el proceso mediante el cual moléculas más pequeñas se unen para crear estas moléculas gigantes (Askeland D. 1998). Los polímeros se utilizan en un número sorprendente de aplicaciones, incluyendo juguetes, aparatos domésticos, elementos estructurales y decorativos, recubrimientos, pinturas, adhesivos, llantas de automóvil, espumas y empaques. Los polímeros son a menudo utilizados como fibra y como matriz en compuestos.

Cuadro N° 2.1 Comparación de las tres clases de polímeros.

Comportamiento	Estructura general	Diagrama
Termoplástico	Cadenas lineales flexibles	
Termoestable	Red rígida tridimensional	 Con enlaces cruzados
Elastómero	Cadenas lineales con enlaces cruzados	 Con enlaces cruzados

Fuente, Askeland D. (1998)

Los polímeros ingenieriles están diseñados para dar una mejor resistencia o mejor rendimiento a temperaturas elevadas. Estos últimos se producen en cantidades relativamente pequeñas y son costosos. Algunos de los polímeros ingenieriles pueden funcionar a temperatura tan altas como 350°C; otros, usualmente en forma de fibra, tienen resistencia superiores a las del acero (Askeland D. 1998).

Existen tres tipos de polímeros, clasificados según el comportamiento mecánico y térmico. El Cuadro N°2.1 compara las tres clase principales de polímeros.

Los polímeros termoplásticos se componen de largas cadenas producidas al unir moléculas pequeñas o monómeros y típicamente se comportan de una manera plástica y dúctil. Al ser calentados a temperaturas elevadas, estos polímeros se ablandan y se conforman por flujos viscosos. Los polímeros termoplásticos se pueden reciclar con facilidad.

Cuadro N° 2.2 Propiedades mecánicas de algunos termoplásticos.

Polímero	Resistencia a la tensión (psi)	Elongación (%)	Módulo elástico (psi)	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Impacto Izod (pies-libra/pig)
<b>Polietileno (PE):</b>					
Baja densidad	3,000.0	800	40,000	0.92	9.0
Alta densidad	5,500.0	130	180,000	0.96	4.0
Ultra alto peso molecular	7,000.0	350	100,000	0.93	30.0
Cloruro de polivinilo (PVC)	9,000.0	100	600,000	1.40	
Polipropileno (PP)	6,000.0	700	220,000	0.90	1.0
Poliestireno (PS)	8,000.0	60	450,000	1.06	0.4
Poliacrilonitrilo (PAN)	9,000.0	4	580,000	1.15	4.8
Polimetilmetacrilato (PMMA) (acrílico, plexiglás)	12,000.0	5	450,000	1.22	0.5
Policlorotrifluoroetileno Politetrafluoroetileno (PTFE, teflón)	6,000.0 7,000.0	250 400	300,000 80,000	2.15 2.17	2.6 3.0
Polioximetileno (POM) (acetal)	12,000.0	75	520,000	1.42	2.3
Poliamida (PA) (nylon)	12,000.0	300	500,000	1.14	2.1
Poliéster (PET)	10,500.0	300	600,000	1.36	0.6
Policarbonato (PC)	11,000.0	130	400,000	1.2	16.0
Poliamida (PI)	17,000.0	10	300,000	1.39	1.5
Polietereterketona (PEEK)	10,200.0	150	550,000	1.31	1.6
Sulfuro de polifenileno (PPS)	9,500.0	2	480,000	1.3	0.5
Sulfona de polieter (PES)	12,200.0	80	350,000	1.37	0.6
Poliamidaimida (PAI)	27,000.0	15	730,000	1.39	4.0

Fuente, Askeland D. (1998).

Los polímeros termo-estables están compuestos por largas cadenas de moléculas con fuertes enlaces cruzados entre las cadenas para formar estructuras de redes tridimensionales. Estos polímeros generalmente son más resistentes, aunque más frágiles, que los termoplásticos (Askeland D. 1998).

Los elastómeros, incluyendo al caucho, tienen una estructura intermedia, en la cual se permite que ocurra una ligera formación de enlaces cruzados entre las cadenas. Los elastómeros tienen la capacidad de deformarse elásticamente y en grandes cantidades sin cambiar de forma permanentemente (Askeland D. 1998).

Los polímeros termoplásticos son tratados en la presente tesis, ya que el polipropileno es el material del que están fabricados los paneles HD, el cual es un termoplástico. En el Cuadro N°2.2 se muestra las propiedades mecánicas de algunos de los termoplásticos y entre ellos al polipropileno (PP).

## 2.2 POLIPROPILENO

En esta parte de la tesis se describe las propiedades mecánicas del que está constituido el panel HD, que para el caso de este material viene hacer el polipropileno, motivo por el cual es necesario conocer más del Polipropileno que a continuación se describe.

### 2.2.1 Descripción

El polipropileno o PP es un plástico de desarrollo relativamente reciente que ha logrado superar las deficiencias que presentaba este material en sus inicios, como eran su sensibilidad a la acción de la luz y al frío. Ello es posible mediante la adición de estabilizantes y la inclusión de cargas reforzantes como el amianto, el talco o las fibras de vidrio.

El polipropileno se obtiene a partir del Propileno extraído del gas del petróleo. Es un material termoplástico incoloro y muy ligero. Además, es un material duro, y está dotado de una buena resistencia al choque y a la tracción, tiene excelentes propiedades eléctricas y una gran resistencia a los agentes químicos y disolventes a temperatura ambiente.

Es un polímero formado de enlaces simples carbono-carbono y carbono-hidrógeno, pertenece a la familia de las poliolefinas (polietilenos entre otros) y su estructura molecular consiste de un grupo metilo (CH<sub>3</sub>) unido a un grupo vinilo (CH<sub>2</sub>); por medio del arreglo molecular de este último se logra obtener diferentes configuraciones estereoquímicas (isotáctico, sindiotáctico y

atáctico); en orden de cristalinidad y ordenamiento de las moléculas, en primer lugar se encuentra la configuración isotáctica (más usado en el polipropileno), luego la sindiotáctica y por último la atáctico que presenta un alto grado de desorden en la estructura molecular (mayor porcentaje amorfa que cristalina).

### 2.2.2 Características

El polipropileno, puede categorizarse ampliamente como homopolímero, o como copolímero.

El homopolímero polipropileno tiene una dureza y una resistencia térmica superiores a las del polietileno de alta densidad, pero una resistencia al impacto inferior y se vuelve quebradizo por debajo de 0°C. Las aplicaciones para los homopolímeros se dan en envolturas de aparatos eléctricos, embalajes, estuches de cintas, fibras, monofilamentos.

Como copolímero, posee otro monómero oleofino, generalmente etileno, para el impacto mejorado u otras propiedades, por lo tanto las calidades copoliméricas son preferidas para aplicaciones que exponen a condiciones de frío/invierno. Además tienden a ser más difíciles de fabricar, pero la nueva tecnología se ha ido encargando de que esto desaparezca y no se convierta en un gran problema. Para los copolímeros las aplicaciones se dan en tubos, casco de barcos, asientos y piezas para el automóvil, por ejemplo, cofres de baterías y parachoques aunque estos últimos suelen ser fabricados con polipropilenos modificados con elastómeros como se dijo anteriormente.

También cabe destacar que en esta familia se encuentra el polipropileno isotáctico, el cual posee semicristalinidad y se fabrica por polimerización, mientras que el polipropileno atáctico, apenas tiende a ser cristalino dado que carece de ordenamiento espacial.

En su estructura, al pasar del polietileno, al polipropileno, la sustitución de un grupo de metilo cada dos átomos de carbono de la cadena polimétrica principal, restringe la rotación de las otras cadenas, produciendo así un material más duro y menos flexible. Es blanco, semiopaco, elaborado en una amplia variedad de calidades y modificaciones. Por pertenecer al grupo metilo, sus cadenas aumentan la temperatura de transición vítrea, y por ello el polipropileno tiene temperaturas de fusión y de deformación por calor, mayores a las del polietileno.

Por pertenecer, como se dijo anteriormente al grupo de los termoplásticos, el polipropileno posee la capacidad de fundirse a una temperatura determinada, además posee un comportamiento visco elástico que proporciona ante los ensayos de tracción, compresión, flexión y torsión, resultados satisfactorios (Arlie J. 1990).

Es un material desarrollado también, bajo el manejo de un excelente control de calidad, brindando así una plena seguridad de uso en sus diferentes aplicaciones. Es un polímero, además obtenido por la polimerización de propeno en presencia de catalizadores y en determinadas condiciones de presión y temperatura.

Dentro del gran sin número de propiedades que maneja este material, deben destacarse unas que en especial son de mucha importancia como son:

- Propiedades físicas
- Propiedades mecánicas
- Propiedades eléctricas
- Propiedades químicas

### 2.2.3 Propiedades físicas

La densidad del polipropileno, está comprendida entre 0.90 y 0.93 gr/cm<sup>3</sup> Por ser tan baja permite la fabricación de productos ligeros. Es un material más rígido que la mayoría de los termoplásticos. Una carga de 25.5 kg/cm<sup>2</sup>, aplicada durante 24 horas no produce deformación apreciable a temperatura ambiente y resiste hasta los 70 grados C. Posee una gran capacidad de recuperación elástica. Tiene una excelente compatibilidad con el medio. Es un material fácil de reciclar, Posee alta resistencia al impacto (Arlie J. 1990).

### 2.2.4 Propiedades mecánicas

Puede utilizarse en calidad de material para elementos deslizantes no lubricados. Tiene buena resistencia superficial.

Tiene buena resistencia química a la humedad y al calor sin deformarse. Tiene buena dureza superficial y estabilidad dimensional (Arlie J. 1990).

Cuadro N° 2.3 Propiedades mecánicas del Polipropileno.

	PP Homopolímero	PP Copolímero	Comentarios
Módulo elástico en tracción (GPa)	1,1 a 1,6	0,7 a 1,4	
Alargamiento de rotura en tracción (%)	100 a 600	450 a 900	Junto al polietileno, una de las más altas de todos los termoplásticos
Carga de rotura en tracción (MPa)	31 a 42	28 a 38	
Módulo de flexión (GPa)	1,19 a 1,75	0,42 a 1,40	
Resistencia al impacto Charpy (Kj/m <sup>2</sup> )	4 a 20	9 a 40	El PP copolímero posee la mayor resistencia al impacto de todos los termoplásticos
Dureza Shore D	72 a 74	67 a 73	Más duro que el polietileno pero menos que el poliestireno o el PET

Fuente, Arlie J. (1990)

### 2.2.5 Propiedades eléctricas

La resistencia transversal es superior a  $10^{16} \Omega - \text{cm}$ , por presentar buena polaridad, su factor de pérdida es bajo y tiene muy buena rigidez dieléctrica.

### 2.2.6 Propiedades químicas

Tiene naturaleza apolar, y por esto posee gran resistencia a agentes químicos. Presenta poca absorción de agua, por lo tanto no presenta mucha humedad. Tiene gran resistencia a soluciones de detergentes comerciales. El polipropileno como los polietilenos tiene una buena resistencia química pero una resistencia débil a los rayos UV (salvo estabilización o protección previa) (Arlie J. 1990).

### 2.2.7 Propiedades térmicas

A baja temperatura el PP homopolímero se vuelve frágil (típicamente en torno a los  $0^\circ \text{C}$ ); no tanto el PP copolímero, que conserva su ductilidad hasta los  $-40^\circ \text{C}$ . El PP es una poliolefina termoplástica parcialmente cristalina.

Cuadro N° 2.4 Propiedades térmicas del Polipropileno.

	PP Homopolímero	PP Copolímero	Comentarios
Temperatura de fusión (°C)	160 a 170	130 a 168	Superior a la del polietileno
Temperatura máximo de uso continuo (°C)	100	100	Superior al poliestireno, al LDPE y al PVC pero inferior al HDPE, al PET y a los "plásticos de ingeniería"
Temperatura de transición vítrea (°C)	-10	-20	

Fuente, Arlie J. (1990)

## 2.3 PANELES SINTÉTICOS

Los paneles sintéticos son materiales fabricados a partir de polímeros derivados del petróleo. Constituyen una alternativa frente a las superficies de rodadura convencional elaborados en base a concreto o asfalto. Al ser en su mayoría un material hueco y ligero presenta algunas ventajas frente a los materiales convencionales tales como: facilidad de transporte, facilita el drenaje del agua, y distribuye mejor las cargas.

Existen diversos paneles sintéticos que se diferencian por el tipo de material dimensiones y distribución geométrica. En la presente tesis se tratara el panel HD.

## 2.4 PANEL HD 52

La unidad básica (simple) mostrada en la Figura N° 2.1, tiene forma prismática (plancha) de aproximadamente 260 x 500 mm por 50mm de espesor; con aspecto reticular o en forma de rejillas planas, interconectados entre sí en dos planos, con aspecto de alveolos pasantes.

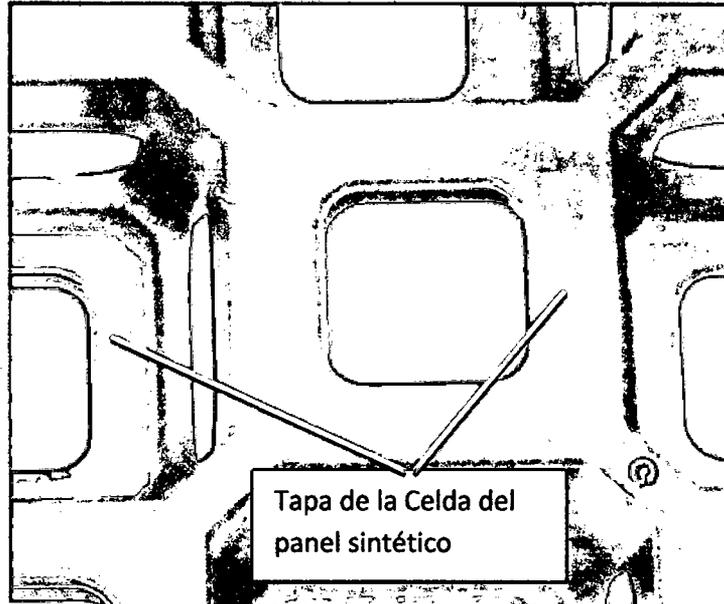


### 2.5.1 Componentes del panel HD

De acuerdo al espesor del panel sintético podemos identificar tres componentes principales, siendo estas:

- La tapa
- Costillas laterales
- Diafragmas
- Uniones propias

La **tapa**, es la parte superficial del panel que estará en contacto con las cargas (neumáticos de vehículos), esta capa se muestra en la Figura N°2.3, la tapa tiene un espesor o altura de 5 mm y ancho de las bandas de 12 mm, esta llega a cubrir el 30 % del área geométrica del panel.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N° 2.3 Detalle de la tapa de la celda del panel HD.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N° 2.4 Detalle de la costilla lateral del panel HD.

**Costillas laterales,** las costillas laterales se encuentran inmediatamente debajo de la tapa y se conectan con los diafragmas (los cuales unen a las celdas de ambas caras), tiene un ancho aproximado de 5 mm y una altura de 10 mm, presentan contornos curvos, en la Figura N°2.4 se puede ver los detalles de la costilla.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N° 2.5 Detalle del diafragma del panel HD.

**Diafragmas**, los diafragmas son elementos que unen las celdas de las caras opuestas del panel HD, Representan el elemento con menos área de soporte, estos elementos tiene como forma de un tronco de pirámide cuadrada, las dimensiones de estos elemento son de 11 mm en ambas direcciones. En al Figura N°2.5 se ve los detalles de este componente.

**Uniones propias**, las uniones propias son elementos que unen a las celdas del paneles HD, en cada lado podemos encontrar dos uniones haciendo un total de ocho por panel, en la Figura N°2.6 se muestra las características de la unión propia.

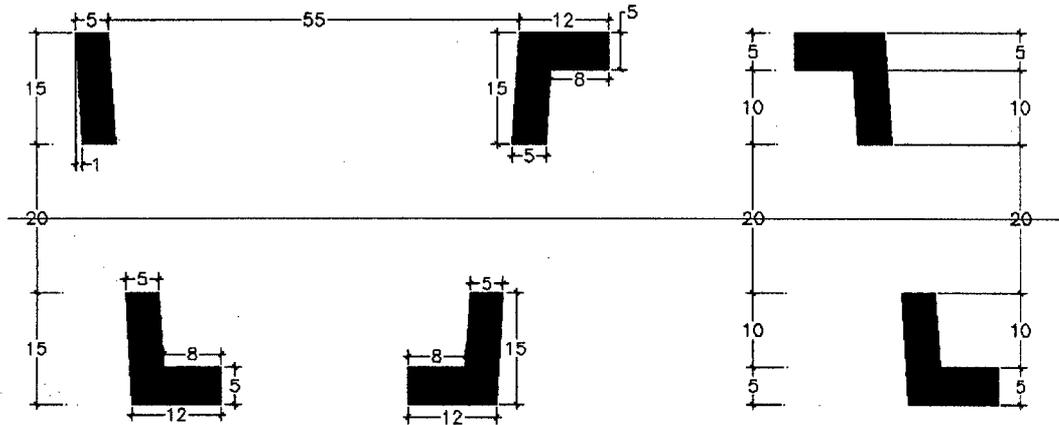


Fuente, Elaboración propia.

Figura N° 2.6 Detalle de la unión propia del panel HD.

### 2.5.2 Corte transversal del panel HD

Se realizó el corte transversal de panel sintético, el corte pasa por la parte central de las celdas, el detalle se puede ver en la Figura N°2.7, el corte es muy importante ya que permite ver la distribución de los elementos, proporcionando una idea de los parámetros geométricos como área, momento de inercia, momento de sección, los cuales son importantes para medir la resistencia a la flexión.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N° 2.7 Detalle de corte del panel HD.

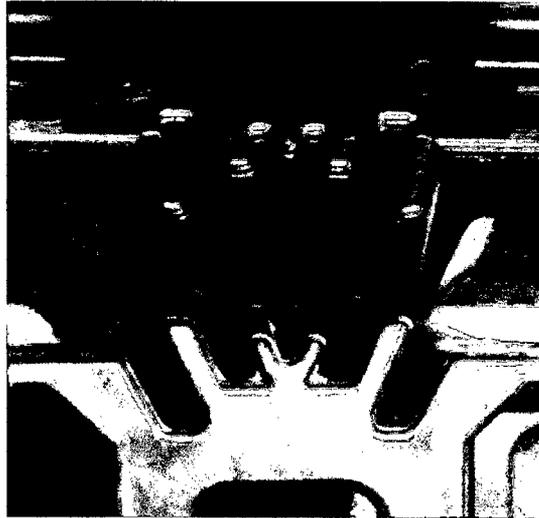
En la parte de los anexos se encuentra los planos de detalle, donde indica la planta, secciones y detalles de los cortes.

## 2.6 ENSAMBLAJE DE LOS PANELES SINTÉTICOS

Las conexiones entre los paneles sintéticos es muy importantes, ya que de ello depende la transferencia de carga (de vehículos por el peso y el frenaje) entre paneles, una buena transferencia de carga garantiza una mejor distribución de esfuerzos y evita el movimiento relativo entre los paneles sintéticos, lo cual se traduce en una mayor área de aplicación de esfuerzo. De esta forma el suelo de apoyo de los paneles sintéticos recibe menos carga y está menos propenso a la falla. Al poseer una buena conexión entre los paneles sintéticos posee una mejor resistencia frente a las sollicitaciones de carga.

Los paneles sintéticos al ser una estructura tridimensional poseen conexiones que restringen el movimiento relativo entre ellos en las tres direcciones, estas conexiones las podemos clasificar en dos tipos.

### 2.6.1 Conexiones propias



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°2.8 Detalle de las conexiones propias.

Son conexiones que vienen de fábrica, poseen dos conexiones en cada cara del panel haciendo un total de ocho conexiones por panel, estas conexiones tienen forma de indentaciones con una cierta ángulo visto en planta, en la Figura N°2.8 se muestra los detalles de este tipo de unión.

Esta conexión le da gran resistencia al movimiento relativo horizontal de los paneles, el cual se logra gracias al buen entrapamiento de las indentaciones y contar con una gran área de corte. El desplazamiento horizontal durante el tránsito de vehículos se da en el arranque y frenaje de los vehículos.

Estas conexiones son débiles para controlar el desplazamiento relativo de los paneles en la dirección vertical, la resistencia está dada por la fricción que existe en la unión, que a su vez depende de la fuerza de contacto que es muy débil y la rugosidad de la superficie que en este caso es muy poca. Además las conexiones propias tienen poca resistencia a la flexión.

### 2.6.2 Conexiones mediante accesorios

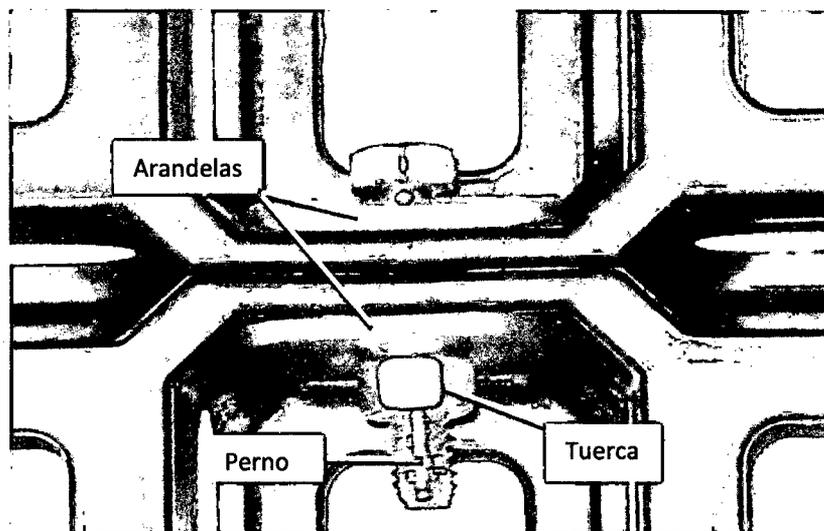
Las conexiones mediante el uso de accesorios le proporcionan resistencia al desplazamiento relativo en la dirección vertical entre los paneles sintéticos y la

resistencia a la flexión de las uniones, el cual es muy débil con las conexiones propias. Los tipos de conectores o accesorios son los siguientes:

- Conexión con pernos metálicos
- Conexión con pernos sintéticos
- Conexión con uniones tipo H

Para medir la resistencia a la flexión de los conectores mencionados se realizaron ensayos de laboratorio, la descripción de los ensayos así como los resultados se ven en el capítulo III.

**Conexión con pernos metálicos,** Los pernos metálicos le proporcionan una gran resistencia al desplazamiento relativo vertical entre paneles, esto gracias al área de corte del perno. El conector se compone del perno tuerca y dos arandelas.

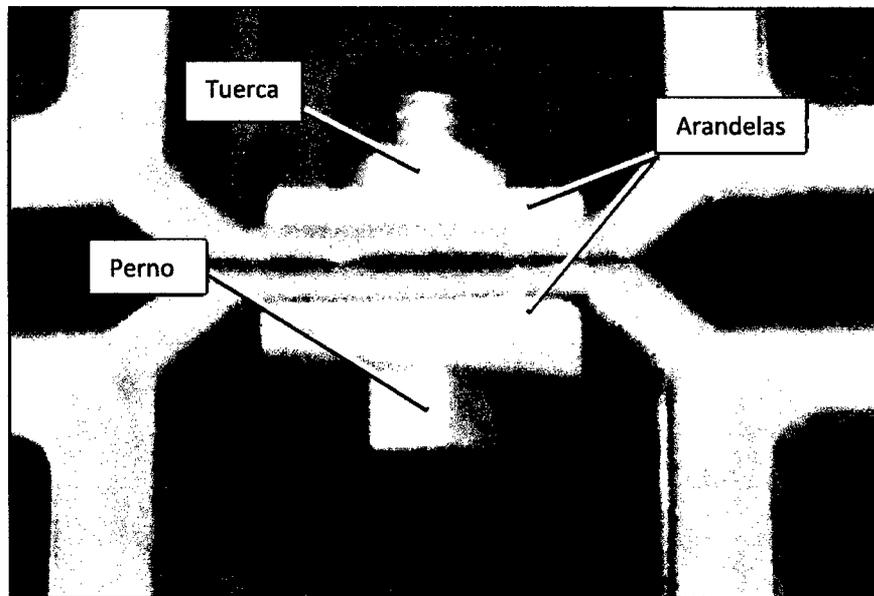


Fuente, Elaboración propia.

Figura N°2.9 Detalle de la conexión con perno metálico.

La resistencia al corte le proporciona el área transversal del perno, mientras que la resistencia a la flexión depende del perno, la tuerca y de las arandelas, las cuales sujetan en una mayor área las celdas perimetrales del panel sintético. En la Figura N°2.9 muestra los detalles de la conexión con los pernos metálicos.

**Conexión con pernos sintéticos**, los pernos sintéticos poseen los mismos componentes que los pernos metálicos, la diferencia radica en el material y el costo más bajo, la resistencia de la conexión está dado por mismos principios que los pernos metálicos. La Figura N°2.10 se ve los detalles de la conexión.

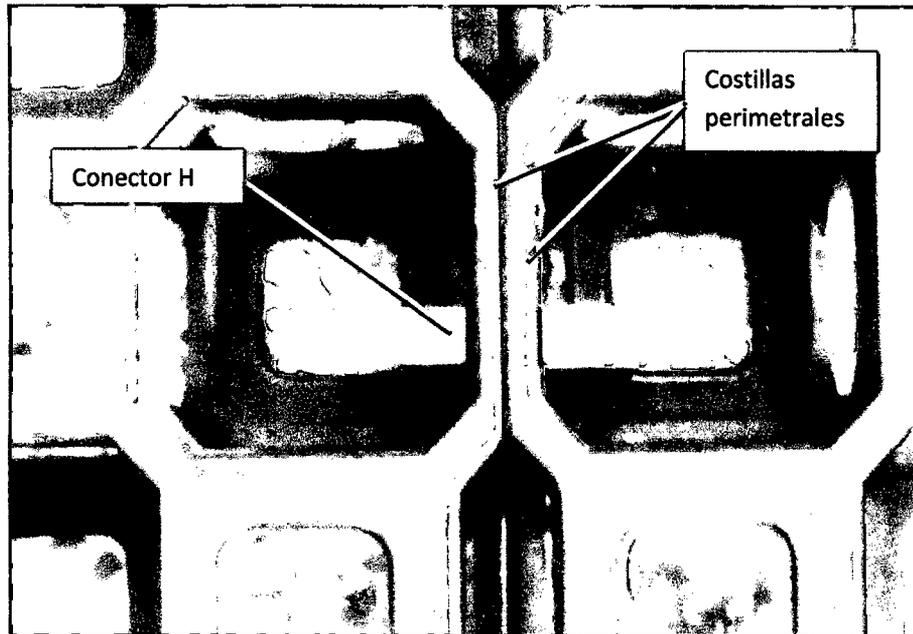


Fuente, Elaboración propia.

Figura N°2.10 Detalle de la conexión con perno sintético.

**Conexión con uniones tipo H**, el material que compone las uniones H es el polipropileno, el diseño geométrico de este accesorio se realizó de acuerdo a las características de las caras laterales de las celdas perimetrales de los paneles sintéticos. La resistencia de la unión está dada por la trabazón de la unión con las costillas perimetrales del panel sintético.

El material que compone las uniones H es el polipropileno. El diseño geométrico de este accesorio se realizó de acuerdo a las características de las caras laterales de las celdas perimetrales del panel HD. La resistencia de la unión está dada por la trabazón de la unión con las costillas perimetrales del panel sintético.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°2.11 Detalle de la conexión con unión H.

## 2.7 VOLUMEN Y PESO DE LOS PANELES HD

Cuadro N°2.5 Volumen del panel HD.

ITEM	Denominación	UND	CANT	L	B	H	TOTAL
1.00	<u>PANEL HD</u>						-
1.01	Tapa	mm3	45	152.0	11.0	5.0	376,200.00
			45	10.0	6.0	5.0	13,500.00
1.02	Costillas	mm3	45	196.0	10.0	5.0	441,000.00
			45	10.0	6.0	10.0	27,000.00
1.03	Diafragma	mm3	45	10.0	10.0	20.0	90,000.00
1.04	Uniones propias	mm3	8	400.0	1.0	50.0	160,000.00
1.05	Diafragma perimetral	mm3	28	10.0	6.0	15.0	25,200.00
1.06	Costillas perimetrales	mm3	28	49.0	5.0	10.0	68,600.00

Fuente, Elaboración propia

Total 1,201,500.00 mm3  
1201.5 cm3

Del Cuadro N°2.5 el volumen de un panel HD es de 1201.2 cm<sup>3</sup>, tomando las dimensiones del lardo ( $L_{HD} = 0.482$  m) y ancho ( $B_{HD} = 0.262$  m) del panel HD mostrada en la Figura N°2.1 podemos calcular el volumen por metro cuadrado.

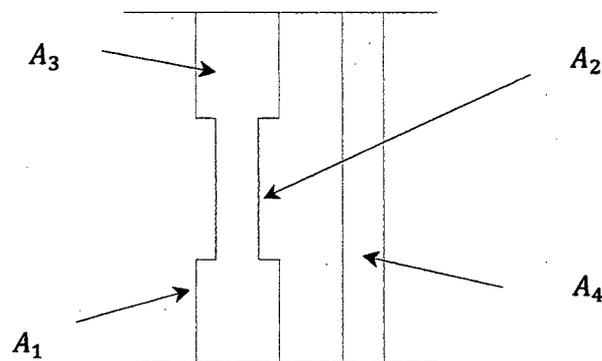
$$V_{HD} = 1201.5 \text{ cm}^3 \quad (2.1)$$

$$V_{HD/m^2} = 9585.53 \text{ cm}^3/m^2 \quad (2.2)$$

El peso de un panel HD es de 9.71 kg.

## 2.8 ÁREA DE LOS PLANOS

Se identifica cuatro elementos principales para el análisis por compresión, estos elementos son los que tienen una mayor participación en tomar los esfuerzos a compresión.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°2.12 Identificación de los elementos para el análisis por compresión.

El análisis por compresión se realiza en el capítulo VI. En la Figura N°2.12 se muestra el modelo tomado para el análisis por compresión, donde se identifica los cuatro elementos que denominaremos  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  y  $A_4$ , el primero y el tercero está compuesto por la tapa y las costillas superior e inferior respectivamente, el segundo por el diafragma y el último por las uniones perimetrales.

En la Cuadro N°2.6, se indica las áreas de estos elementos así como sus alturas, el cálculo es realizado para un panel HD.

Cuadro N°2.6 Áreas y alturas para cada elemento según el modelo (Figura N°2.12).

Elemento	Área cm <sup>2</sup>	Altura cm
A1	252.6	1.5
A2	48.6	2
A3	252.6	1.5
A4	57.8	5

Fuente, Elaboración propia

## CAPÍTULO III: PROCEDIMIENTO DE LOS ENSAYOS DE LOS PANELES SINTÉTICOS

### 3.1 MECÁNICA DE MATERIALES

#### 3.1.1 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria

A partir de los datos de un ensayo a tensión o compresión, es posible calcular varios valores del esfuerzo y la correspondiente deformación unitaria en el espécimen y luego graficar los resultados. La curva resultante se llama diagrama de esfuerzo – deformación unitaria y hay dos maneras de describirlo.

Diagrama convencional de esfuerzo-deformación unitaria. Usando los datos registrados, podemos determinar el esfuerzo nominal o de ingeniería dividiendo la carga  $P$  aplicada entre el área de la sección transversal original del espécimen. Este cálculo supone que el esfuerzo es constante en la sección transversal y en toda la región entre los puntos calibrados (Gere, J. 2006) Tenemos.

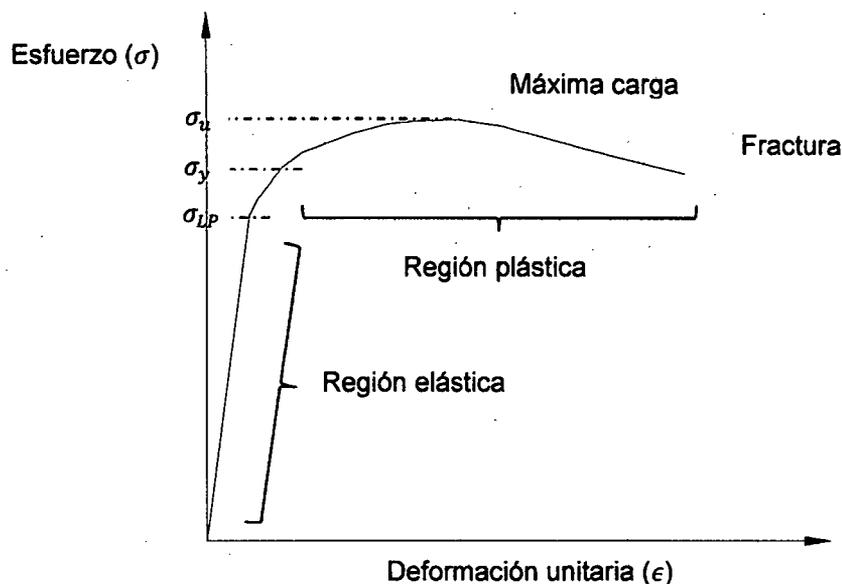
$$\sigma = \frac{P}{A_0} \quad (3.1)$$

De la misma manera, la deformación nominal o de ingeniería se determina directamente leyendo el calibrador original del espécimen  $L_0$ . Aquí se supone que la deformación unitaria es constante en la región entre los puntos de calibración. Entonces

$$\epsilon = \frac{\delta}{L_0} \quad (3.2)$$

Si se grafican los valores correspondientes a  $\sigma$  y  $\epsilon$ , con los esfuerzos como ordenadas y las deformaciones unitarias como abscisas, la curva resultante se llama diagrama de esfuerzo – deformación unitaria. Este diagrama es muy importante en ingeniería ya que proporciona los medios para obtener datos

sobre la resistencia a tensión (o a compresión) de un material sin considerar el tamaño o forma geométrica del material. Sin embargo, debe ser claro que nunca será exactamente iguales dos diagramas de esfuerzo – deformación unitaria para un material particular, ya que los resultados dependen entre otras variables de la composición del material, de imperfecciones microscópicas, de la manera en que esté fabricado, de la velocidad de carga y de la temperatura durante la prueba.



Fuente, Askeland D. (1998).

Figura N°3.1 Diagrama esfuerzo deformación unitaria típico de un metal. .

**Comportamiento elástico.** Este comportamiento elástico ocurre cuando las deformaciones unitarias en el modelo están dentro de la región elástica que se muestra en la Figura N°3.1. Puede verse que la curva es en realidad una línea recta a través de toda esta región, así que el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria. En otras palabras, se dice que el material es linealmente elástico. El límite superior del esfuerzo en esta relación lineal se llama límite de proporcionalidad  $\sigma_{Lp}$ . Si el esfuerzo excede un poco el límite de proporcionalidad, el material puede todavía responder elásticamente; sin embargo, la curva tiende a aplanarse causando un incremento mayor de la deformación unitaria con el correspondiente incremento del esfuerzo. Esto continúa hasta que el esfuerzo llega al límite elástico. Para determinar este punto

en cualquier espécimen, debemos aplicar, y luego retirar, una carga creciente hasta que se detecte una deformación permanente en el mismo.

**Fluencia.** Un ligero aumento en el esfuerzo más allá del límite elástico  $\sigma_y$  provocará un colapso del material y causará que se deforme permanentemente es decir la muestra continuara alargándose sin ningún incremento de carga. Este comportamiento se llama **fluencia**, y está indicado por la región plástica de la Figura N°3.1. El esfuerzo que origina la fluencia se llama **esfuerzo de fluencia o punto de fluencia**  $\sigma_y$ . Y la deformación que ocurre se llama **deformación plástica** (Gere, J. 2006).

### 3.1.2 Diagrama esfuerzo deformación de polímeros termoplásticos.

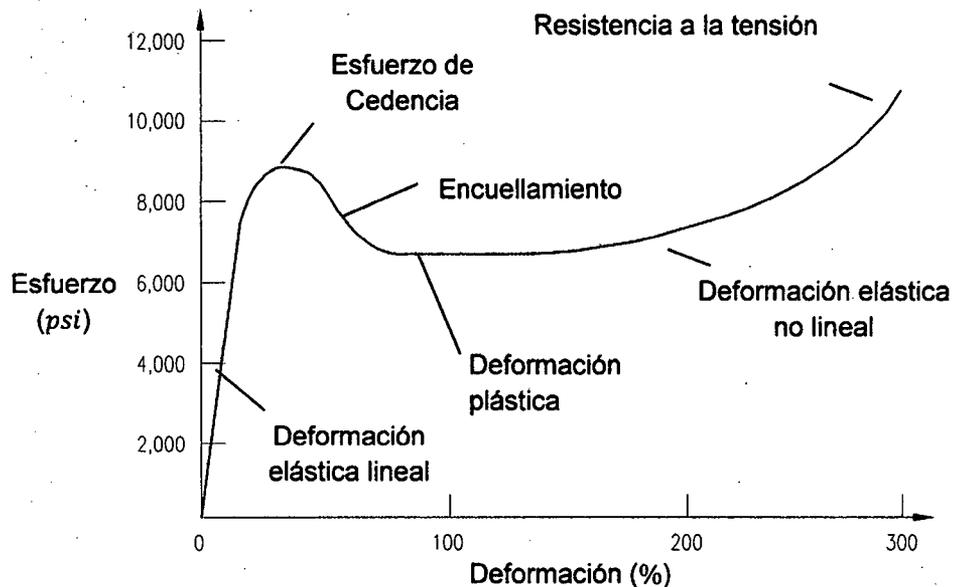
Cuando a un polímero termoplástico, como es el caso del Polipropileno material del que está elaborado los paneles HD, se le aplica una fuerza externa, ocurre a la vez deformaciones elásticas y plásticas. El comportamiento mecánico está íntimamente ligado a la manera en que las cadenas del polímero se mueven entre sí bajo carga. La deformación es más complicada en polímeros termoplásticos que en la mayoría de los metales y de los materiales cerámicos, ya que el proceso de deformación depende del tiempo y de la rapidez de la aplicación de la carga. La Figura N°3.2 muestra una curva esfuerzo – deformación de un polímero termoplástico típico bajo condiciones de carga normal.

**Comportamiento elástico en estos polímeros,** la deformación elástica es resultado de dos mecanismos. Un esfuerzo aplicado hace que se estiren y distorsionen los enlaces covalentes de las cadenas, permitiendo que éstas se alarguen elásticamente. Al eliminar el esfuerzo, se recupera de esta distorsión prácticamente de manera instantánea. Este comportamiento es similar al de los metales y materiales cerámicos, que también se deforman elásticamente mediante el alargamiento de los enlaces metálicos, iónicos o covalentes Askeland D. (1998).

Además, se pueden distorsionar segmentos completos de cadenas de polímeros; al eliminar el esfuerzo, los segmentos volverán a su posición original

sólo después de un periodo de horas o incluso meses. Este viscoelástico, dependiente del tiempo puede contribuir en algo al comportamiento elástico no lineal.

Comportamiento plástico de los termoplásticos amorfos (Askeland D. 1998). Estos polímeros se deforman plásticamente cuando se excede al esfuerzo de fluencia. Sin embargo, a diferencia de las deformaciones de los metales, la deformación plástica no es una consecuencia de movimiento de dislocación. En lugar de eso, las cadenas se estiran, giran, se deslizan y se desenmarañan bajo la carga, causando una deformación permanente. Debido a este fenómeno, se puede explicar la reducción de esfuerzo más allá del punto de cedencia (fluencia). Inicialmente, las cadenas pueden estar muy enmarañadas y entretejidas. Cuando el esfuerzo es lo suficientemente alto, las cadenas empiezan a desenmarañarse y a enderezarse. También ocurre el encuellamiento, permitiendo que continúe el deslizamiento de las cadenas a esfuerzos menores. Sin embargo, finalmente las cadenas quedan casi paralelas y cercanas entre sí; para terminar la deformación y el proceso de fractura se requiere esfuerzos mayores para vencer los fuertes enlaces Van der Waals existentes entre las cadenas más estrechamente alineadas.



Fuente, Askeland D. (1998).

Figura N° 3.2 Curva esfuerzo – deformación del nylon – 6.6, un termoplástico típico.

### 3.1.3 Ley de Hooke

La mayoría de los materiales de ingeniería exhiben una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación unitaria dentro de la región elástica. Por consiguiente, un aumento en el esfuerzo causa un aumento proporcional en la deformación unitaria. Este hecho fue descubierto por Hooke en 1676 en los resortes, y se conoce como ley de Hooke. Puede expresarse matemáticamente como:

$$\sigma = E\epsilon \quad (3.3)$$

Aquí E representa la constante de proporcionalidad, que se llama **módulo de elasticidad o módulo de Young**, en honor a Thomas Young, quien publicó en 1807 un trabajo sobre el tema (Gere, J. 2006)

La ecuación (3.3) representa en realidad la ecuación de la porción inicial recta del diagrama de esfuerzo-deformación unitario hasta límite de proporcionalidad. Además, el módulo de elasticidad representa la pendiente de esta línea. Puesto que la deformación unitaria no tiene dimensiones, según la ecuación (3.3), E tendrá unidades de esfuerzo, tales como lb/pulg<sup>2</sup>, t/m<sup>2</sup> o pascales.

El módulo de elasticidad es una de las propiedades mecánicas más importantes usadas en el desarrollo de las ecuaciones utilizadas en esta tesis, principalmente para el modelamiento de las estructuras de losas de panel HD. Por lo tanto, deberá siempre recordarse que puede usarse sólo si un material tiene un comportamiento elástico lineal. También, si el esfuerzo es el material es mayor que el límite de proporcionalidad, el diagrama de esfuerzo deformación unitaria deja de ser una línea recta y la ecuación (3.3) ya no es válida.

### 3.2 ENSAYOS A LA COMPRESIÓN

#### 3.2.1 Descripción del ensayo.

Los ensayos de compresión axial tienen el objetivo de medir la resistencia a la compresión del panel HD, se realizaron en especímenes construidos por fragmentos cortados de paneles sintéticos individuales (tres especímenes), de tamaño adecuado para el ensayo.

El ensayo estático de compresión axial consiste en aplicar una carga monotónica en la dirección transversal al plano del espécimen. Se ejecutó apoyando completamente el espécimen en su cara de asiento y aplicando carga sobre una plancha rígida metálica de distribución de carga.

La carga transversal se aplicó distribuida en una disco rígido de seis pulgadas (6") de diámetro, sobre una plancha de neopreno -que simula a un neumático H 20-S 16 (de 120 kN)-. La carga se aplicó a una velocidad relativamente lenta, sin producir impacto, a una razón de 40 kN/minuto. Se registró la variación de la aplicación de la carga en el tiempo (estos gráficos se muestran en el Anexo A). Los ensayos se realizaron hasta la condición de falla del espécimen.

En la Figura N°3.3 se ve el ensayo del panel HD. Donde se aprecia la plancha rígida, disco de carga y el espécimen.



Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

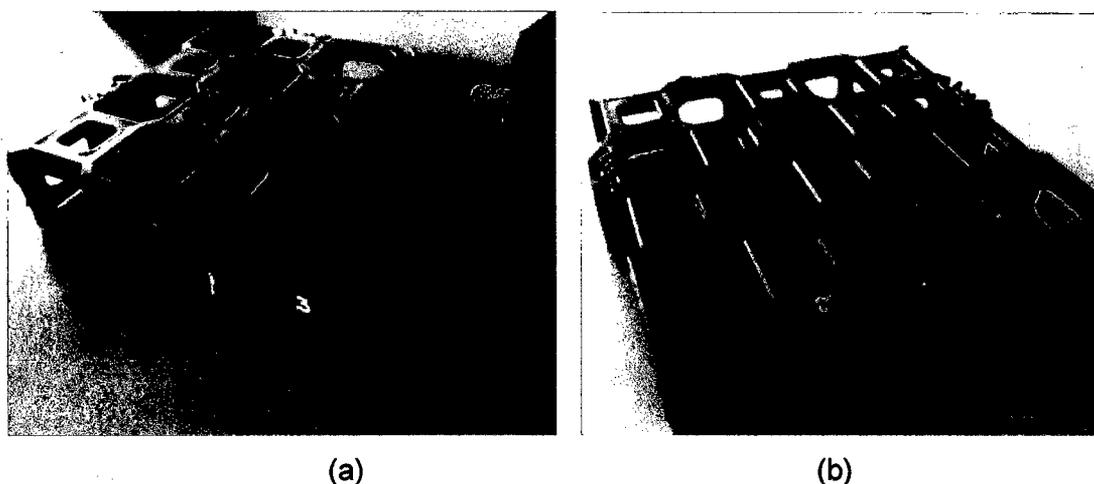
Figura 3.3 Ensayo a compresión.

### 3.2.2 Selección de muestras

Se ensayaron tres muestras de los paneles HD y se asigna los siguientes códigos: C1, C2 y C3. La cantidad de muestras fue elegida de acuerdo al tipo de material, el cual por ser un material fabricado a partir de polipropileno (material artificial) presenta poca variación en sus propiedades mecánicas. Esta poca variación se pudo verificar en los resultados que arrojó los ensayos de laboratorio. De acuerdo a este criterio se vio conveniente ensayar tres muestras de los paneles HD.

Para la selección de las muestras, se verificó que no presentaran fallas o daños de ningún tipo y no tengan ningún pre-esfuerzo. Esto garantiza que no se aplicó una carga antes del ensayo.

Las muestras tienen un espesor, largo y ancho promedio de 51, 261 y 221 mm, los valores exactos para cada muestra se puede ver en el Cuadro N°3.1, en la Figura 3.4 (a) y (b) se observa las muestras de panel HD. Las muestras tienen 5 y 4 celadas en lo ancho y largo. La muestras C1 y C2 se realizó el corte de tal manera que conserve cuatro de las seis uniones propias que posee el panel HD, mientras que la muestra C3 solo se conservó 2 de las 6 uniones propias. Eso se realizó con la intención de ver la influencia de las uniones en los resultados.



Fuente, Elaboración propia.

Figura 3.4 Muestras de panel HD (a) vistas de la muestra C3 (b) Vista de la muestra C2.

### 3.2.3 Resultados del ensayo a la compresión

**Fallas en el panel HD.** La falla principal se da por aplastamiento en la zona de los diafragmas, tal como se puede ver en la Figura N°3.5, así mismo se pueden ver pandeos en la zona de las uniones propias.



Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

Figura N° 3.5 Falla del panel HD ensayo a compresión.

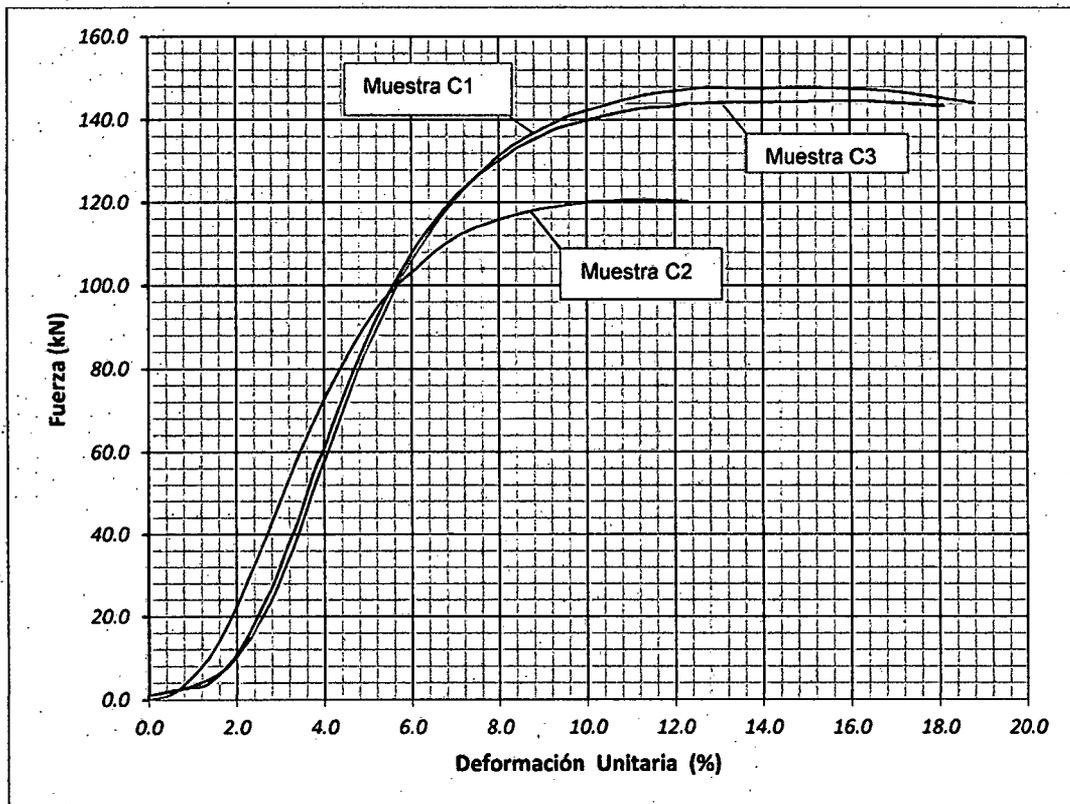
Cuadro N°3.1 Resultados del ensayo a compresión.

PROPIEDADES	UNIDAD	ESPÉCIMEN		
		C1	C2	C3
<u>Dimensiones</u>				
Espesor	(mm)	51.0	51.0	51.5
Largo	(mm)	261.0	262.0	261.0
Ancho	(mm)	220.0	223.0	221.0
<u>Carga Aplicada</u>				
Máxima	kN	148.33	120.86	145.32
Final	kN	148.33	120.86	145.32
<u>Área bruta</u>	(mm <sup>2</sup> )	57420	58426	57681
<u>Esfuerzo nominal</u>	MPa	25.83	20.68	25.19
<u>Tipo de muestra</u>	-	Simple (fragmento)	Simple (fragmento)	Simple (fragmento)
<u>Tipo de falla observado</u>	-	Aplastamiento	Aplastamiento	Aplastamiento

Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas -PUCP

En el Cuadro N°3.1 se encuentra el resumen de: las dimensiones de la muestra así como el área bruta de aplicación, la carga aplicada máxima y final, los esfuerzos nominales (máxima carga) y el tipo de falla observada. De estos valores se puede ver que los valores de la Carga aplicada y el esfuerzo nominal obtenidos en la muestra C2 dista considerablemente de las muestras C1 y C3, esta diferencia se debe a la cantidad de uniones propias que presentan las muestras.

En la Figura N°3.6 se aprecia las curva de fuerza vs deformación para las muestras C1, C2 y C3. En ellas también se ve la diferencia entre la muestra C2 con las otras dos muestras (C1 y C3). De acuerdo a la Figura N°3.1 curva esfuerzo – deformación unitaria podemos ver algunas semejanzas las cuales es explicada con más detalle en el punto (3.2.4). Las gráficas por separado se pueden ver en el Anexo A de la presente tesis.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°3.6. Curva fuerza – deformación del ensayo a compresión para las muestras C1, C2 y C3.

### 3.2.4 Cálculo del módulo de elasticidad y el esfuerzo a la compresión máxima

Para el cálculo del módulo de elasticidad y el esfuerzo a la compresión máxima se tomó en cuenta las muestras C1 y C3, las cuales presentan igual configuración, es decir tienen las mismas características geométricas. En el Cuadro N°3.1 y la Figura N°3.6 se ve que el comportamiento de las dos muestras C1 y C3 son muy similares, solo con pequeñas variaciones.

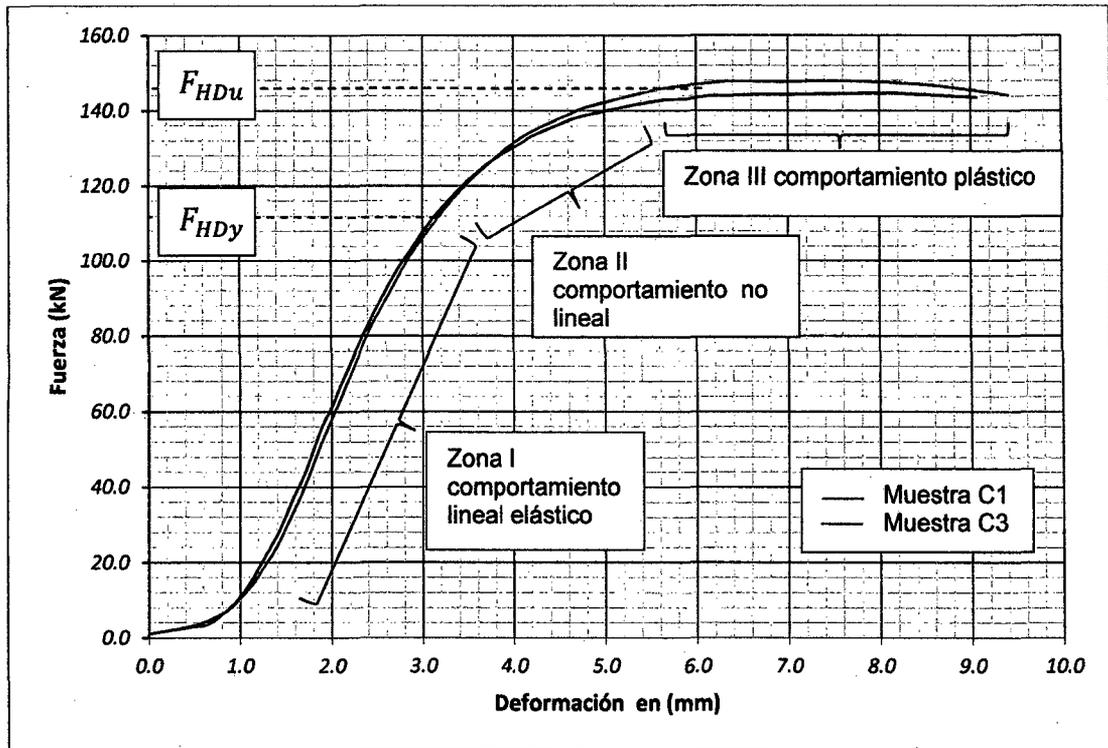
Los valores de la deformación unitaria se calcularon tomando en cuenta los siguientes valores.

Para el análisis del módulo de elasticidad y el esfuerzo a la compresión máxima, en la curva de fuerza – deformación se ha identificado tres regiones, cada una de ellas se describirá a continuación. Las regiones se muestran en la Figura N°3.7.

Zona I, zona de comportamiento lineal el cual varía desde una deformación de 1 mm a 3 mm, con fuerzas de 8 kN a 108 kN respectivamente. El límite del comportamiento lineal se da a una fuerza de 108 kN ( $F_{HDy}$ ). Existe una zona anterior que refleja el inicio del ensayo, donde existe un acomodo de disco de carga, este zona no se tomará en cuenta.

Zona II, zona de comportamiento no lineal el cual varía desde una deformación de 3 mm a 5.8 mm, con fuerzas de 108 kN a 142 kN respectivamente. En esta zona se da transición del comportamiento lineal al comportamiento plástico.

Zona III, zona de comportamiento plástico donde el material se sigue deformando sin un incremento de carga, en esta zona se llega a la **máxima fuerza de compresión de 145 KN** ( $F_{HDu}$ ), este comportamiento se inicia aproximadamente a una deformación de 5.8 mm, el cual corresponde a una deformación unitaria de 0.0116 (11.6%). Al no llegar a una falla notoria el ensayo se detuvo a una deformación de 9 mm, que corresponde a una deformación unitaria de 18%. Según el Cuadro N° 2.01 Propiedades mecánicas de Polipropileno, el alargamiento a la rotura a la tracción del polipropileno es de 100 a 600 %, criterio por el cual se paró el ensayo.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°3.7 Características del diagrama fuerza – deformación.

Para el cálculo del módulo de elasticidad se ha tomado en cuenta la Zona II, que tiene presenta un comportamiento lineal, condición básica para los modelos de análisis estructural. El cálculo del módulo de elasticidad y otros parámetros se realizará en el capítulo VI.

### 3.3 ENSAYOS A LA FLEXIÓN DE UNA UNIDAD.

#### 3.3.1 Descripción del ensayo

El ensayo estático de flexión simple consiste en aplicar una carga monotónica en la dirección transversal al plano del espécimen, en la zona central entre apoyos. Se ejecutó apoyando completamente dos extremos opuestos del espécimen (según el lado de 250mm), aplicando carga centrada en la mitad de la luz.



Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

Figura N°3.8 Ensayo a flexión de un panel HD.

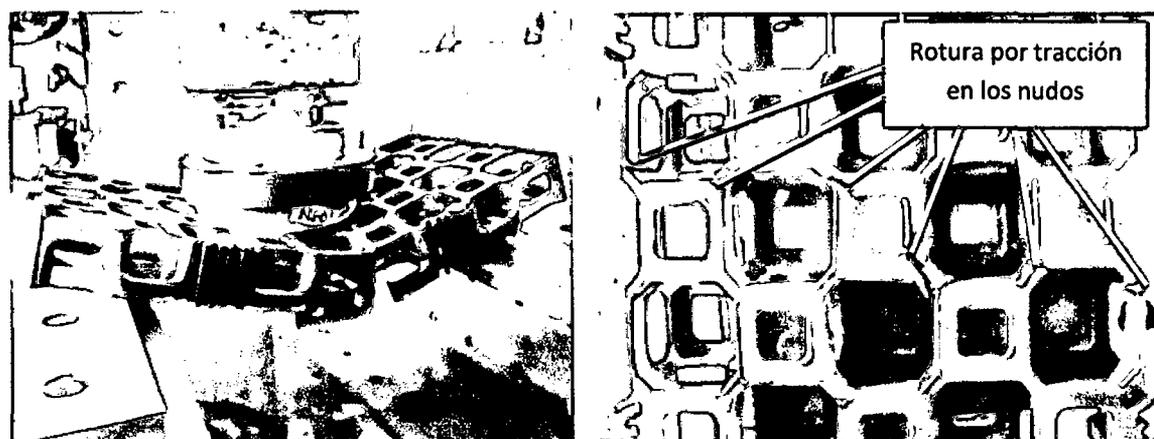
La carga transversal se aplicó distribuida en una disco rígido de seis pulgadas (6") de diámetro, sobre una plancha de neopreno - que simula a un neumático H 20-S 16 (de 120 kN). La carga se aplicó a una velocidad relativamente lenta, sin producir impacto, a una razón de 20 kN/minuto. Los ensayos se realizaron hasta la condición de falla del espécimen.

El ensayo de flexión en los paneles HD, nos brindara información acerca de la resistencia a la flexión y la deflexión. Se ensayó una unidad del panel. El equipo fue modulado al tamaño de la unidad de panel. Para la medición de las deflexiones de la estructura, se contó con un equipo LVDT, para medir la deflexión de la estructura. En la Figura N°3.8 se muestra las imágenes correspondientes al ensayo.

Se seleccionó tres muestras, así mismo se realizó la inspección de daños al panel, empleándose de esta forma el mismo procedimiento realizado en el ensayo a la compresión. Los muestras de codifican como: 1 CD A, 1 CD B y 1 CD C.

### 3.3.2 Resultados del ensayo

En la Figura N°3.9 se puede ver las fallas durante y después del ensayo, el tipo de falla observado es por tracción en las costillas inferiores causadas por deflexión excesiva.



Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

Figura N°3.9 Vista de las fallas por flexión en el panel sintético.

Cuadro N°3.2 Resultados del ensayo a flexión del panel sintético.

PROPIEDADES	UNIDAD	ESPÉCIMEN		
		1 CD A	1 CD B	1 CD C
<u>Dimensiones</u>				
Espesor	(mm)	50.0	50	50
Largo	(mm)	500.0	500	500
Ancho	(mm)	250.0	250	250
Luz libre (Lo)	(mm)	362.0	362	362
<u>Carga Aplicada</u>				
Máxima	kN	5.59	5.42	5.57
Final	kN	3.38	1.37	1.16
<u>Inercia bruta</u>	(mm <sup>4</sup> )	10'416,666.7	10'416,666.7	10'416,666.7
<u>Módulo de rotura</u>	MPa	2.24	2.168	2.228
<u>Tipo de muestra</u>	-	Simple	Simple	Simple
<u>Deflexión transversal</u>				
Máxima	(mm)	31.11	28.12	35.72
Final	(mm)	40.09	37.28	41.32
<u>Tipo de falla observado</u>	-	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva

Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas -PUCP

En la Cuadro N°3.2 se encuentra el resumen de: Las dimensiones de la muestra así como la luz libre ( $L_0$ ), la carga aplicada máxima y final, Inercia bruta, módulo de rotura, deflexión transversal máxima y final. Los valores de carga aplicada máxima, y módulo de rotura son muy similares, lo cual demuestra la poca variación de las propiedades mecánicas de los paneles sintéticos.

### 3.4 ENSAYOS A LA FLEXIÓN DE LAS UNIONES

#### 3.4.1 Descripción del ensayo

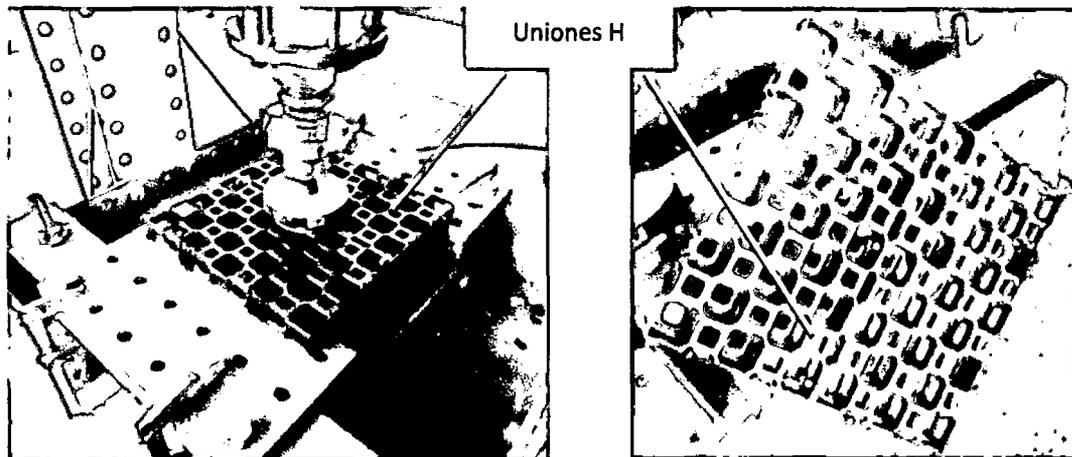
Los ensayos de Flexión simple, tendientes a medir la resistencia de las conexiones entre juntas de expansión, se realizaron en especímenes formados por "Paneles HD" simples, expandidas en una sola capa, unidas entre sí en el borde común mediante conectores de dos tipos (del tipo H y del tipo Perno).

El ensayo estático de flexión simple consiste en aplicar una carga monotónica en la dirección transversal al plano del espécimen, en la zona central entre apoyos. Se ejecutó apoyando completamente dos extremos opuestos del espécimen (según el lado de 500mm), aplicando carga centrada en la mitad de la luz. La carga transversal se aplicó distribuida en un disco rígido de seis pulgadas (6") de diámetro, sobre una plancha de neopreno - que simula a un neumático H 20-S 16 (de 120 kN). La carga se aplicó a una velocidad relativamente lenta, sin producir impacto, a una razón de 20 kN/minuto. Se registró la variación de la aplicación de la carga en el tiempo, tal como se muestra en los registros gráficos adjuntos. Los ensayos se realizaron hasta la condición de falla del espécimen.

#### 3.4.2 Ensayo de las uniones con conectores H

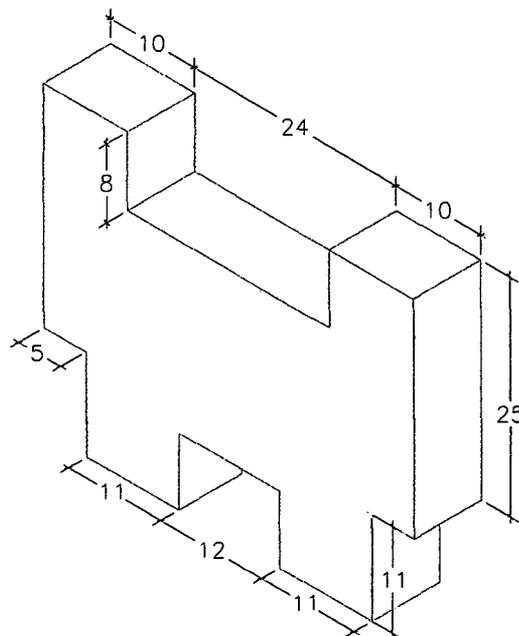
Se ensayaron tres muestras, la cantidad de las muestras fue elegida de acuerdo al tipo de material, el cual por ser un material fabricado a partir de polipropileno (material artificial) presenta poca variación en sus propiedades mecánicas. Esta poca variación se pudo verificar en los resultados que arrojan los ensayos de laboratorio.

En la figura 3.10 se muestra el ensayo a la flexión de las conexiones con el uso de las uniones H. Se realizó el ensayo en la junta del lado mayor del panel con el acople de tres uniones H.



Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

Figura N°3.10 Ensayo a la flexión de la conexiones con las uniones H.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°3.11 Vista en isométrico de la unión H.

La unión tipo H es un accesorio fabricado en base a polipropileno, tiene un forma prismática, con la base en forma de H. Las dimensiones de este elemento fueron

ajustadas en base a las medidas de los diafragmas y costillas de la celda del panel HD, la forma y las dimensiones se ven en la Figura N°3.11

En el ensayo se colocaron tres uniones H a lo largo del panel sintético (bordes en contacto) tal y como se ve en la Figura N°3.10. Los parámetros del ensayo así como los resultados se pueden ver el Cuadro N°3.3.

Cuadro N°3.3 Resultados del ensayo a flexión con uniones H.

PROPIEDADES	UNIDAD	ESPÉCIMEN		
		F1 (HD - H-1)	F2 (HD - H-2)	F3 (HD - H-3)
<u>Dimensiones</u>				
Ancho	(mm)	51.0	51.0	51.0
Largo	(mm)	525.0	524.0	524.0
Espesor	(mm)	466.0	466.0	482.0
Luz libre (Lo)	(mm)	412.0	412.0	412.0
<u>Carga Aplicada</u>				
Máxima	kN	2.34	2.35	2.09
Final	kN	2.34	2.35	2.09
<u>Inercia bruta</u>	(mm <sup>4</sup> )	5,151,280.50	5,151,280.50	5,328,148.50
<u>Módulo de rotura</u>	MPa	0.90	0.90	0.80
<u>Tipo de muestra</u>	-	Simple Expandida	Simple Expandida	Simple Expandida
<u>Tipo de unión</u>	-	Conector H	Conector H	Conector H
<u>Tipo de falla observado</u>	-	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión

Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas – PUCP

En la Figura N°3.12 se puede ver las fallas durante y después del ensayo, el tipo de falla observado es por aplastamiento de grapas (Accesorio H) en zonas de conexión.

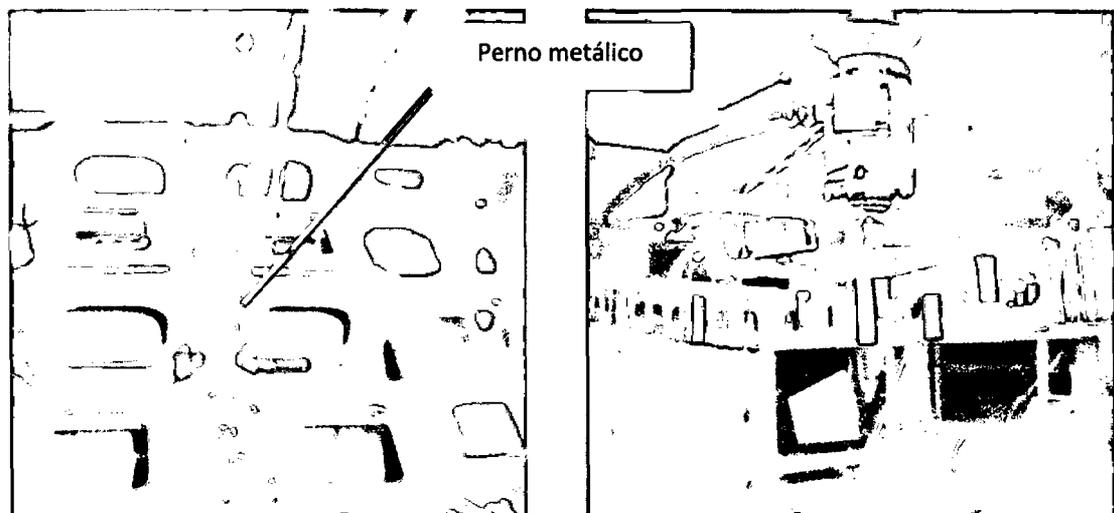


Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

Figura N°3.12 Fallas de las conexiones con las uniones H.

### 3.4.3 Ensayo de las uniones con perno metálico

Se realizaron ensayos a tres muestras, la elección de la cantidad de muestras tiene los mismos criterios aplicados en los casos anteriores. Se realizó el ensayo en la junta del lado menor del panel con el acople de un perno metálico.



Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

Figura N°3.13 Ensayo a la flexión con conexiones con pernos metálicos.

En la Cuadro N°3.4 se encuentra el resumen de: Las dimensiones de la muestra así como la luz libre ( $L_0$ ), la carga aplicada máxima y final, Inercia bruta, módulo de rotura, deflexión transversal máxima y final. Los valores de carga aplica máxima, y módulo de rotura son muy similares, lo cual demuestra la poca

variación de las propiedades mecánicas del sistema. Estos valores así como las fotografías se encuentran el Anexo B de la presente tesis. En la Figura N°3.13 se muestra el ensayo.

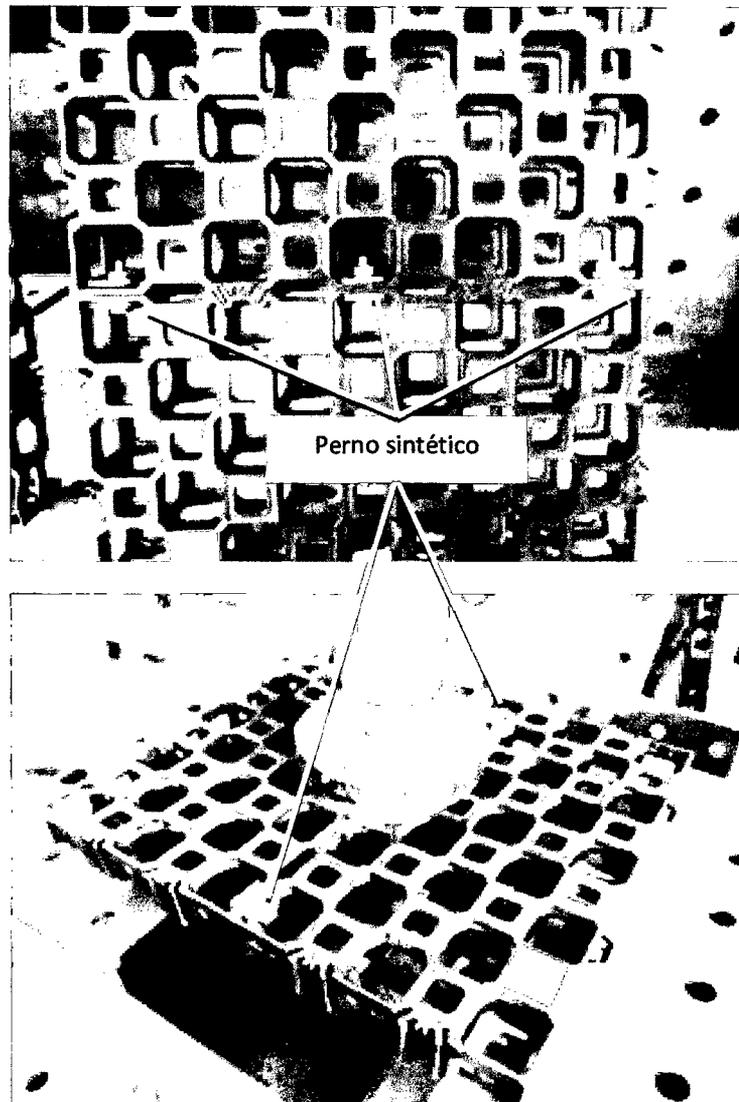
Cuadro N°3.4 Resultados del ensayo a flexión con pernos metálicos.

Propiedades	Unidad	Especimen		
		1DP - CP - 1	1DP - CP - 2	1DP - CP - 3
<u>Dimensiones</u>				
Ancho	(mm)	263.0	263	263
Largo	(mm)	964.0	964	964
Espesor	(mm)	54.0	54	54
Luz libre (Lo)	(mm)	848.0	848	848
<u>Carga Aplicada</u>				
Máxima	kN	0.53	0.526	0.452
Final	kN	0.47	0.475	0.365
<u>Inercia bruta</u>	(mm <sup>4</sup> )	3,451,086.0	3,451,086.0	3,451,086.0
<u>Módulo de rotura</u>	MPa	0.58	0.58	0.50
<u>Tipo de muestra</u>	-	Simple, con Conectores H	Simple, con Conectores H	Simple, con Conectores H
<u>Deflexión transversal</u>				
Máxima	(mm)	42.5	42.5	51.0
Final	(mm)	56.9	54.68	64.89
<u>Tipo de falla observado</u>	-	Separación de unidades en vecindad de conectores	Separación de unidades en vecindad de conectores	Separación de unidades en vecindad de conectores

Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP

### 3.4.4 Ensayo de las uniones con perno sintético

Se realizaron ensayo a tres muestras, la elección de la cantidad de muestras tiene los mismos criterios aplicados en los casos anteriores. Se realizó el ensayo en la junta del lado mayor del panel con el acople de tres perno sintéticos.



Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

Figura N°3.14 Ensayo a la flexión con conexiones con pernos metálicos.

En la Cuadro N°3.4 se encuentra el resumen de: las dimensiones de la muestra así como la luz libre ( $L_0$ ), la carga aplicada máxima y final, Inercia bruta, módulo de rotura, deflexión transversal máxima y final. Los valores de carga aplica máxima, y módulo de rotura son muy similares, lo cual demuestra la poca

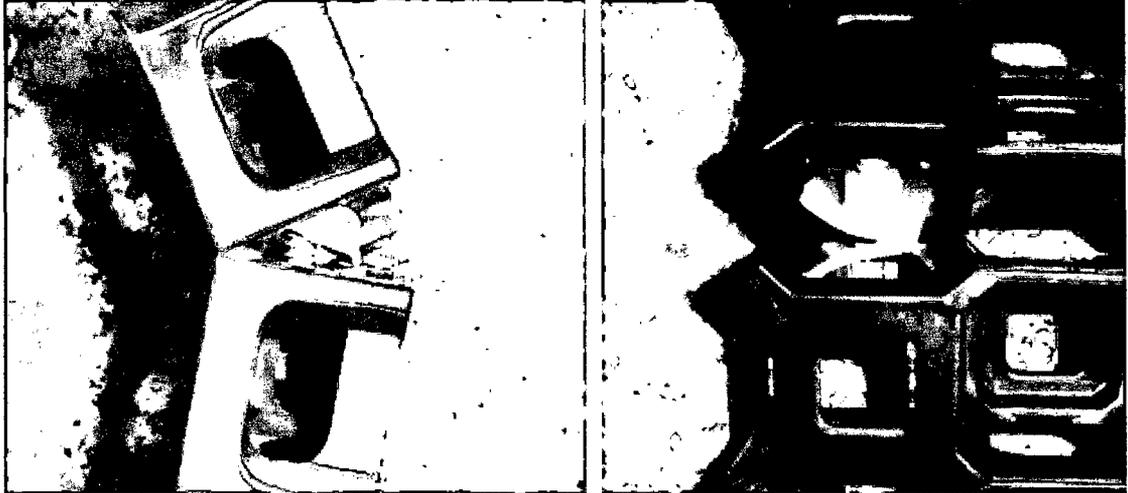
variación de las propiedades mecánicas del sistema. Estos valores así como las fotografías se encuentran el Anexo B de la presente tesis. En la Figura N°3.14 se muestra el ensayo.

Cuadro N°3.5 Resultados del ensayo a flexión con pernos sintéticos.

PROPIEDADES	UNIDAD	ESPÉCIMEN		
		F4 (HD - P-1)	F5 (HD - P-2)	F6 (HD - P-3)
<u>Dimensiones</u>				
Ancho	(mm)	466.0	466.0	482.0
Largo	(mm)	525.0	524.0	524.0
Espesor	(mm)	50.0	50.0	50.0
Luz libre (Lo)	(mm)	412.0	412.0	412.0
<u>Carga Aplicada</u>				
Máxima	kN	1.24	1.09	1.10
Final	kN	1.24	1.09	1.10
<u>Inercia bruta</u>	(mm <sup>4</sup> )	4,854,166.67	5,151,280.50	5,020,833.33
<u>Módulo de rotura</u>	MPa	0.438	0.386	0.376
<u>Tipo de muestra</u>	-	Simple Expandida	Simple Expandida	Simple Expandida
<u>Tipo de unión</u>	-	Conector perno	Conector perno	Conector perno
<u>Tipo de falla observado</u>	-	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión

Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP

Figura N°3.14 muestra las fallas de las conexiones con los pernos sintéticos, la falla se dio por aplastamiento de los pernos sintéticos, existe una separación de las arandelas las cuales por la flexión existente terminan por salir de las celdas del panel.



Fuente, Laboratorio de estructuras antisísmicas - PUCP.

Figura N°3.15 Fallas en las conexiones con pernos sintéticos.

## CAPÍTULO IV: FUNDACIONES ELÁSTICAS

### 4.1 COEFICIENTE DE REACCIÓN DEL SUELO

#### 4.1.1 Introducción

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas más importantes de los proyectos de ingeniería.

El “coeficiente de balasto” o “módulo de reacción del suelo” también conocido como “coeficiente de Sulzberger”, estudiado muy profundamente por Terzaghi; permite calcular los asentamientos instantáneos, ya sea por deformaciones elásticas, plásticas, o por la suma de las dos, pero en ningún caso en estos cálculos los asentamientos por consolidación, que deberán ser calculados y sumados a los valores acá determinados (Leoni A. 2012).

Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “q” y la penetración o asentamiento de la misma y generalmente se la identifica con la letra “k”

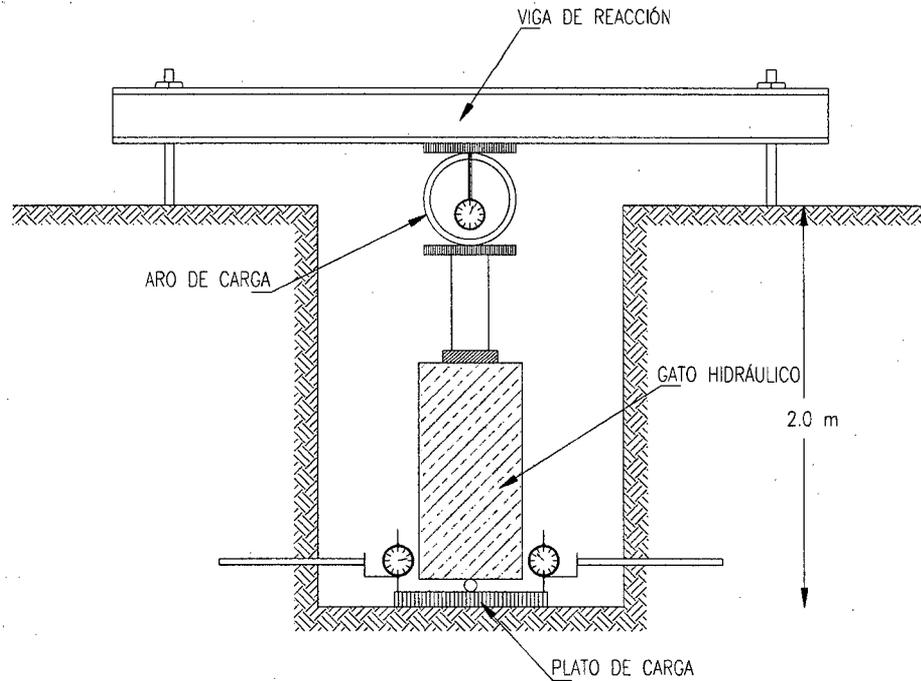
$$k = \frac{q}{y} \quad (4.1)$$

Este módulo, es obtenido mediante un simple ensayo de carga sobre el terreno, que se realiza utilizando una placa metálica rígida de sección cuadrada de 30,5 cm (1 pie) de lado o de sección circular con un diámetro de 30,5 cm, que se monta como se muestra en el esquema de la Figura N° 4.1.

#### 4.1.2 Definición

El módulo de reacción o coeficiente de balasto se define como: La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,5” que equivale a una deformación de 1.27 cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la

curva “tensión – deformación” Figura N°4.2 que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm.

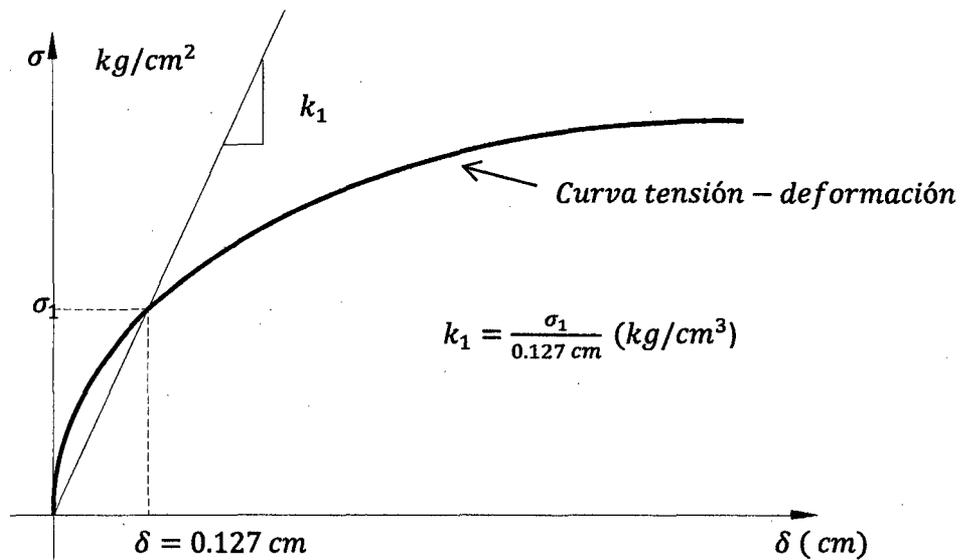


Fuente, Leoni A. (2012).

Figura N° 4.1 Ensayo de plato de carga.

Los resultados de estos ensayos se expresan con la letra “ $k$ ” donde por lo general se asocia el subíndice 1 adosado a la letra  $k$ , para indicar que el valor corresponde a una placa rígida de 1 pie<sup>2</sup> “ $k_1$ ”.

Desde la masificación de los ordenadores electrónicos y el advenimiento de los métodos numéricos en el cálculo de las transferencias de carga de las estructuras a los suelos, la interpretación de este fenómeno a partir de apoyos elásticos discretos, ha facilitado enormemente la interpretación de este fenómeno de transferencia de carga entre el suelo y la estructura.



Fuente, Leoni A. (2012).

Figura N° 4.2 Coeficiente de balasto.

Si tenemos una base de ancho “ $B$ ” y de longitud “ $L$ ” cargada con una carga “ $q$ ” y apoyada a una profundidad “ $D$ ” en un terreno elástico, uniforme, con un módulo de deformación constante “ $E$ ”, que transmite al terreno donde se apoya una tensión “ $q$ ” podremos decir que el asentamiento que la misma experimentará, por deformación elástica del terreno, puede ser aproximado por la expresión:

$$y = \frac{QB}{E} (1 - \nu^2) I \quad (4.2)$$

Dónde: “ $\nu$ ” es el coeficiente de Poisson, mientras que “ $I$ ” es un coeficiente que tienen en cuenta la forma del área cargada y la rigidez de la base.

Considerando lo expresado anteriormente, el Módulo de Reacción nos quedaría expresado como:

$$k = \frac{Q}{y} = \frac{E}{B(1 - \nu^2) I} = Cte. \frac{E}{B}$$

$$k = Cte. \frac{E}{B} \quad (4.3)$$

#### 4.1.3 Coeficiente de balasto para suelos arcillosos

Si tenemos una placa cuadrada ( $B = L$ ), apoyada en la superficie ( $D = 0$ ), sobre un suelo arcilloso que consideraremos que tiene una humedad elevada que nos permite considerarlo incompresible frente a una sollicitación instantánea ( $\nu = 0,5$ ), tendremos entonces que la expresión (4.2) se transforma en:

$$y = \frac{QB}{E} \times (0.75) \times (0.885)$$

Con lo cual:

$$k = 1.5 \frac{E}{B} \quad (4.4)$$

Por lo tanto para una arcilla saturada, donde prácticamente no se producirán deformaciones volumétricas durante la aplicación de la carga que genera el asentamiento instantáneo, podremos decir que la expresión anterior es válida.

#### 4.1.4 Coeficiente de balasto para suelos granulares

Para mantos granulares donde el coeficiente " $\nu$ " es inferior a 0,50 (se aproxima a 0,4 o 0,3) y donde por lo tanto existe una deformación volumétrica, aún para una deformación instantánea del material, esta expresión toma la siguiente forma:

$$k = 1.3 \frac{E}{B} \quad (4.5)$$

Sin embargo, se ha visto en la práctica, que para suelos granulares, la aplicación de la expresión (4.5) da resultados elevados y que se consiguen resultados más cercanos a la realidad cuando la constante 1,3 es reemplazada por 0,7, es decir para:

$$k = 0.7 \frac{E}{B} \quad (4.6)$$

Para suelos cohesivos podremos utilizar la ecuación (4.4) para determinar el valor de " $k_1$ " para una base cuadrada de lado " $B \neq 30 \text{ cm}$ ".

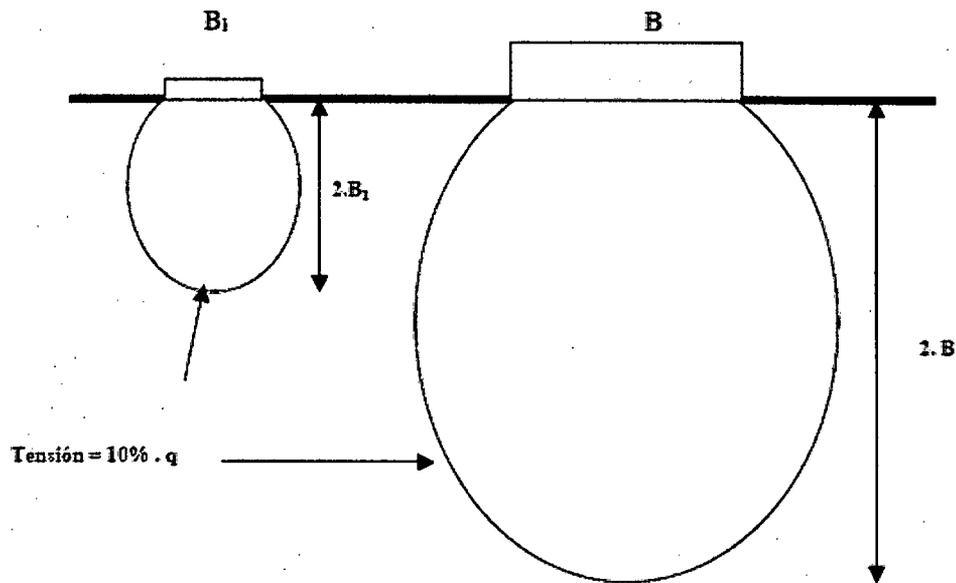
#### 4.1.5 Coeficiente de balasto para cimentaciones

Para conocer cuál es el valor de " $k$ " para una base rectangular de ancho " $B$ " y largo " $L$ " en la que  $L/B > 1$ , primero se obtiene el valor de  $k_1$  dado por la ecuación (4.4) para una base cuadrada de lado " $B$ ", donde el valor de  $B$  será igual al lado menor de la base rectangular y luego multiplicar este valor de  $k_1$  por la siguiente relación de lados:

$$k = k_1 \left( \frac{L + 0.5B}{1.5L} \right) \quad (4.7)$$

Al analizar estas expresiones no se debe perder de vista el campo de aplicación de las mismas, en cada caso en particular.

Fundamentalmente se deberá considerar la masa de suelos que se involucra dentro del bulbo de presiones generado, tanto por la placa de ensayo de  $B1 = 30 \text{ cm}$  de lado como por la base de ancho  $B$ , y estar seguros que los bulbos de tensiones que se desarrollan, se ubican dentro de masas de suelos de las mismas características mecánicas.



Fuente, Leoni A. (2012).

Figura N°4.3 Bulbo de presiones.

A modo de referencia debemos tomar en consideración que el bulbo de igual tensión correspondiente al 10% de la tensión de contacto "q" generada por el apoyo de la base de ancho "B", llega a una profundidad de dos veces el ancho de la misma (Leoni A. 2012).

#### 4.1.6 Análisis crítico

Del análisis visto hasta este punto respecto a los valores calculados para determinar el coeficiente de reacción o coeficiente de balasto "k", vemos que interpreta la deformación de los suelos según una variación lineal y constante, dada por una relación como la que se indica a continuación:

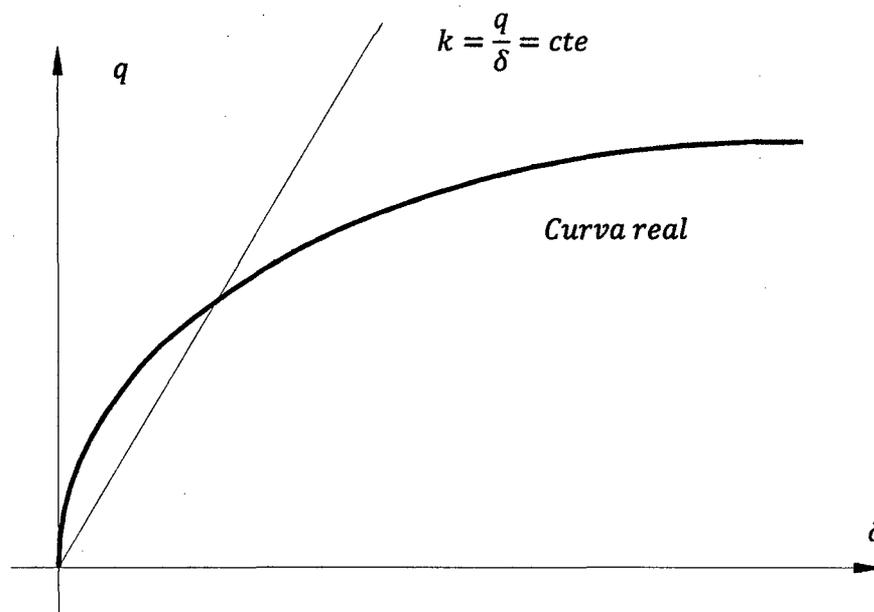
$$y = Cte \times \frac{q}{k} \quad (4.8)$$

En muchos casos esta utilización de  $1/k = Cte$ . Se realiza en forma totalmente independiente de las tensiones admisibles y aún, lo que es más grave, de las tensiones de rotura del suelo.

En el gráfico de la Figura N° 4.4 se ve claramente que si no se limita el valor de la tensión  $\sigma$  a un valor menor a la tensión admisible ( $\sigma_{adm.}$ ) o a un valor menor a la tensión de rotura ( $\sigma_{rot.}$ ) y aplicamos directamente a "k" para calcular una constante de resorte,

$$q = k \times y$$

Se corre el riesgo de que esta metodología de cálculo de los esfuerzos, conlleva a considerar valores muy superiores a los límites básicos expresados en el párrafo anterior.



Fuente, Leoni A. (2012).

Figura N° 4.4: Representación de un ensayo de plato de carga.

Por ello, en la utilización de "k" como un parámetro constante, tener claro que el mismo puede ser representativo solamente para un rango muy reducido de tensiones o para pequeñas deformaciones.

## 4.2 COEFICIENTE DE BALASTO EN PAVIMENTOS

El módulo de balasto (k) de la superficie en que se apoya el pavimento ó Módulo efectivo de la subrasante, es el valor de la capacidad soporte del suelo, la cual depende del Módulo de Elasticidad de la subbase.

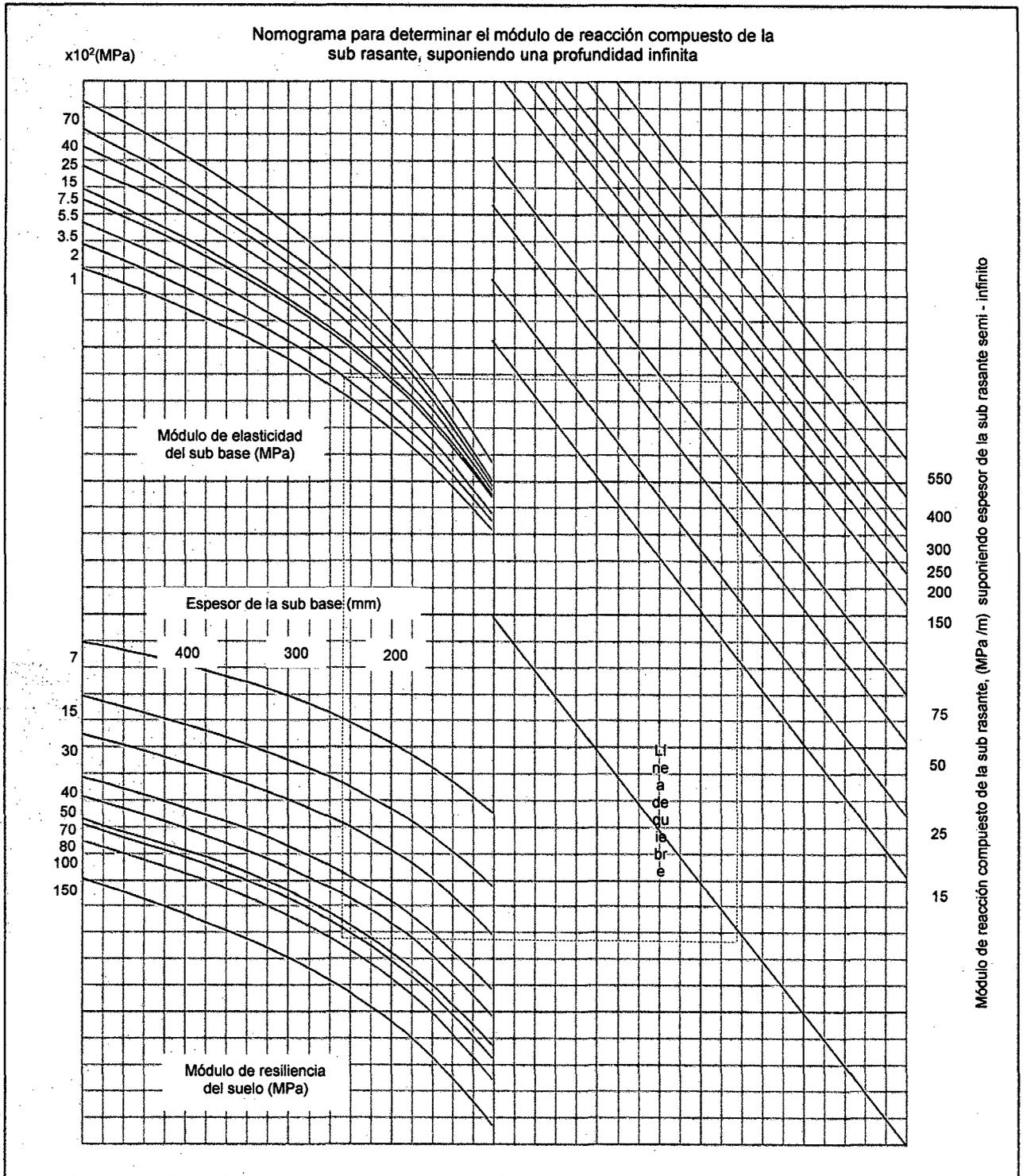
Para la determinación del Módulo de elasticidad de la sub base, es factible la correlación con el uso de otros parámetros, tales como el CBR. Es recomendable que el Módulo de elasticidad de la subbase no sea mayor de 4 veces de la subrasante.

Ya que el valor del Módulo de resiliencia ( $M_r$ ) de la subrasante, cambia a lo largo del año debido a ciclos de enfriamiento y calentamiento, para determinar el valor efectivo del módulo de reacción de la subrasante ( $k$ ), es necesario calcularlo para cada mes del año.

Haciendo uso del monograma de la Figura N°4.5, en el que se tienen como variables de entrada el Módulo de resiliencia de la subrasante, el espesor de subbase y el coeficiente de elasticidad de la misma, se obtiene el Módulo de reacción compuesto de la subrasante (Coronado J. 2002).

**Ensayo de plato de carga**, en la Figura N° 4.1 se muestra el ensayo de plato de carga. Para el caso de pavimentos lo rige la norma AASHTO T-222. Este ensayo consiste en cargar un plato y medir la presión necesaria para producir una determinada deformación en el suelo.  $k$  es el cociente de dividir la presión ( $q$ ) aplica entre la deformación ( $y$ ) producida en el suelo, tal como se indica en la ecuación (4.1).

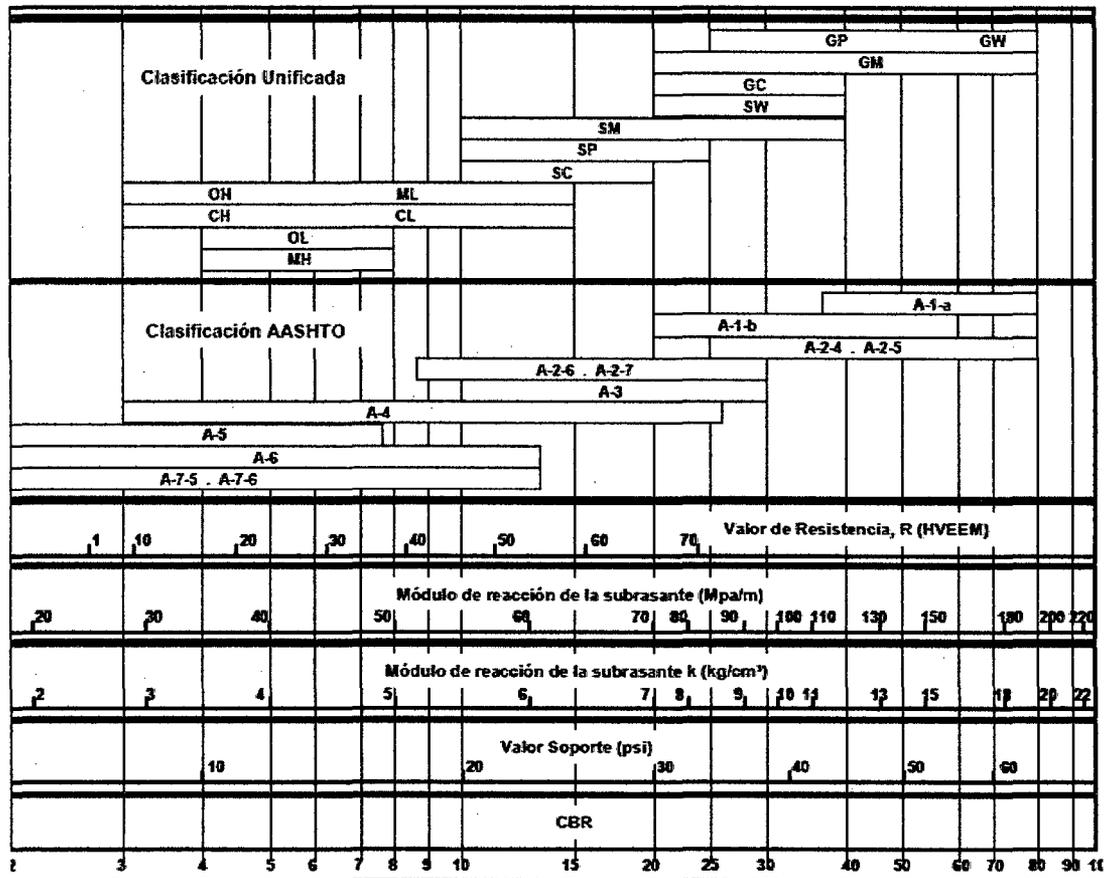
El valor de  $k$  está en función del plato de carga, ya que los diámetros igual a 36" se usa para pavimentos rígidos y los de 12" a 18" para pavimentos flexibles.



Fuente, Coronado J. (2002).

Figura N° 4.5: Módulo compuesto de reacción de la subrasante.

En la mayoría de los proyectos con carácter temporal es muy difícil realizar los ensayos de platos de carga o los ensayos triaxiales para determinar el módulo de resiliencia (Coronado J. 2002). Los estudios de mecánica de suelos para estos proyectos temporales, nos brindan información como: la clasificación de suelos, CBR, y entre otros. Con las correlaciones de las Figuras N° 4.5 y 4.6 es posible estimar aproximadamente los parámetros como módulo de reacción k a partir del tipo de suelo y/o el CBR.



Fuente, Coronado J. (2002).

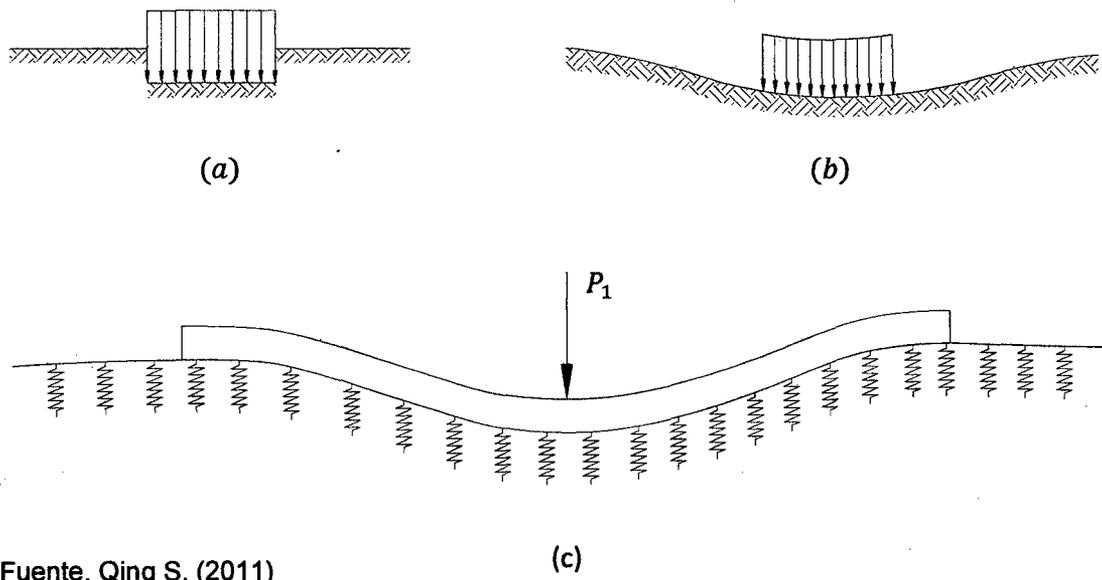
Figura N° 4.6: Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos.

### 4.3 ANÁLISIS DE FUNDACIONES ELÁSTICAS

#### 4.3.1 Fundación de Winkler.

Cimentación de Winkler, el suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos como se muestra en la Figura N° 4.7 (c). La constante elástica de esos resortes supuestos se denomina el coeficiente  $k$  de balasto. El modelo de Winkler supone que cada punto del suelo se comporta independientemente de las cargas existentes en sus alrededores (lo que implica que no hay cohesión), esta situación no ocurre en la realidad (Das, M. 2001).

En la Figura N°4.7 (a) y (b) se muestra los Modelos de la deflexión de fundaciones bajo una presión uniforme, sin la presencia de la viga. La primera (a) representa la fundación de Winkler y la segunda (b) representa una fundación elástica donde si toma en consideración la interacción de cada punto del suelo entre sí, este modelo es la que más se aproxima a la realidad, sin embargo requiere un procedimiento de análisis más complejo (Qing S. 2011).



Fuente, Qing S. (2011)

Figura N° 4.7 (a) Fundación de Winkler (b) Suelo de fundación elástica (c) Interacción de viga – suelo según el Modelo de Winkler.

Se asume una relación lineal entre la presión aplicada  $p_0$  (kPa) a la fundación y la deformación  $w$  (m) de la misma.

$$p_0 = k_0 w \quad (4.9)$$

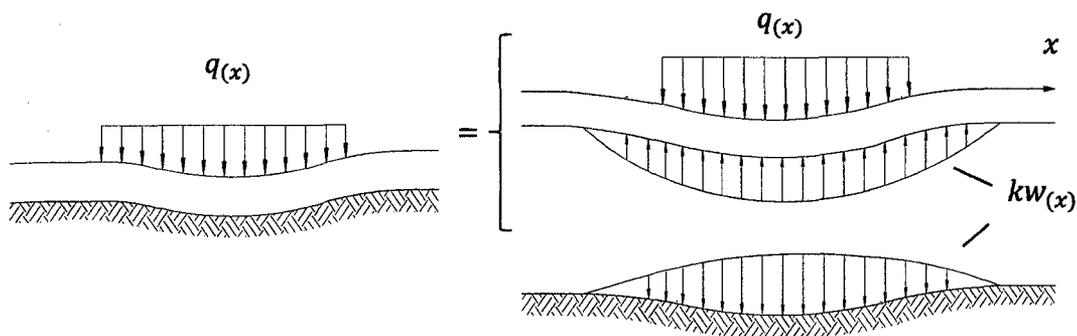
Dónde:  $k_0$  (kPa/m) es el coeficiente de balasto. Para una viga con un ancho  $B$ , se usa:

$$p = k_0 B w = k w \quad (4.10)$$

Siendo las unidades de  $k$  es kPa y  $p$  es kN/m

De la ecuación 4.10  $k = k_0 B$

Efecto de la fundación Winkler sobre la viga, el presente análisis no toma en cuenta los esfuerzos generados en el suelo. Las cargas aplicadas a la viga se redistribuyen y llegan al suelo con una menor presión, esto debido a que el área de aplicación es mayor. Ver Figura N°4.8.



Fuente, Qing S. (2011)

Figura N°4.8 Efecto de la fundación sobre una viga con una carga  $q(x)$ .

### 4.3.2 Vigas sobre fundaciones

En esta sección se realiza el planteamiento de la ecuación de modelo de una viga apoyada sobre el suelo, con diferentes tipos de carga como: concentradas (carga puntual), cargas distribuidas y entre otras.

De los fundamentos de la mecánica de materiales (teoría de placas y vigas). Que toma las siguientes hipótesis: los planos se mantiene planos después de la deformación, las deformaciones por corte son mínimas. Planteando las ecuaciones de equilibrio de la Figura N° 4.9 (b) se obtiene.

$$\frac{\partial V}{\partial x} = -q \quad (4.11)$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = V \quad (4.12)$$

Combinando las ecuaciones (4.3) y (4.4) tenemos

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = -q \quad (4.13)$$

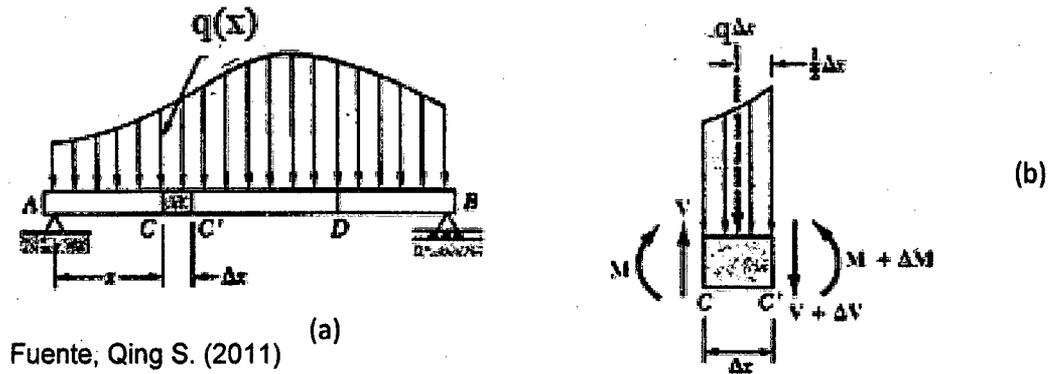
A si mismo

$$M = -EI \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (4.14)$$

Ecuación de la deformada de la viga.

Por lo tanto

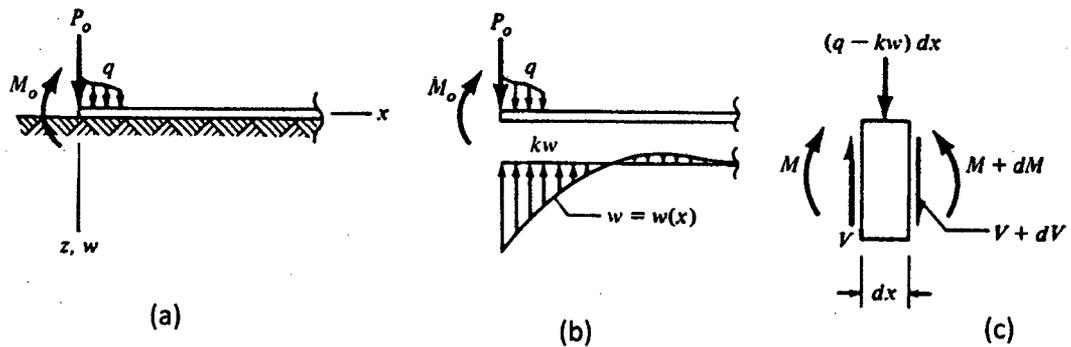
$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = q \quad (4.15)$$



Fuente: Qing S. (2011) (a)

Figura N°4.9 (a) Viga simplemente apoyada bajo una carga  $q(x)$  (b) Fuerzas que actúan sobre un elemento diferencial de la viga.

Comportamiento de viga sobre la fundación de Winkler. La interacción del suelo con la estructura se representará como una carga distribuida.



Fuente: Qing S. (2011)

Figura N° 4.10 (a) Carga arbitraria sobre una viga apoyada elásticamente (b) Reacción  $kw$  de una fundación Winkler. La curva de  $w = w(x)$  es la forma desviada de la viga. (c) Fuerzas que actúan sobre un elemento diferencial de la viga.

Escribiendo las ecuaciones de equilibrio de la Figura N°4.10 (c) se obtiene

$$\frac{\partial V}{\partial x} = -q + kw \quad (4.16)$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = V \quad (4.17)$$

Combinando las ecuaciones (4.3) y (4.4) tenemos

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = -q + kw \quad (4.18)$$

A si mismo

$$M = -EI \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (4.19)$$

Por lo tanto

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + kw = q \quad (4.20)$$

### Solución de la ecuación.

La ecuación diferencial (4.20) es la que gobierna el comportamiento de la viga sobre suelo de fundación elástica.

Introduciendo el parámetro ( $\beta$ )

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (4.21)$$

La solución de la ecuación (4.12) puede ser escrito de la siguiente forma

$$w(x) = e^{-\beta x} [C_1 \text{sen}(\beta x) + C_2 \text{cos}(\beta x)] + e^{-\beta x} [C_3 \text{sen}(\beta x) + C_4 \text{cos}(\beta x)] \quad (4.22)$$

$C_1, C_2, C_3, C_4$  son constantes de integración, que se determinan cuando  $w(x)$  es conocida.  $V, M, \theta, \sigma$  etc. se pueden calcular por las formulas correspondientes.

Para mayor comodidad de cálculo se definen los siguientes símbolos:

$$A_{\beta x} = e^{-\beta x} [\text{cos}(\beta x) + \text{sen}(\beta x)] \quad (4.23)$$

$$B_{\beta x} = e^{-\beta x} [\text{sen}(\beta x)] \quad (4.24)$$

$$C_{\beta x} = e^{-\beta x} [\cos(\beta x) - \text{sen}(\beta x)] \quad (4.25)$$

$$D_{\beta x} = e^{-\beta x} [\cos(\beta x)] \quad (4.26)$$

Las cantidades están relacionadas por ciertos derivados.

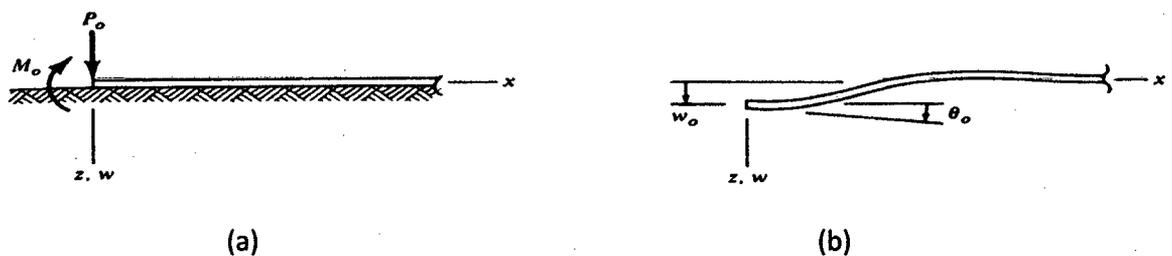
$$\frac{\partial [B_{\beta x}]}{\partial x} = \beta C_{\beta x} \quad (4.27)$$

$$\frac{\partial [D_{\beta x}]}{\partial x} = -\beta A_{\beta x} \quad (4.28)$$

$$\frac{\partial [A_{\beta x}]}{\partial x} = -2\beta B_{\beta x} \quad (4.29)$$

$$\frac{\partial [C_{\beta x}]}{\partial x} = 2\beta D_{\beta x} \quad (4.30)$$

#### 4.3.3 Viga semi-infinita con carga puntual



Fuente, Qing S. (2011)

Figura N° 4.11 (a) Las cargas concentradas  $P_0$  y  $M_0$  en el extremo de una viga semi-infinita en una fundación de Winkler. (b) deflexión ( $w_0$ ) y rotación ( $\theta_0$ ) =  $(dw / dx) x = 0$ , ambos se muestran en el sentido positivo.

Dos tipos de condiciones de contorno

(01) Escribir  $P_0$  y  $M_0$  en  $x=0$

(02) Escribir  $w_0$  y  $\theta_0$  en  $x=0$

Tomando la condición (01)

Para la condición de frontera (01)

En la expresión general de la solución  $w(x) = 0$  cuando  $X \rightarrow \infty$ , de donde se obtiene  $C_1=C_2=0$ . Las otras dos condiciones de contorno determinar  $C_3, C_4$ .

$$M|_{x=0} = -EI \left. \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right|_{x=0} = M_0 \quad (4.31)$$

$$C_3 = \frac{-2\beta^2 M_0}{k} \quad (4.32)$$

$$V|_{x=0} = -EI \left. \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} \right|_{x=0} = -P_0 \quad (4.33)$$

$$C_4 = \frac{2\beta^1 P_0}{k} - \frac{2\beta^2 M_0}{k} \quad (4.34)$$

Y finalmente tenemos.

$$w(x) = \frac{2\beta P_0}{k} D_{\beta x} - \frac{4\beta M_0}{k} C_{\beta x} \quad (4.35)$$

$$\theta(x) = -\frac{2\beta^2 P_0}{k} A_{\beta x} + \frac{4\beta^2 M_0}{k} D_{\beta x} \quad (4.36)$$

Todas las expresiones  $M(x), V(x), w(x), \theta(x)$  son curvas sinusoidales amortiguadas

#### 4.3.4 Viga infinita con carga concentrada.

Para una fuerza concentrada haciendo uso de la solución anterior

Figura 4.6 (a) Carga concentrada  $P_o$  ubicada en  $x = 0$  en una viga uniforme e infinita que descansa sobre una fundación de Winkler. (b - e) las curvas de deflexiones, rotación, momento de flexión, y la fuerza de corte transversal en la viga. Estas curvas son proporcionales a  $A_{\beta x}$ ,  $B_{\beta x}$ ,  $C_{\beta x}$ ,  $D_{\beta x}$ , respectivamente.

Al utilizar la solución para la viga semi-infinita bajo carga concentrada, tenemos:

En la ecuación (4.28) para  $x=0$ ,  $\theta_{(x)}=0$ , luego tenemos la siguiente relación

$$M_o = \frac{P_o}{4\beta} \quad (4.37)$$

Debido a la simetría (espejo en  $x = 0$ ), tenemos  $V = 0$  en  $x = 0$ . Sustituyendo  $P_o / 2$  y  $M_o = P_o / 4\beta$  en la solución anterior (semi-infinita viga bajo carga concentrada y el momento al final), se obtiene la solución para la viga infinita, aquí tenemos las siguientes expresiones.

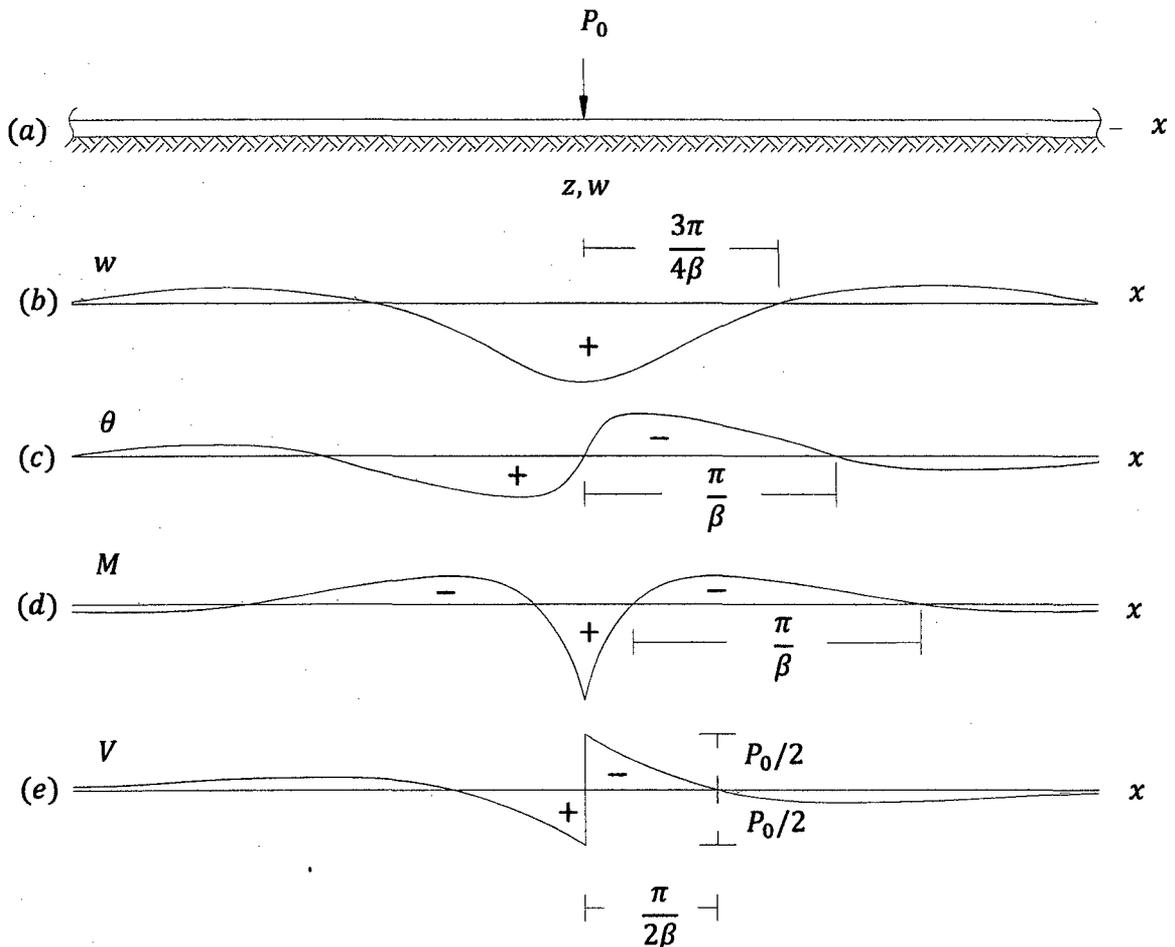
$$w = \frac{\beta P_o}{2k} A_{\beta x} \quad (4.38)$$

$$\theta = -\frac{\beta^2 P_o}{k} B_{\beta x} \quad (4.39)$$

$$M = \frac{P_o}{4\beta} C_{\beta x} \quad (4.40)$$

$$V = -\frac{P_o}{2} D_{\beta x} \quad (4.41)$$

Notas: En estas soluciones,  $x$  debe ser  $x \geq 0$ , para  $x < 0$ , el  $w(x)$ ,  $M(x)$ ,  $q(x)$  y  $V(x)$  debe ser obtenida de la condiciones de simetría y anti simetría:  $w(x) = w(-x)$ ,  $Q(x) = -Q(-x)$ ,  $M(x) = M(-x)$ ,  $V(x) = -V(-x)$ .



Fuente, Qing S. (2011)

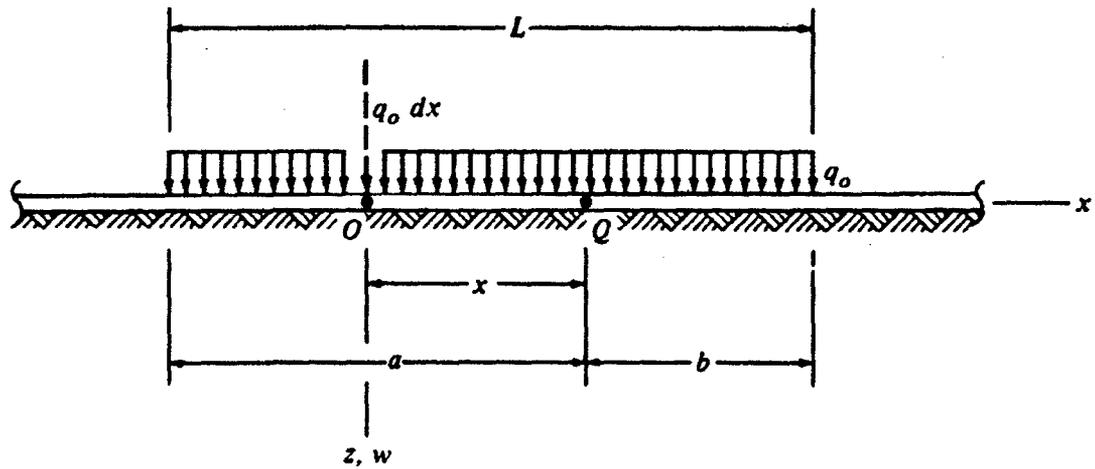
Figura N° 4.12 Comportamiento de una viga infinita con carga concentrada.

#### 4.3.5 Viga infinita con una carga uniforme distribuida en una longitud "L"

Método de superposición.

Partiendo de la solución básica: viga infinita con una carga concentrada  $P_0$ , en la ecuación (4.30) reemplazando  $P_0$  por carga  $q_0 dx$  tenemos.

$$dw = \frac{\beta q_0 dx}{2k} A_{\beta x} \quad (4.42)$$



Fuente, Qing S. (2011)

Figura N° 4.13 Carga uniformemente distribuida  $q_0$ , en una longitud  $L = a + b$  sobre una viga infinita en una fundación Winkler.

Integrando la ecuación (4.42) la deflexión total en Q es

$$w_Q = \frac{\beta q_0}{2k} \left[ \int_0^a A_{\beta x} dx + \int_0^b A_{\beta x} dx \right] = -\frac{q_0}{2k} \left[ D_{\beta x} \Big|_0^a + D_{\beta x} \Big|_0^b \right]$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b}) \quad (4.43)$$

Por la misma integración, se obtiene M, Q, y V en Q

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b}) \quad (4.44)$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b}) \quad (4.45)$$

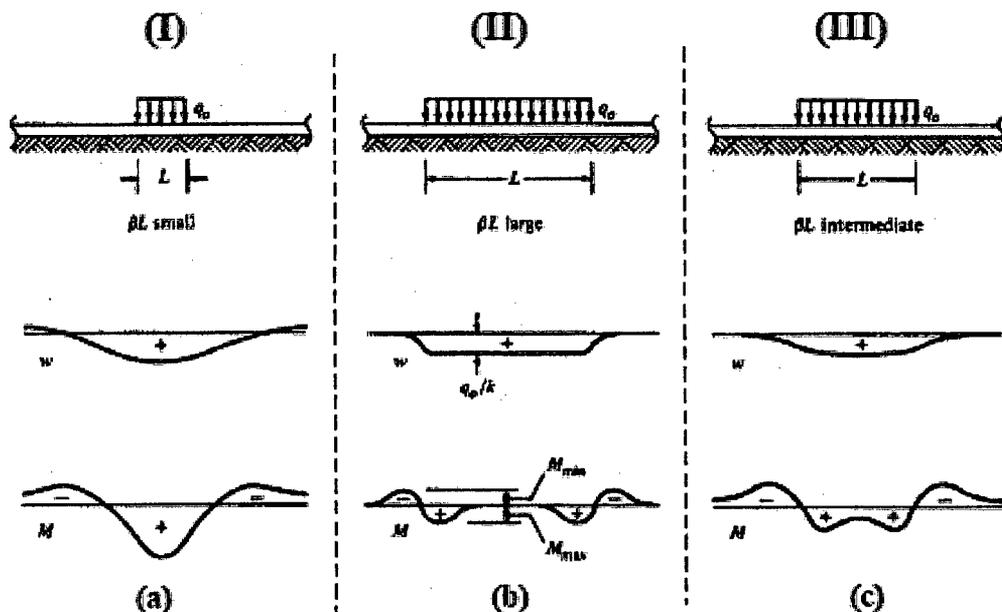
$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b}) \quad (4.46)$$

Es útil identificar tres casos:

(I)  $\beta L$  es pequeño (o  $\beta$  es pequeño),  $L$  es pequeña: La deflexión y momento de flexión son mayores en el medio de la luz  $L$ , la condición correspondiente es que  $\beta L \leq \pi$ .

(II)  $\beta L$  es grande: (1) deflexión es constante en la porción central  $w = q_0 / k$ , y el momento flector es cero, excepto en la vecindad de los extremos de la zona de carga.

(III) Los valores intermedios de  $\beta L$ .  $\beta L > \pi$ .



Fuente, Qing S. (2011)

Figura N°4.14 Deflexión y momento de flexión en una viga uniforme e infinita cargada con una carga  $q_0$ , sobre una fundación de Winkler.

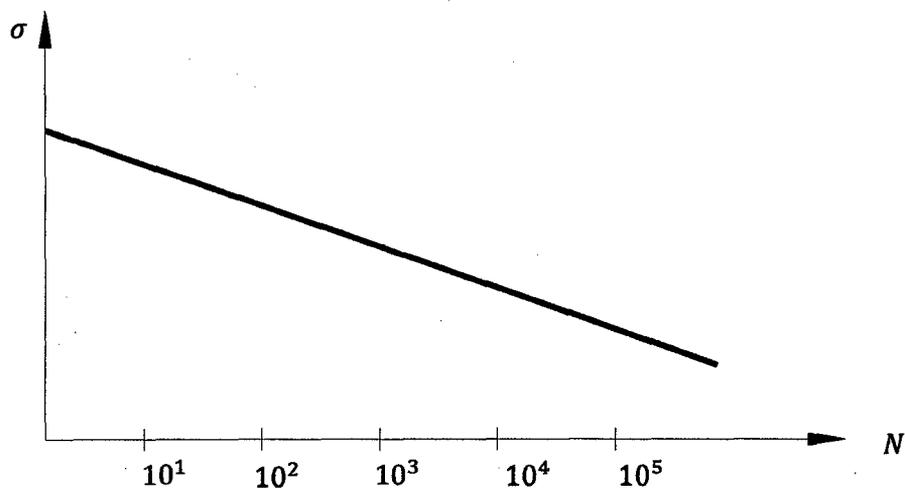
## CAPÍTULO V: DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS

### 5.1 FATIGA DE MATERIALES

Los materiales se pueden romper si se les aplica repetidamente un gran número de sollicitación cuya amplitud sea menor que su resistencia a la ruptura instantánea. Este fenómeno de fatiga es muy importante en las construcciones, como por ejemplo la sollicitación por flexión de una pieza rotante, la sollicitación de los materiales de vías debido al paso repetido de vehículos pesados, las sollicitaciones provenientes de los fenómenos de vibración (estructura de un avión), entre otras (Reyes F. 2003).

Wöhler fue uno de los primeros científicos que se dedicaron a estudiar este fenómeno hace unos 150 años. Gracias a esto y a numerosas investigaciones sobre los metales, ya se tiene conocimiento muy importante al respecto; lo mismo debe hacerse con los materiales de vías.

El comportamiento de la fatiga de un material consiste en someter una probeta a sollicitaciones repetitivas e idénticas para determinar el número de repeticiones que la llevarán a la ruptura. La curva resultante se conoce como la curva de Wöhler.



Fuente, Reyes F. (2003).

Figura N° 5.1 Curva de Wöhler.

El valor de la sollicitación para la cual la probeta soportaría N ciclos antes de romperse se llama resistencia a la fatiga. El número de ciclos antes de la ruptura se denomina duración de vida.

#### 5.1.1 Límite de fatiga

Para materiales tales como aceros, se puede comprobar que a un cierto valor de amplitud de la sollicitación se le puede aplicar un número infinito de veces sin que haya ruptura, esta estas sollicitación se llama límite de fatiga. Para los metales, dicho límite se encuentra entre 0.3 y 0.6; 0.3 es para los materiales de resistencia elevada y de ruptura instantánea frágil, mientras que los valores cercanos a 0.6 corresponden a los materiales de resistencia débil y ruptura instantánea dúctil. A ciertos materiales, como las bases bituminosas, nunca se les ha podido evidenciar tal límite, y puede haber fatiga cualquiera que sea el valor de la amplitud de la sollicitación (Reyes F. 2003).

#### 5.1.2 Comportamiento mecánico de los suelos

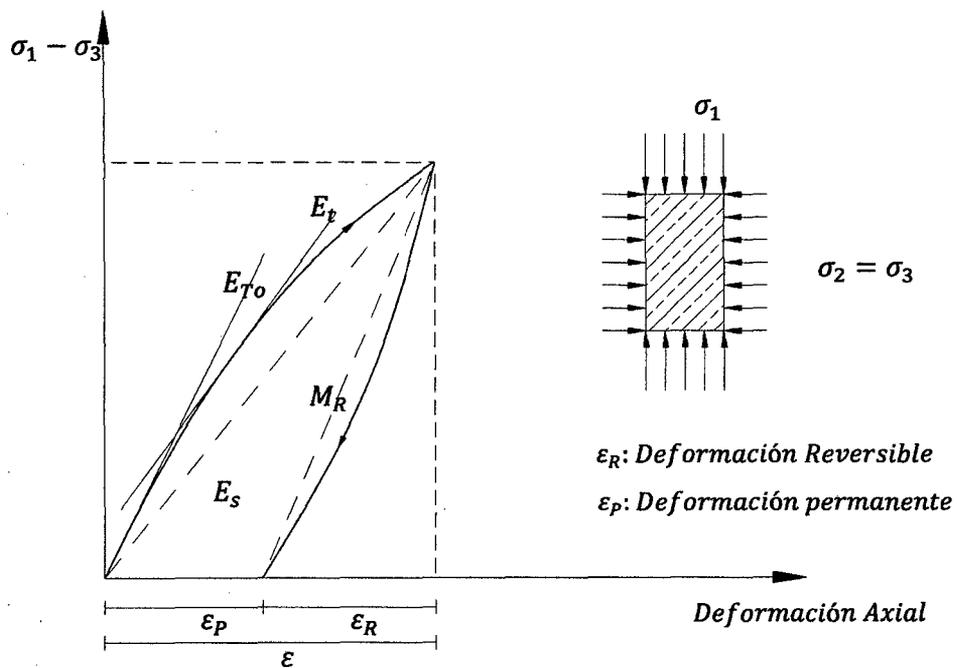
El procedimiento lógico para el buen conocimiento de la sub rasante de la calzada tiene en cuenta tres etapas distintas:

- Una identificación geotécnica, que permita aproximar el comportamiento predecible del suelo al comportamiento general de una familia conocida. Esta etapa se fundamenta en la clasificación de los suelos.
- Un estudio de los parámetros de estado, pues para una familia de suelos existe parámetros característicos de su comportamiento, por ejemplo el Proctor y el CBR.
- Una evaluación de la capacidad portante, que va a depender del contenido de agua, apoyado también por el CBR. La ley de comportamiento del suelo requiere ensayos triaxiales bajo cargas dinámicas.

La ley de comportamiento de un material está ligada al estado de esfuerzos y deformaciones. Desde este punto de vista, el comportamiento de un suelo se analiza en el laboratorio (ensayos triaxiales) o directamente sobre el terreno (ensayos de placa).

En el caso de un suelo que no es ni homogéneo ni isotrópico, tratar de buscar el módulo de elasticidad es una simplificación útil para definir su comportamiento. El ensayo triaxial permite determinar cuatro módulos distintos.

- El módulo tangente en el origen,  $E_{T0}$
- El módulo tangente para un valor intermedio de la deformación,  $E_t$
- El módulo secante,  $E_s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon}$
- El módulo resiliente,  $M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_r}$



Fuente, Reyes F. (2003).

Figura N° 5.2 Definición de diferentes módulos de deformación.

El módulo varía en función del estado de esfuerzos definidos por  $\sigma_1$  y  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , la curva esfuerzo deformación axial se muestra en la Figura N°5.2.

El modulo resiliente  $M_R$  es aquel que caracteriza mejor el estado del suelo y la elasticidad adquirida luego de algunos ciclos de carga. Este módulo se relaciona así con el estado de esfuerzo (Reyes F. 2003).

## 5.2 MÓDULOS RESILIENTES PARA SUELOS

$$M_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r} \quad (5.1)$$

$M_R$  = Módulo de resiliencia

$\sigma_1$  = Esfuerzo principal mayor

$\sigma_3$  = Esfuerzo principal menor

$\varepsilon_r$  = Deformación recuperable

Durante pruebas de carga repetida se observa que después de un cierto número de ciclos de carga, el módulo llega aproximadamente constante y la respuesta del suelo puede asumirse como elástica. Al módulo que permanece constante se le llama módulo de resiliencia. Este concepto aplica tanto para suelos finos como para materiales granulares.

Así entonces, el concepto de módulo de resiliencia está ligado invariablemente a un proceso de carga repetida.

El parámetro Módulo de Resiliencia, a través de las investigaciones, se ha constituido como un elemento fundamental en el diseño de pavimentos y ha despertado gran interés en el desarrollo de procedimientos de diseño con bases mecanicistas; los cuales lo introducen como un elemento que caracteriza de manera racional el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales que conforman la estructura. Otra gran ventaja es que, con el avance en la computación, se ha podido someter al análisis teorías que pueden aplicarse en forma práctica a las condiciones de diseño.

Actualmente existe una gran tendencia a utilizar los métodos de diseño mecanicistas, ya que muchas agencias están incorporando este parámetro para sus diseños; una de ellas es la guía AASHTO (1993), en cuya aplicación se emplean y se toman en cuenta muchos aspectos como: tránsito, comportamiento del pavimento durante su vida útil, características del suelo que es empleado en las diferentes capas, condiciones ambientales, drenaje, confiabilidad, etc. Este diseño se efectúa mediante nomogramas de diseño o catálogos de estructuras.

Además, por el amplio uso de la computadora, la tendencia es a utilizar directamente los nuevos métodos de diseño; empleando modalidades distintas en el análisis estructural, considerando sistemas multicapas o mediante la aplicación de programas que emplean elementos finitos.

Es muy importante tener en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen las capas del pavimento, ya que de ellas depende la obtención del módulo de resiliencia.

Dado que la carga aplicada usualmente es pequeña, la prueba del módulo de resiliencia es una prueba no destructiva y la misma probeta puede ser utilizada para varios ensayos bajo cargas y condiciones ambientales distintas.

El módulo de resiliencia es una medida de la propiedad elástica de los suelos que reconoce a su vez las características no lineales de su comportamiento. El módulo de resiliencia puede ser usado directamente para el diseño de pavimentos flexibles, pero también puede ser convertido a un módulo de reacción de la subrasante (valor de k). para tomar en cuenta las incertidumbre es recomendable usar el valor medio de los ensayos de laboratorio.

Es necesario efectuar ensayos de  $M_r$  en el laboratorio, sobre muestras de suelo que representen las condiciones de tensión y humedad que simulen bajo las cuales estarán en el transcurso del año. Con estas pruebas se establece una relación en el laboratorio, de las condiciones entre el módulo de resiliencia y la humedad.

Se determina el módulo de resiliencia en el lugar, por medio de las deflexiones obtenidas en los pavimentos; el módulo de resiliencia se ajusta para analizar las posibles diferencias que existen entre los resultados de laboratorio y los obtenidos en el lugar.

Convenientemente se han reportado factores que pueden ser usados para estimar el módulo de resiliencia ( $M_r$ ) con el CBR.

Entre las correlaciones que se han propuesto se recomienda las siguiente:

Para materiales de sub-rasante con CBR igual o menor a 7.2%

$$M_r = 1,500 \times CBR \quad (5.2)$$

Para materiales con CBR mayor de 7.2% pero menor o igual a 20.0 %

$$M_r = 3,000 \times (CBR)^{0.65} \quad (5.3)$$

Para valores de CBR mayores a 20% se deberán emplear otras formas de correlacion, tal como la recomendada por la propia Guia de Diseño AASHTO-93.

$$M_r = 4,326 \times \ln(CBR) + 241 \quad (5.4)$$

El valor resultante de estas correlaciones se mide en unidades de psi (lb/pulg<sup>2</sup>)

Estas ecuaciones dentro del Programa PAS (Pavement Analysis System) toman, para el material de sub-rasante, las siguientes expresiones:

CBR ≤ 7.2%

$$M_r = 875.15 \times CBR + 1,386.79 \quad (5.5)$$

7.2% < CBR ≤ 20.0%

$$M_r = 1,941.54 \times (CBR)^{0.68} \quad (5.6)$$

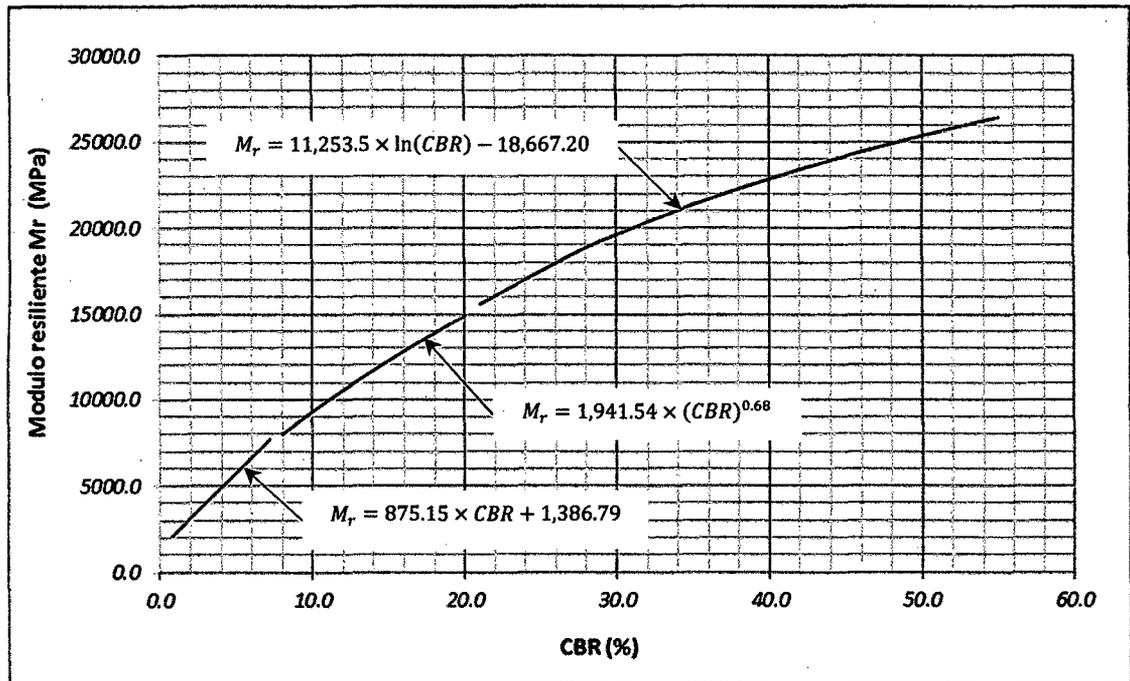
20.0% < CBR

$$M_r = 11,253.5 \times \ln(CBR) - 18,667.20 \quad (5.7)$$

Cuadro N°5.1 Valores correlativos entre el Módulo de resiliencia y el CBR(%)  
según las ecuaciones 5.4, 5.5 y 5.6

CBR (%) ≤7.2	Módulo de resiliencia (psi)	7.2 < CBR (%) ≤20	Módulo de resiliencia (psi)	20 < CBR (%)	Módulo de resiliencia (psi)
0.8	2086.9	8.0	7984.5	21.0	15594.3
1.6	2787.0	9.0	8650.3	27.5	18629.0
2.4	3487.2	10.0	9292.8	30.0	19608.2
3.2	4187.3	11.0	9915.	32.5	20508.9
4.0	4887.4	12.0	10519.4	35.0	21342.9
4.8	5587.5	13.0	11107.8	37.5	22119.3
5.6	6287.6	14.0	11681.9	40.0	22845.6
6.4	6987.8	15.0	12243.0	42.5	23527.8
7.2	7687.9	16.0	12792.3	45.0	24171.1
		17.0	13330.7	47.5	24779.5
		18.0	13859.0	50.0	25356.8
		19.0	14378.0	52.5	25905.8
		20.0	14888.4	55.0	26429.3

Fuente, Elaboración propia



Fuente, Elaboración propia.

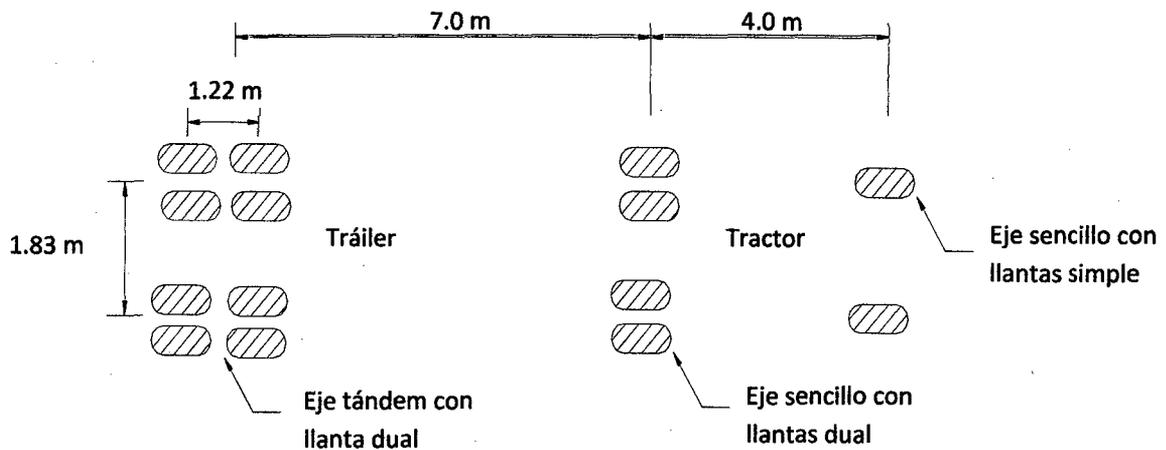
Figura N° 5.3 Grafico correlativo entre el Módulo de resiliencia y el CBR(%).

### 5.3 SOLICITACIONES DE CARGA EN PAVIMENTOS

#### 5.3.1 Composición vehicular y tipos de ejes representativos

En la Figura N°5.3 se muestra la configuración de las ruedas para un semitrailer típico, formada por un eje sencillo con ruedas simples, un eje sencillo con ruedas dual y un arreglo tándem con rueda dual.

La separación de 7 y 4 metros mostrada en la Figura N° 5.4 no debe tener efecto en el diseño de pavimentos, ya que las ruedas están muy separadas y la influencia en los esfuerzos y deformaciones debe ser considerada independientemente. A menos que sea utilizado un eje sencillo de carga equivalente, la consideración de ejes múltiples no es materia fácil. El diseño puede facilitarse si los ejes tándem y trídem son tratados como un grupo y considerados como una repetición (Garnica P.; Gómez A. 2004).



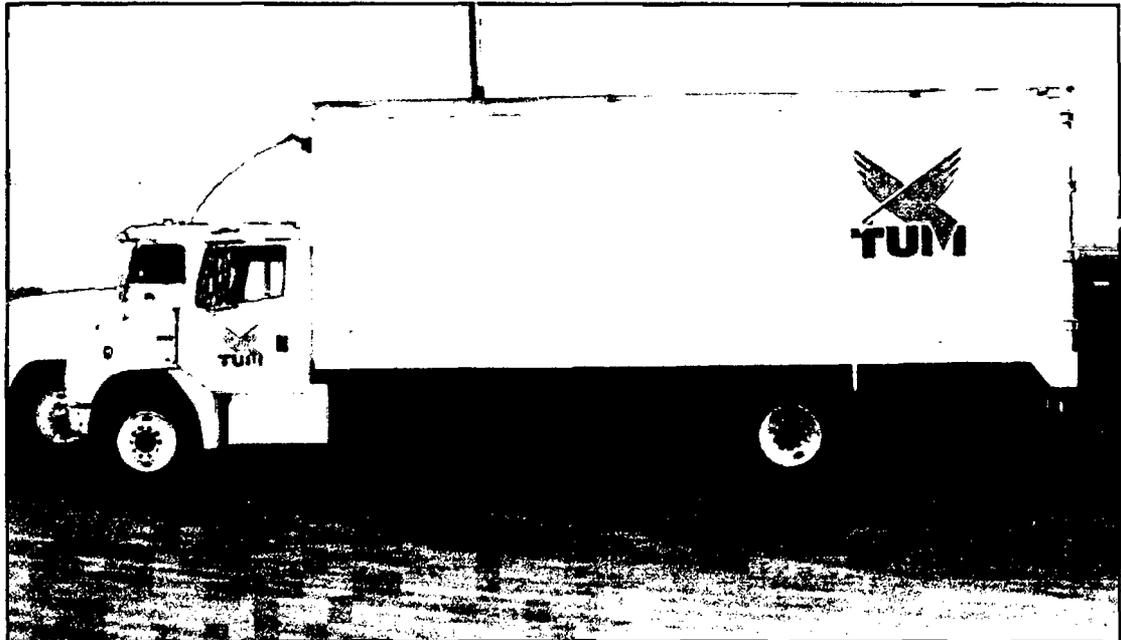
Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

Figura N° 5.4 Configuración de ruedas para un semitrailer típico.

### 5.3.2 Configuración de vehículos de carga

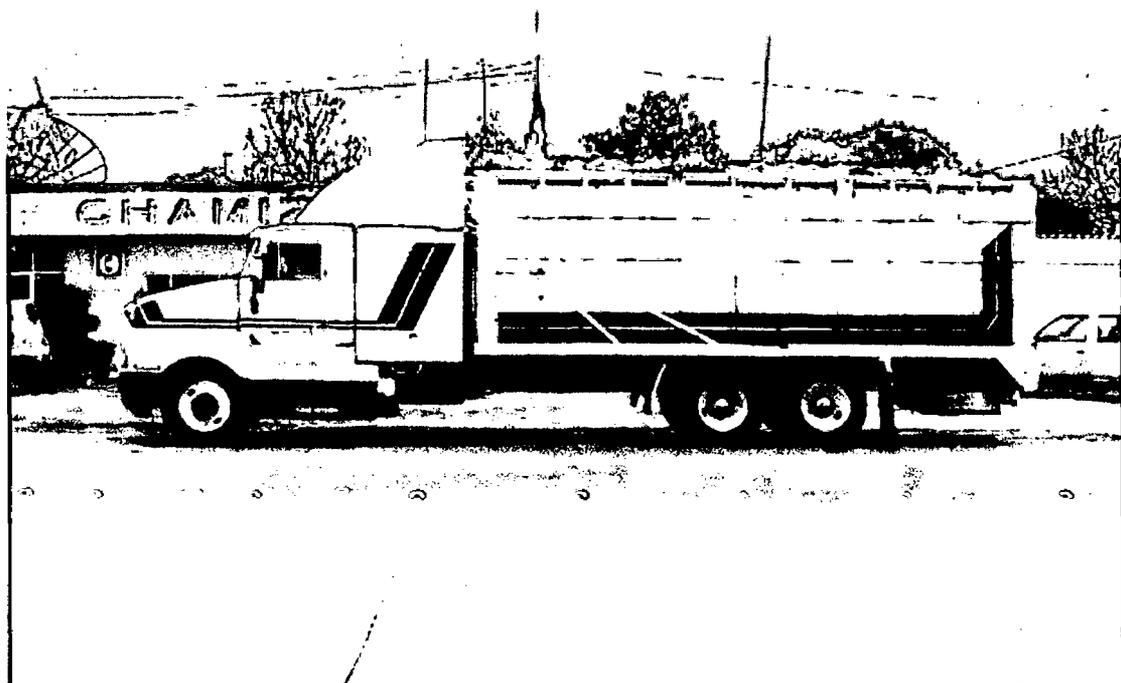
Las configuraciones de carga vehicular más significativas son:

- Camión de carga de 2 ejes C2 (Figura N°5.5 - a)
- Camión de carga de 3 ejes C3 (Figura N°5.5 - b)
- Tractocamión de 3 ejes con semiremolque de 2 ejes T3-S2 (Figura N°5.5 - c)
- Tractocamión de 3 ejes con semiremolque de 3 ejes T3-S3 (Figura N°5.5 - d)
- Tractocamión de 3 ejes con semiremolque de 2 ejes y remolque de 4 ejes T3-S2-R4 (Figura N°5.5 - e).



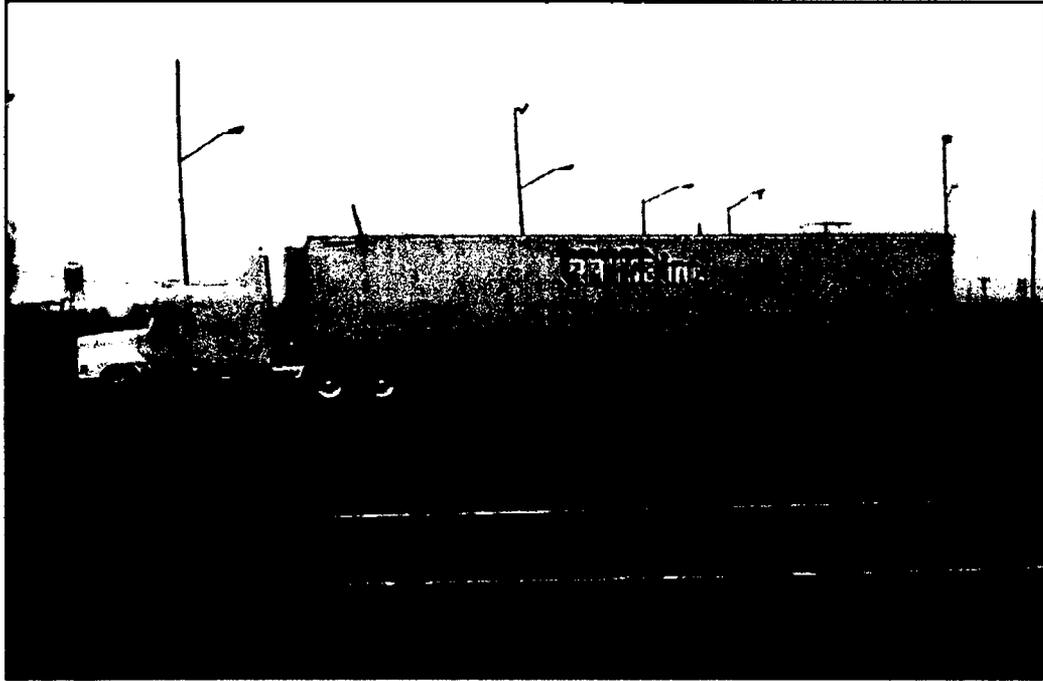
Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

Figura N°5.5 – a Configuración de vehículos C2 (eje delantero sencillo y trasero dual).



Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

Figura N°5.5 – b Configuración de vehículos C3 (eje delantero sencillo y traseros duales).



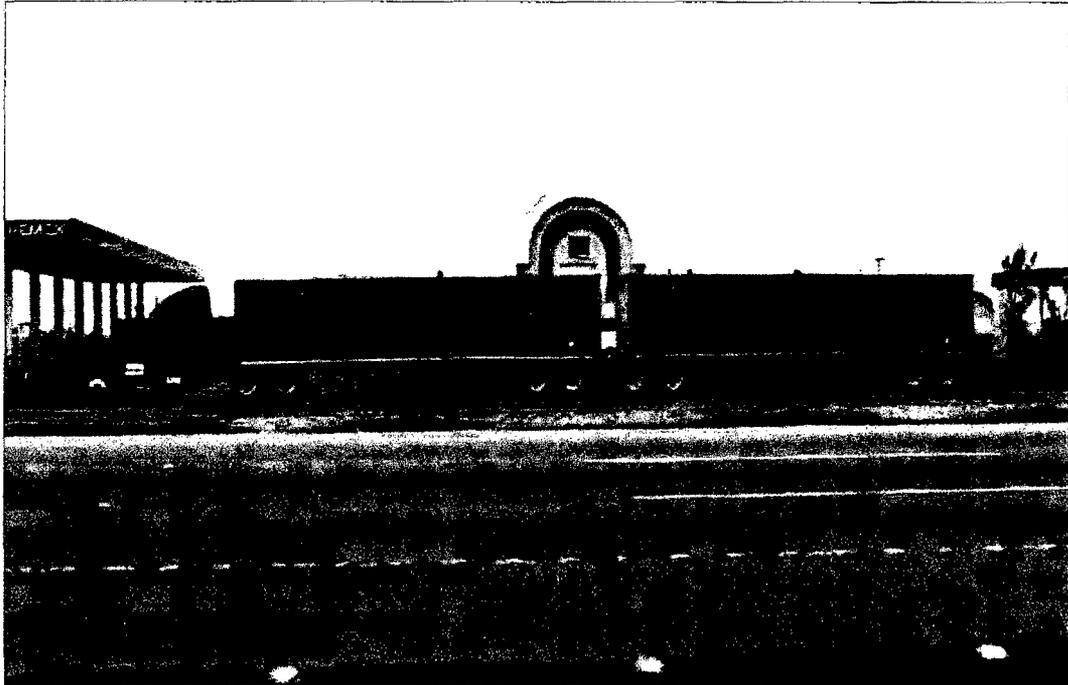
Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

Figura N°5.5 – c Configuración de vehículos T3-S2 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque).



Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

Figura N°5.5 – d Configuración de vehículos T3-S3 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión y ejes duales en el semiremolque).



Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

Figura N°5.5 – e Configuración de vehículos T3-S2-R4 (eje delantero sencillo y traseros duales en el tractocamión, ejes duales en el semiremolque y remolque).

El Cuadro N°5.1 muestra las cinco configuraciones más comunes, el peso máximo permitido en el reglamento, así como los pesos promedio de todos los vehículos (cargados y vacíos) encuestados en la década pasada.

Cuadro N°5.2 Peso bruto vehicular máximo reglamentado de todos los vehículos.

Tipo de Vehículo	Peso máximo reglamentado (Ton)
C2	17.5
C3	26.0
T3-S2	44.0
T3-S3	48.5
T3-S2-R4	66.5

Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

El Cuadro N°5.2 muestra las dimensiones principales de los cinco vehículos de carga más comunes.

Cuadro N°5.3 Dimensiones de vehículos.

Tipo de Vehículo	Ancho Max.	Dimensiones (m)								
		Largo		Alto Max.	DE		VD	VT	LR	LS
		Min.	Max.		Min.	Max.				
C2	2.6	12.5	14.0	4.15	3.10	7.0	1.0	3.20		
C3	2.6	12.5	14.0	4.15	6.10	7.1	1.2	2.80		
T3-S2	2.6	16.5	20.8	4.15	14.20	17.0	1.3	2.10		14.6
T3-S3	2.6	16.5	20.8	4.15	17.70	14.6	1.2	1.50		14.6
T3-S2-R4	2.6	23.5	31.0	4.15	26.12	28.5	1.2	1.03	9.14	14.6

Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

Dónde:

DE = Distancia entre ejes

VD = Vuelo delantero

VT = Vuelo trasero

LR = Longitud del remolque

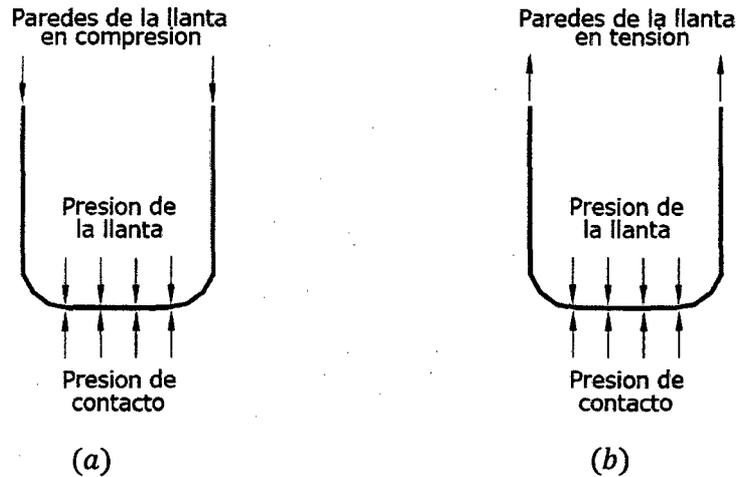
LS = Longitud del semiremolque

### 5.3.3 Forma geométrica de las cargas

La carga del vehículo se transmite al pavimento a través de las ruedas. En los métodos de diseño mecanicistas, es necesario conocer el área de contacto de la llanta con el pavimento, asumiendo que la carga de contacto depende de la presión de contacto (Garnica P.; Gómez A. 2004).

El tamaño del área de contacto depende de la presión de contacto. Como se indica en la Figura N°5.6, la presión de contacto es más grande que la presión de la llanta para presiones bajas de la llanta, debido a que la pared de la misma está en compresión y la suma de las fuerzas verticales de la pared y presión de la llanta deben ser iguales a la fuerza debido a la presión de contacto; la presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta para presiones altas de las llantas, debido a que la pared de la llanta está en tensión. Sin embargo, en el diseño de pavimentos la presión de contacto generalmente se asume igual a la presión de la llanta. Debido a que los ejes de carga pesados tienen presiones

altas y efectos más destructivos en el pavimento, utilizar la presión de llanta como presión de contacto es estar por el lado de la seguridad.



Fuente, Garnica P.; Gómez A. (2004)

Figura N° 5.6 (a) Baja presión de llanta (b) Alta presión de llanta.

Tomando por igual la presión de contacto y el presión de inflado, se calcula el radio del área de contacto para una llanta sola según la formula siguiente.

$$r = \sqrt[2]{\frac{P}{\pi q}} \quad (5.8)$$

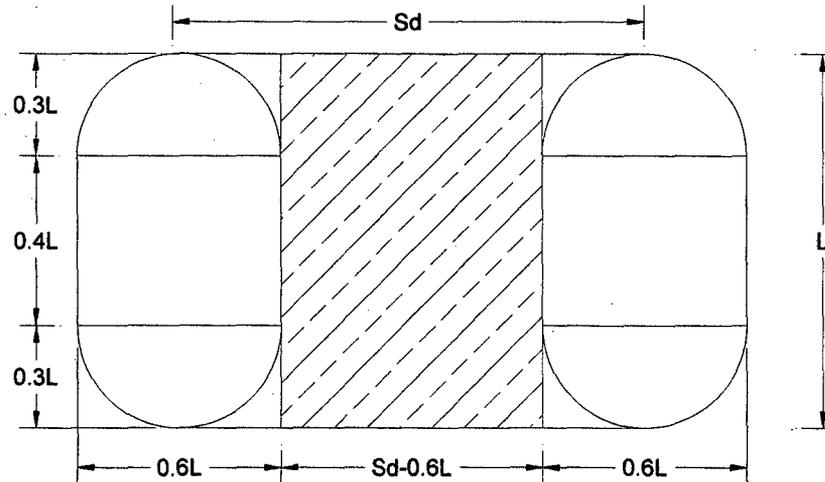
Dónde:

$r$  = radio de área de contacto

$P$  = Peso transmitido a la llanta

$q$  = Presión de inflado

Para el caso de llanta duales se realiza una equivalencia, esto es aplicable cuando la superficie de rodadura es muy rígida (pavimentos de concreto armado se aplica muy bien). El proceso de cálculo es el siguiente.



Fuente, Yang H. (2004)

Figura N° 5.7 (a) Método de conversión de llantas duales a área circular.

Calculo de la longitud "L"

$$\frac{P}{q} = \pi(0.3L)^2 + (0.4L)(0.6L) = 0.5227L^2$$

$$L = \sqrt[2]{\frac{P}{0.5227q}} \quad (5.9)$$

El área circular equivalente es:

$$\pi r^2 = 2 \times 0.5227L^2 + (S_d - 0.6L)(L) = 0.4454L^2 + S_d L$$

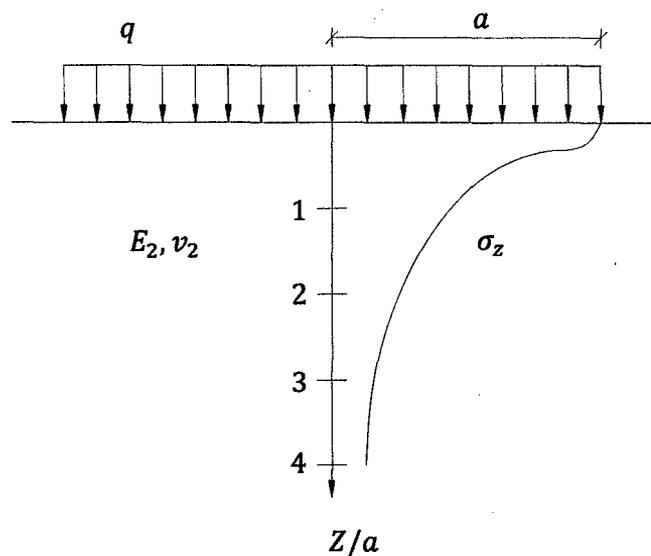
Remplazando la ecuación 5.9

$$r = \sqrt[2]{\frac{0.8521P}{\pi q} + \frac{S_d}{\pi} \left(\frac{P}{0.5227q}\right)^{0.5}} \quad (5.10)$$

## 5.4 MODELOS DE MECÁNICA DE PAVIMENTOS

### 5.4.1 Modelos de Boussinesq

La presión ejercida por un neumático ( $q$ ) es del orden de 0.2 a 0.7 MPa, el cual es un valor elevado para ser soportado por el suelo natural; por tal razón la calzada debe repartir esta presión para llevarla a un nivel tolerable a través de modelos que trabajan las siguientes hipótesis:



Fuente, Reyes F. (2003).

Figura N° 5.8 Difusión del esfuerzo  $\sigma_z$ .

- La carga aplicada a la calzada se esquematiza por una presión  $q$  sobre un círculo de radio  $a$  (Figura 5.8)
- El suelo de soporte se supone elástico con módulo de Young  $E_2$ , la relación de Poisson  $\nu_2$ . Este suelo sólo puede resistir, sin deformarse exageradamente, un esfuerzo vertical admisible ( $\sigma_z$ ), inferior a la presión  $q$ .

Se busca que a una profundidad  $H$  del suelo la presión vertical este suficientemente difusa para no sobrepasar el esfuerzo vertical admisible ( $\sigma_z$ ).

Boussinesq resolvió este problema al proponer que a una profundidad  $z$  el esfuerzo ( $\sigma_z$ ) es igual a:

$$\sigma_z = q_0 \left[ 1 - \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{z^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{2}{3}}} \right] \quad (5.11)$$

A partir de la hipótesis de Boussinesq, se concluye que:

- $\sigma_z$  es proporcional a  $q$  e independiente del masivo
- El espesor  $H$  de la calzada es proporcional al radio del círculo de carga.
- Si el esfuerzo admisible  $\sigma_z$  sobre el masivo es muy pequeño comparado con la presión aplicada  $q$ , se conduce a adoptar espesores muy altos.

#### 5.4.2 Modelos Bicapa

Cuando el esfuerzo vertical sobre el suelo de soporte está limitado por un valor muy pequeño ( $1/10$  o  $1/20$  de  $q$ ), es muy costoso realizar la repartición de presiones por intermedio de un cuerpo granular, debido a que el espesor  $H$  sería muy alto; para disminuir este espesor es conveniente aumentar el soporte entre la capa de la superficie de rodadura  $E1$  y el suelo de soporte  $E2$ . Este resultado se puede obtener con la ayuda de un ligante hidráulico (cemento, cenizas, escoria) o hidrocarbonado (Reyes F. 2003).

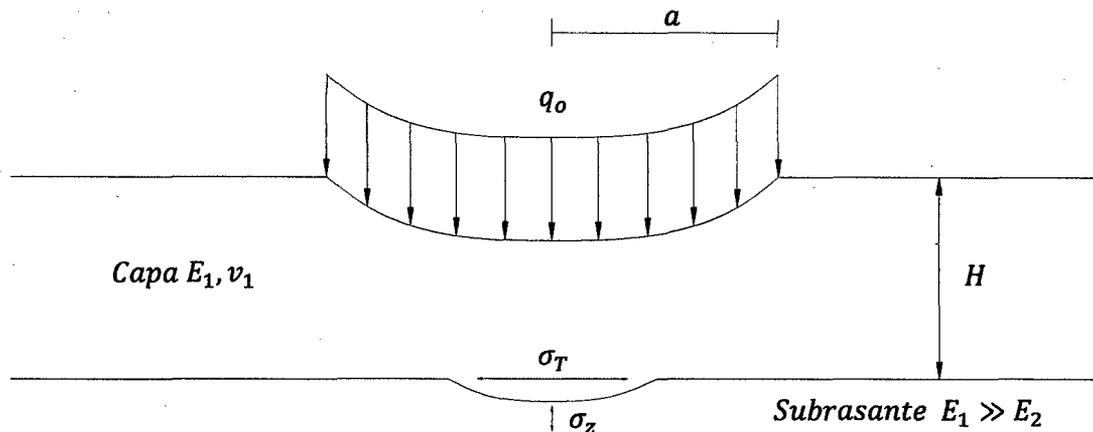
Si por ejemplo el módulo  $E1$  de la capa de arriba es elevado (20 000 MPa), se puede obtener una presión baja sobre el suelo soporte, sin que el espesor de la calzada sea importante. Este espesor no podrá ser muy pequeño, ya que al aumentar el módulo de la capa se modifica su comportamiento mecánico, las capas de la calzada se deforman bajo la carga aplicada, la deformación está acompañada por esfuerzos de tracción por flexión en la base de la calzada.

Por consiguiente, en el dimensionamiento de la calzada se deben verificar dos criterios que condicionan su comportamiento en el tiempo:

El esfuerzo vertical sobre el suelo de soporte debe ser inferior a un valor límite que es función de la naturaleza del mismo y del número de cargas (ciclos) aplicadas.

El esfuerzo de tracción por flexión en la base de la capa de la calzada debe ser inferior, igualmente, a un valor límite que es función de la naturaleza del material de la calzada y del número de ciclos de carga.

En materiales tratados con ligantes hidráulicos, el primer criterio de dimensionamiento se satisface si el segundo es satisfecho.



Fuente, Reyes F. (2003).

Figura N° 5.9 Modelo bicapa.

#### 5.4.3 Modelo de Hogg

Dado que es difícil obtener la solución de las ecuaciones de elasticidad, los problemas de flexión adoptan ciertas hipótesis simplificadas (hipótesis de Navier sobre capas delgadas), lo que lleva a suponer lo siguiente en la capa de la superficie de rodadura:

- El plano medio se confunde con la fibra neutra
- Las secciones planas permanecen inalteradas durante la deformación

- Los esfuerzos normales que siguen una deformación transversal pueden despreciarse.

Los desplazamientos verticales  $w$  de la fibra neutra de la placa satisfacen la ecuación de Lagrange para placas delgadas.

$$D \times \Delta^2 w = p, \quad D = \left[ \frac{E_1 h^3}{12(1 - \nu_1^2)} \right] \quad (5.12)$$

Con:

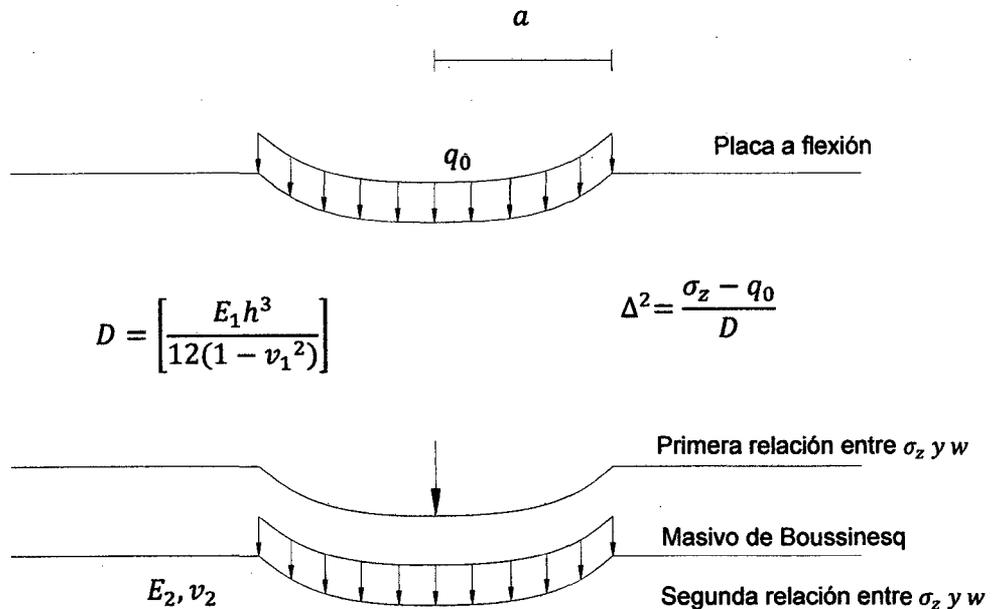
$D$  = rigidez de la placa

$w$  = desplazamiento vertical de la fibra neutra

$p$  = suma de presiones verticales  $p = \sigma_z - q_0$  o  $p = \sigma_z$  en el exterior del círculo.

$\Delta^2$  = doble laplaciano

$$\Delta^2 = \left[ \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right] \quad (5.13)$$



Fuente, Reyes F. (2003).

Figura N° 5.10 Modelo de Hogg.

El modelo de Hogg se esquematiza en la Figura N°5.10. La superficie de rodadura está representada por una capa apoyada sobre un masivo infinito de tipo Boussinesq ( $E_2, \nu_1$ ), donde no se detalla el método para la solución del problema matemático, el cual tiene dos incógnitas: el desplazamiento vertical de la placa y el esfuerzo vertical  $\sigma_z$  sobre el masivo, que están relacionados justamente con el esfuerzo sobre el masivo por las fórmulas de Boussinesq, examinadas con anterioridad.

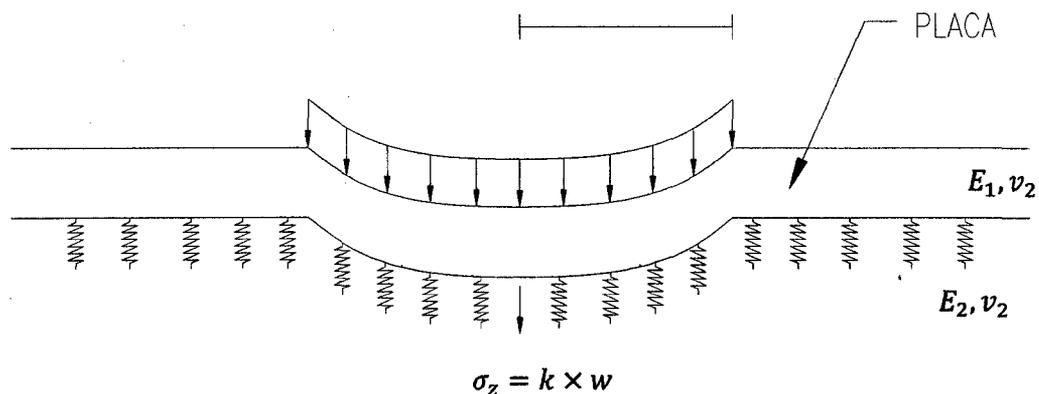
Los momentos de flexión de la placa (y los esfuerzos de tracción  $\sigma_T$  en la placa) se deducen de los desplazamientos verticales  $w$  de las fórmulas usuales de placas.

#### 5.4.4 Modelo de Westergaard

Partiendo del principio de la hipótesis de un masivo de Boussinesq para el soporte de la calzada, se obtiene una hipótesis simplificada (Reyes F. 2003).

Westergaard aporta otra variable que facilita los cálculos: el suelo de soporte se asimila a una serie de resortes, para los cuales el desplazamiento vertical  $w$  es proporcional a la presión vertical  $\sigma_z$  en ese punto.

$$\sigma_z = k \times w \quad (5.14)$$



Fuente, Reyes F. (2003).

Figura N° 5.11 Modelo de Westergaard.

La capacidad del pavimento rígido para sostener una acción de viga a través de las irregularidades en los materiales subyacentes, parece indicar que la teoría de la flexión es fundamental para analizar esfuerzos en los pavimentos, la teoría de una viga soportada por un cimiento elástico se puede aplicar, en consecuencia, para analizar los esfuerzos en el pavimento cuando se le carga externamente. La Figura N°5.11 muestra la deformación soportada por una viga sobre una base elástica, cuando está cargada externamente. Los esfuerzos desarrollados en la viga se puede analizar suponiendo que se desarrolla una presión de reacción ( $\rho$ ), que es proporcional a la deflexión, como resultado de la carga aplicada.

El módulo de reacción de la sub rasante es el esfuerzo (kN/m<sup>2</sup>) que causa en el terreno una deflexión de una pulgada. En la ecuación (5.14) se supone que  $k$  es constante, lo que implica que la sub rasante es elástica. Sin embargo, esta hipótesis sólo es válida para un intervalo limitado de factores diversos. Con investigaciones se ha demostrado que el valor de  $k$  depende de características del suelo como densidad, humedad, textura y otros factores que influyan sobre la resistencia de los suelos esto se encuentra en detalle en el Capítulo IV. El valor  $k$  de determinados suelos también varía con el tamaño del área cargada y con la cantidad de deflexión, el módulo de reacción del terreno es directamente proporcional al área cargada e inversamente proporcional a la deflexión. Sin embargo en diseño de pavimentos los cambios pequeños de  $k$  no tiene un impacto importante sobre los resultados de diseño, y se suele suponer un valor promedio. Para determinar el valor de  $k$  en el campo se usa con frecuencia la prueba de soporte de placa (Garber N.; Hoel L. 2005).

Una relación general entre el momento de flexión y el radio de curvatura de una viga es:

$$\frac{1}{R} = \frac{M}{EI} \quad (5.15)$$

Dónde:

R = radio de curvatura

$M$  = momento de la viga

$E$  = módulo de elasticidad

$I$  = momento de inercia

La ecuación diferencial básica para una losa es

$$M_x = \left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)} \right] \frac{d^2w}{dx^2} \quad (5.16)$$

$$M_y = \left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)} \right] \frac{d^2w}{dy^2} \quad (5.17)$$

Dónde:

$h$  = espesor de la losa

$\mu$  = relación de Poisson

$w$  = deflexión de la flecha en determinado punto

$M_y$  = momento de deflexión en un punto, respecto al eje  $x$

$M_x$  = momento de deflexión en un punto, respecto al eje  $y$

El término  $EI$  en la ecuación (5.15) se llama rigidez de la viga, mientras que la rigidez de la losa es esta dado por la expresión entre corchetes de la ecuación (5.16) A este término se le suele representar con una  $D$ , es decir,

$$D = \left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \right] \quad (5.18)$$

Al deducir las ecuaciones de esfuerzos en un pavimento de concreto, Westergaard usó el radio de rigidez relativa, que depende de la rigidez de la losa y del módulo de reacción de la sub rasante.

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \quad (5.19)$$

Dónde:

$l$  = radio de rigidez relativa

$E$  = módulo de elasticidad del pavimento de concreto

$h$  = espesor del pavimento

$\nu$  = relación de Poisson del pavimento

$k$  = módulo de reacción de la sub rasante

El radio de rigidez relativa es un parámetro importante en las ecuaciones con que se determina diversos esfuerzos en el pavimento.

Esfuerzos debidos a las cargas de tránsito transmitidos por las ruedas, las ecuaciones básicas para determinar los esfuerzos de flexión en pavimentos de concreto, debidos a cargas de tránsito transmitidos por ruedas, fueron deducidas por Westergaard por primera vez, Aunque desde entonces se han propuesto varios desarrollos teóricos, se sigue considerando que las ecuaciones de Westergaard son una herramienta fundamental para evaluar los esfuerzos en pavimentos de concreto. Westergaard consideró tres lugares críticos de la carga de la rueda en el pavimento, y se describen como sigue.

Caso A. la carga se aplica en la esquina de una losa rectangular. Representa los casos en que se aplica la carga de la rueda en la intersección de la orilla del pavimento con una junta transversal. Sin embargo, esta condición no es común, porque en general los pavimentos son muy anchos.

Caso B. La carga se aplica en el interior de la losa, a una distancia considerable de sus bordes.

Caso C. la carga se aplica en la orilla de la losa, a una distancia considerable de cualquier esquina.

Para el diseño de paneles HD la condición que más se ajusta es el caso B.

#### Fórmulas de Westergaard

La carga  $P$  se aplica sobre un área elíptica de semieje  $a$  y  $b$ , donde  $a$  está siempre paralela al lado de la placa sin la carga es próxima a ella.

La calzada es una placa homogénea, isotrópica y elástica con módulo de elasticidad  $E$  y el coeficiente de Poisson  $\nu$ ; su espesor  $h$  es constante.

El suelo está en contacto con la placa constante y se caracteriza por el módulo de reacción  $k$ .

La deflexión en un punto  $M$  de coordenadas  $(x, y)$  bajo la carga o en su proximidad está dada por.

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{a^2 + b^2 + 4x^2 + 4y^2}{16\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^2}{k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) - \left( \frac{a^2 + 4ab + b^2}{16\pi l^2} \right) + \left( \frac{(a-b)(x^2 - y^2)}{2\pi l^2(a+b)} \right) \right] \quad (5.20)$$

Dónde:

$P$  = carga aplicada

$w_o$  = es la deflexión

Para el caso de una carga circular ( $a = b = r$ ), donde  $r$  es el radio de la carga circular aplicada, la carga circular representa la interacción de las ruedas de los vehículos con la superficie de rodadura.

$$W_0 = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^2}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right] \quad (5.21)$$

Los valores de los esfuerzos  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  en la base de la placa en las direcciones x e y, y en el eje de la carga, son:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{P}{h^2} \left[ 0.275(1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) \pm 0.239(1 - \nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) \right] \quad (5.22)$$

Para el caso de una carga circular ( $a=b=r$ ), donde r es el radio de la carga circular aplicada, la carga circular representa la interacción de las ruedas de los vehículos con la superficie de rodadura.

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right] \quad (5.23)$$

#### 5.4.5 Modelos Multicapas

Los modelos bicapas son interesantes, ya que permiten determinar las grandes tendencias de variación (importancia del espesor, relación de módulo entre capas, radio de carga). Los modelos de n capas facilitan la esquematización de las estructuras. Una estructura tradicional se representa mejor mediante un esquema tricapa (suelo, cuerpo granular y capa asfáltica).

Para el análisis de refuerzo en vías se emplean tres capas: una para la antigua calzada y dos para el refuerzo.

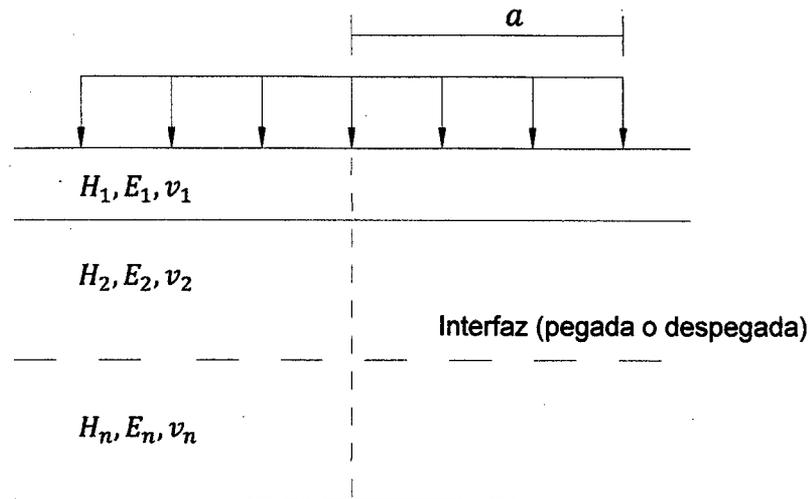
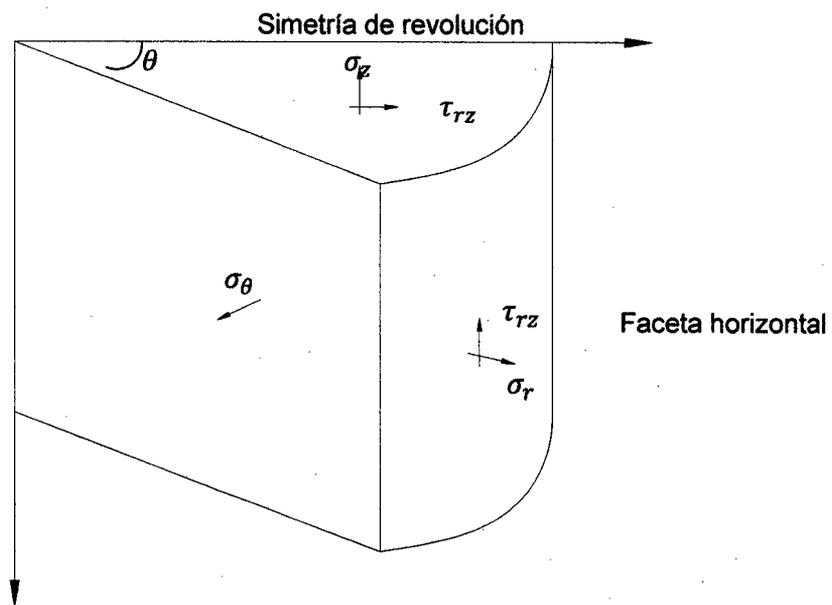


Figura N° 5.5 Modelo multicapa



Fuente, Reyes F. (2003).

Figura N° 5.12 Simetría de revolución. Faceta horizontal.

En este modelo se trabaja las siguientes hipótesis:

Todas las capas se tratan como sólidos elásticos (evitándose así la teoría de placas)

Las interfaces entre las capas pueden escogerse como pegadas o despegadas, y se pueden analizar tanto unas como otras.

Se puede aplicar el caso de cargas múltiples (ejes simples, tándem y tridem).

La principal limitante es que el modelo no permite calcular los efectos de borde (en el borde de una fisura o de la calzada). Sin embargo, los bordes están lo suficiente alejados de la banda de circulación, excepto en el caso de placas de concreto.

### Solución en coordenadas cilíndricas

La solución de un problema de elasticidad en coordenadas cilíndricas se reduce a la búsqueda de funciones de tensión o de Love. La función de tensión ( $\varphi(r, z)$ ) tiene el doble Laplaciano igual a cero ( $\nabla^2 \varphi(r, z) = 0$ ) que es una función biarmónica.

$$\nabla^2 \varphi(r, z) = 0, \quad \nabla^2 = \left[ \frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} + \frac{d^2}{dz^2} \right] \quad (5.24)$$

La solución depende de cuatro constantes que se determinan a partir de las condiciones de frontera. Los esfuerzos ( $\sigma_r, \sigma_z, \sigma_\theta, \sigma_{rz}$ ) y las deformaciones ( $\varphi(r, z)$ ) y sus derivadas, repartidas en  $r$  y  $z$ .

Si  $\varphi(r, z)$  es tal que  $\nabla^2 \varphi(r, z) = 0$ , se tiene los siguientes esfuerzos:

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[ (2 - \nu) \Delta \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right] \quad (5.25)$$

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[ (2 - \nu) \Delta \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right] \quad (5.26)$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[ \nu \Delta \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} \right] \quad (5.27)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ v\Delta\varphi - \frac{1}{r} \frac{\partial\varphi}{\partial r} \right] \quad (5.28)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[ (1 - \nu)\Delta\varphi - \frac{\partial^2\varphi}{\partial z^2} \right] \quad (5.29)$$

Desplazamiento:

Radial.

$$u = \frac{1 + \nu\partial^2\varphi}{E\partial r\partial z} \quad (5.30)$$

Vertical.

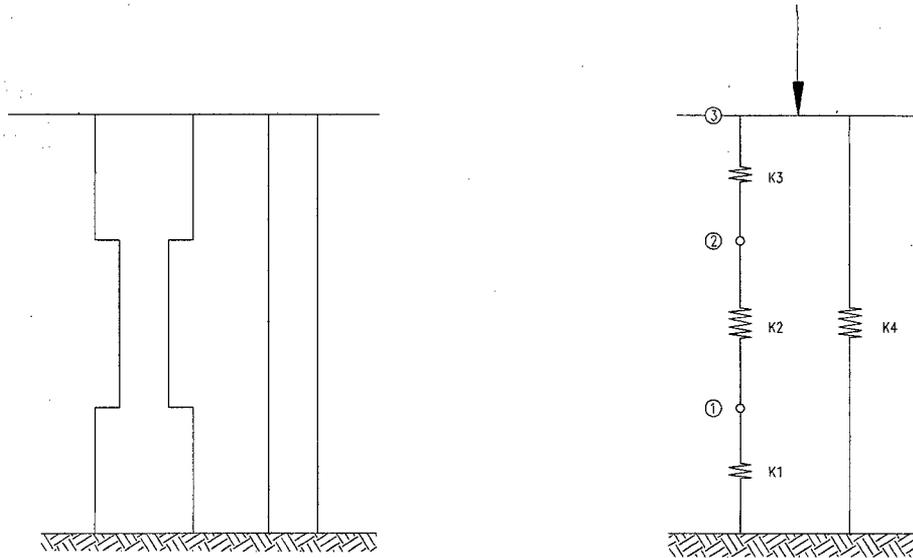
$$w = \frac{1 + \nu}{E} \left[ (1 - 2\nu)\Delta\varphi + \frac{1}{r} \frac{\partial\varphi}{\partial r} + \frac{\partial^2\varphi}{\partial r^2} \right] \quad (5.31)$$

## CAPÍTULO VI: MODELAMIENTO DE LOS PANELES SINTÉTICOS

### 6.1 CALCULO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PANEL HD

#### 6.1.1 Módulo de elasticidad

En el Figura N°6.01 se muestra el modelo de análisis del panel HD. El modelo analiza los esfuerzos y deformaciones producidas por una carga a compresión normal a la planta.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.1 Modelo de análisis.

La ecuación 6.1 es una relación matricial que involucra las variables de rigidez, deformación y fuerza.

$$\begin{bmatrix} k1 + k2 & -k2 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 & -k3 \\ 0 & -k3 & k3 + k4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta1 \\ \delta2 \\ \delta3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ F3 \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

En el Cuadro N° 6.1 se muestra los valores del módulo de elasticidad calculados para las muestras C1 y C3. Las memorias de cálculo se encuentran en el Anexo C.

Cuadro N°6.1 Resistencia a la compresión del panel HD.

Muestra	Módulo de elasticidad (MPa)
C1	375
C3	377

Fuente, Elaboración propia.

Del Cuadro anterior podemos tomar  $E_{HD} = 375 \text{ MPa}$

### 6.1.2 Resistencia a la compresión

Se calculó dos resistencias a la compresión máxima para los paneles HD, la primera es la resistencia a la compresión del panel HD (visto en conjunto, como una losa maciza) y la segunda es la resistencia a compresión máxima del material del panel HD (en este caso el material que viene a ser el polipropileno).

#### Resistencia a la compresión del panel HD ( $\sigma'_{HDL}$ )

Los valores son calculados en base a los ensayo de laboratorio, las muestras a tomar en cuenta son la C1 y C3, la C2 se descartó, la justificación se menciona en el capítulo III de la presente tesis. Los resultados podemos ver en el Cuadro N°6.2.

Cuadro N°6.2 Resistencia a la compresión del panel HD.

Muestra	Resistencia a la compresión del panel HD (MPa)
C1	2.58
C3	2.53

Fuente, Elaboración propia.

Del Cuadro anterior podemos tomar  $\sigma'_{HDL} = 2.5 \text{ MPa}$

#### Resistencia a la compresión del material del panel HD ( $\sigma'_{HD}$ )

Los valores son calculados en base a los ensayo de laboratorio, las muestras a tomar en cuenta son la C1 Y C3, la C2 se descartó, la justificación se menciona en el capítulo III de la presente tesis. Los resultados podemos ver en el Cuadro N°6.3.

Cuadro N°6.3 Resistencia a la compresión del panel HD.

Muestra	Resistencia a la compresión de material del panel HD (MPa)
C1	41.43
C3	40.58

Fuente, Elaboración propia.

De la Cuadro anterior podemos tomar  $\sigma'_{HD} = 40 \text{ MPa}$

La memoria de cálculo se encuentra en el Anexo C.

### 6.1.3 Momento flector máximo de rotura

La descripción del ensayo, formas de fallas presentadas se encuentra en el capítulo III. Se realizó los ensayos a flexión para los siguientes casos.

- Sección simple del panel HD
- Uniones con conectores H
- Uniones con conectores de pernos metálicos
- Uniones con conectores de perno sintético

Los ensayos permiten ver la resistencia de las uniones para diferentes accesorios, y comparar estos valores con la resistencia de una sección cualquiera del panel HD. Para así evaluar la efectividad de las uniones.

En el Cuadro N°6.5 tenemos los resultados del momento máximo y el módulo de rotura, las fórmulas utilizadas y proceso de cálculo se encuentra en el Anexo C.

Cuadro N°6.4 Resumen de momento máximo y Módulo de rotura.

Ensayo a flexión	Muestra	Lo (mm)	B (mm)	H (mm)	P (kN)	Momento flector máximo (kN-m)/m	
HD Solo	1 CD A	362	250	50	5.590	2.02	1.96
	1 CD B	362	250	50	5.420	1.96	
	1 CD C	362	250	50	5.570	2.02	
Unión perno metálico	1DP-CP-1	848	263	50	0.528	0.43	0.36
	1DP-CP-2	848	263	50	0.526	0.42	
	1DP-CP-3	848	263	50	0.452	0.36	
Unión H	F1 (HD-H-1)	412	466	50	2.340	0.52	0.45
	F2 (HD-H-2)	412	466	50	2.350	0.52	
	F3 (HD-H-3)	412	482	50	2.090	0.45	
Unión perno sintético	F4 (HD-H-1)	412	466	50	1.240	0.27	0.23
	F5 (HD-H-2)	412	466	50	1.090	0.24	
	F6 (HD-H-3)	412	485	50	1.100	0.23	

Fuente, Elaboración propia.

#### 6.1.4 Momento de inercia

En el Anexo B se calculó el momento de inercia de panel sintético HD, esto para una, dos y tres capas. En el Cuadro N°6.3 se muestran estos valores.

Cuadro N°6.5 Momento de inercia del panel HD.

Panel HD	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )/m	Altura equivalente He (cm)
Una capa	157.7	2.7
Dos capas	816.3	4.6
Tres capas	2486.5	6.7

Fuente, Elaboración propia.

La altura equivalente He este valor es de importancia para el modelamiento mediante Westergaard que se realizara más adelante. Se calcula de acuerdo a la siguiente expresión.

$$H_e = \left( \frac{12I}{B} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.2)$$

Donde  $B=100$  cm (análisis por metro lineal) esta expresión se deduce de la expresión 2.09 (momento de inercia para secciones rectangulares)

### 6.1.5 Módulo plástico

En el Anexo B se calculó el módulo plástico de panel sintético HD, esto para una, dos y tres capas. En la Cuadro N°6.4 se muestran estos valores.

Cuadro N°6.6 Módulo plástico del panel HD.

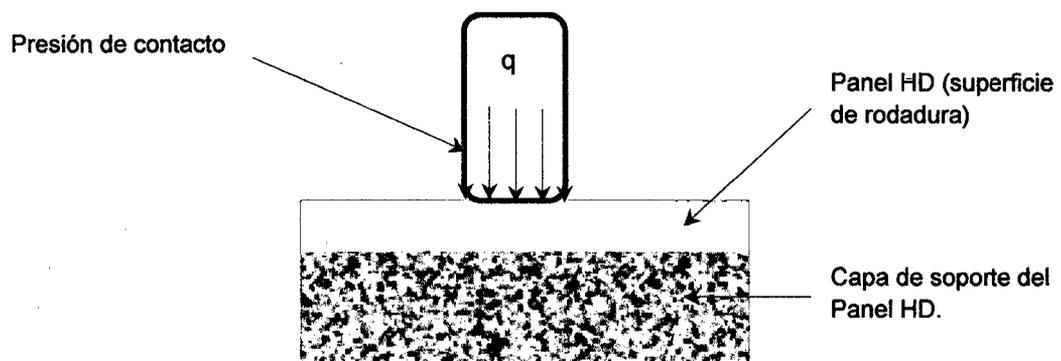
Panel HD	Módulo plástico (Z) (cm <sup>3</sup> )/m
Una capa	77.88
Dos capas	201.92
Tres capas	481.73

Fuente, Elaboración propia.

## 6.2 MODELAMIENTO MEDIANTE HDVIGA

En el capítulo IV se estudia la interacción de una viga cargada con una fuerza distribuida de longitud (L) con el terreno de fundación (4.3.5), este modelo representa mejor la interacción de panel HD cargado con una fuerza distribuida (presión de los neumáticos de los vehículos) con el terreno de fundación.

HDVIGA es una hoja de cálculo que utiliza las formulas dadas en la sección 4.3.5, para el modelamiento de las superficies de rodadura de panel HD.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.2 Modelo de análisis de HDVIGA.

La carga de se considera que actúa en un área rectangular cuyo lado será

$$L = \sqrt{P/q} \quad (6.3)$$

Siendo P el peso por llanta y  $\rho$  la presión de inflado. La viga de análisis tendrá un ancho (L), igual al ancho del área cuadrada de aplicación de la presión de los neumáticos.

### 6.2.1 Datos de ingreso

Estos datos los podemos dividir en tres grupos:

**El primer grupo**, se trata de las propiedades del panel HD como son: el Módulo de elasticidad, Momento de inercia y Coeficiente de Poisson. Estos datos fueron estudiados y obtenidos en las secciones anteriores.

**El segundo grupo**, corresponde a los parámetros geotécnicos en este caso el módulo de balasto (k), el cual fue estudiado a profundidad en el capítulo IV.

**El tercer grupo**, son los datos de carga como el peso por llanta y la Presión de inflado.

### 6.2.2 Resultados.

Los resultados más importantes que nos da los cálculos son:

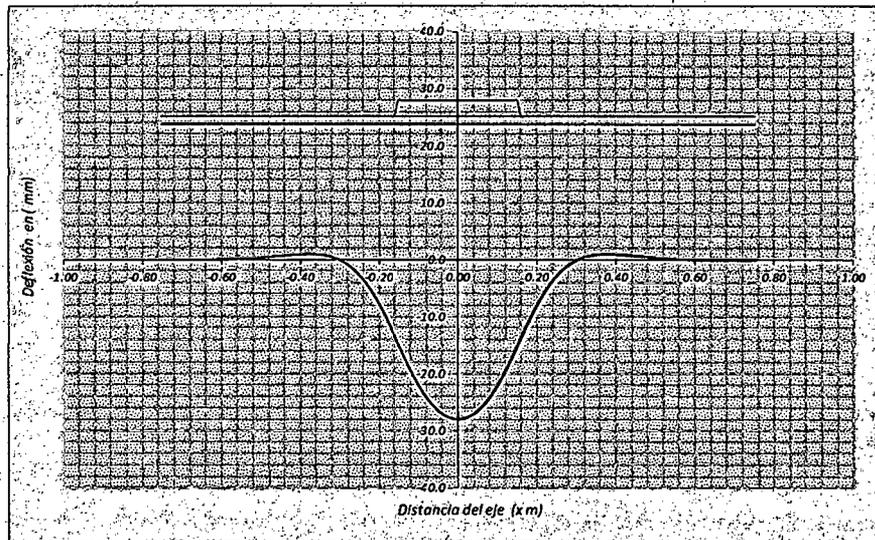
- Los asentamientos del panel HD
- El esfuerzo transmitido por el panel hacia el terreno de fundación
- Los momentos flectores
- Fuerza cortante

### 6.2.3 Ejemplo N°6.1.

Para las siguientes condiciones: módulo de balasto 30 MPa/m, módulo de elasticidad del panel sintético 375 MPa, Momento de inercia de 49.1 cm<sup>4</sup> (una capa de panel HD), coeficiente de poisson 0.4, carga repartida (presión de inflado) 827 KPa, Peso por llanta 80 kN.

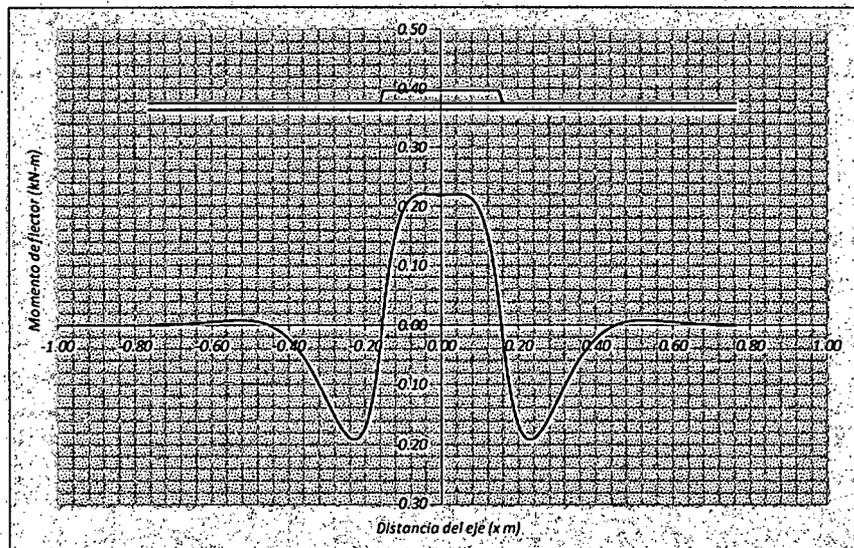
Las deflexiones que sufre el panel HD se encuentra en la gráfica de la Figura N°6.3. La deflexión máxima se ubica en el centro de la carga repartida y es de 27.99 mm, en las secciones alejadas de la carga distribuida esta deflexión se convierte en prácticamente cero.

Los momentos flectores del panel HD se muestran en la gráfica de la Figura N°6.4, los momentos máximos se encuentran a la mitad y en los bordes de la carga distribuida. Los momentos máximos y mínimos son de 0.22 y -0.19 kN-m.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.3 Deflexiones del panel HD para el ejemplo N°6.1.



Fuente, Elaboración propia.

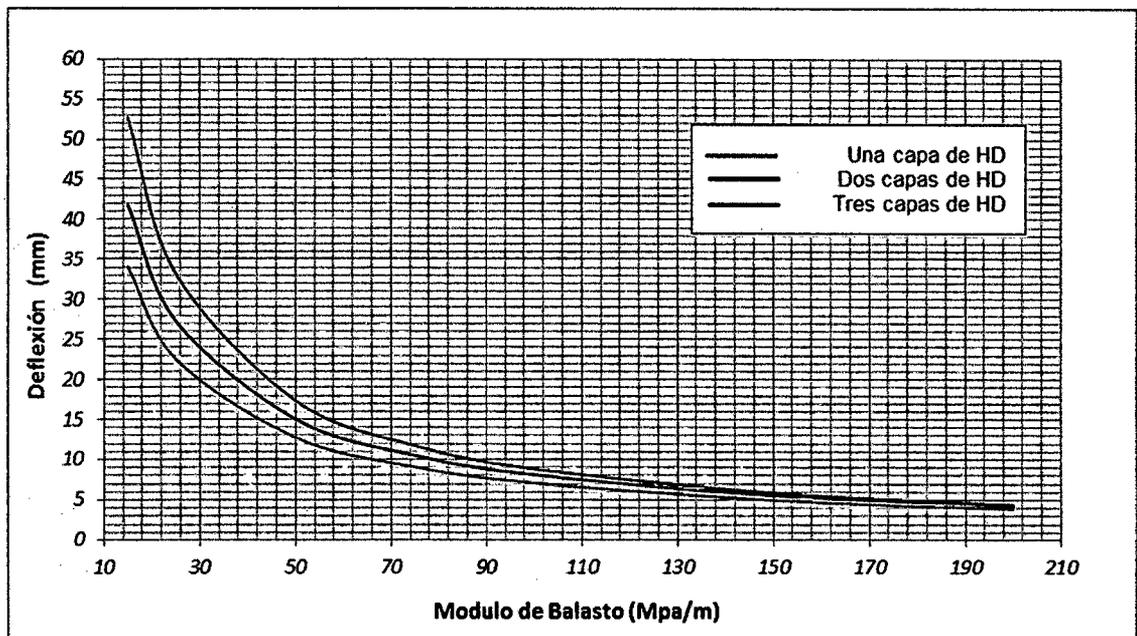
Figura N°6.4 Momentos flectores en el panel HD para el ejemplo N°6.1.

#### 6.2.4 Análisis general.

El análisis se realizara para las siguientes condiciones:

- Se tomará para tres capas de panel HD
- Se tomará diferentes valores del módulo de balasto (k) a fin de representar los diferentes tipos de suelo.
- La carga esta será la máxima con una presión de inflado de 120 psi (827 kPa) y un peso de 80kN.

Las corridas para cada caso se encuentran en el Anexo D. La Figura N° 6.3 muestra el Abaco que relaciona el módulo de balasto (k), las capas del HD y las deflexiones máximas del panel HD.



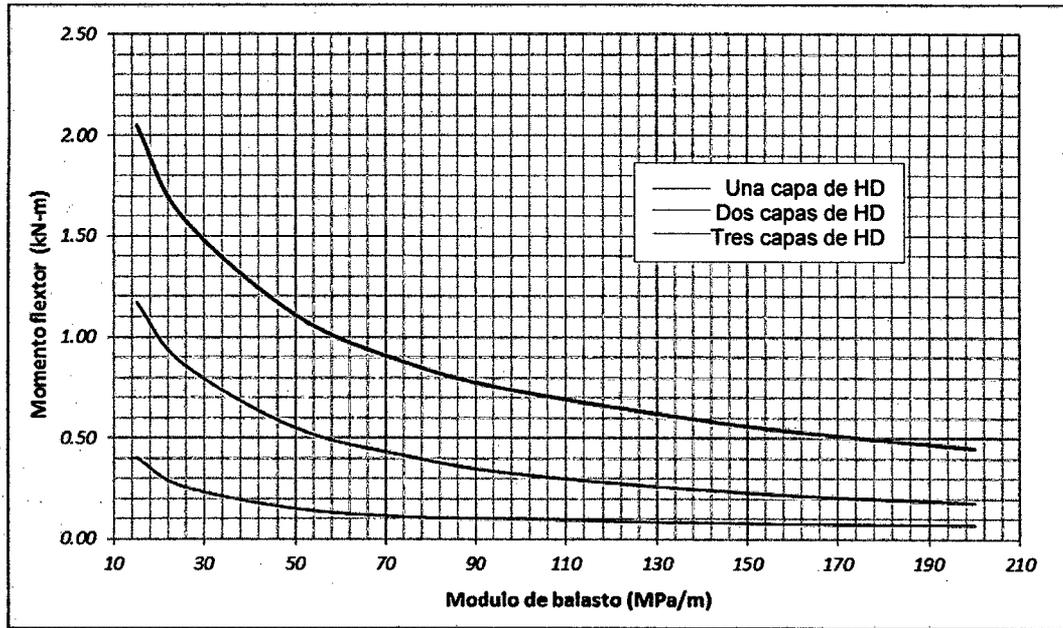
Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.5 Abaco de deflexiones del panel HD con HDVIGA.

La Figura N°6.6 se observa el Abaco que relaciona el módulo de balasto (k), las capas de HD y los momentos flectores.

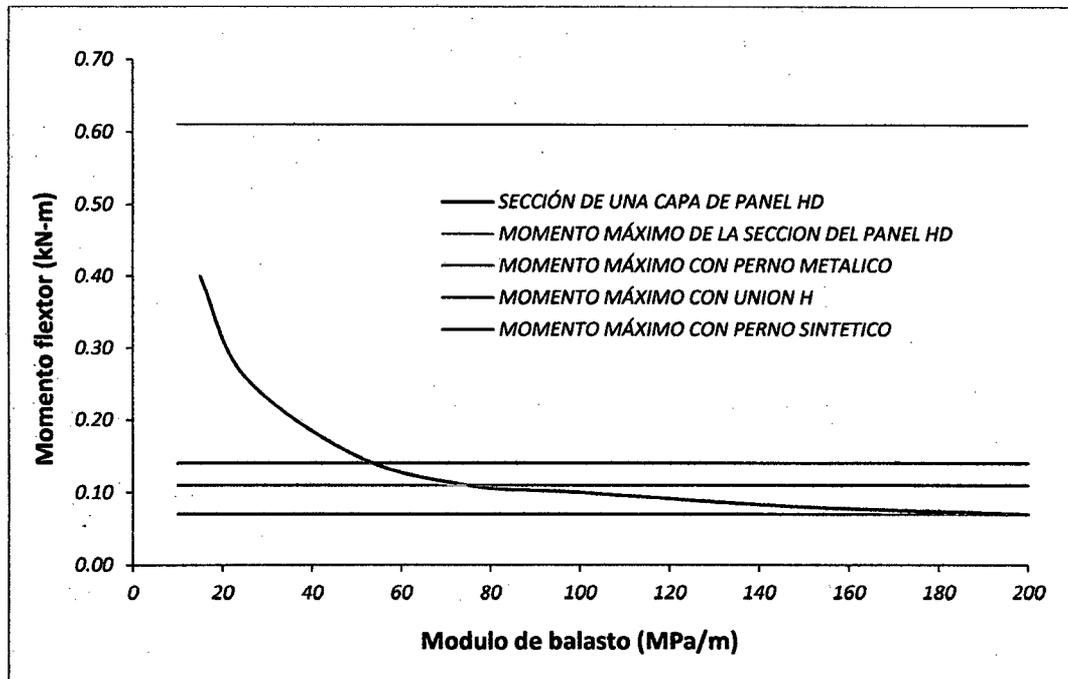
Los ensayos de laboratorio a flexión proporciona los momentos flectores máximos para: la sección del panel HD y las diferentes uniones empleadas para unir los paneles (Cuadro N°6.5), los resultados son comparados con los

momentos flectores máximos que se generan en el panel HD (Figura N°6.6), esta comparación se muestra en la Figura N°6.7.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.6 Abaco de momentos flectores en el panel HD con HDVIGA.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.7 Comparativo de momentos flectores.

### 6.3 MODELAMIENTO MEDIANTE WESTERGAARD

En el capítulo V se estudia la interacción de una losa de pavimento (superficie de rodadura), con el suelo de fundación con una carga distribuida en un área circular.

La carga de se considera que actúa en un área circular cuyo radio será

$$r = \sqrt{P/(\pi q)} \quad (6.4)$$

Siendo P el peso por llanta y  $q$  la presión de inflado. La ecuación (6.4) se mencionó en la ecuación (5.08), en ella también se realiza una equivalencia para el caso de llantas duales.

#### 6.3.1 Datos de ingreso

Estos datos los podemos dividir en tres grupos:

**El primer grupo**, se trata de las propiedades del panel HD como son: el Módulo de elasticidad, Momento de inercia y Coeficiente de Poisson. Estos datos fueron estudiados y obtenidos en las secciones anteriores.

**El segundo grupo**, corresponde a los parámetros geotécnicos en este caso el módulo de balasto ( $k$ ), el cual fue estudiado a profundidad en el capítulo IV.

**El tercer grupo**, son los datos de carga como el peso por llanta y la Presión de inflado.

#### 6.3.2 Resultados.

Los resultados más importantes que nos dan los cálculos son:

- Los asentamientos del panel HD
- Módulo de deflexión (esfuerzo)

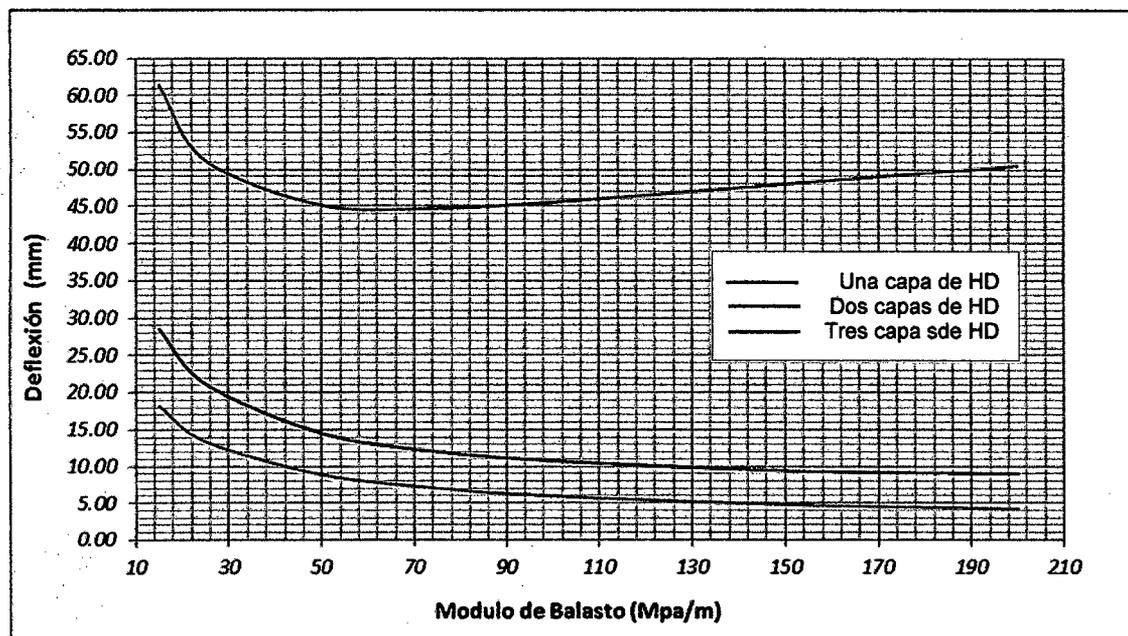
### 6.3.3 Ejemplo N°6.2.

Para las siguientes condiciones: módulo de balasto 30 MPa/m, módulo de elasticidad del panel sintético 375 MPa, una altura equivalente de  $h_e = 2.67$  cm correspondiente a una capa de panel HD, coeficiente de poisson 0.4, carga repartida (presión de inflado) 827 KPa, Peso por llanta 80 kN.

La deflexión máxima se ubica en el centro de la carga repartida y es de 48.8 mm, en las secciones alejadas de la carga distribuida esta deflexión se convierte en prácticamente cero.

### 6.3.4 Análisis general.

El análisis se realizara para las siguientes condiciones:



Fuente, Elaboración propia.

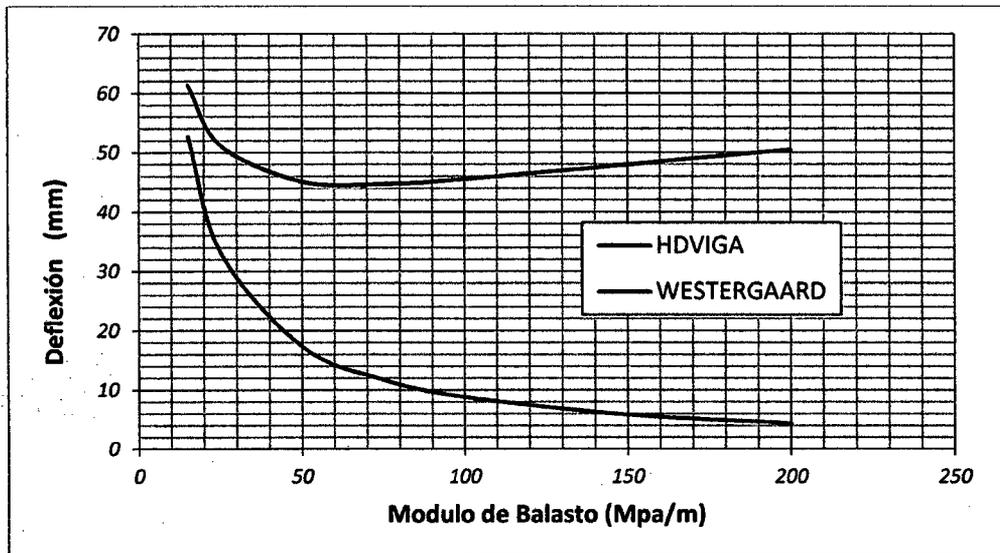
Figura N°6.8 Abaco de deflexiones del panel HD con Westergaard.

- Se tomara para tres capas de panel HD
- Se tomara diferentes valores del módulo de balasto (k) a fin de representar los diferentes tipos de suelo.
- Las cargas esta será la máxima con una presión de inflado de 120 psi (827 kPa) y un peso de 80kN.

Las corridas para cada caso se encuentran en el Anexo E. La Figura N° 6.8 muestra el Abaco que relaciona el módulo de balasto (k), las capas del HD y las deflexiones máximas del panel HD.

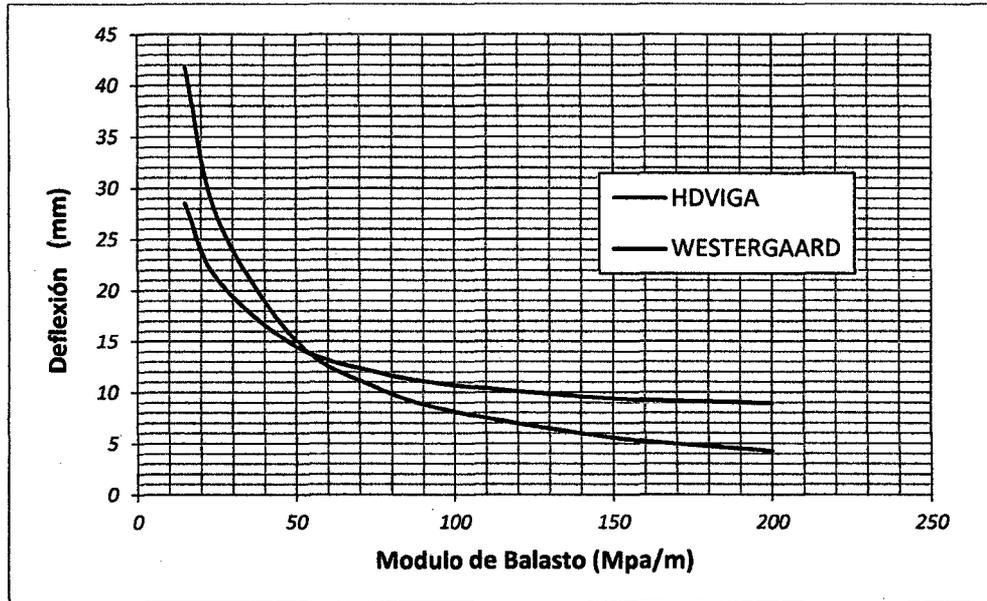
#### 6.4 ANÁLISIS COMPARATIVO

Comparación entre el modelo HDVIGA con el modelo de Westergaard en el cálculo de deflexiones.



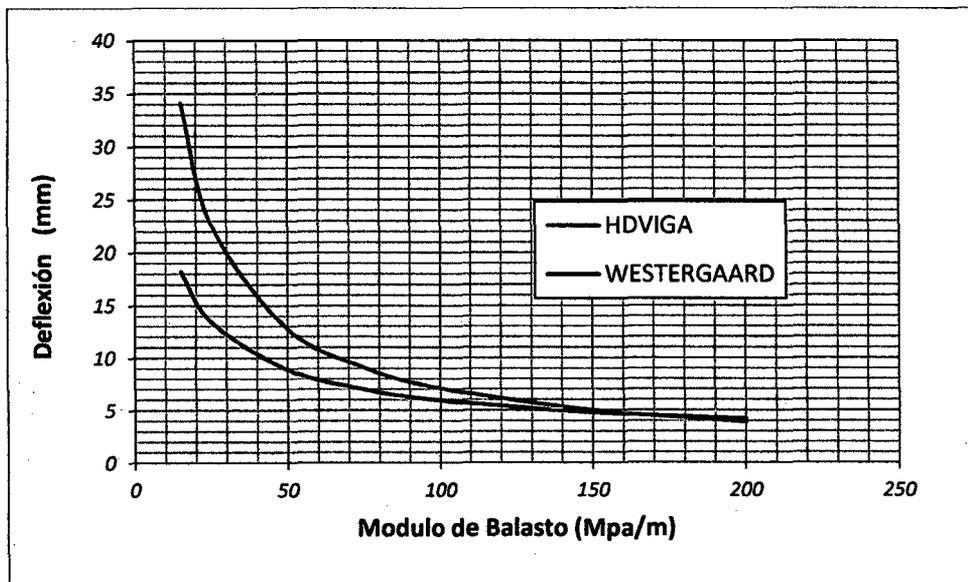
Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.9 Comparativo de deflexiones para una capa de panel HD.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.10 Comparativo de deflexiones para dos capas de panel HD.



Fuente, Elaboración propia.

Figura N°6.11 Comparativo de deflexiones para tres capas de panel HD.

## CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1 CONCLUSIONES

- El polipropileno es un material más rígido que la mayoría de los termoplásticos. Una carga de 25.5 kg/cm<sup>2</sup>, aplicada durante 24 horas no produce deformación apreciable a temperatura ambiente y resiste hasta los 70 °C. posee una gran capacidad de recuperación elástica, posee alta resistencia al impacto, presenta buena resistencia química a la humedad y al calor sin deformarse. Tiene buena dureza superficial y estabilidad dimensional. Presenta naturaleza apolar, y por esto posee gran resistencia a agentes químicos, absorbe poca agua, por lo tanto no presenta mucha humedad.
- El polipropileno es un material flexible soporta grandes deformaciones sin sufrir daño alguno como fisuras, rajaduras. En el ensayo de laboratorio a compresión del panel HD se corrobora la capacidad de deformación de los paneles HD, el límite de comportamiento lineal se da a una deformación unitaria de 5% en promedio (Figura N°3.6), y a una deformación unitaria de 10% no se aprecia falla alguna en panel HD (Figura N°3.6).
- Los paneles HD se producen tomando como materia prima el polipropileno (PP), esto le proporciona flexibilidad al panel, y por consiguiente a las superficies de rodadura, comparada con otros materiales como el concreto o el asfalto éstas tienen una menor flexibilidad, para estos materiales la falla se da a una deformación unitaria de 0.3%.
- El polipropileno (PP) tiene una resistencia a la tracción similar a la resistencia a la compresión, esto se verificó en los ensayos a flexión. Lo cual no ocurre en el concreto. Siendo, para este material la resistencia a la tracción mucho menor que la resistencia a compresión.
- Las superficies de rodadura de paneles sintéticos admiten deformaciones mayores, esto permite reducir la calidad de la base o sub base.

- La sección transversal es muy eficiente, presenta una simetría respecto al eje horizontal y tiene mayor concentración de material en los extremos, dando así una mayor inercia. Las inercias ( $I$ ) son de:  $157.7 \text{ cm}^4/\text{m}$ ,  $816.3 \text{ cm}^4/\text{m}$  y  $2,486.5 \text{ cm}^4/\text{m}$  para una, dos y tres capas respectivamente. El módulo plástico ( $Z$ ) es de:  $77.9 \text{ cm}^3/\text{m}$ ,  $201.9 \text{ cm}^3/\text{m}$  y  $481.7 \text{ cm}^3/\text{m}$ .
- La densidad del polipropileno, está comprendida entre  $0.90$  y  $0.93 \text{ gr}/\text{cm}^3$ . El peso del panel HD por unidad es de  $1.09 \text{ kg}$  y de  $8.62 \text{ kg}$  por metro cuadrado, esto convierte a los paneles HD en elementos ligeros fácil de transportar y manipular su instalación.
- El módulo de elasticidad del material es de  $375 \text{ MPa}$ , presenta poca rigidez comparada con el concreto ( $E=21,000 \text{ MPa}$ ), esta es una de sus desventajas, ya que la distribución de esfuerzos debajo de la superficie de rodadura depende de la rigidez de la superficie de rodadura. A mayor rigidez de la superficie de rodadura los esfuerzos transmitidos a la base o sub base actúan en una mayor área reduciendo a si su magnitud.
- La resistencia a la compresión como losa es de  $25 \text{ kg}/\text{cm}^2$  (Cuadro N°6.2) más de tres veces la presión máxima de inflado  $8.25 \text{ kg}/\text{cm}^2$  ( $825 \text{ kPa}$ ), esto asegura que no ocurra fallas por compresión en el panel HD y los esfuerzos a compresión máximos transmitidos están dentro del rango elástico lineal.
- La resistencia a la compresión como material es de  $400 \text{ kg}/\text{cm}^2$  equivalente a un concreto de alta resistencia.
- De los ensayos de laboratorio a la flexión, el momento flector obtenido para una sección es de  $1.96 \text{ kN-m}/\text{m}$ . En la zona de las uniones se obtuvieron los siguientes resultados  $0.36 \text{ kN-m}/\text{m}$  para uniones con conectores de pernos metálicos  $0.45 \text{ kN-m}/\text{m}$  para uniones con conectores H y de  $0.23 \text{ kN-m}/\text{m}$  para uniones con conectores de pernos sintéticos; los valores representan el 18%, 23% y 12% de resistencia de la sección del panel HD respectivamente.
- Del grupo de conectores de los paneles HD, Los conectores H son las que presentan una mayor resistencia a la flexión seguido de los conectores de

pernos metálicos y por último con mucha menor resistencia están los conectores con pernos sintéticos.

- Para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones en el panel HD, se utilizan los modelos de análisis de placas, este modelo considera que las secciones se mantienen planas después de la deformación y desprecia las deformaciones por corte, el suelo se modela como una serie de resortes que actúan sobre la superficie de rodadura (panel HD). El modelo de placas es adoptado entre los modelos de Hogg (1940) y Burmister (1943), por las siguientes razones: la superficie de rodadura de paneles HD se asemeja más a una losa además de poseer la resistencia a la tracción muy similar a la resistencia a la compresión, facilidad de comparación entre los resultados del modelo con los resultados de los ensayos de laboratorio.
- Con base a los modelos de placas se ha implementado el modelo HDVIGA (particular para las condiciones tratadas), este modelo representa mejor la interacción del panel HD con el terreno de fundación, con el modelo encontramos las deformaciones, momentos flectores fuerza cortante; de forma similar a un viga.
- Las deformaciones calculadas con las fórmulas de Westergaard (1895) para una capa de panel HD para diferentes tipos de suelo arrojan resultados ilógicos tal como se ve en el ábaco de la Figura N°6.8, esta situación no ocurre para dos y tres capas de panel HD.
- Los esfuerzos máximos encontrados con las fórmulas de Westergaard (1895) para las tres capas de panel HD dan resultados ilógicos. Esto se debe a que la rigidez del panel HD es mucho menor que la del concreto, ya que las fórmulas de Westergaard (1895) son ajustadas para rangos altos de rigidez.
- La rigidez del panel HD es muy baja comparada con las losas de concreto, la carga distribuida que representa la acción de los neumáticos sobre la superficie de rodadura, se reduce en un 95% para una capa, un 80% para dos capas y un 60% para tres capas.

- Las deflexiones en la superficie de rodadura son muy altas llegando hasta más de 5 cm para una capa de panel HD con un suelo con módulo de balasto de  $k=15$  MPa/m corresponde a un suelo de muy baja capacidad de soporte.
- Para el control de asentamiento se debe utilizar como mínimo un suelo con un módulo de balasto de 90 MPa/m, 80 MPa/m y 70 MPa/m para uno, dos y tres capas de panel HD respectivamente. Con estos valores de suelo estemos garantizando una deflexión instantánea máxima de 1 cm.
- La resistencia a la flexión de una sección del panel HD es mucho mayor a los momentos flectores calculados con HDVIGA para cualquier tipo de suelo Figura N°6.7.
- Las uniones con conectores H se podrán utilizar cuando la base o la sub base tenga como mínimo un valor de módulo de balasto de 80 MPa/m (Figura N°6.7). De acuerdo al clasificación de suelos SUCS corresponde a suelos del tipo: SP, SM, SW y GC (Figura N°4.6).
- Las uniones con conectores de pernos metálicos y sintéticos se podrá utilizar cuando la base o sub base tenga como mínimo un valor de módulo de balasto de 100 MPa/m (Figura N°6.7). De acuerdo al clasificación de suelos SUCS corresponde a suelos del tipo: SM, SW, GC, GM y GP (Figura N°4.6).
- En zonas de la selva baja del Perú, los suelos son de baja capacidad de soporte. Para llegar a módulos de balasto de 80 a 100 MPa/m es necesario la estabilización de suelos con: cemento, cal, bitumen, químicos, adición de Geosintéticos y entre otros métodos.
- El panel HD puede ser usa como superficie de rodadura de caminerías, siendo el nivel de cargas para estas obras mucho menor que las cargas vehiculares que se evaluó en la presente tesis.
- Otra de las aplicaciones del panel HD son los estacionamientos y parques donde el nivel de transito al igual que en las caminerías es mucho menor comparado con las cargas vehiculares de un camino de acceso.

- El panel HD puede ser empleado en caminos de acceso, donde las condiciones del terreno son muy malas para el tránsito de vehicular. Es posible su funcionamiento temporal gracias a su capacidad de deformación que le permiten tener deflexiones relativamente grandes. Esto dependerá de las condiciones del tránsito y el tipo de suelo y clima.
- Para el buen funcionamiento del panel HD como superficie de rodadura en caminos de acceso ubicados en la selva baja del Perú, se deberá incrementar la resistencia de los accesorios de unión. Ya que en la selva baja la capacidad de soporte del suelo es muy baja, dando valores muy bajos del módulo de balasto, que se refleja en deformaciones y momentos flectores más grandes.

## 7.2 RECOMENDACIONES

- Los modelos HDVIGA y de WESTERGAARD no toman en cuenta la reducción de rigidez por la presencia de las uniones en ambas direcciones. Buscar el factor de reducción de la rigidez permitiría obtener esfuerzos y deformaciones más cercanas a la realidad.
- Se recomienda incrementar la rigidez del panel HD, a fin de conseguir una mejor distribución de esfuerzos. Para ello existe dos formas de incrementar la rigidez: la primera opción es aumentar el momento de inercia que se logra con una mayor cantidad de área en la sección, mayor altura del panel HD, o una mejor configuración de las áreas de la sección; la segunda opción es incrementar el módulo de elasticidad, lo que implica utilizar materiales más rígidos como fibras de vidrio.
- Es necesario diseñar elementos de unión que tenga una mayor resistencia a la flexión, esto le proporciona una mayor rigidez a la superficie de rodadura de paneles HD.
- Se recomienda incrementar el tamaño de los paneles HD, ya que las dimensiones actuales del panel HD son muy pequeñas, siendo el ancho del

panel HD menor que el diámetro del área de contacto, el área de contacto es entre los neumáticos y la superficie de rodadura, además se reduciría la cantidad de uniones.

- Se recomienda realizar mediciones de campo a fin de verificar los resultados obtenidos teóricamente mediante el modelo HDVIGA y las fórmulas de Westergaard.
- Es necesario realizar el monitoreo constante de los caminos de acceso, caminerías, parque, estacionamiento u otras aplicaciones donde se utiliza los paneles HD como superficies de rodadura. A fin de evaluar el comportamiento frente a cargas cíclicas, el clima.
- Para una mejora análisis estructural del panel HD, es recomendable realizar el análisis mediante el modelo de elementos finitos. Esto permitiría realizar el análisis en dos direcciones (Como losa) y ser ajustado al tipo material (Polipropileno) y el tamaño del panel HD.
- Es necesario el diseño de accesorios de unión entre dos capas de panel HD, estos accesorios deberán ser probados mediante el ensayo a flexión similar al realizado para una capa del panel HD. Con el objetivo de superar los momentos flectores indicados en la Figura N°6.5.

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. Askeland, Donald. "Ciencia e Ingeniería de los Materiales". Tercera Edición. International Thomson Editores. México D.F. México, 1998.
2. Arlie, Jean. "Commodity Thermoplastics Technical and Economic Characteristics". Editorial Technip. París, Francia, 1990.
3. Coronado, Jorge. "Manual Centroamericano para Diseño de Pavimento". Secretaria de Integración Económica Centroamericana, Guatemala, 2002.
4. Das, M. Braja. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". International Thomson Editores. Cuarta Edición. USA, 2001.
5. Garber, Nicholas; Hoel, Lester. "Ingeniería de Tránsito y Carreteras". Tercera Edición. International Thomson Editores. México D.F. México, 2005.
6. Garcia, Rafael. "Manual para el uso del adoquín cerámico". Editorial Hispalyt, Madrid. España, 2004.
7. Garnica, Paul; Gómez, José; Sesma, Jesús. "Mecánica de Materiales para Pavimentos". Secretaria de Comunicaciones y Transporte Instituto Mexicano del Transporte, Publicación técnica N° 197. México, 2004.
8. Garnica, Paul; Correa, Ángel. "Conceptos Mecanicistas en Pavimentos". Secretaria de Comunicaciones y Transporte Instituto Mexicano del Transporte, Publicación técnica N° 258. México, 2004.
9. Gere, James. "Mecánica de Materiales". Sexta edición, International Thomson Editores. México D.F. México, 2006.
10. Gere, James; Goodno, Barry. "Mecánica de Materiales". Séptima edición, International Thomson Editores. México D.F. México, 2009.
11. Gnauck, Frundt; Bernhard, Peter. "El Polipropileno. En Iniciación a la química de plásticos". Hanser editorial. España 1989.
12. Hibbeler, Russell. "Mecánica de materiales". Sexta edición, Editorial Pearson Prentice Hall. México D.F. México, 2006.

13. Jara, Eduardo. "Diseño alternativo de pavimentos flexibles basados en conceptos mecanística aplicado a la carretera Chalhuanca Abancay – Tramo II". Universidad Nacional de Ingeniería. Perú, 2004.
14. Leoni, Augusto. "Apunte de coeficiente de balasto". Laboratorio de mecánica de suelos Facultad de Ingeniería Universidad Nacional de la Plata. Argentina, 2012.
15. Meriam, J.; Kraige, L. "Mecánica para Ingenieros Estática". Tercera Edición, Editorial Reverté. Barcelona. España, 1999.
16. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. "Manual de Carreteras - Especificaciones Técnicas de Construcción". EG-2013. Perú, 2013.
17. Nicholson, John. "The Chemistry of Polymers". Tercera Edición. Royal Society Chemistry Publishisg. Cambridge. UK, 2006.
18. Peck, Ralph. "Ingeniería de cimentaciones". Editorial Limusa. México, 2000.
19. Rama, Francisco. "Historia de los pavimentos urbanos". Artículo N° 370. Revista Cimbra. Madrid. España, 2006.
20. Reglamento Nacional de Edificaciones. "Norma técnica CO.010 aceras y pavimentos del Título II Habilitaciones Urbanas de Componentes estructurales". Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima. Perú, 2006.
21. Reyes, Fredy. "Diseño Racional de Pavimentos". Centro Editorial Javeriano (CEJA). Colombia, 2003.
22. Qing, Sun. "Elastic Foundations". Chapter 5 (202). The Hong Kong University of Science and Technology. Hong Kong. CHINA, 2011.
23. Yang H. Huang. "Pavement Analysis and Design". Editorial Pearson Prentice Hall. Second Edition. USA, 2004.

# **ANEXOS**

**ANEXO A:**  
**ENSAYOS DE LABORATORIO**

LABORATORIO DE  
ESTRUCTURAS  
ANTISÍSMICAS



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

**INFORME TÉCNICO**

EXPEDIENTE : INF - LE 127 - 12

SOLICITANTE : ANDEX DEL NORTE S. A.  
Av. Elías Aparicio 141, 3er Piso Of. 4. La Molina, Lima  
Att.: Ing. Félix Angulo B.

TÍTULO : ENSAYOS ESTÁTICOS DE FLEXIÓN SIMPLE EN ESPECÍMENES  
FORMADOS POR CELDAS DRENANTES (SIMPLES, EXPANDIDAS  
EN UNA CAPA, REFORZADAS CON CONECTORES DE DOS  
TIPOS), PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN; Y  
ENSAYOS DE COMPRESIÓN AXIAL SIMPLE.

FECHA 11 de Junio del 2012.



Ing. Gladys Villa García M.  
\* Jefe del Laboratorio de  
Estructuras Antisísmicas

Av. Universitaria N° 1801, San Miguel  
Telf: 511 626 2000 anexo 4640, Fax 511 626 2089  
www.pucp.edu.pe / e-mail: ledi@pucp.edu.pe

LABORATORIO DE  
ESTRUCTURAS  
ANTISÍSMICAS



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

## ENSAYOS ESTÁTICOS DE FLEXIÓN SIMPLE Y DE COMPRESIÓN AXIAL, EN ESPECÍMENES FORMADOS POR CELDAS DRENANTES, TENDIENTES A DETERMINAR SU RESISTENCIA A LA FLEXIÓN Y A LA COMPRESIÓN, RESPECTIVAMENTE

### 1. GENERALIDADES Y ALCANCE

A solicitud de ANDEX DEL NORTE S.A. se realizaron en el Laboratorio de Estructuras-PUCP, una serie de ensayos estáticos simples, de Flexión y de Compresión:

- Los ensayos de Flexión simple, tendientes a medir la resistencia de las conexiones entre juntas de expansión, se realizaron en especímenes formados por "Celdas Drenantes" simples, expandidas en una sola capa, unidas entre sí en el borde común mediante conectores de dos tipos (del tipo H y del tipo P).
- Los ensayos de Compresión axial -tendientes a medir la resistencia a la compresión-, se realizaron en especímenes constituidos por fragmentos cortados de planchas o Celdas Drenantes individuales (de tres tipos), de tamaño adecuado para el ensayo.

La preparación y ensamblaje de los especímenes de ensayo, fue realizado por el cliente. Los ensayos se realizaron en presencia del cliente, el 24 y 25 de mayo del 2012, en presencia del interesado.

### 2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES

La unidad básica (simple) de una Celda Drenante tiene forma prismática (plancha) de aproximadamente 260 x 500 mm, por 50mm de espesor, con aspecto reticular o en forma de rejillas planas, interconectados entre sí en dos planos, con aspecto de alvéolos pasantes

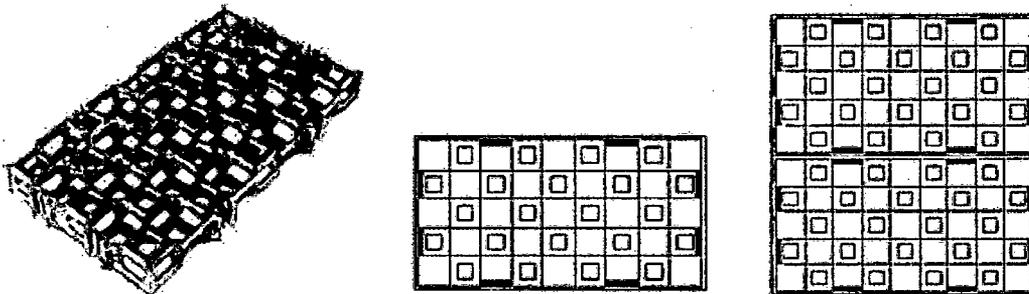


Fig. 1. Especímen Simple (Unidad modular básica) -en vista isométrica y en planta-, y Especímen Expandido formado por dos unidades Simples (vista en planta), para Ensayos de Flexión Simple.

Los especímenes de ensayo de flexión fueron elementos simples (unidades modulares básicas), expandidos [dos unidades básicas expandidas, es decir, acopladas una a continuación de otra según el lado mayor común, en una capa, mediante grapas (conexiones H) y mediante pernos (conexiones P)]. La figura 1 ilustra el detalle de una celda drenante simple (unidad modular) y de un especímen Expandido.

Los especímenes de ensayo de compresión fueron fragmentos (cortadas a partir de unidades enteras) de celdas drenantes o planchas similares de fabricación controlada por ANDEX.

En flexión se ensayaron dos (2) muestras; y cada muestra estuvo constituida por tres (3) unidades.

INF - LE 127.12



**LABORATORIO DE  
ESTRUCTURAS  
ANTISÍSMICAS**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

especímenes. La Tabla 1 muestra las características relevantes de cada una de los especímenes: la geometría del espécimen, el espesor de ensayo, la separación entre apoyos ( $L_0$ ), el momento de inercia bruto (sólo es una aproximación) y el Módulo de Rotura, asociado.

En compresión se ensayaron tres (3) muestras; y cada muestra estuvo constituida por tres (3) especímenes, excepto la muestra 3, que sólo tuvo un espécimen (pequeño).

**3. CONDICIONES Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYO**

El ensayo estático de flexión simple consiste en aplicar una carga monotónica en la dirección transversal al plano del espécimen, en la zona central entre apoyos. Se ejecutó apoyando completamente dos extremos opuestos del espécimen (según el lado de 500mm), aplicando carga centrada en la mitad de la luz. La carga transversal se aplicó distribuida en una disco rígido de seis pulgadas (6") de diámetro, sobre una plancha de neopreno -que simula a un neumático H 20-S 16 (de 120 kN)-. La carga se aplicó a una velocidad relativamente lenta, sin producir impacto, a una razón de 20 kN/minuto. Se registró la variación de la aplicación de la carga en el tiempo, tal como se muestra en los registros gráficos adjuntos. Los ensayos se realizaron hasta la condición de falla del espécimen.

El ensayo estático de compresión axial consiste en aplicar una carga monotónica en la dirección transversal al plano del espécimen. Se ejecutó apoyando completamente el espécimen en su cara de asiento y aplicando carga sobre una plancha rígida metálica de distribución de carga. La carga transversal se aplicó distribuida en una disco rígido de seis pulgadas (6") de diámetro, sobre una plancha de neopreno -que simula a un neumático H 20-S 16 (de 120 kN)-. La carga se aplicó a una velocidad relativamente lenta, sin producir impacto, a una razón de 40 kN/minuto. Se registró la variación de la aplicación de la carga en el tiempo, tal como se muestra en los registros gráficos adjuntos. Los ensayos se realizaron hasta la condición de falla del espécimen.

**4. INSTRUMENTACIÓN**

Para todos los casos, sólo se registro la carga aplicada.

**5. RESULTADOS**

A partir de los registros de ensayo, se obtuvieron los valores de la carga máxima aplicada a los especímenes de ensayo. Estos valores se reportan en las Tablas 1 y 2, como gráficamente.

Adjunto al presente informe, se incluyen los registros gráficos.

Lima 11 de Junio del 2012

**DECLARACIÓN FINAL**

Los resultados y las conclusiones alcanzados a partir de los ensayos realizados en el laboratorio, son inherentes a los especímenes y ensayo realizado únicamente; y no deberían ser generalizados o extrapolados a todos los casos, sin el debido cuidado y asistencia profesional.

El presente Informe consta dieciocho (18) páginas en total, incluyendo una carátula principal, dos Tablas de Resumen de Resultados, seis (6) registros gráficos de los ensayos de flexión  $P$  (kN) -vs-  $t$  (seg); y siete (7) registros gráficos de los ensayos de compresión axial  $P$  (kN) -vs- Deformación axial total (mm).

Se prohíbe su reproducción parcial, sin autorización expresa del Laboratorio de Estructuras-PUCP.

INF - LE 127.12



Pág. 3

Tabla 1. Ensayos Estáticos de Flexión Simple en Celdas Drenantes:  
Celdas Expandidas Transversalmente en Una Capa, Reforzadas con Dos Tipos de Conectores (H y P)  
(Resumen de Resultados Obtenidos)

Especímen N°	Tipo de Muestra	Dimensiones Espéclimen				Carga Aplicada			Inercia Bruta (mm <sup>4</sup> )	Módulo Rotura (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo de Falla Observado
		Espesor (mm)	Largo (mm)	Ancho (mm)	Lo (mm)	Fisuración (kN)	Máx. (kN)	Final (kN)			
F1 HD - H-1	Simple Expandida	51	525	466	412	-	2.3400	2.3400	5151280.5	0.8997	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión
F2 HD - H-2	Simple Expandida	51	524	466	412	-	2.3500	2.3500	5151280.5	0.9035	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión
F3 HD - H-3	Simple Expandida	51	524	482	412	-	2.0900	2.0900	5328148.5	0.8035	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión
									Promedio:	0.869	
									Desv. Est.:	0.057	
									C.V. (%):	6.518	
F4 HD - P-1	Simple Exoandida	50	525	466	412	-	1.2400	1.2400	4854166.667	0.4385	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión
F5 HD - P-2	Simple Expandida	50	524	466	412	-	1.0900	1.0900	4854166.667	0.3855	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión
F6 HD - P-3	Simple Expandida	50	524	482	412	-	1.1000	1.1000	5020833.333	0.3761	Aplastamiento de grapas en zonas de conexión
									Promedio:	0.4000	
									Desv. Est.:	0.0337	
									C.V. (%):	8.415	
									Promedio:	-	
									Desv. Est.:	-	
									C.V. (%):	-	

(-): Valor no registrado

Las dimensiones modulares de las Celdas Drenantes Simples, son de 500 x 260 x 50 mm; sin embargo, las dimensiones correspondientes a Especímenes de Ensayo, se presentan en la Tabla 1

La longitud de ensayo (Lo), en todos los casos, corresponde a la separación física (transversal al eje longitudinal de cada celda individual) entre elementos de apoyo. En cada extremo del espécimen, se toma una longitud correspondiente a una cuadrícula.

El Momento de Inercia de la Sección Transversal del espécimen, se tomó como si se tratara de un elemento de sección constante a lo largo del eje longitudinal del espécimen tal como se ensayó, sin embargo, en realidad se trata de una plancha de sección transversal distinta en cada posición, a lo que técnicamente se denomina Viga "Bierendel"

El Módulo de Rotura propuesto, sólo es una aproximación del mismo (con fines de comparación relativa entre tipos especímenes de ensayo), y ha sido calculado como el Módulo de Rotura de una viga de sección transversal constante y homogénea que soporta una carga Transversal (P máx.) aplicada en la zona central

LABORATORIO DE  
ESTRUCTURAS  
ANTISISMICAS



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATOLICA  
DEL PERU



Tabla 2. Ensayos Estáticos de Compresión Simple en Fragmentos de Celdas Drenantes de Tres Tipos  
(Resumen de Resultados Obtenidos)

Espé- cimen N°	Tipo de Muestra	Dimensiones Espécimen			Carga Aplicada			Area Bruta (mm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normal (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo de Falla Observado
		Espesor (mm)	Largo (mm)	Ancho (mm)	Fisuración (kN)	Máx. (kN)	Final (kN)			
C1	Simple (Fragmento)	51	261	220	-	148.33	148.33	57420	2.5832	Aplastamiento
C2	Simple (Fragmento)	51	262	223	-	120.86	120.86	58426	2.0686	Aplastamiento
C3	Simple (Fragmento)	51.5	261	221	-	145.32	145.32	57681	2.5194	Aplastamiento
								Promedio:	2.390	
								Desv. Est.:	0.281	
								C.V. (%):	11.735	
C4	Simple (Fragmento)	50	237	114	-	122.40	122.40	27018	4.5303	Aplastamiento
C5	Simple (Fragmento)	49.5	238	113	-	113.30	113.30	26894	4.2128	Aplastamiento
C6	Simple (Fragmento)	49.5	237	114.5	-	111.30	111.30	27136.5	4.1015	Aplastamiento
								Promedio:	4.2815	
								Desv. Est.:	0.2225	
								C.V. (%):	5.197	
C7	Simple (Fragmento)	49.5	117	117.5	-	70.60	70.60	13747.5	5.135	Aplastamiento
								Promedio:	-	
								Desv. Est.:	-	
								C.V. (%):	-	

(-): Valor no registrado

Las dimensiones modulares de las Celdas Drenantes Simples (Enteras), son de 500 x 260 x 50 mm; sin embargo, las dimensiones correspondientes a Especímenes de Ensayo de Compresión, se presentan en la Tabla 2.

Las dimensiones de la sección transversal (L x A), en todos los casos, corresponde a la del fragmento de celda cortada a partir de una celda individual completa (entera).

El Área de la Sección Transversal del espécimen, se tomó como el área bruta (cara de asiento total).

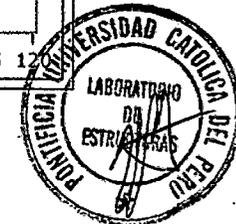
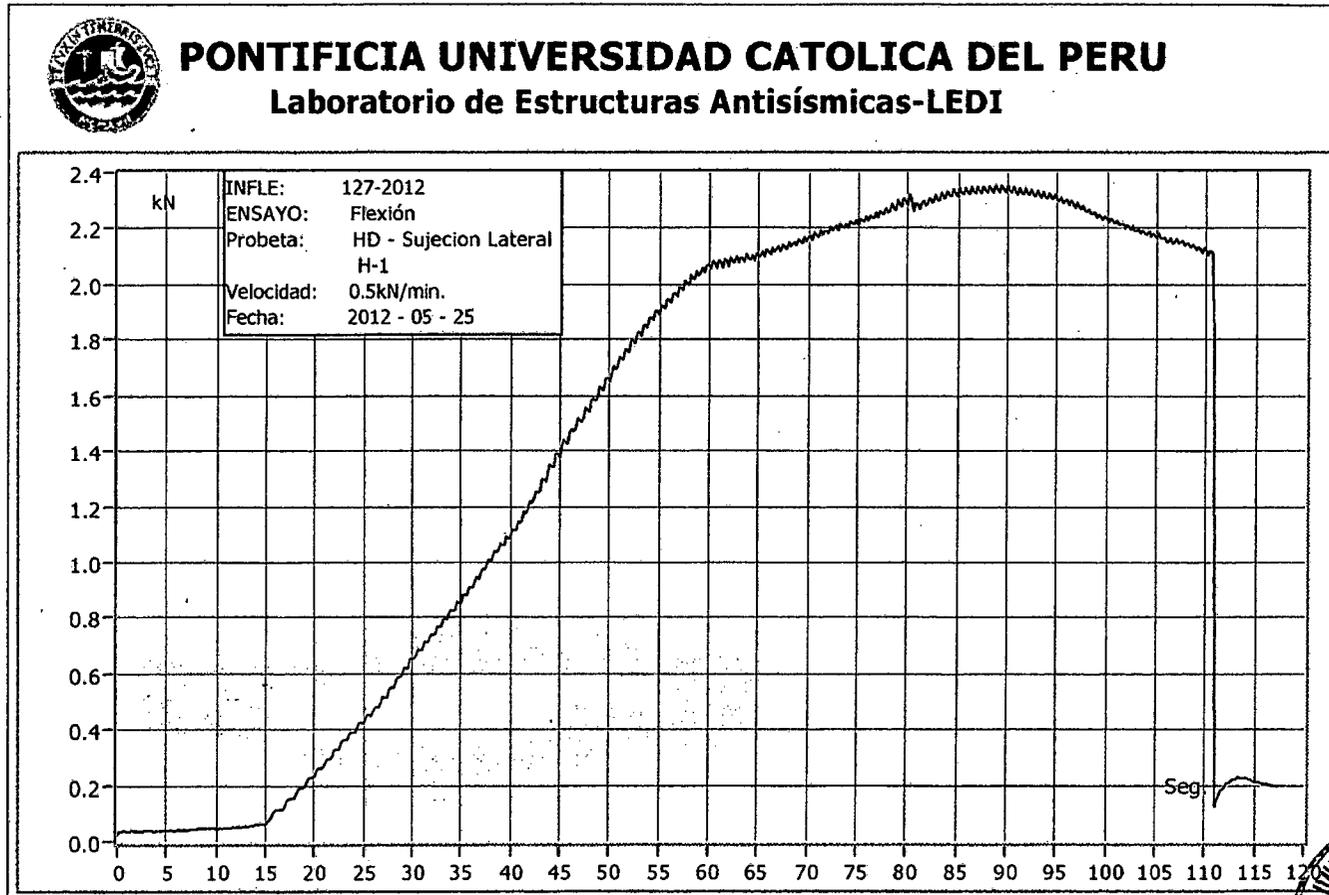
El Esfuerzo Normal reportado, es un valor referencial (con fines de comparación relativa entre tipos especímenes de ensayo), y ha sido calculado como cociente entre la Fuerza Máxima aplicada y el área de la sección transversal bruta.

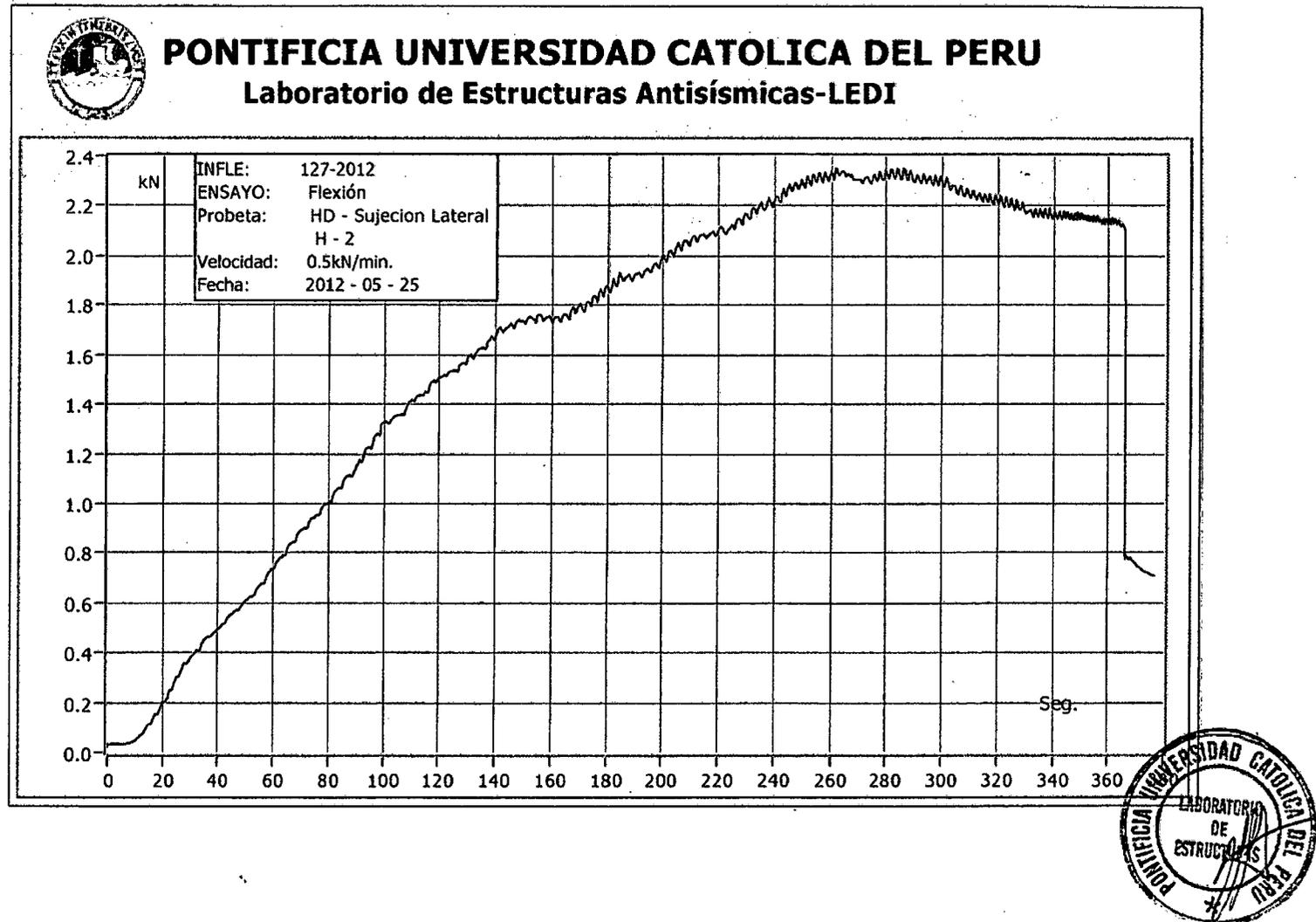
INF - LE 127.12

RESULTADOS COMPRESIÓN

LABORATORIO DE  
ESTRUCTURAS  
ANTISISMICAS

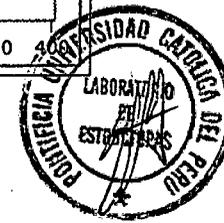
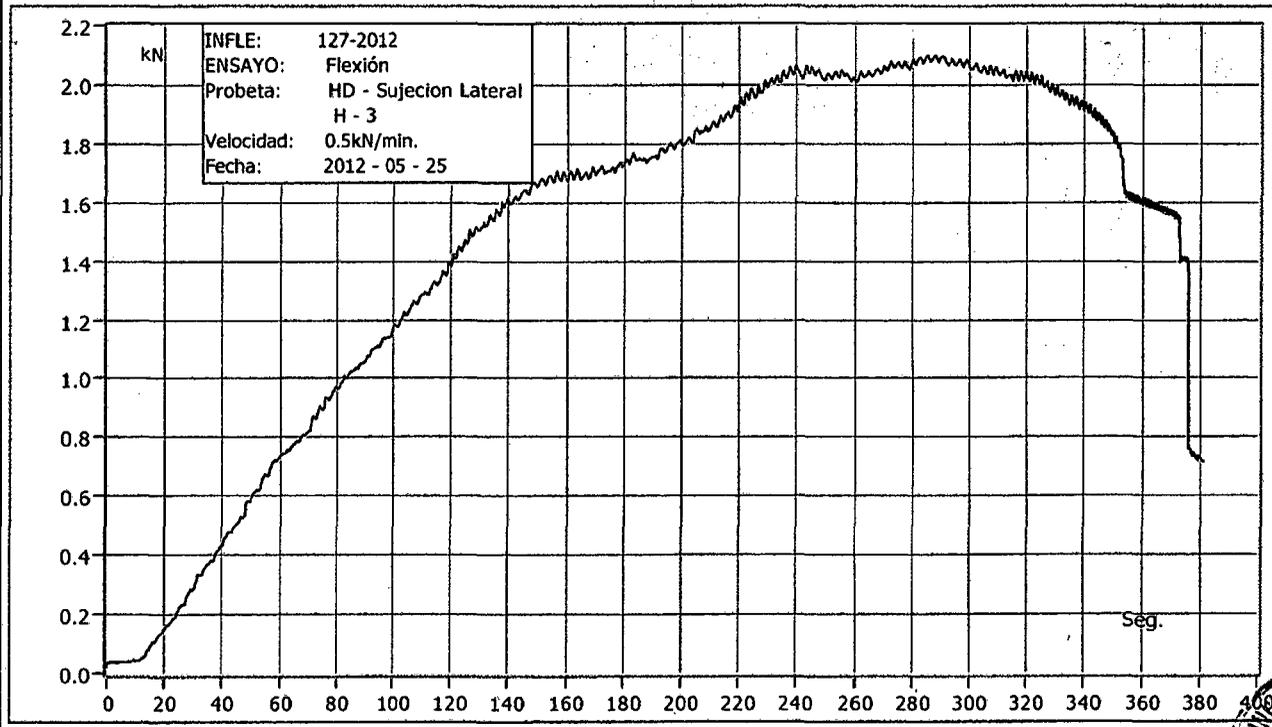








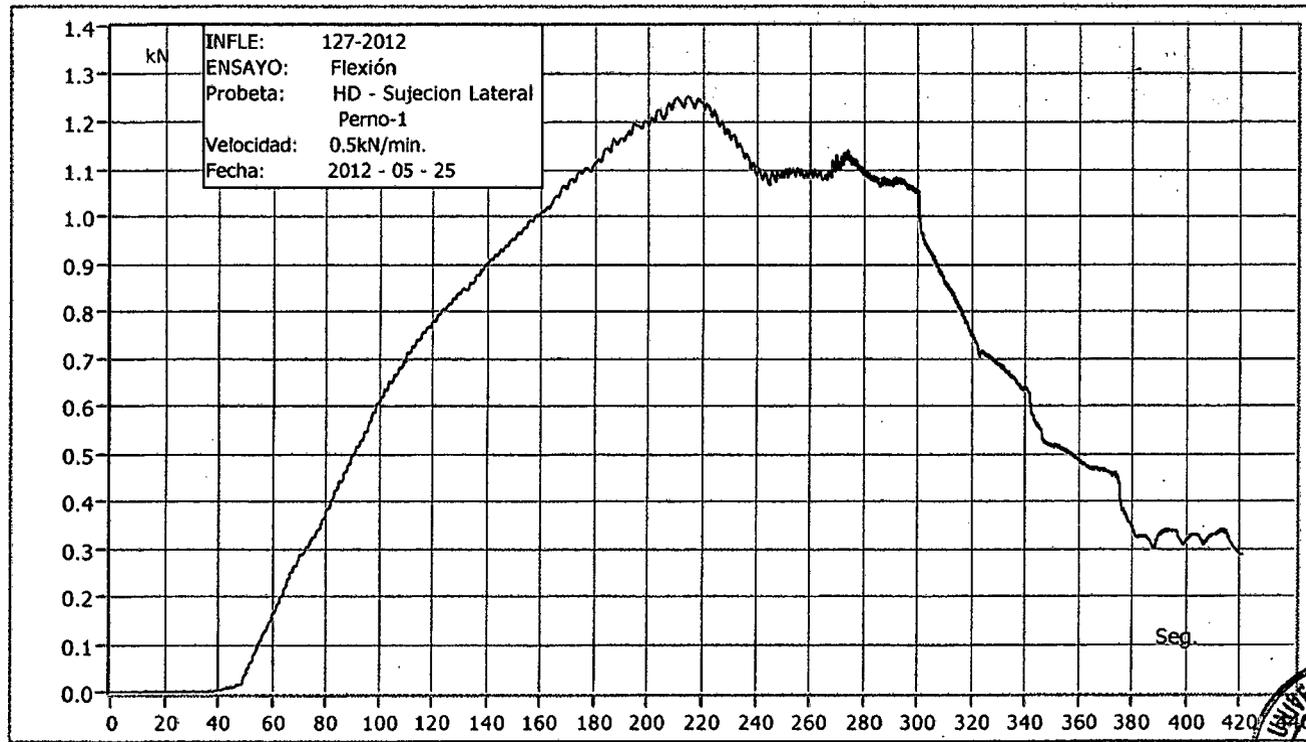
**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU**  
**Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI**

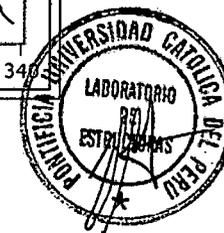
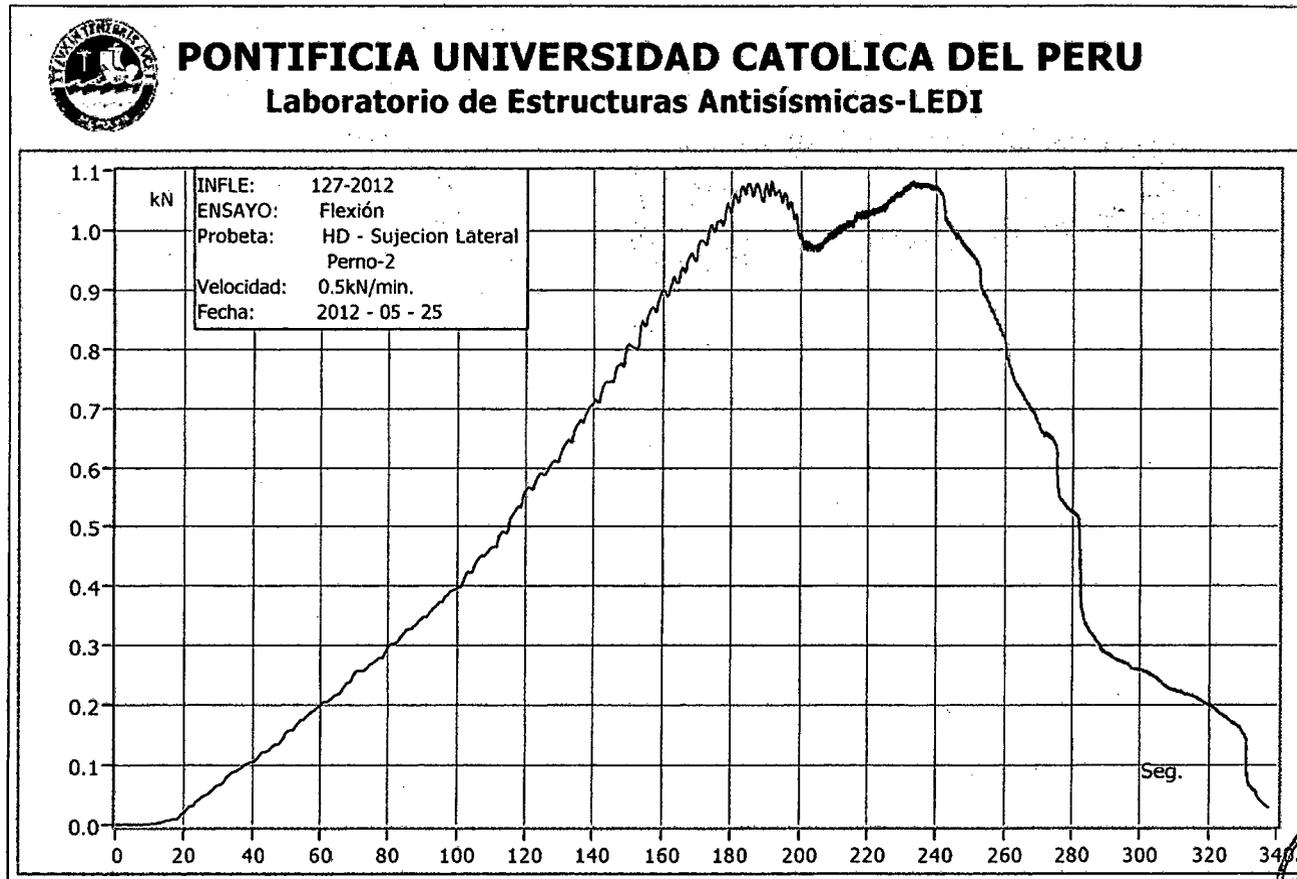




## PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

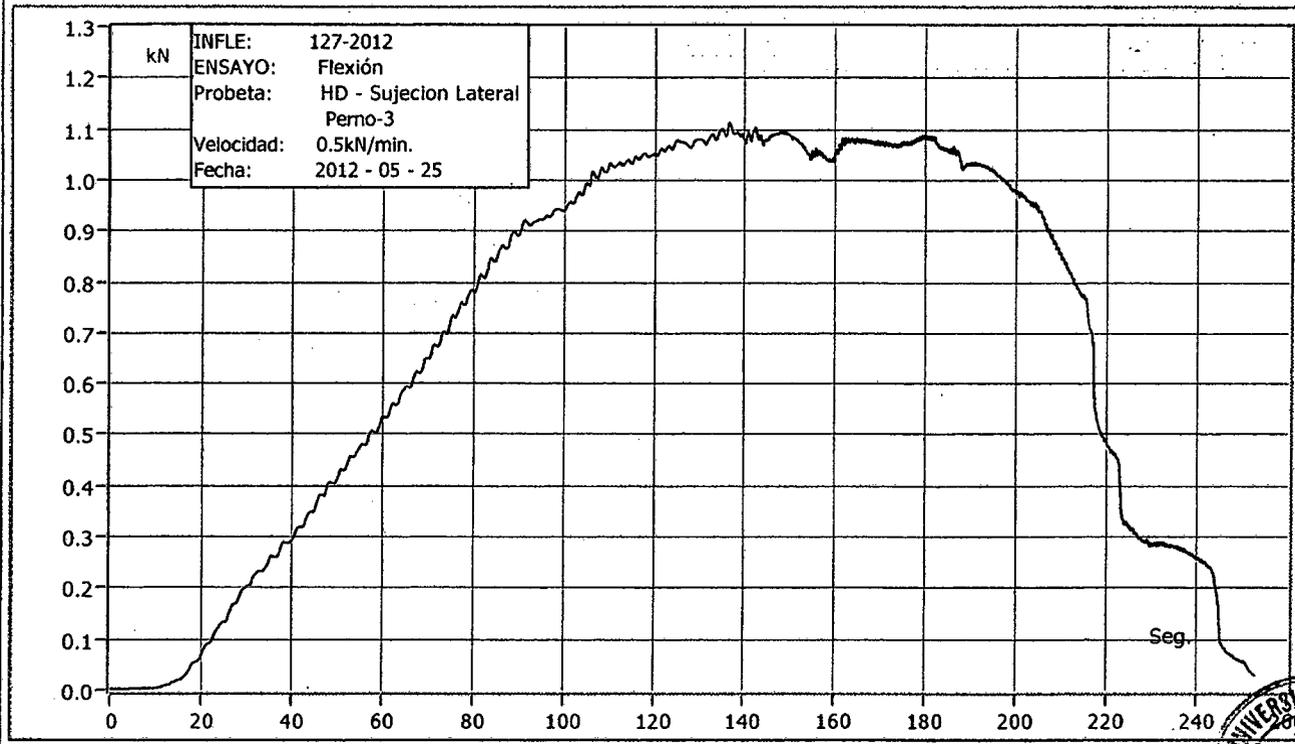
### Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI

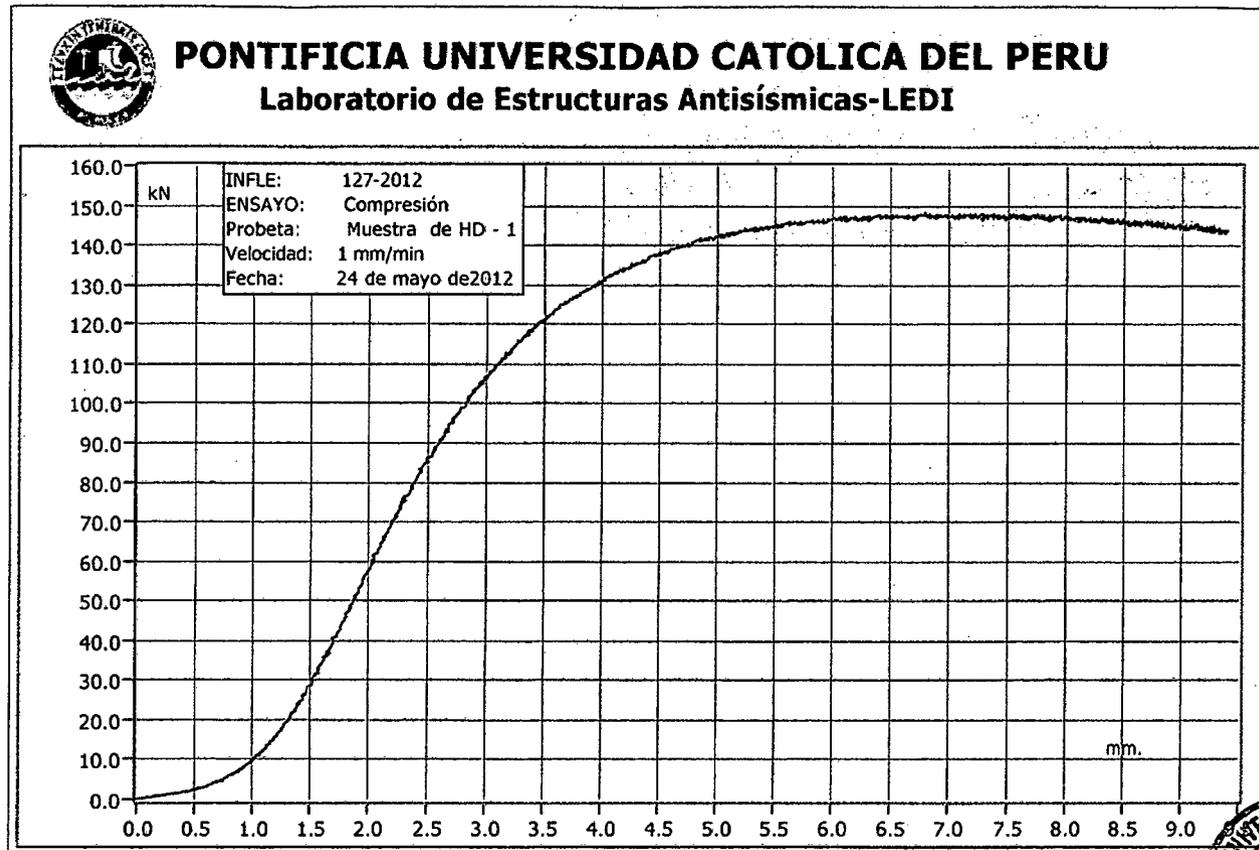






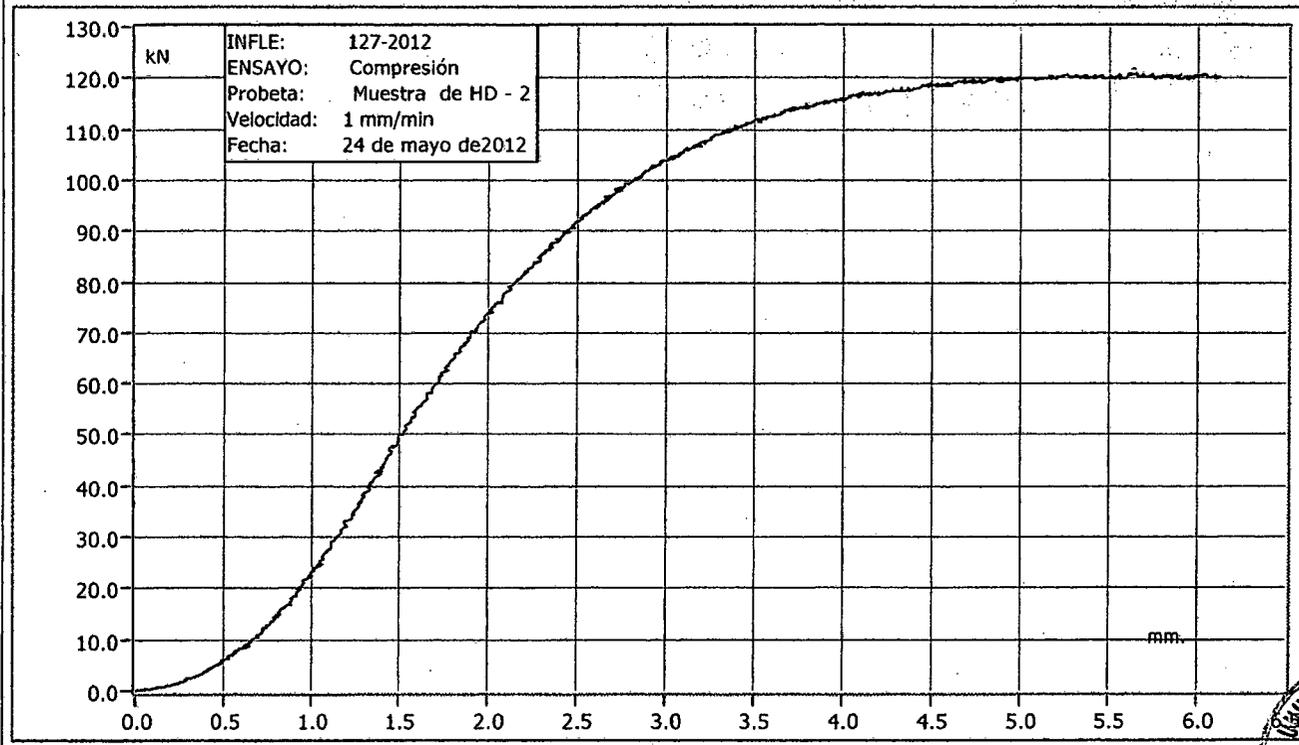
**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU**  
**Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI**







**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU**  
**Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI**



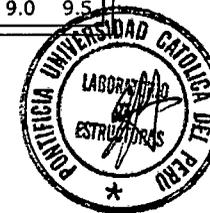
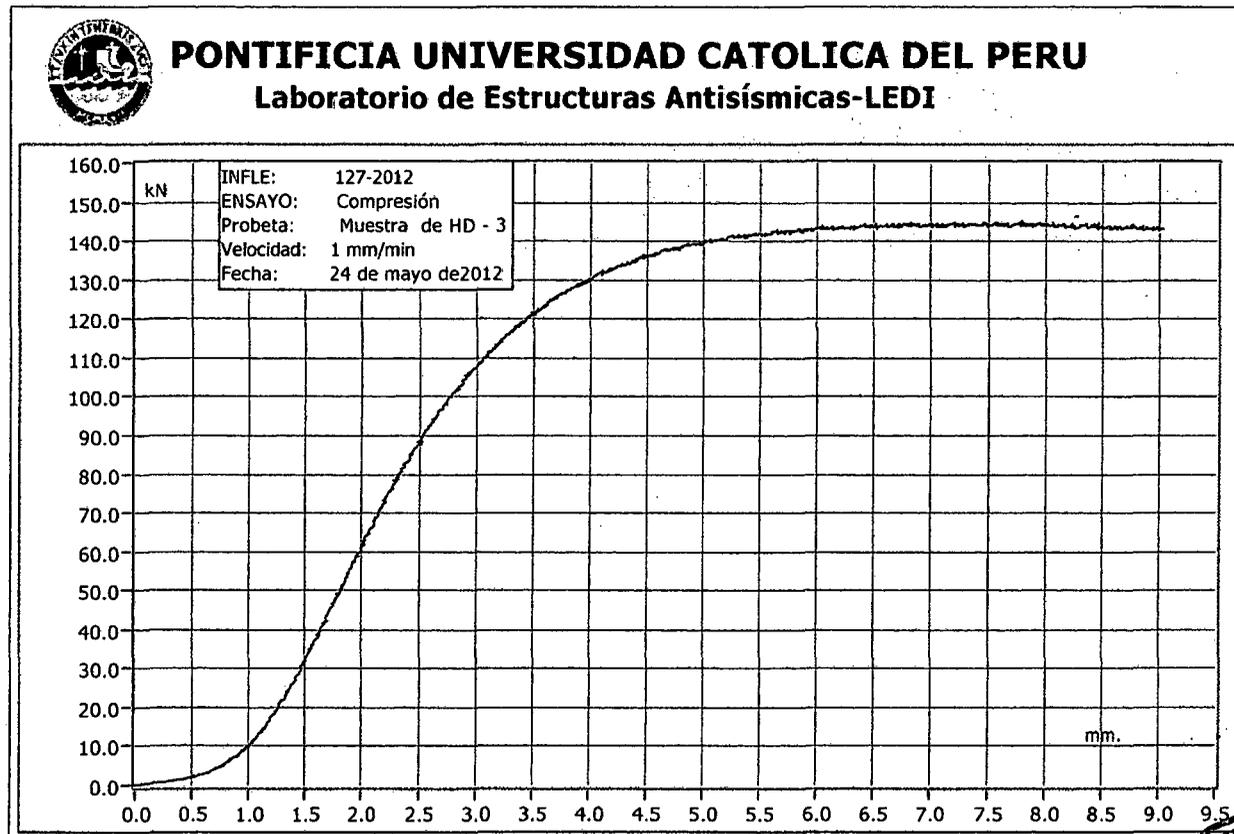


Tabla 1. Ensayos Estáticos de Flexión Simple en Celdas Drenantes, Simple, Expandidas y Expandidas-Reforzadas (en dos capas)  
(Resumen de Resultados Obtenidos)

Espécimen N°	Tipo de Muestra	Dimensiones Espécimen				Carga Aplicada			Deflexión Transversal			Inercia Bruta (mm <sup>4</sup> )	Módulo Rotura (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo de Falla Observado
		Espesor (mm)	Largo (mm)	Ancho (mm)	Lo (mm)	Fisuración (kN)	Máx. (kN)	Final (kN)	Fisuración (mm)	Máx. (mm)	Final (mm)			
1	Simple	50	500	250	362	-	5,5900	3,3800	-	31,11000	40,09000	1041,6667	2,2360	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
1 CD A														
2	Simple	50	500	250	362	-	5,4200	1,3700	-	28,12000	37,28000	1041,6667	2,1680	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
1 CD B														
3	Simple	50	500	250	362	-	5,5700	1,1600	-	35,72000	41,32000	1041,6667	2,2280	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
1 CD C														
												Promedio:	2,211	
												Desv. Est.:	0,037	
												C.V. (%):	1,681	
4	Doble	50	500	250	362	-	8,8080	5,7200	-	23,08000	42,49000	1041,6667	5,1016	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
2 CD A														
5	Doble	50	500	250	362	-	8,7380	6,2900	-	19,72000	38,46000	1041,6667	5,0610	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
2 CD B														
6	Doble	50	500	250	362	-	8,8860	5,9000	-	23,08000	38,44000	1041,6667	5,1468	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
2 CD C														
												Promedio:	5,1031	
												Desv. Est.:	0,0429	
												C.V. (%):	0,840	
7	Doble, de dos Capas	100	500	250	362	-	17,0420	13,1860	-	18,45900	31,61100	2083,3333	2,4677	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
4 CD A														
8	Doble, de dos Capas	100	500	250	362	-	17,9900	13,8700	-	26,22000	43,33000	2083,3333	2,6050	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
4 CD B														
9*	Doble, de dos Capas	100	500	250	362	-	18,9080	15,3600	-	18,82000	33,56000	2083,3333	2,7379	Tracción costillas inferiores, por deflexión excesiva
4 CD C														
												Promedio:	2,6035	
												Desv. Est.:	0,1351	
												C.V. (%):	5,189	

(-): Valor no registrado

Las dimensiones modulares de las Celdas Drenantes Simples, son de 500 x 250 x 50 mm; sin embargo, las dimensiones correspondientes a Especímenes de Ensayo, se presentan en la Tabla 1.

La longitud de ensayo (Lo), en todos los casos, corresponde a la separación física entre elementos de apoyo. En cada extremo del espécimen, se tomo una longitud correspondiente a una cuadrícula.

El Momento de Inercia de la Sección Transversal del espécimen, se tomó como si se tratara de un elemento de sección constante a lo largo del eje longitudinal del espécimen tal como se ensayó, sin embargo, en realidad se trata de una plancha de sección transversal distinta en cada posición, a lo que técnicamente se le denomina Viga "Bierendel".

El Módulo de Rotura propuesto, sólo es una aproximación del mismo (con fines de comparación relativa entre tipos especímenes de ensayo), y ha sido calculado como el Módulo de Rotura de una viga de sección transversal constante y homogénea que soporta una carga Transversal (P máx.) aplicada en la zona central.

INF - LE 331.10

RESUMEN RESULTADOS

LABORATORIO DE  
ESTRUCTURAS  
ANTISISMICAS



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATOLICA  
DEL PERU



Tabla 1. Ensayos Estáticos de Flexión Simple en Celdas Drenantes HD, Simples y Dobles, con o sin Refuerzo (conectores metálicos)  
(Resumen de Resultados Obtenidos)

Espé- cimen N°	Tipo de Muestra	Dimensiones Espécimen				Carga Aplicada			Deflexión Transversal			Inercia Bruta (mm <sup>4</sup> )	Módulo Rotura (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo de Falla Observado
		Espesor (mm)	Largo (mm)	Ancho (mm)	Lo (mm)	Fisur. (kN)	Máx. (kN)	Final (kN)	Fisur. (mm)	Máx. (mm)	Final (mm)			
1 1DP-SP-1	Simple	54	964	263	848	-	0.409	0.290	-	33.000	45.200	3451086	0.1403	Separación de muescas en zonas de conexión (engrape mecánico)
2 1DP-SP-2	Simple	54	964	263	848	-	0.379	0.275	-	43.000	51.782	3451086	0.1300	Separación de muescas en zonas de conexión (engrape mecánico)
3 1DP-SP-3	Simple	54	964	263	848	-	0.409	0.275	-	35.000	48.039	3451086	0.1403	Separación de muescas en zonas de conexión (engrape mecánico)
												Promedio:	0.137	
												Desv. Est.:	0.006	
												C.V. (%):	4.341	
4 1DP-CP-1	Simple, con Conectores H	54	964	263	848	-	0.528	0.465	-	42.500	56.878	3451086	0.5838	Separación de unidades en vecindad de conectores (pernos H)
5 1DP-CP-2	Simple, con Conectores H	54	964	263	848	-	0.526	0.475	-	42.500	54.682	3451086	0.5816	Separación de unidades en vecindad de conectores (pernos H)
6 1DP-CP-3	Simple, con Conectores H	54	964	263	848	-	0.452	0.365	-	51.000	64.897	3451086	0.4998	Separación de unidades en vecindad de conectores (pernos H)
												Promedio:	0.5551	
												Desv. Est.:	0.0479	
												C.V. (%):	8.628	
7 2DP-CPV-1	Doble, con Conectores V	108	964	263	848	-	1.041	0.580	-	46.000	55.070	255636	0.2878	Separación de muescas en zonas de engrape mecánico en la base
8 2DP-CPV-2	Doble, con Conectores V	108	964	263	848	-	1.017	0.510	-	47.000	58.240	255636	0.2811	Separación de muescas en zonas de engrape mecánico en la base
9 2DP-CPV-3	Doble, con Conectores V	108	964	263	848	-	1.004	0.500	-	49.000	61.529	27608888	0.2775	Separación de muescas en zonas de engrape mecánico en la base
												Promedio:	0.2821	
												Desv. Est.:	0.0052	
												C.V. (%):	1.839	

(-): Valor no registrado

Las dimensiones modulares de las Celdas Drenantes Simples, son de 482 x 263 x 54 mm; sin embargo, las dimensiones correspondientes a Especímenes de Ensayo, se presentan en la Tabla 1

La longitud de ensayo (Lo), en todos los casos, corresponde a la separación física libre entre apoyos. En cada extremo del espécimen, se tomó una longitud correspondiente a una cuadrícula.

El Momento de Inercia de la Sección Transversal del espécimen, se tomó como si se tratara de un elemento de sección transversal constante a lo largo del eje longitudinal del espécimen tal como se ensayó, sin embargo, en realidad se trata de una plancha de sección transversal distinta en cada posición, a lo que técnicamente se le denomina "Bierendel"

El Módulo de Rotura propuesto, sólo es una aproximación del mismo (con fines de comparación relativa entre tipos especímenes de ensayo), y ha sido calculado como el Módulo de Rotura de una viga de sección transversal maciza constante y homogénea que soporta una carga Transversal (P máx.) aplicada en la zona central.

INF - LE 044.11

RESUMEN RESULTADOS

LABORATORIO DE  
ESTRUCTURAS  
ANTISISMICAS



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATOLICA  
DEL PERU



TABLA

**ANEXO B:**  
**CÁLCULO DE MOMENTO DE INERCIA Y**  
**EL MODULO PLÁSTICO DE LOS**  
**PANELES HD**

## ÍNDICE

<b>LISTA DE CUADROS</b> .....	ii
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	iii
<b>ANEXO B: CALCULO MOMENTO DE INERCIA DE LOS PANELES HD</b> .....	1
<b>B.1 MOMENTO DE INERCIA</b> .....	1
<b>B.2 MOMENTO DE INERCIA DEL PANEL HD</b> .....	3
<b>B.3 MOMENTO DE FUENCIA</b> .....	5
<b>B.4 MOMENTO PLÁSTICO Y EJE NEUTRO</b> .....	6
<b>B.5 MODULO PLASTICO (Z) PARA LOS PANELES HD</b> .....	8

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N°B.01 Momento de inercia para una capa .....	4
Cuadro N°B.02 Momento de inercia para dos capas.....	4
Cuadro N°B.03 Momento de inercia para dos capas.....	4
Cuadro N°B.04 Modulo plástico para una capa.....	8
Cuadro N°B.05 Modulo plástico para dos capas.....	9
Cuadro N°B.06 Modulo plástico para dos capas.....	9

## LISTA DE FIGURAS

Figura N°B.01 Momento de inercia.....	2
Figura N°B.02 Momento de inercia ejes paralelos.....	3
Figura N°B.03 Viga de material elastoplástico sometida a un momento flexionante positivo M.....	5
Figura N°B.04 Distribución de esfuerzos en condiciones elásticas.....	6
Figura N°B.05 Distribución de esfuerzos en condiciones plásticas.....	6
Figura N°B.06 Ubicación del eje neutro y determinación del momento plástico $M_p$ en condiciones completamente plásticas..	7

## ANEXO B: CALCULO MOMENTO DE INERCIA DE LOS PANELES HD

### B.1 MOMENTO DE INERCIA

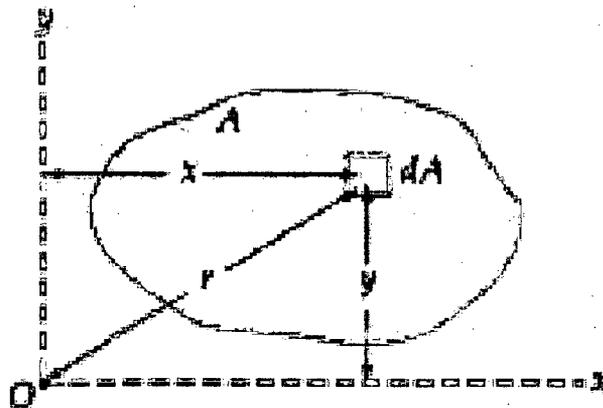
En la Figura N°B.01 la superficie de área A está contenida en el plano x-y. Los momentos de inercia elementales del elemento dA respecto a los ejes x e y son, por definición,  $dI_x = y^2 dA$  y  $dI_y = x^2 dA$ , respectivamente. Luego los momentos de inercia de la superficie de área A respecto a los mismos ejes serán.

$$I_x = \int y^2 dA \quad (B.01)$$

$$I_y = \int x^2 dA \quad (B.02)$$

Donde las integrales se extienden a toda la superficie. Las ecuaciones B.01 y B.02 se conocen como momentos de inercia rectangulares.

Obsérvese que el momento de inercia de un elemento contiene el cuadrado de la distancia del elemento al eje de inercia. Un elemento cuya coordenada sea negativa contribuye al momento de inercia en la misma cantidad que un elemento igual cuya coordenada sea positiva y del mismo valor absoluto. En consecuencia, el momento de inercia de una superficie respecto a un eje es una cantidad esencialmente positiva. En el sistema internacional las unidades del momento de inercia es el  $m^2$ .



Meriam J. y Kraige (2004)

Figura N°B.01 Momento de inercia. Fuente.

Traslación de los ejes, el momento de inercia de una superficie respecto a un eje no centroidal puede expresarse fácilmente en función del momento de inercia respecto a un eje centroidal paralelo a él. En la Figura N°B.02 los ejes  $x_0 - y_0$  pasan por el centroide C de la superficie. Los momentos de inercia de la superficie respecto a los ejes  $x - y$  paralelos a ellos. Por definición, el momento de inercia del elemento  $dA$  respecto al eje  $x$  es.

$$dl_x = (y_0 + d_x)^2 dA \quad (B.03)$$

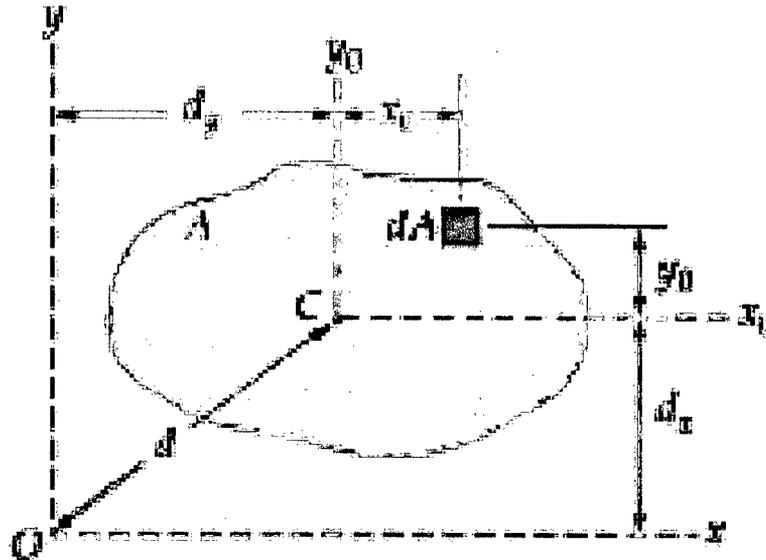
Desarrollando el integrado se tiene

$$I_x = \int y_0^2 dA + 2d_x \int y_0 dA + d_x^2 \int dA \quad (B.04)$$

La primera integral es, por definición, el momento de inercia  $I_x$  respecto al eje centroidal  $x_0$ . La segunda integral es nula, puesto que  $\int y_0 dA = A\bar{y}_0$  e  $\bar{y}_0$  es automáticamente cero estando el centroide en el eje  $x_0$ . La tercera integral es simplemente  $Ad_x^2$ . Luego la expresión de  $I_x$  y la expresión análoga de  $I_y$  resultan ser.

$$I_x = \bar{I}_x + Ad_x^2 \quad (B.05)$$

$$I_y = \bar{I}_y + Ad_y^2 \quad (B.06)$$



Fuente, Meriam J. y Kraige (2004)

Figura N°B.02 Momento de inercia ejes paralelos.

El momento de inercia para secciones rectangulares esta dado por la siguiente expresión:

$$I = \frac{1}{12}BH^3 \quad (B.07)$$

Donde: B es el ancho y H la altura del elemento.

## B.2 MOMENTO DE INERCIA DEL PANEL HD

Según las formulas dadas en el punto B.1.1, se calcula el momento de inercia del panel HD, para una, dos y tres capas. El análisis se realizara para un metro de ancho tomando la sección de la Figura N°2.07.

Una capa (Sección considerada B=104 mm, H=50 mm)

Cuadro N°B.01 Momento de inercia para una capa.

N°	Ancho Mm	Altura mm	Área mm <sup>2</sup>	Yc mm	Io mm <sup>4</sup>	
1	24.0	5.0	120.0	22.5	61000.0	
2	9.0	10.0	90.0	15.0	21000.0	
$\Sigma$					164000.0	157.7 cm <sup>4</sup> /m

Dos capas (Sección considerada B=104 mm, H=50 mm)

Cuadro N°B.02 Momento de inercia para dos capas.

N°	Ancho Mm	Altura mm	Área mm <sup>2</sup>	Yc mm	Io mm <sup>4</sup>	
1	24.0	5.0	120.0	47.5	270750.0	
2	9.0	10.0	90.0	40.0	144000.0	
3	24.0	5.0	120.0	2.5	750.0	
4	9.0	10.0	90.0	10.0	9000.0	
$\Sigma$					849000.0	816.3 cm <sup>4</sup> /m

Tres capas (Sección considerada B=104 mm, H=50 mm)

Cuadro N°B.03 Momento de inercia para dos capas.

N°	Ancho Mm	Altura mm	Área mm <sup>2</sup>	Yc mm	Io mm <sup>4</sup>	
1	24.0	5.0	120.0	72.5	630750.0	
2	9.0	10.0	90.0	65.0	380250.0	
3	24.0	5.0	120.0	27.5	90750.0	
4	9.0	10.0	90.0	35.0	110250.0	
5	24.0	5.0	120.0	22.5	60750.0	
6	9.0	10.0	90.0	15.0	20250.0	
$\Sigma$					2586000.0	2486.5 cm <sup>4</sup> /m

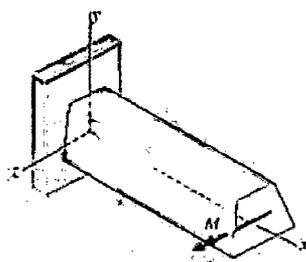
### B.3 MOMENTO DE FUENCIA

Consideremos una viga de material elastoplástico sometida a un momento flexionante que ocasiona flexión en el plano  $xy$  (Figura N°B.3). Cuando el momento flexionante es pequeño, el esfuerzo máximo en la viga es menor que el esfuerzo de fluencia  $\sigma_Y$  y, por tanto, la viga está en la misma condición que una viga ordinaria en flexión elástica ordinaria con una distribución lineal de esfuerzos (Figura N°B.4-b). en estas condiciones el eje neutro pasa por el centroide de la sección transversal y los esfuerzos normales se obtienen con la fórmula de la flexión ( $\sigma = -M_y/I$ ). Como el momento flexionante es positivo, los esfuerzos son de compresión arriba del eje  $z$  y de tensión debajo de éste.

Las condiciones anteriores existen hasta que el esfuerzo en la viga en el punto más alejado del eje neutro alcanza el esfuerzo de fluencia  $\sigma_Y$ , sea en tensión o en compresión (Figura N°B.4-c). El momento flexionante en la viga cuando el esfuerzo máximo apenas alcanza el esfuerzo de fluencia, denominado momento de fluencia  $M_Y$ , se obtiene con la formula de la flexión.

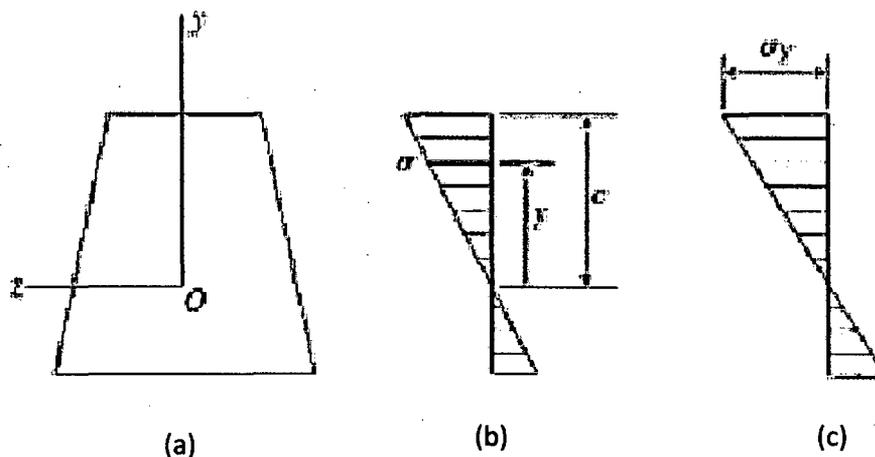
$$M_Y = \frac{\sigma_Y I}{c} = \sigma_Y S \quad (\text{B.08})$$

En donde  $c$  es la distancia hasta el punto más alejado desde el eje neutro y  $S$  es el módulo de sección correspondiente.



Fuente: Gere J. y Goodno B. (2009).

Figura N°B.03 Viga de material elastoplástico sometida a un momento flexionante positivo  $M$ .

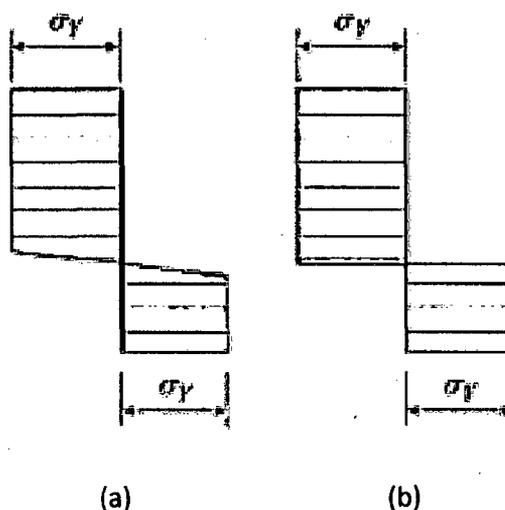


Fuente, Gere J. y Goodno B. (2009).

Figura N°B.04 Distribución de esfuerzos en condiciones elásticas.

#### B.4 MOMENTO PLÁSTICO Y EJE NEUTRO

Al aumentar el momento flexionante más allá del momento de fluencia  $M_y$ , las deformaciones unitarias en la viga continúan aumentando y la deformación unitaria máxima excederá la deformación unitaria de fluencia  $\epsilon_y$ . Sin embargo, debido a la fluencia perfectamente plástica, el esfuerzo máximo permanecerá constante igual a  $\sigma_y$ .

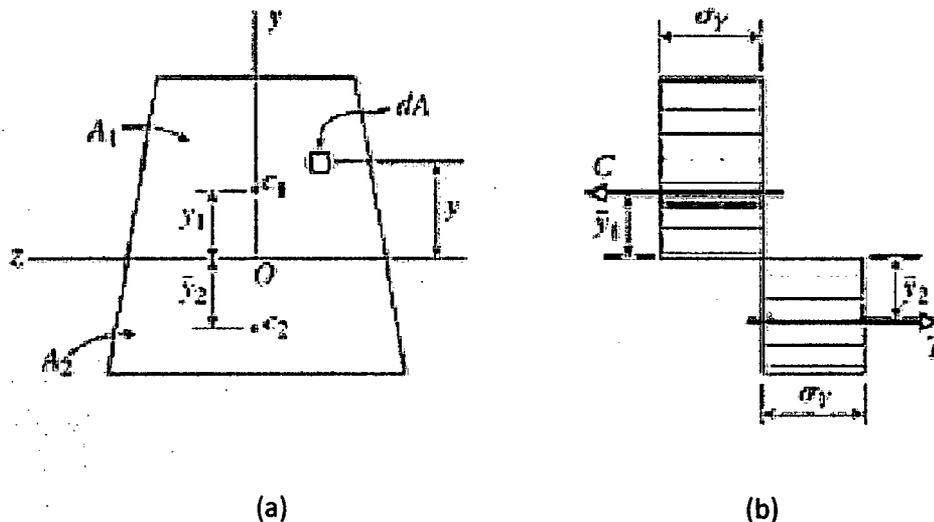


Fuente, Gere J. y Goodno B. (2009).

Figura N°B.05 Distribución de esfuerzos en condiciones plásticas.

Conforme se aumenta más el momento flexionante, la región plástica se agranda hasta llegar a la condición mostrada en la Figura N°B.05- a. En esta etapa la sección elástica casi ha desaparecido. Por lo tanto, para fines prácticos la viga ha alcanzado su capacidad última de resistencia de momento y podemos idealizar la distribución última de los esfuerzos como si consistiera de dos partes rectangulares (Figura N°B.5-b). El momento flexionante que corresponde a esta distribución idealizada de esfuerzos, denominada momento plástico  $M_p$ , representa el momento máximo que puede soportar una viga de material elastoplástico.

En la Figura N°B.6 ayuda a ubicar el eje neutro y la determinación del momento plástico  $M_p$  en condiciones completamente plásticas. La fuerza de compresión resultante  $C$  es igual a  $\sigma_y$  multiplicada por el área de la sección transversal  $A_1$  arriba del eje neutro, y la fuerza de tensión resultante  $T$  es igual a  $\sigma_y$  multiplicado por el área  $A_2$  debajo del eje neutro. Dado que la fuerza resultante que actúa sobre la sección transversal es cero, se deduce  $T=C$  o  $A_1= A_2$ . Por lo tanto, en condiciones completamente plásticas, el eje neutro divide la sección transversal en dos áreas iguales.



Fuente, Gere J. y Goodno B. (2009).

Figura N°B.06 Ubicación del eje neutro y determinación del momento plástico  $M_p$  en condiciones completamente plásticas.

Puesto que el momento plástico  $M_p$  es el momento resultante de los esfuerzos que actúan sobre la sección transversal, éste se puede encontrar integrando sobre el área  $A$  de la sección transversal (Figura N°B.6-a)

$$M_p = - \int_A y \sigma_y dA \quad (B.09)$$

Una forma practica de encontrar el momento plástico es dividir la sección transversal de la viga en dos áreas iguales, ubicar el centroide de cada mitad y luego emplear la siguiente ecuación.

$$M_p = \frac{\sigma_Y A (\bar{y}_1 + \bar{y}_2)}{2} = \sigma_Y Z \quad (B.10)$$

Donde  $Z$  es el **módulo plástico** para la sección transversal.

#### B.5 MODULO PLASTICO (Z) PARA LOS PANELES HD

Según las formulas dadas en el punto B.3, se calcula el MODULO PLASTICO ( $Z$ ) del panel HD, para una, dos y tres capas. El análisis se realizara para un metro de ancho tomando la sección de la Figura N°2.07.

Una capa (Sección considerada  $B=104$  mm,  $H=50$  mm)

Cuadro N°B.04 Modulo plástico para una capa. Fuente, Elaboración propia.

N°	Ancho mm	Altura mm	Área mm <sup>2</sup>	Yc mm	Z mm <sup>3</sup>
1	24.0	5.0	120.0	22.5	2700.0
2	9.0	10.0	90.0	15.0	1350.0
$\Sigma$			420.0	$\Sigma$	8100.0
			40.38 cm <sup>2</sup> /m		77.88 cm <sup>3</sup> /m

Dos capas (Sección considerada B=104 mm, H=50 mm)

Cuadro N°B.05 Modulo plástico para dos capas. Fuente, Elaboración propia.

N°	Ancho mm	Altura mm	Área mm <sup>2</sup>	Yc mm	Z mm <sup>3</sup>
1	24.0	5.0	120.0	47.5	5700.0
2	9.0	10.0	90.0	40.0	3600.0
3	24.0	5.0	120.0	2.5	300.0
4	9.0	10.0	90.0	10.0	900.0
$\Sigma$			840.0		$\Sigma$ 21000.0
			80.77 cm <sup>2</sup>		201.92 cm <sup>3</sup> /m

Tres capas (Sección considerada B=104 mm, H=50 mm)

Cuadro N°B.06 Modulo plástico para dos capas. Fuente, Elaboración propia.

N°	Ancho mm	Altura mm	Área mm <sup>2</sup>	Yc mm	Z mm <sup>3</sup>
1	24.0	5.0	120.0	72.5	8700.0
2	9.0	10.0	90.0	65.0	5850.0
3	24.0	5.0	120.0	27.5	3300.0
4	9.0	10.0	90.0	35.0	3150.0
5	24.0	5.0	120.0	22.5	2700.0
6	9.0	10.0	90.0	15.0	1350.0
$\Sigma$			1260.0		$\Sigma$ 50100.0
			121.15 cm <sup>2</sup>		481.73 cm <sup>3</sup> /m

**ANEXO C: CALCULO DE LAS  
PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PANEL  
HD**

## ÍNDICE

ÍNDICE .....	i
LISTA DE CUADROS.....	ii
LISTA DE FIGURAS.....	iii
C.1 MODULO DE ELASTICIDAD.....	1
C.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.....	5
C.3. MOMENTO FLECTOR MÁXIMO DE ROTURA.....	7

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N°C.1 Áreas y alturas de los elementos para los paneles ensayados. ....	1
Cuadro N°C.2 Rigidez de cada elemento.....	2
Cuadro N°C.3 Resistencia a la compresión del panel HD.....	6
Cuadro N°C.4 Resistencia a la compresión del panel HD.....	7

## LISTA DE FIGURAS

Figura N°C.1 Modelo de análisis.....	1
Figura N°C.2 Diagrama fuerza deformación del panel HD muestra C1.....	3
Figura N°C.3 Diagrama fuerza deformación del panel HD muestra C3.....	5
Figura N°C.4 Modelo de una viga simplemente apoyada.....	7

## ANEXO C: CALCULO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PANEL HD

### C.1 MODULO DE ELASTICIDAD

En la Figura N°C.01 se muestra el modelo de análisis del panel HD. El modelo analiza los esfuerzos y deformaciones producidas por una carga a compresión normal a la planta del panel HD, según la división de las partes del panel HD hecha en el Capítulo II, el modelo comprende tres resortes ( $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$ ) en serie más uno en paralelo ( $k_4$ ) las tres anteriores.

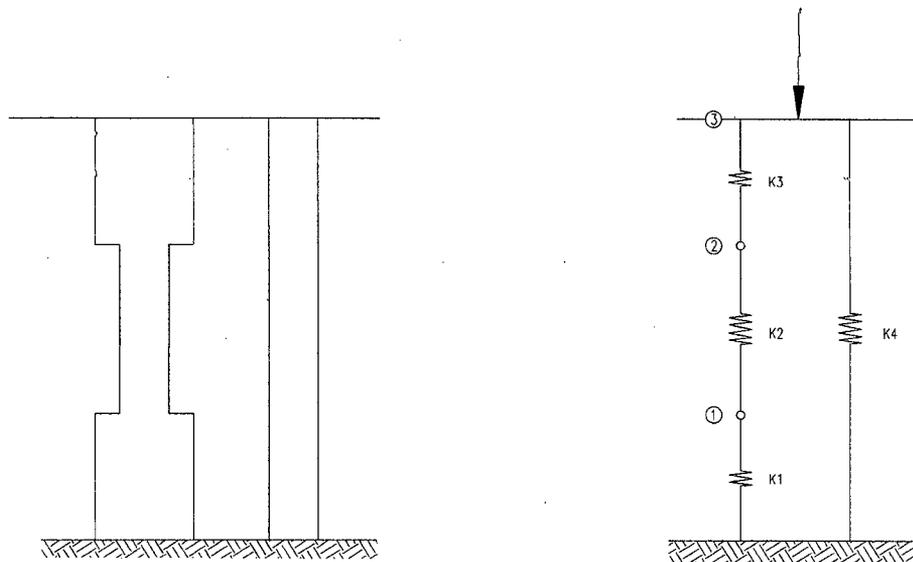


Figura N°C.1 Modelo de análisis.

Cuadro N°C.1 Áreas y alturas de los elementos para los paneles ensayados.

Elemento	Área cm <sup>2</sup>	Altura cm
A1	115.3	1.5
A2	22.2	2.0
A3	115.3	1.5
A4	26.4	5.0

En la Cuadro N°6.01 se encuentran los valores de área y altura para cada elemento de la división hecha. Los valores de área corresponden a los especímenes ensayados.

La ecuación 6.01 es una relación matricial que involucra las variables de rigidez, deformación y fuerza, vista en la Figura N°6.01.

$$\begin{bmatrix} k1 + k2 & -k2 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 & -k3 \\ 0 & -k3 & k3 + k4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta1 \\ \delta2 \\ \delta3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ F3 \end{bmatrix} \quad (C.1)$$

Rigidez de cada elemento.

$$k1 = \frac{E_{HD}A_1}{H_1} \qquad k2 = \frac{E_{HD}A_2}{H_2} \quad (C.2)$$

$$k3 = \frac{E_{HD}A_3}{H_3} \qquad k4 = \frac{E_{HD}A_4}{H_4}$$

Valores numéricos se encuentran en la siguiente Cuadro.

Cuadro N°C.2 Rigidez de cada elemento.

Elemento	Área	Altura	Rigidez
	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup> /cm
k1	115.3	1.5	76.86 E <sub>HD</sub>
k2	22.2	2.0	11.10 E <sub>HD</sub>
k3	115.3	1.5	76.86 E <sub>HD</sub>
k4	26.4	5.0	5.28 E <sub>HD</sub>

De los ensayos de laboratorio tenemos los valores  $\delta_3 = 3.05 - 1.13 = 1.92 \text{ mm}$  y  $F_3 = 110 - 10 = 100 \text{ kN}$ , siendo estos valores la variación de la deformación y la fuerza respectivamente tomados en el rango elástico. Estos valores son tomados de la grafica del ensayo a compresión realiza a la muestra C1 (Figura N°C.2)

Remplazando los valores tenemos: un sistema de tres ecuaciones con tres variables.

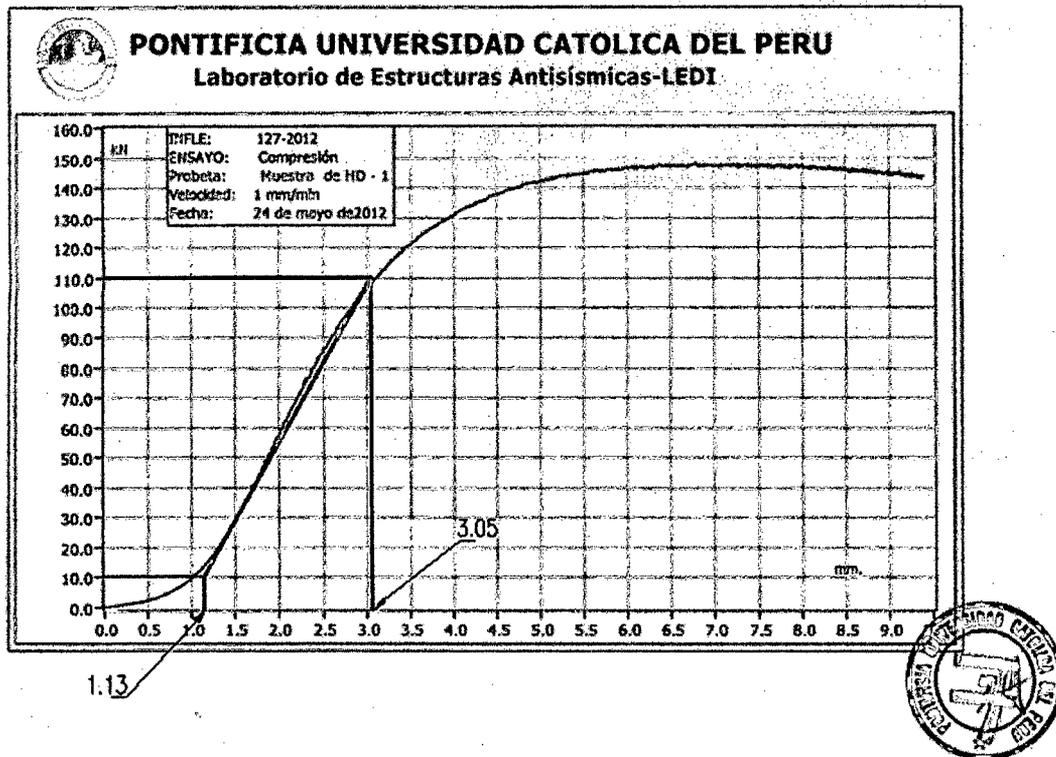


Figura N°C.2 Diagrama fuerza deformación del panel HD muestra C1.

$$E_{HD} \frac{cm^2}{cm} \begin{bmatrix} 87.96 & -11.10 & 0 \\ -11.10 & 87.96 & -76.86 \\ 0 & -76.86 & 82.14 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ 1.92 \text{ cm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 100 \text{ kN} \end{bmatrix} \quad (C.3)$$

Ordenando las unidades y sacando la inversa a la matriz de rigidez

$$\begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ 0.192 \end{bmatrix} = \frac{1}{E_{HD}} \frac{kN}{cm^2} \begin{bmatrix} 0.012 & 0.008 & 0.008 \\ 0.008 & 0.068 & 0.064 \\ 0.008 & 0.064 & 0.072 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 100 \end{bmatrix} \quad (C.4)$$

Resolviendo la ecuación anterior tenemos:

$$E_{HD} = 375.0 \text{ MPa}$$

$$\delta_1 = 0.021 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.170 \text{ cm}$$

Calculo de esfuerzos:

$$\sigma_{A1} = \frac{E_{HD}(\delta_1)}{L_1} = 5.25 \text{ MPa} \quad (\text{C.5})$$

$$\sigma_{A2} = \frac{E_{HD}(\delta_2 - \delta_1)}{L_2} = 27.93 \text{ MPa} \quad (\text{C.6})$$

$$\sigma_{A3} = \frac{E_{HD}(\delta_3 - \delta_2)}{L_3} = 5.25 \text{ MPa} \quad (\text{C.7})$$

$$\sigma_{A4} = \frac{E_{HD}(\delta_3)}{L_4} = 14.32 \text{ MPa} \quad (\text{C.8})$$

De los resultados anteriores el elemento más esforzado es A2 (diafragmas), para todas las cargas aplicadas este elemento será el más esforzado. Los resultados de ensayos de laboratorio lo ratifican, ya que fue el elemento que falló.

Fuerzas internas

$$F_{A1} = \sigma_{A1} \times \text{Área A1} = 62 \text{ kN} \quad (\text{C.9})$$

$$F_{A2} = \sigma_{A2} \times \text{Área A2} = 62 \text{ kN} \quad (\text{C.10})$$

$$F_{A3} = \sigma_{A3} \times \text{Área A3} = 62 \text{ kN} \quad (\text{C.11})$$

$$F_{A4} = \sigma_{A4} \times \text{Área A4} = 38 \text{ kN} \quad (\text{C.12})$$

Las tres primeras fuerzas son iguales, esto es concordante ya que estos elementos se encuentran en paralelo, la suma de la fuerza de cualquiera de las tres anteriores más la cuarta fuerza es igual a la carga aplicada 100 kN.

Con el procedimiento anterior se realiza el cálculo para la muestra C3, para ello se toma la variación de deformación y de fuerza en el rango elástico del gráfico

del ensayo a compresión (Figura N°C.3), del cual tenemos los valores  $\delta_3 = 2.98 - 1.07 = 1.91 \text{ mm}$  y  $F_3 = 110 - 10 = 100 \text{ kN}$ .

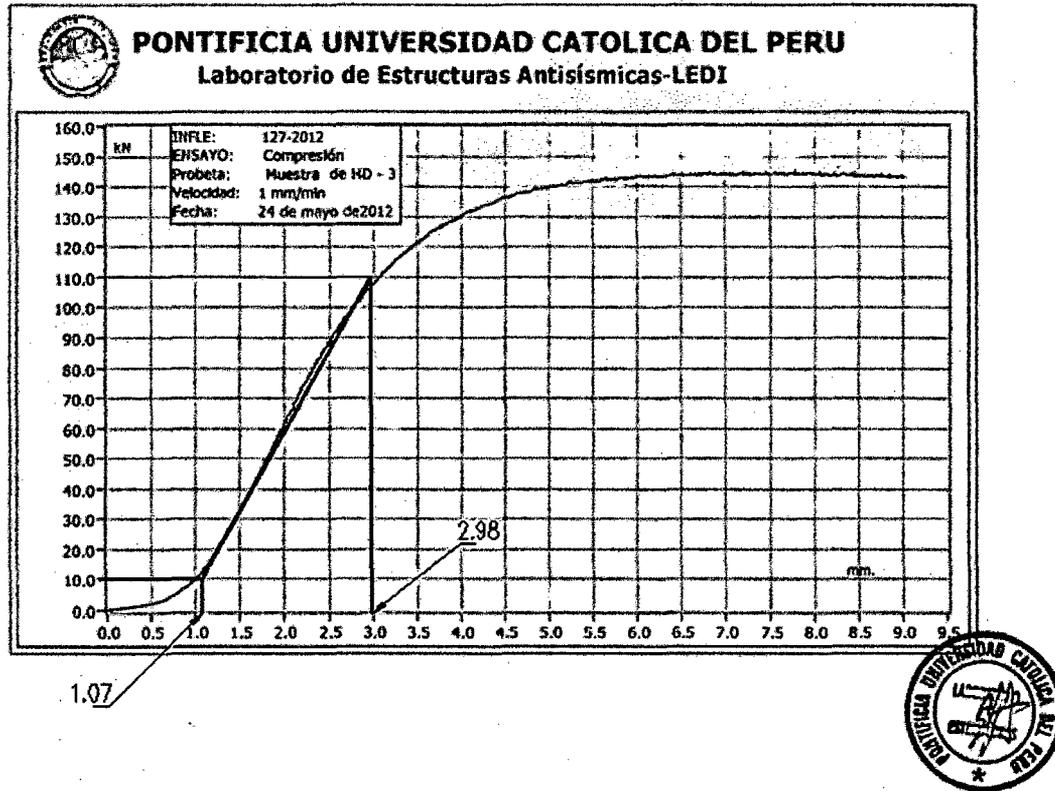


Figura N°C.3 Diagrama fuerza deformación del panel HD muestra C3.

Con ello el módulo de elasticidad para la muestra C3 resulta ser:

$$E_{HD} = 377.0 \text{ MPa}$$

## C.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Se calculo dos resistencias a la compresión máxima para los paneles HD, la primera es la resistencia a la compresión del panel HD (visto en conjunto, como una losa maciza) y la segunda es la resistencia a compresión máxima del material del panel HD (en este caso del polipropileno).

Muestra C1

Panel Sintetico HD	
Longitud (L)	261 mm
Ancho (B)	220 mm
Altura (H)	51 mm

Datos de ensayo	
$A =$	
$A_n =$	0.057 m <sup>2</sup>
$\Delta F =$	0.00222 m <sup>2</sup>
$\Delta \delta =$	100000 N
$F_{m\acute{a}x} =$	1.92 mm
$\sigma_{m\acute{a}x} =$	148.33 kN
$\sigma_{m\acute{a}x\ losa} =$	41.43 MPa
$\delta_{m\acute{a}x} =$	2.58 MPa
$\epsilon =$	5.37 mm
	<b>10.53%</b>

Área bruta

Área de elemento mas esforzado

414.3 kg/cm<sup>2</sup>

25.8 kg/cm<sup>2</sup>

Muestra C3

Panel HD	
Longitud (L)	261 mm
Ancho (B)	220 mm
Altura (H)	51 mm

Datos de ensayo	
$A =$	
$A_n =$	0.057 m <sup>2</sup>
$\Delta F =$	0.00222 m <sup>2</sup>
$\Delta \delta =$	100000 N
$F_{m\acute{a}x} =$	1.91 mm
$\sigma_{m\acute{a}x} =$	145.32 kN
$\sigma_{m\acute{a}x\ losa} =$	40.58 MPa
$\delta_{m\acute{a}x} =$	2.53 MPa
$\epsilon =$	5.43
	<b>10.65%</b>

Área bruta

Área de elemento mas esforzado

405.8 kg/cm<sup>2</sup>

25.3 kg/cm<sup>2</sup>

Los valores se tomaron de las Figura N°C.2 y C.3.

Resistencia a la compresión del panel HD ( $\sigma'_{HDL}$ ) los resultados podemos ver en la Cuadro N°6.3.

Cuadro N°C.3 Resistencia a la compresión del panel HD. Fuente, Elaboración propia..

Muestra	Resistencia a la compresión del panel HD (MPa)
C1	2.58
C2	2.53

De la Cuadro anterior podemos tomar  $\sigma'_{HDL} = 2.5\ MPa$

Resistencia a la compresión del material del panel HD ( $\sigma'_{HD}$ ), los resultados podemos ver en la Cuadro N°6.4.

Cuadro N°C.4 Resistencia a la compresión del panel HD.

Muestra	Resistencia a la compresión de material del panel HD (MPa)
C1	2.58
C2	2.53

De la Cuadro anterior podemos tomar  $\sigma'_{HD} = 2.5 \text{ MPa}$

### C.3. MOMENTO FLECTOR MÁXIMO DE ROTURA

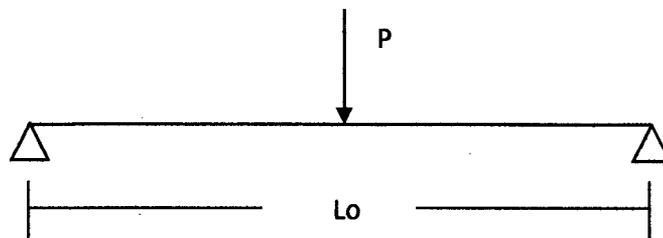


Figura N°C.4 Modelo de una viga simplemente apoyada.

El momento flector de una viga simplemente apoyada con una carga puntual está dado por la siguiente ecuación:

$$Mu = \frac{PL_0}{4} \quad (C.13)$$

Con la ecuación se calcula el momento flector máximo de rotura para la sección del HD y de la unión entre paneles para cada uno de los elementos de conexión ensayados.

**ANEXO D:**  
**MEMORIA DE CALCULO HDVIGA**

## ÍNDICE

<b>LISTA DE CUADROS</b> .....	ii
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	v
<b>ANEXO D: MEMORIA DE CALCULO CON HDVIGA</b> .....	1
D.1 ANÁLISIS GENERAL CON HDVIGA .....	1
D.2 ANÁLISIS CON UNA CAPA DE PANEL HD .....	1
D.2.1 Análisis con una capa de panel HD para $k=15$ MPa/m .....	2
D.2.2 Análisis con una capa de panel HD para $k=25$ MPa/m .....	4
D.2.3 Análisis con una capa de panel HD para $k=50$ MPa/m .....	6
D.2.4 Análisis con una capa de panel HD para $k=75$ MPa/m .....	8
D.2.5 Análisis con una capa de panel HD para $k=100$ MPa/m .....	10
D.2.6 Análisis con una capa de panel HD para $k=150$ MPa/m .....	12
D.2.7 Análisis con una capa de panel HD para $k=200$ MPa/m .....	14
D.3 ANÁLISIS CON DOS CAPAS DE PANEL HD.....	16
D.3.1 Análisis con dos capas de panel HD para $k=15$ MPa/m.....	16
D.3.2 Análisis con dos capas de panel HD para $k=25$ MPa/m.....	18
D.3.3 Análisis con dos capas de panel HD para $k=50$ MPa/m.....	20
D.3.4 Análisis con dos capas de panel HD para $k=75$ MPa/m.....	22
D.3.5 Análisis con dos capas de panel HD para $k=100$ MPa/m.....	24
D.3.6 Análisis con dos capas de panel HD para $k=150$ MPa/m.....	26
D.3.7 Análisis con dos capas de panel HD para $k=200$ MPa/m.....	28
D.4 ANÁLISIS CON TRES CAPAS DE PANEL HD.....	30
D.4.1 Análisis con tres capas de panel HD para $k=15$ MPa/m.....	30
D.4.2 Análisis con tres capas de panel HD para $k=25$ MPa/m.....	32
D.4.3 Análisis con tres capas de panel HD para $k=50$ MPa/m.....	34
D.4.4 Análisis con tres capas de panel HD para $k=75$ MPa/m.....	36
D.4.5 Análisis con tres capas de panel HD para $k=100$ MPa/m .....	38
D.4.6 Análisis con tres capas de panel HD para $k=150$ MPa/m .....	40
D.4.7 Análisis con tres capas de panel HD para $k=200$ MPa/m .....	42

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N°D.1 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=15$ y una capa de panel HD. . . . .	2
Cuadro N°D.2 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=15$ y una capa de panel HD. . . . .	2
Cuadro N°D.3 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=25$ y una capa de panel HD. . . . .	4
Cuadro N°D.4 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=25$ y una capa de panel HD. . . . .	4
Cuadro N°D.5 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=50$ y una capa de panel HD. . . . .	6
Cuadro N°D.6 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=50$ y una capa de panel HD. . . . .	6
Cuadro N°D.7 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=75$ y una capa de panel HD. . . . .	8
Cuadro N°D.8 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=75$ y una capa de panel HD. . . . .	8
Cuadro N°D.9 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=100$ y una capa de panel HD. . . . .	10
Cuadro N°D.10 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=100$ y una capa de panel HD. . . . .	10
Cuadro N°D.11 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=150$ y una capa de panel HD. . . . .	12
Cuadro N°D.12 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=150$ y una capa de panel HD. . . . .	12
Cuadro N°D.13 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=200$ y una capa de panel HD. . . . .	14
Cuadro N°D.14 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=200$ y una capa de panel HD. . . . .	14
Cuadro N°D.15 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=15$ y dos capas de panel HD. . . . .	16
Cuadro N°D.16 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=15$ y dos capas de panel HD. . . . .	17

Cuadro N°D.17 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=25$ y dos capas de panel HD. ....	18
Cuadro N°D.18 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=25$ y dos capas de panel HD. ....	18
Cuadro N°D.19 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=50$ y dos capas de panel HD. ....	20
Cuadro N°D.20 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=50$ y dos capas de panel HD. ....	20
Cuadro N°D.21 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=75$ y dos capas de panel HD. ....	22
Cuadro N°D.22 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=75$ y dos capas de panel HD. ....	22
Cuadro N°D.23 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=100$ y dos capas de panel HD. ....	24
Cuadro N°D.24 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=100$ y dos capas de panel HD. ....	24
Cuadro N°D.25 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=150$ y dos capas de panel HD. ....	26
Cuadro N°D.26 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=150$ y dos capas de panel HD. ....	26
Cuadro N°D.27 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=200$ y dos capas de panel HD. ....	28
Cuadro N°D.28 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=200$ y dos capas de panel HD. ....	28
Cuadro N°D.29 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=15$ y tres capas de panel HD. ....	30
Cuadro N°D.30 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=15$ y tres capas de panel HD. ....	31
Cuadro N°D.31 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=25$ y tres capas de panel HD. ....	32
Cuadro N°D.32 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=25$ y tres capas de panel HD. ....	32
Cuadro N°D.33 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=50$ y tres capas de panel HD. ....	34

Cuadro N°D.34 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=50$ y tres capas de panel HD. ....	34
Cuadro N°D.35 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=75$ y tres capas de panel HD. ....	36
Cuadro N°D.36 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=75$ y tres capas de panel HD. ....	36
Cuadro N°D.37 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=100$ y tres capas de panel HD. ....	38
Cuadro N°D.38 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=100$ y tres capas de panel HD. ....	38
Cuadro N°D.39 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=150$ y tres capas de panel HD. ....	40
Cuadro N°D.40 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=150$ y tres capas de panel HD. ....	40
Cuadro N°D.41 Deflexiones y presión transmitida máxima para $k=200$ y tres capas de panel HD. ....	42
Cuadro N°D.42 Momento flector y esfuerzo máximo para $k=200$ y tres capas de panel HD. ....	42

**LISTA DE FIGURAS**

Figura N°D.1 Modelo de análisis de HDVIGA. . . . .	1
Figura N°D.2 Deflexión para $k=15$ y una capa de panel HD. . . . .	3
Figura N°D.3 Momento flector para $k=15$ y una capa de panel HD. . . . .	3
Figura N°D.4 Deflexión para $k=25$ y una capa de panel HD. . . . .	5
Figura N°D.5 Momento flector para $k=25$ y una capa de panel HD. . . . .	5
Figura N°D.6 Deflexión para $k=50$ y una capa de panel HD. . . . .	7
Figura N°D.7 Momento flector para $k=50$ y una capa de panel HD. . . . .	7
Figura N°D.8 Deflexión para $k=75$ y una capa de panel HD. . . . .	9
Figura N°D.9 Momento flector para $k=75$ y una capa de panel HD. . . . .	9
Figura N°D.10 Deflexión para $k=100$ y una capa de panel HD. . . . .	11
Figura N°D.11 Momento flector para $k=100$ y una capa de panel HD. . . . .	11
Figura N°D.12 Deflexión para $k=150$ y una capa de panel HD. . . . .	13
Figura N°D.13 Momento flector para $k=150$ y una capa de panel HD. . . . .	13
Figura N°D.14 Deflexión para $k=200$ y una capa de panel HD. . . . .	15
Figura N°D.15 Momento flector para $k=200$ y una capa de panel HD. . . . .	15
Figura N°D.16 Deflexión para $k=15$ y dos capas de panel HD. . . . .	17
Figura N°D.17 Momento flector para $k=15$ y dos capas de panel HD. . . . .	17
Figura N°D.18 Deflexión para $k=25$ y dos capas de panel HD. . . . .	19
Figura N°D.19 Momento flector para $k=25$ y dos capas de panel HD. . . . .	19
Figura N°D.20 Deflexión para $k=50$ y dos capas de panel HD. . . . .	21
Figura N°D.21 Momento flector para $k=50$ y dos capas de panel HD. . . . .	21
Figura N°D.22 Deflexión para $k=75$ y dos capas de panel HD. . . . .	23
Figura N°D.23 Momento flector para $k=75$ y dos capas de panel HD. . . . .	23
Figura N°D.24 Deflexión para $k=100$ y dos capas de panel HD. . . . .	25
Figura N°D.25 Momento flector para $k=100$ y dos capas de panel HD. . . . .	25
Figura N°D.26 Deflexión para $k=150$ y dos capas de panel HD. . . . .	27
Figura N°D.27 Momento flector para $k=150$ y dos capas de panel HD. . . . .	27
Figura N°D.28 Deflexión para $k=200$ y dos capas de panel HD. . . . .	29
Figura N°D.29 Momento flector para $k=200$ y dos capas de panel HD. . . . .	29
Figura N°D.30 Deflexión para $k=15$ y tres capas de panel HD. . . . .	31
Figura N°D.31 Momento flector para $k=15$ y tres capas de panel HD. . . . .	31

Figura N°D.32 Deflexión para $k=25$ y tres capas de panel HD. . . . .	33
Figura N°D.33 Momento flector para $k=25$ y tres capas de panel HD. . . . .	33
Figura N°D.34 Deflexión para $k=50$ y tres capas de panel HD. . . . .	35
Figura N°D.35 Momento flector para $k=50$ y tres capas de panel HD. . . . .	35
Figura N°D.36 Deflexión para $k=75$ y tres capas de panel HD. . . . .	37
Figura N°D.37 Momento flector para $k=75$ y tres capas de panel HD. . . . .	37
Figura N°D.38 Deflexión para $k=100$ y tres capas de panel HD. .38.....	39
Figura N°D.39 Momento flector para $k=100$ y tres capas de panel HD. . . . .	39
Figura N°D.40 Deflexión para $k=150$ y tres capas de panel HD. . . . .	41
Figura N°D.41 Momento flector para $k=150$ y tres capas de panel HD. . . . .	41
Figura N°D.42 Deflexión para $k=200$ y tres capas de panel HD. . . . .	43
Figura N°D.43 Momento flector para $k=200$ y tres capas de panel HD. . . . .	43

## ANEXO D: MEMORIA DE CALCULO CON HDVIGA

### D.1 ANÁLISIS GENERAL CON HDVIGA

HDVIGA es una hoja de calculo que modela el comportamiento de una superficie de rodadura con el suelo de soporte cargada con una presión (presión de inflado). En la Figura N°D.1 tenemos el esquema mostrada en el Capítulo VI.

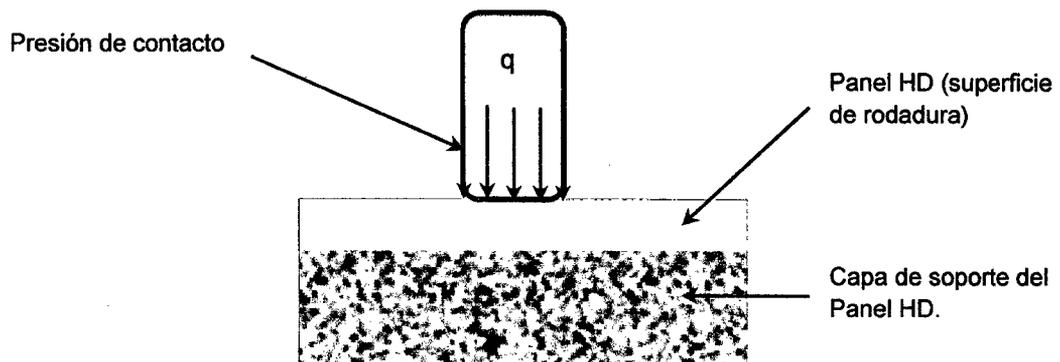


Figura N°D.1 Modelo de análisis de HDVIGA.

El análisis se realizara para las siguientes condiciones:

- Se tomara para tres capas de panel HD
- Se tomara diferentes valores del modulo de balasto (k) a fin de representar los diferentes tipos de suelo.
- Las cargas esta será la máxima con una presión de inflado de 120 psi (827 kPa) y un peso de 80kN.

### D.2 ANÁLISIS CON UNA CAPA DE PANEL HD

El momento de inercia para este caso de acuerdo a la Tabla N°6.03,

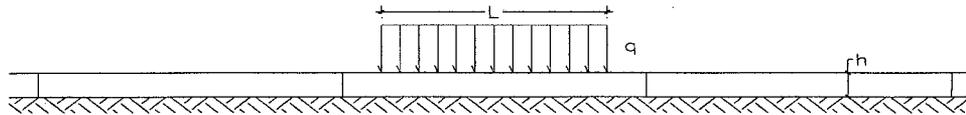
$$I = 157.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La presión de inflado actúa en una área cuadrada de longitud L, esta longitud L según la ecuación 6.3 es 0.311 m. con este valor el momento de inercia de análisis (HDVIGA) es 49.1 cm<sup>4</sup>

D.2.1 Análisis con una capa de panel HD para k=15 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	15.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	49.0
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	4665.34
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.18
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	8.92
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.03
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.25
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.81
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	7.21

Cuadro N°D.1 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=15 y una capa de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	1.91
	Mínimo	-52.63
Presión transmitida máxima kN/m		-245.53

Cuadro N°D.2 Momento flector y esfuerzo máximo para k=15 y una capa de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	5.09	Máximo	0.40
Mínimo	-3.46	Mínimo	-0.27

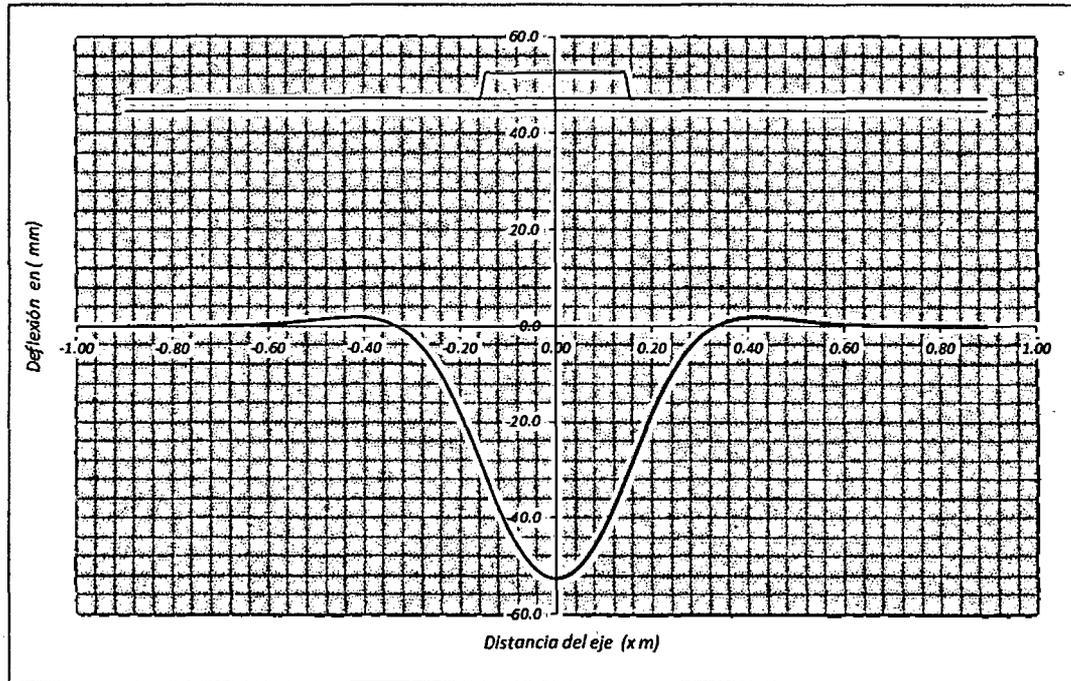


Figura N°D.2 Deflexión para  $k=15$  y una capa de panel HD.

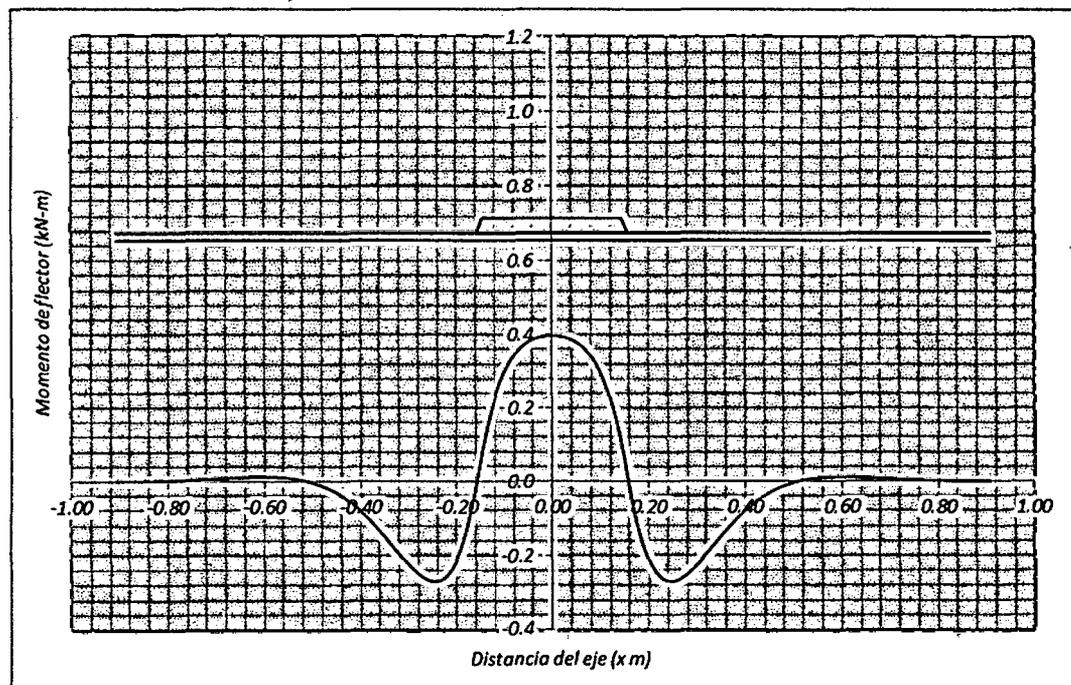
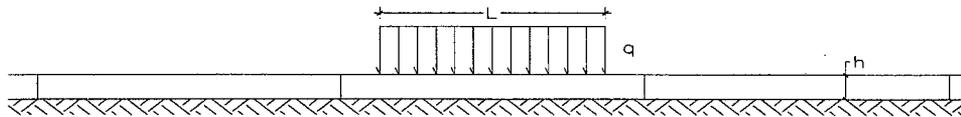


Figura N°D.3 Momento flector para  $k=15$  y una capa de panel HD.

D.2.2 Análisis con una capa de panel HD para  $k=25$  MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	25.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	49.0
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	7775.57
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.18
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	10.14
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.02
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.17
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.63
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	6.34

Cuadro N°D.3 Deflexiones y presión transmitida máxima para  $k=25$  y una capa de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	1.16
	Mínimo	-33.12
Presión transmitida máxima kN/m		-257.53

Cuadro N°D.4 Momento flector y esfuerzo máximo para  $k=25$  y una capa de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	3.32	Máximo	0.26
Mínimo	-2.70	Mínimo	-0.21

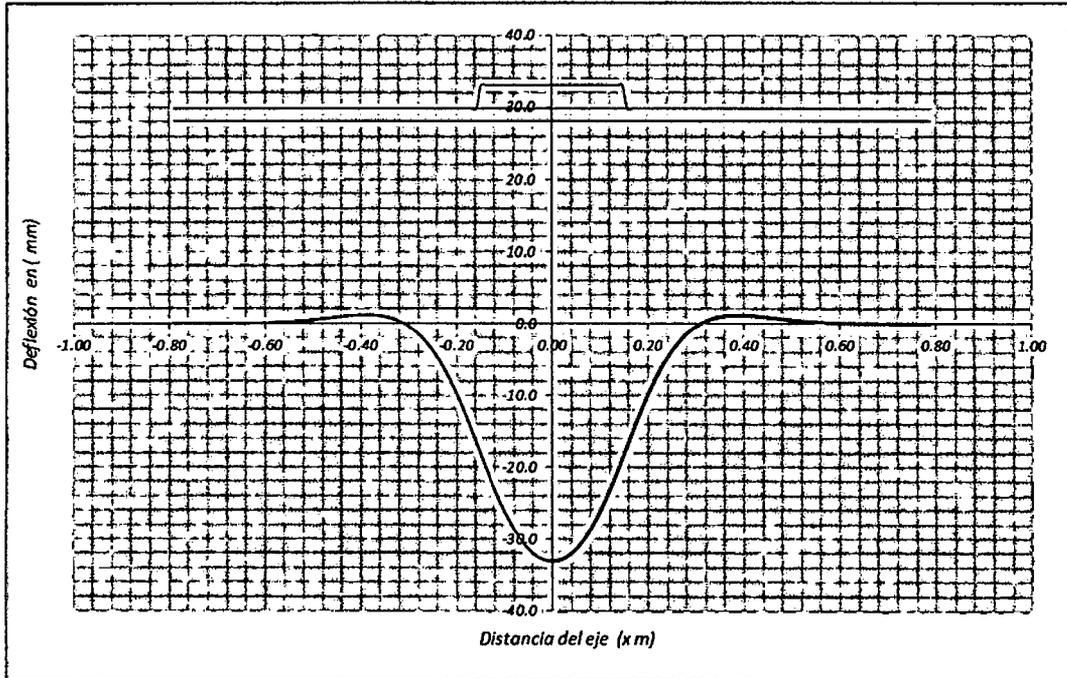


Figura N°D.4 Deflexión para  $k=25$  y una capa de panel HD.

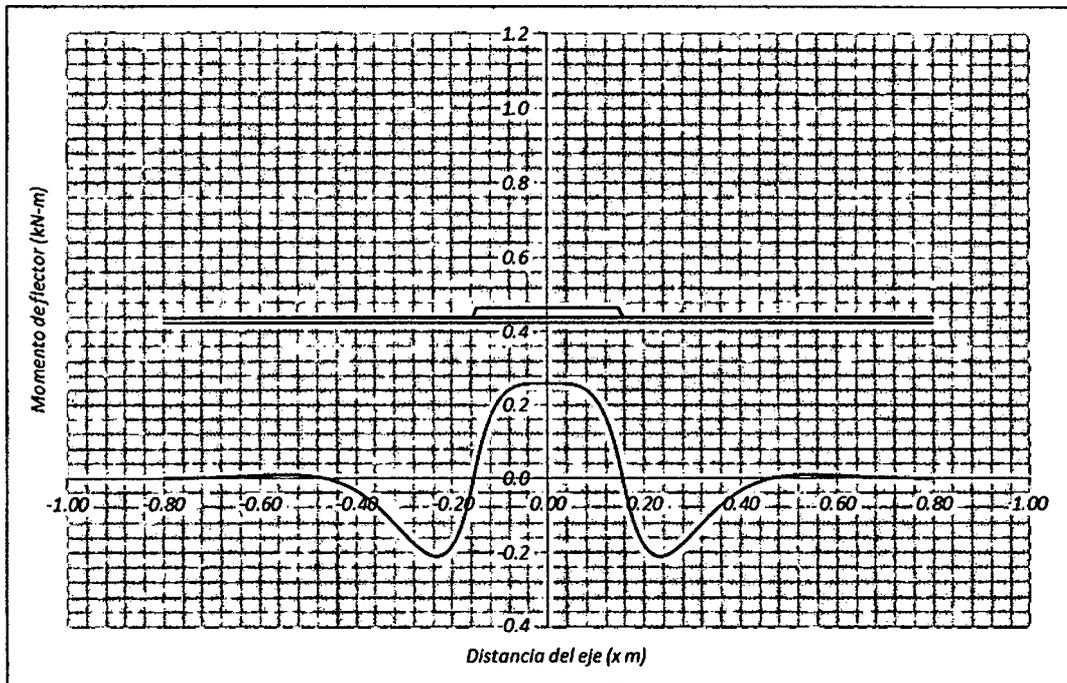
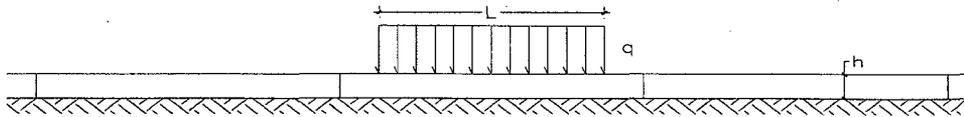


Figura N°D.5 Momento flector para  $k=25$  y una capa de panel HD.

D.2.3 Análisis con una capa de panel HD para k=50 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	50.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	49.0
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	15551.14
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.18
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	12.06
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.01
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.10
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.44
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	5.33

Cuadro N°D.5 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=50 y una capa de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.57
	Mínimo	-17.30
Presión transmitida máxima kN/m		-269.03

Cuadro N°D.6 Momento flector y esfuerzo máximo para k=50 y una capa de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.90	Máximo	0.15
Mínimo	-1.89	Mínimo	-0.15

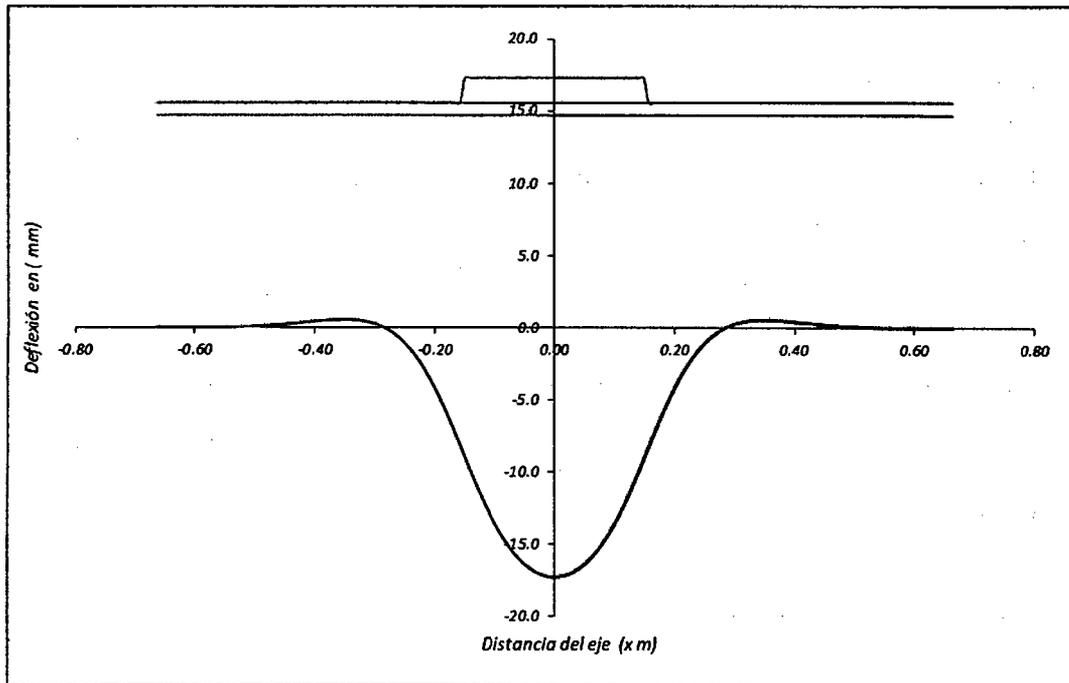


Figura N°D.6 Deflexión para  $k=50$  y una capa de panel HD.

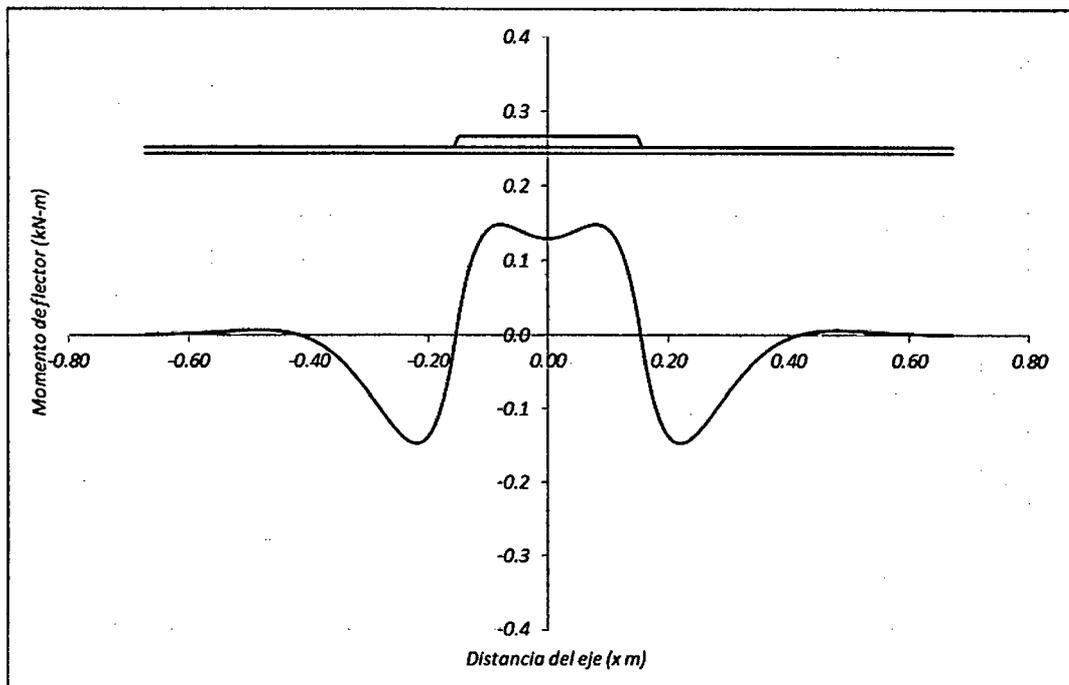
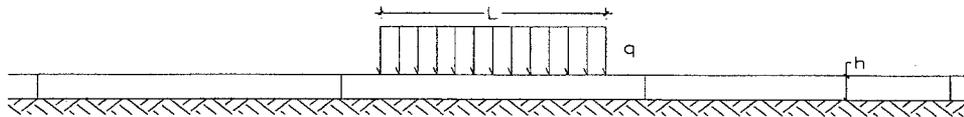


Figura N°D.7 Momento flector para  $k=50$  y una capa de panel HD.

D.2.4 Análisis con una capa de panel HD para k=75 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	75.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	49.0
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	23326.71
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.18
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	13.34
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.01
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.07
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.36
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	4.82

Cuadro N°D.7 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=75 y una capa de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.38
	Mínimo	-11.70
Presión transmitida máxima kN/m		-272.82

Cuadro N°D.8 Momento flector y esfuerzo máximo para k=75 y una capa de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.46	Máximo	0.11
Mínimo	-1.52	Mínimo	-0.12

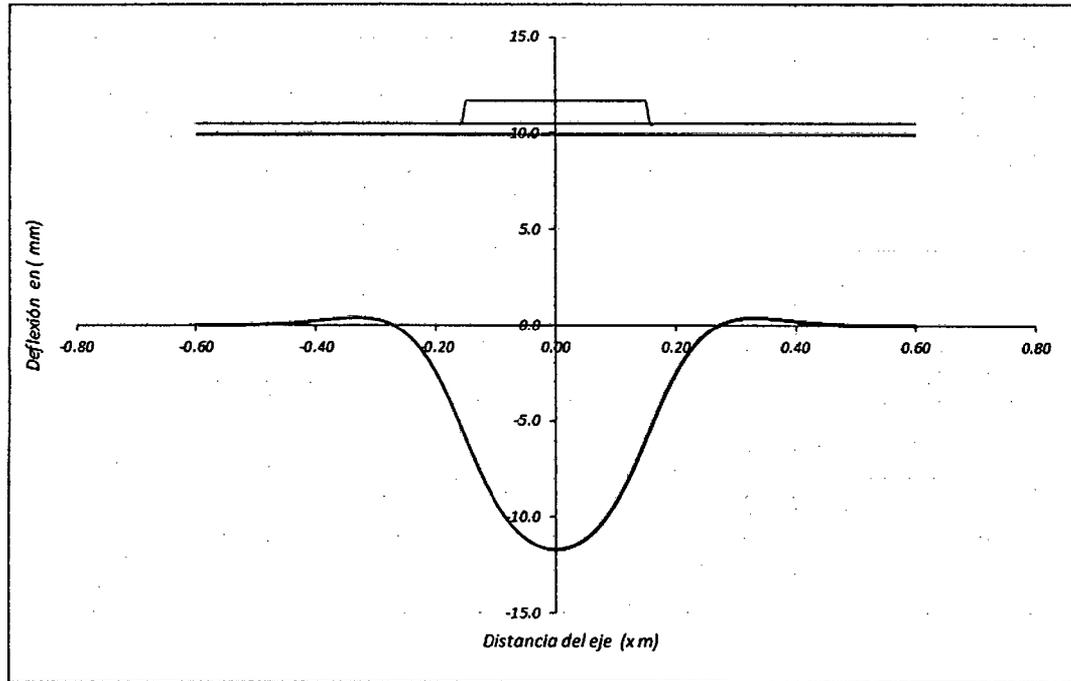


Figura N°D.8 Deflexión para  $k=75$  y una capa de panel HD.

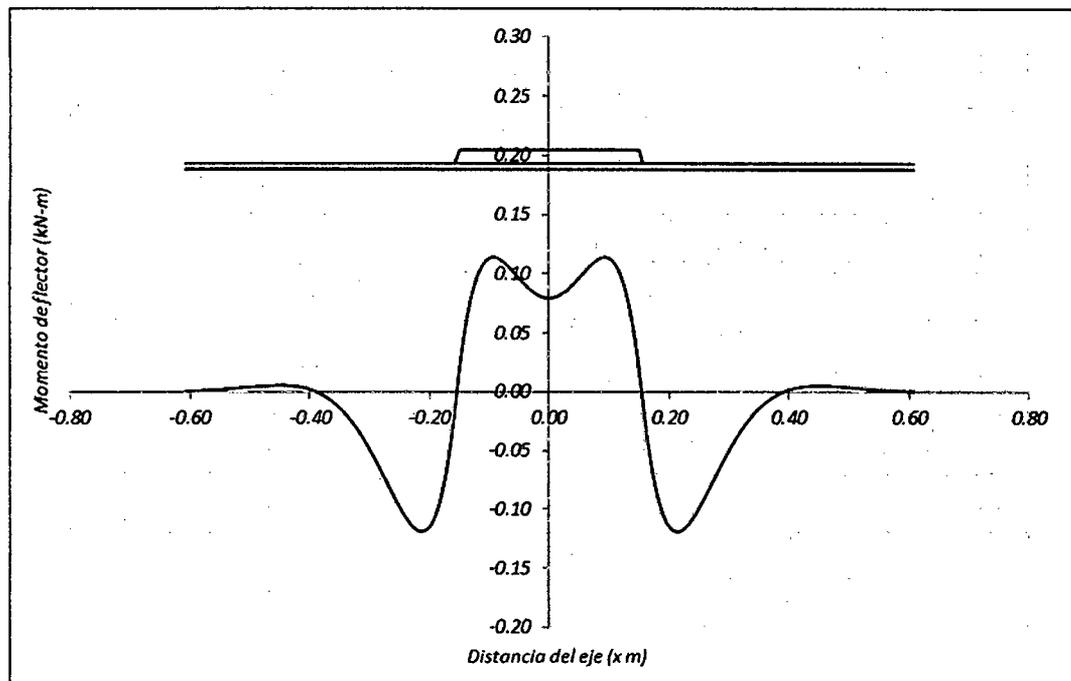
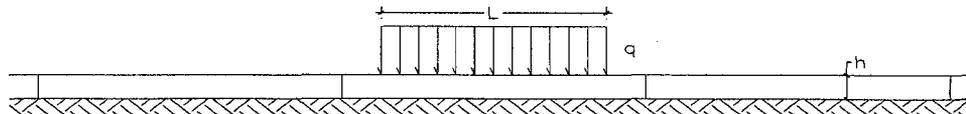


Figura N°D.9 Momento flector para  $k=75$  y una capa de panel HD.

D.2.5 Análisis con una capa de panel HD para k=100 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

P <sub>0</sub>	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	100.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	49.0
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	31102.28
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.18
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	14.34
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.06
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.31
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	4.48

Cuadro N°D.9 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=100 y una capa de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.28
	Mínimo	-8.81
Presión transmitida máxima kN/m		-274.16

Cuadro N°D.10 Momento flector y esfuerzo máximo para k=100 y una capa de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.24	Máximo	0.10
Mínimo	-1.31	Mínimo	-0.10

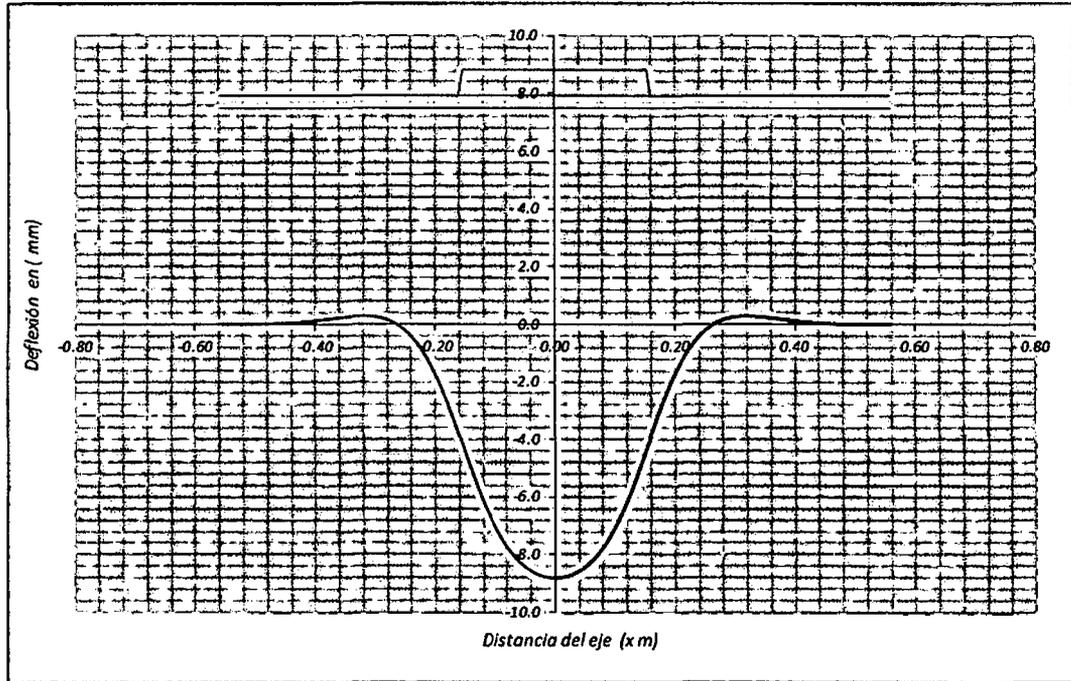


Figura N°D.10 Deflexión para  $k=100$  y una capa de panel HD.

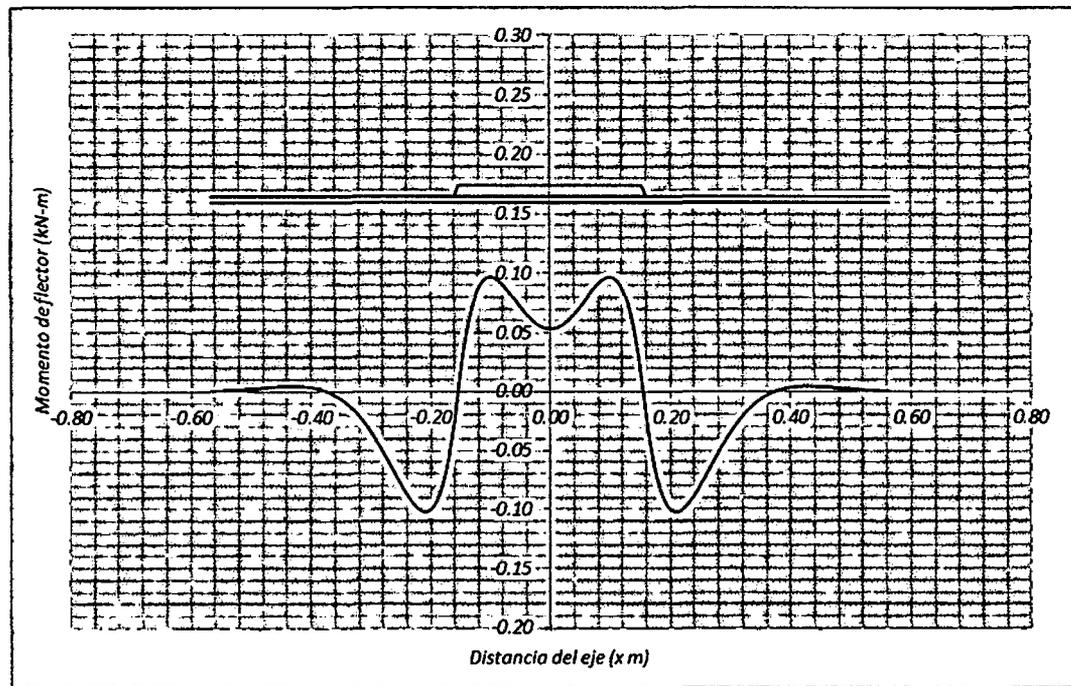
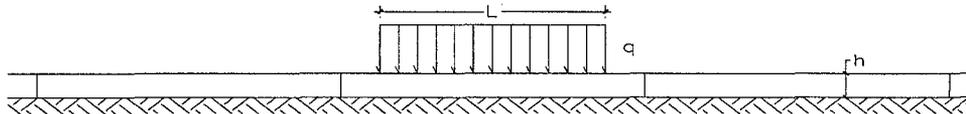


Figura N°D.11 Momento flector para  $k=100$  y una capa de panel HD.

D.2.6 Análisis con una capa de panel HD para k=150 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	150.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	49.0
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	46653.42
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.18
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	15.87
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.04
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.26
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	4.05

Cuadro N°D.11 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=150 y una capa de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.19
	Mínimo	-5.88
Presión transmitida máxima kN/m		-274.26

Cuadro N°D.12 Momento flector y esfuerzo máximo para k=150 y una capa de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.01	Máximo	0.08
Mínimo	-1.06	Mínimo	-0.08

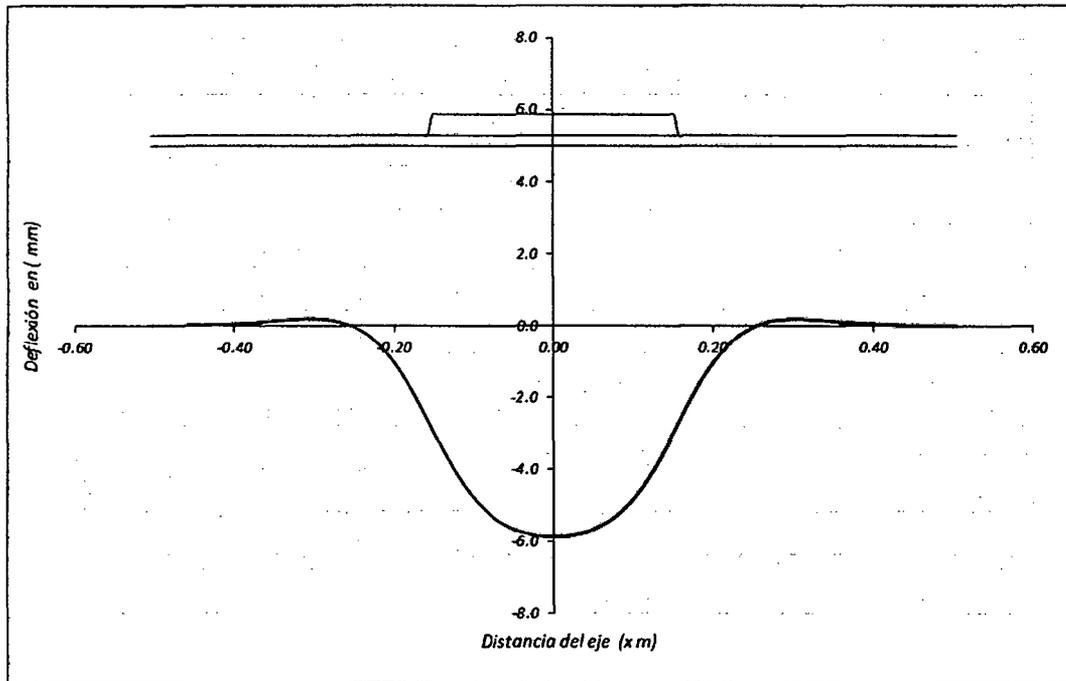


Figura N°D.12 Deflexión para  $k=150$  y una capa de panel HD.

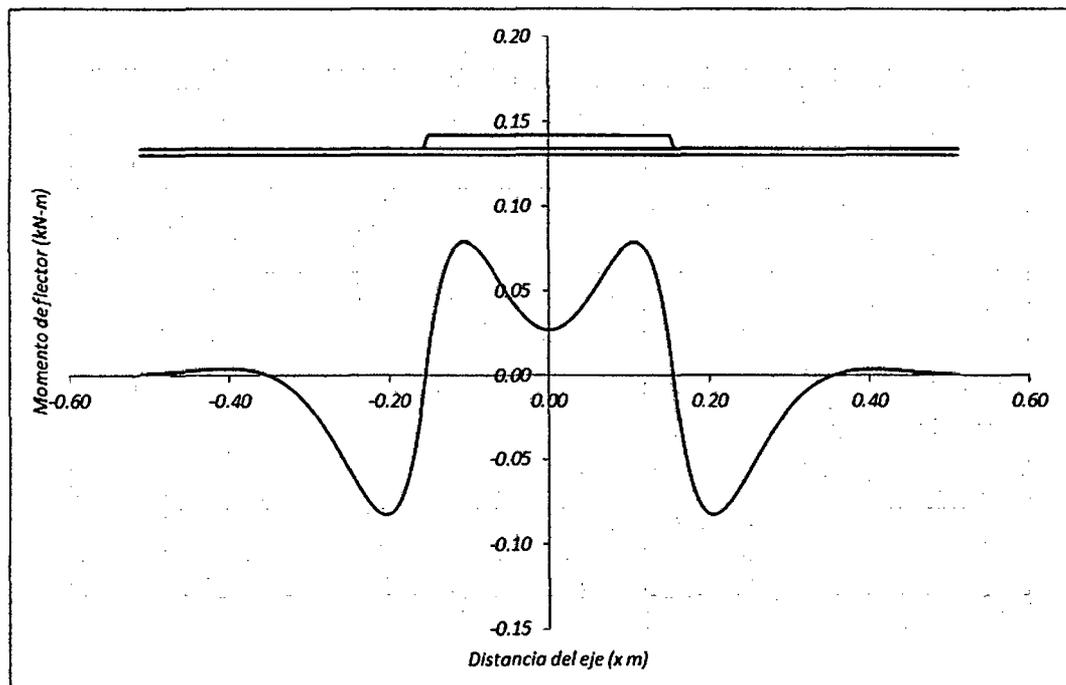
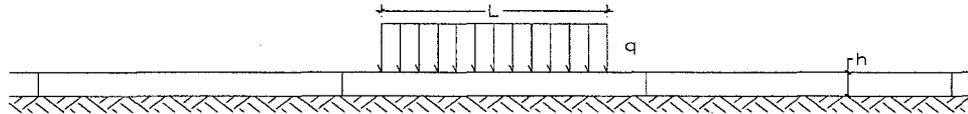


Figura N°D.13 Momento flector para  $k=150$  y una capa de panel HD.

D.2.7 Análisis con una capa de panel HD para k=200 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	200.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	E	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	I	49.0
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	q	257.2
Longitud de la carga (cm)	L	31.1
Ancho de la carga (cm)	B	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	k	62204.56
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	EI	0.18
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	17.05
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.04
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.22
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	3.77

Cuadro N°D.13 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=200 y una capa de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.14
	Mínimo	-4.39
Presión transmitida máxima kN/m		-273.22

Cuadro N°D.14 Momento flector y esfuerzo máximo para k=200 y una capa de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	0.88	Máximo	0.07
Mínimo	-0.92	Mínimo	-0.07

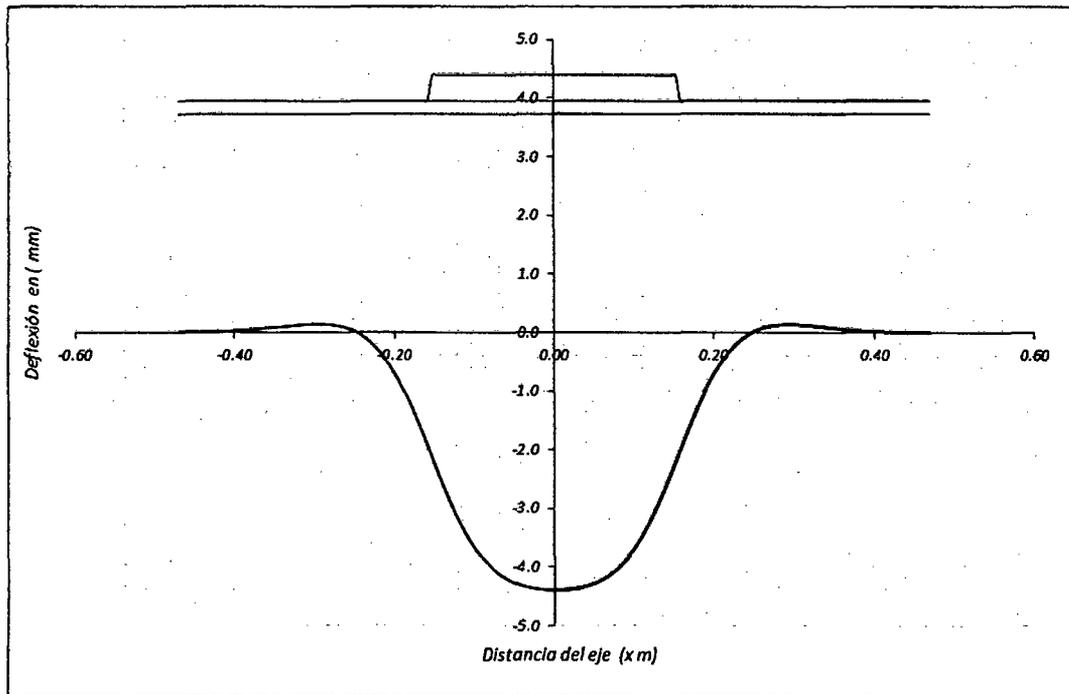


Figura N°D.14 Deflexión para  $k=200$  y una capa de panel HD.

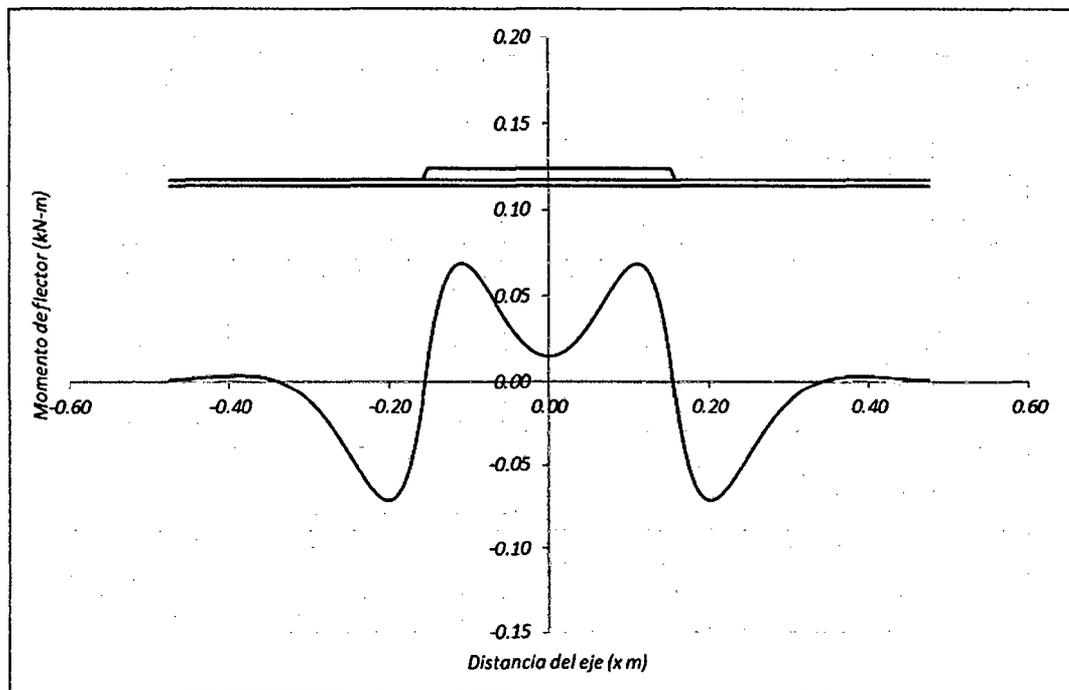


Figura N°D.15 Momento flector para  $k=200$  y una capa de panel HD.

### D.3 ANÁLISIS CON DOS CAPAS DE PANEL HD

El momento de inercia para este caso de acuerdo a la Tabla N°6.03,

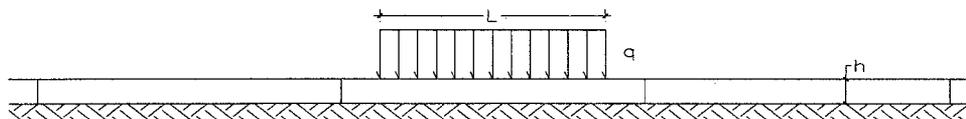
$$I = 816.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La presión de inflado actúa en una área cuadrada de longitud L, esta longitud L según la ecuación 6.3 es 0.311 m. con este valor el momento de inercia de análisis (HDVIGA) es 253.9 cm<sup>4</sup>

#### D.3.1 Análisis con dos capas de panel HD para k=15 MPa/m

#### Análisis Estructural de Paneles Sintéticos

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



##### Entrada de datos

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	15.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	253.9
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Carga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

##### Calculos

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	4665.34
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.95
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	5.92
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.03
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.16
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	1.84
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	10.87

Cuadro N°D.15 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=15 y dos capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	1.68
	Mínimo	-41.82
Presión transmitida máxima kN/m		-195.12

Cuadro N°D.16 Momento flector y esfuerzo máximo para  $k=15$  y dos capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	5.77	Máximo	1.17
Mínimo	-2.66	Mínimo	-0.54

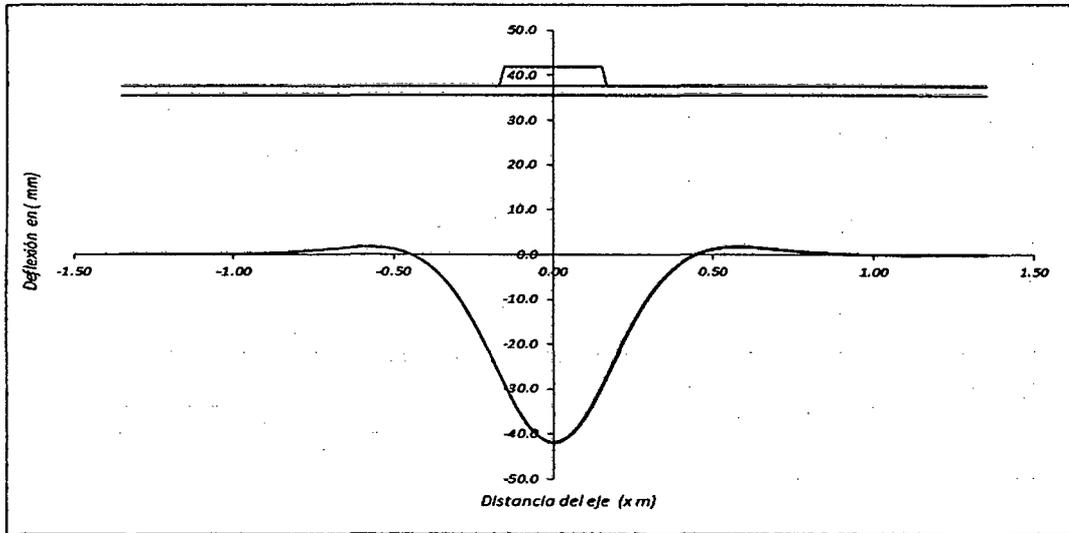


Figura N°D.16 Deflexión para  $k=15$  y dos capas de panel HD.

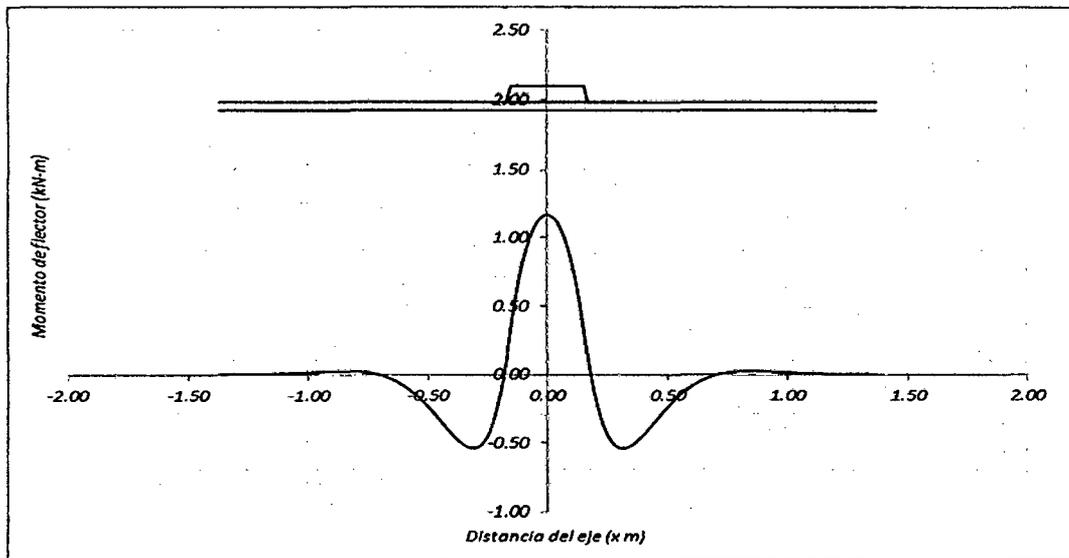
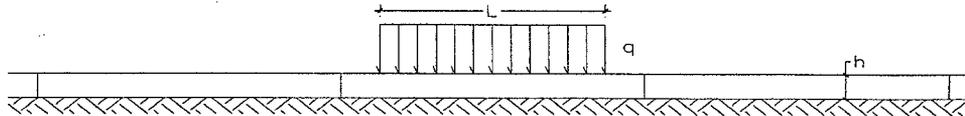


Figura N°D.17 Momento flector para  $k=15$  y dos capas de panel HD.

D.3.2 Análisis con dos capas de panel HD para k=25 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	25.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	253.9
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	7775.57
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.95
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	6.72
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.02
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.11
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	1.42
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	9.57

Cuadro N°D.17 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=25 y dos capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	1.07
	Mínimo	-27.25
Presión transmitida máxima kN/m		-211.86

Cuadro N°D.18 Momento flector y esfuerzo máximo para k=25 y dos capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)	Momento flector (kN-m)		
Máximo	4.29	Máximo	0.87
Mínimo	-2.19	Mínimo	-0.44

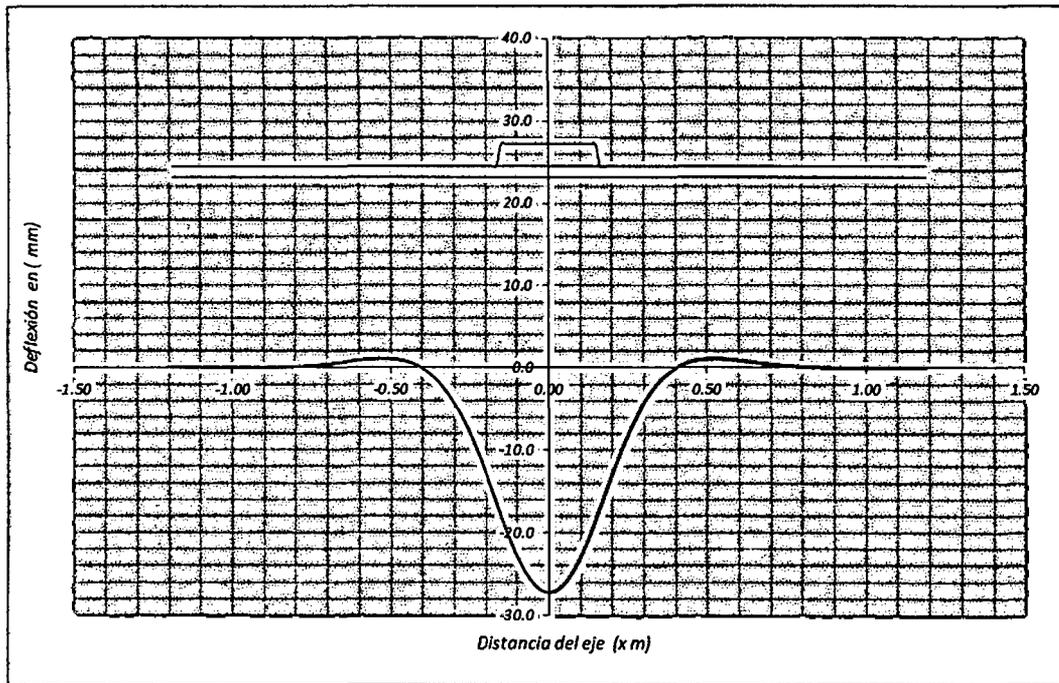


Figura N°D.18 Deflexión para  $k=25$  y dos capas de panel HD.

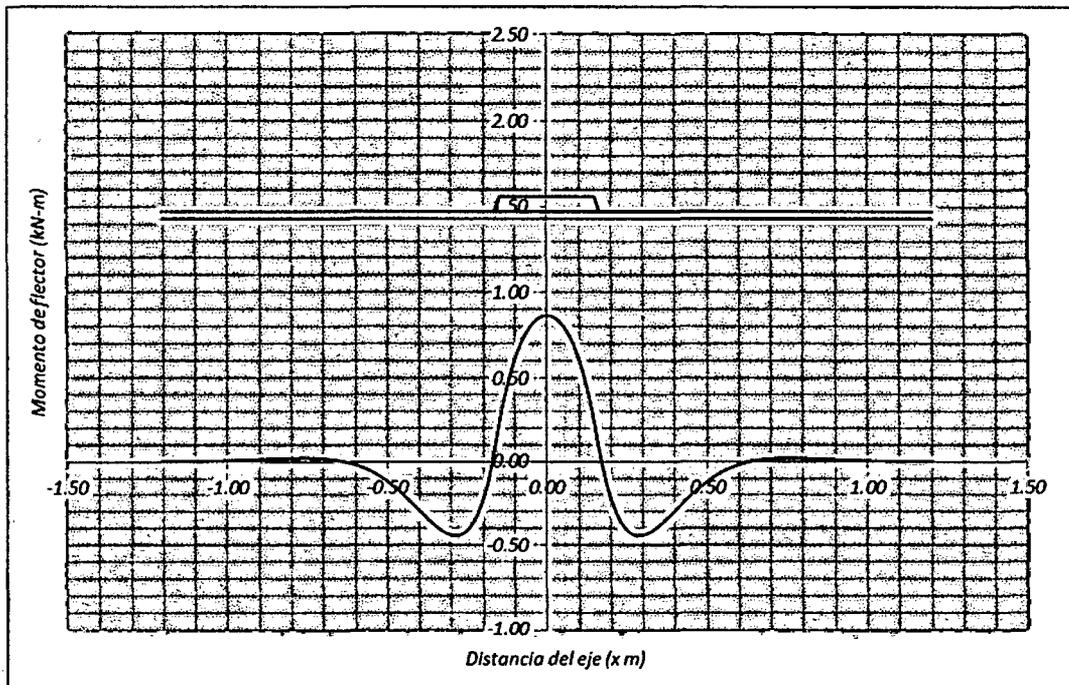
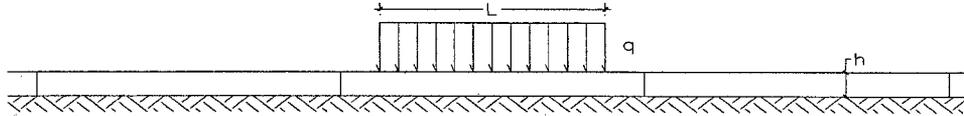


Figura N°D.19 Momento flector para  $k=25$  y dos capas de panel HD.

D.3.3 Análisis con dos capas de panel HD para k=50 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

P <sub>0</sub>	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	50.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	253.9
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Carga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	15551.14
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.95
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	7.99
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.01
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.07
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	1.01
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	8.04

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

Cuadro N°D.19 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=50 y dos capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.56
	Mínimo	-15.00
Presión transmitida máxima kN/m		-233.34

Cuadro N°D.20 Momento flector y esfuerzo máximo para k=50 y dos capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	2.72	Máximo	0.55
Mínimo	-1.63	Mínimo	-0.33

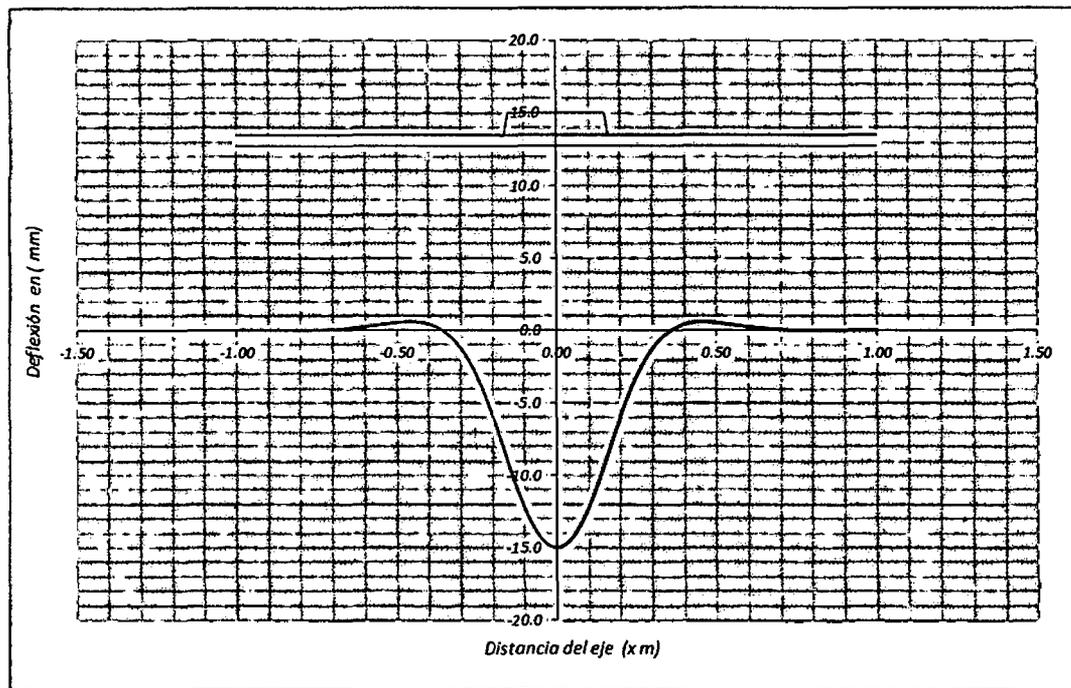


Figura N°D.20 Deflexión para  $k=50$  y dos capas de panel HD.

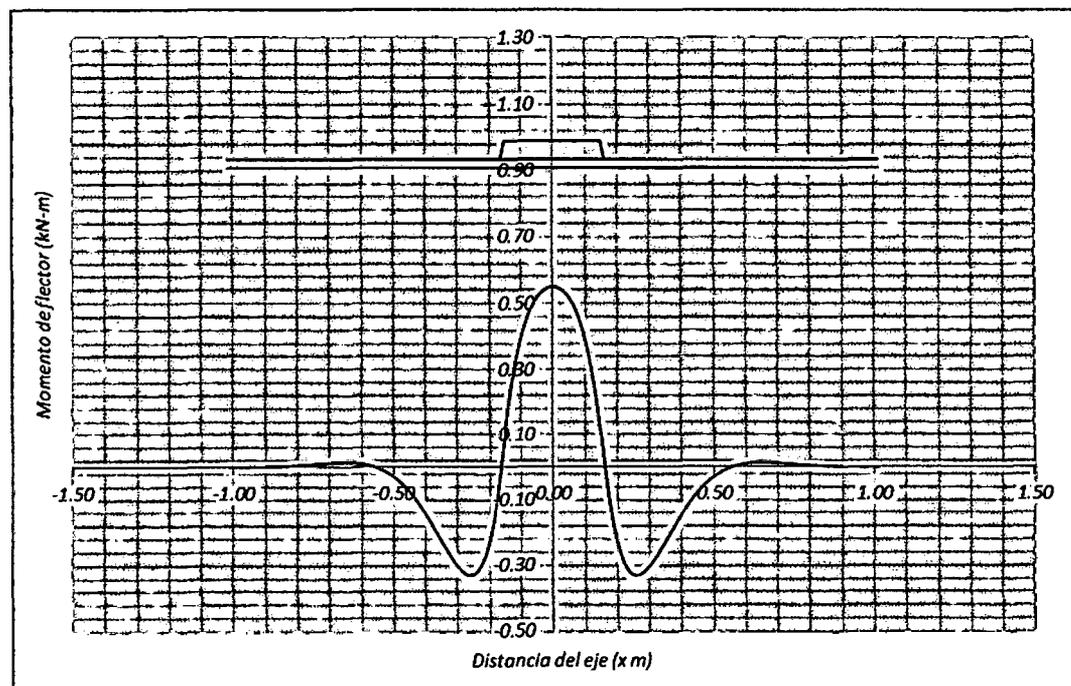
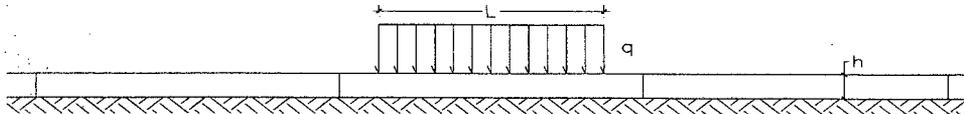


Figura N°D.21 Momento flector para  $k=50$  y dos capas de panel HD. 21

D.3.4 Análisis con dos capas de panel HD para k=75 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
I	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	75.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	253.9
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	23326.71
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.95
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	8.85
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.01
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.05
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.82
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	7.27

Cuadro N°D.21 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=75 y dos capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.38
	Mínimo	-10.49
Presión transmitida máxima kN/m		-244.62

Cuadro N°D.22 Momento flector y esfuerzo máximo para k=75 y dos capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	2.02	Máximo	0.41
Mínimo	-1.36	Mínimo	-0.27

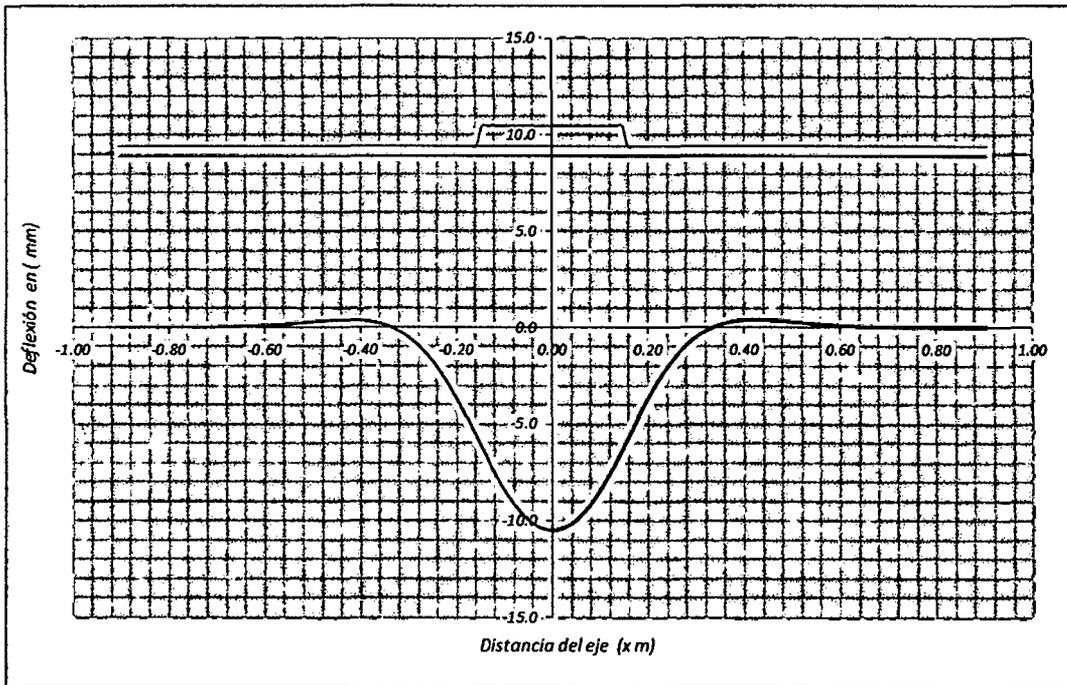


Figura N°D.22 Deflexión para  $k=75$  y dos capas de panel HD.

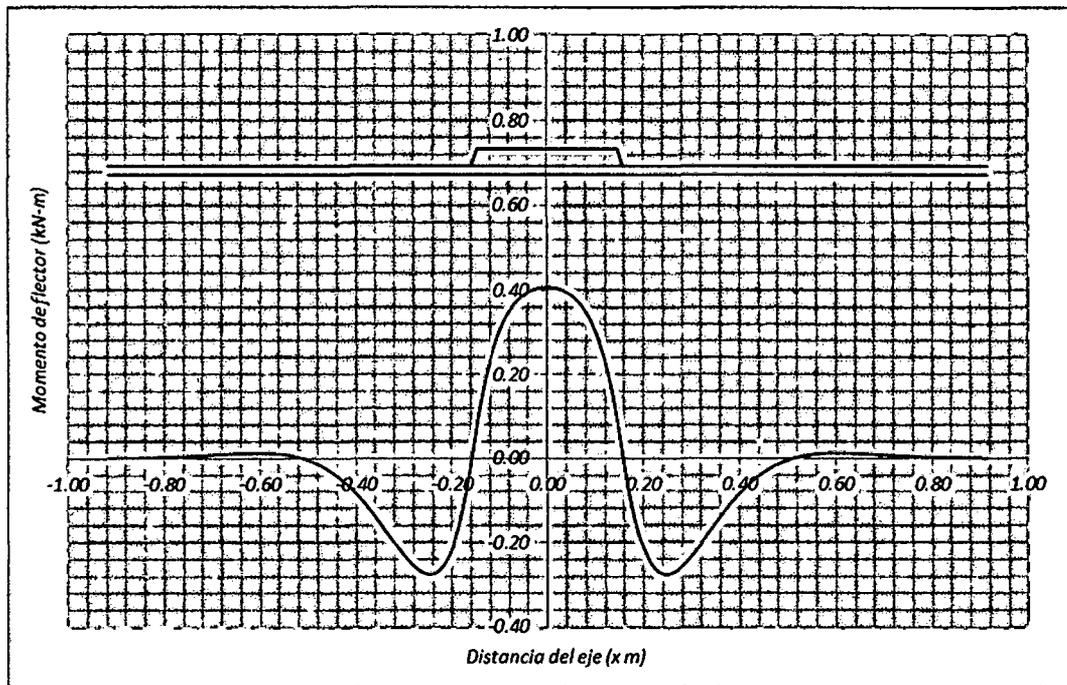
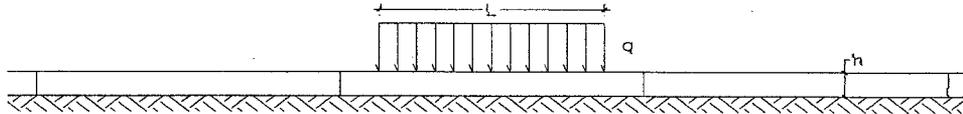


Figura N°D.23 Momento flector para  $k=75$  y dos capas de panel HD.

D.3.5 Análisis con dos capas de panel HD para k=100 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	100.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	253.9
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	31102.28
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.95
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	9.51
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.04
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.71
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	6.76

Cuadro N°D.23 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=100 y dos capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.29
	Mínimo	-8.10
Presión transmitida máxima kN/m		-251.80

Cuadro N°D.24 Momento flector y esfuerzo máximo para k=100 y dos capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.60	Máximo	0.32
Mínimo	-1.18	Mínimo	-0.24

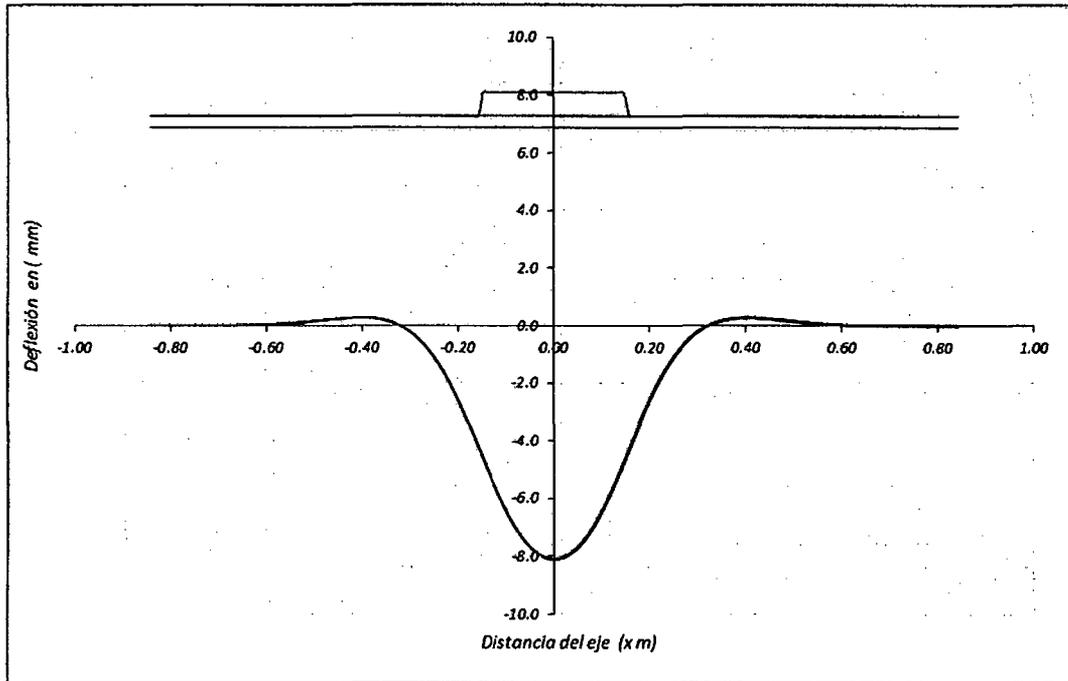


Figura N°D.24 Deflexión para  $k=100$  y dos capas de panel HD.

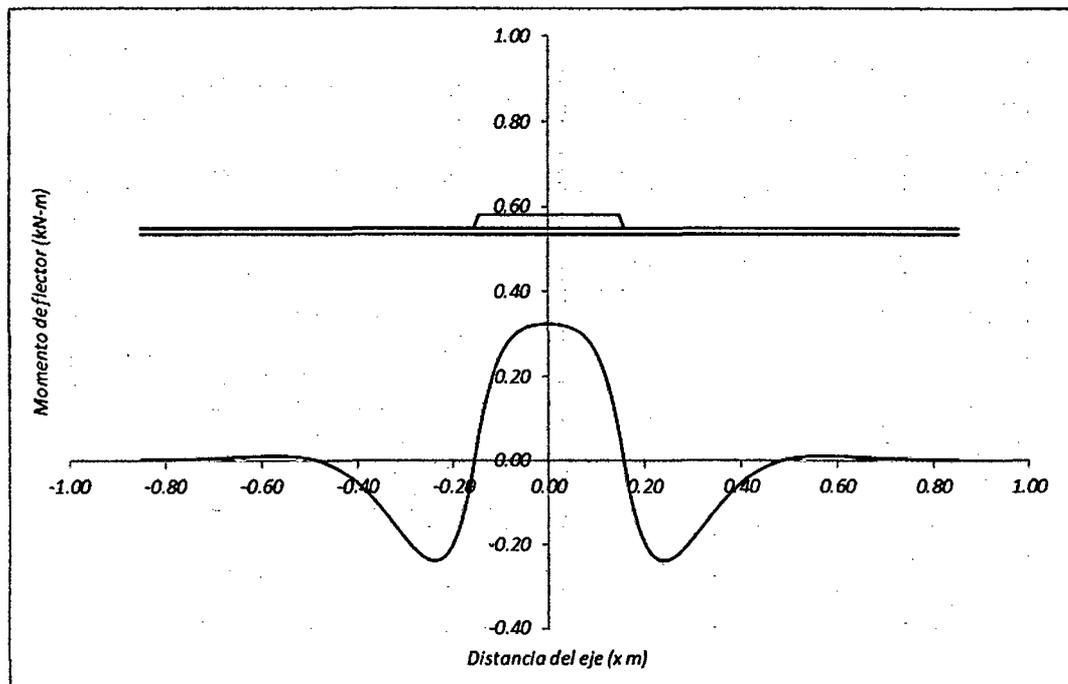
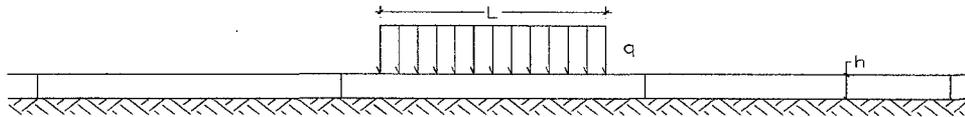


Figura N°D.25 Momento flector para  $k=100$  y dos capas de panel HD.

D.3.6 Análisis con dos capas de panel HD para k=150 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	150.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	253.9
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	46653.42
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.95
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	10.52
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.03
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.58
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	6.11

Cuadro N°D.25 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=150 y dos capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.19
	Mínimo	-5.58
Presión transmitida máxima kN/m		-260.48

Cuadro N°D.26 Momento flector y esfuerzo máximo para k=150 y dos capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)	Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.13	Máximo 0.23
Mínimo	-0.97	Mínimo -0.20

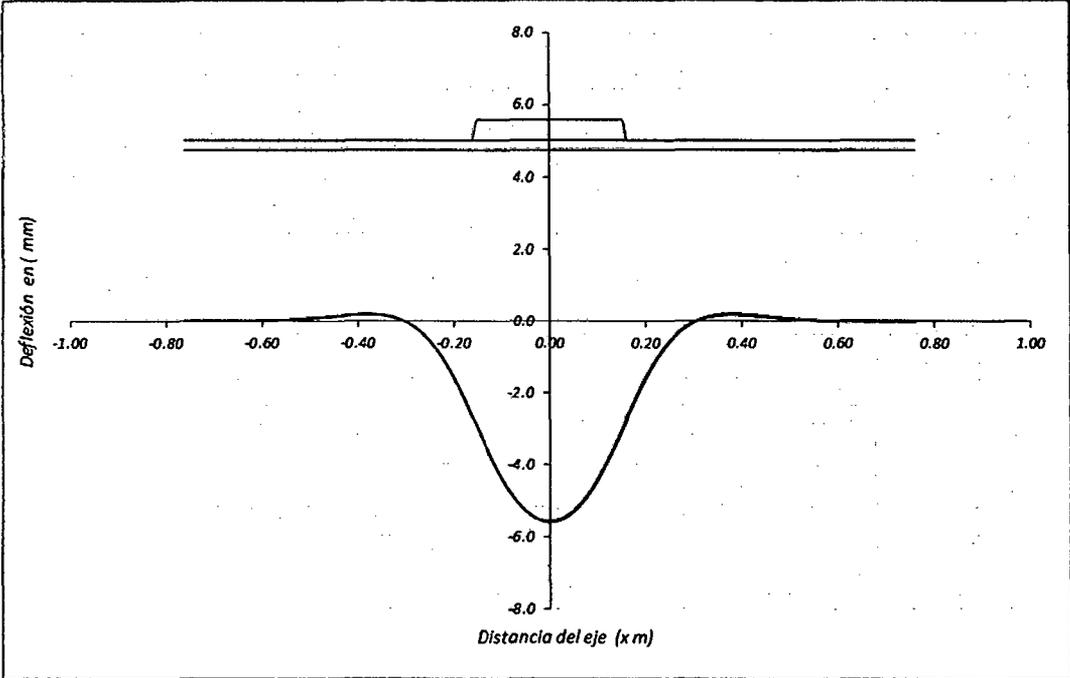


Figura N°D.26 Deflexión para  $k=150$  y dos capas de panel HD.

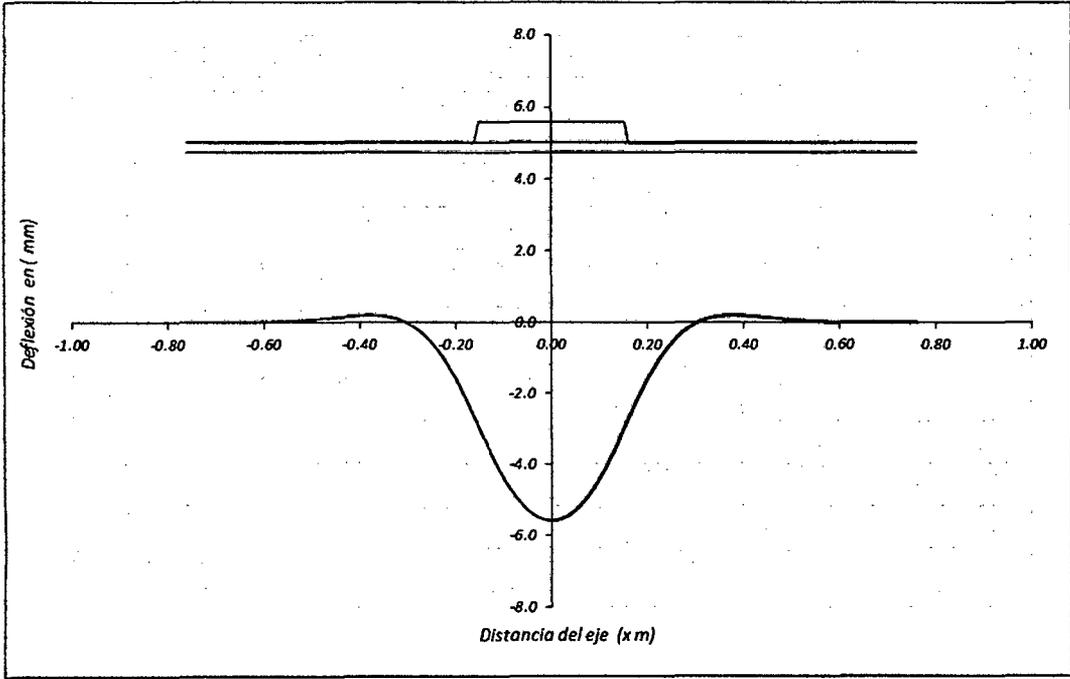
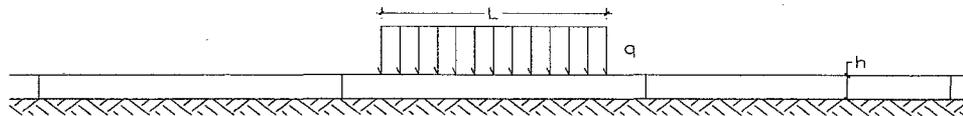


Figura N°D.27 Momento flector para  $k=150$  y dos capas de panel HD.

D.3.7 Análisis con dos capas de panel HD para k=200 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	200.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	253.9
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	62204.56
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	0.95
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	11.31
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.02
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.50
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	5.69

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

Cuadro N°D.27 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=200 y dos capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.14
	Mínimo	-4.27
Presión transmitida máxima kN/m		-265.47

Cuadro N°D.28 Momento flector y esfuerzo máximo para k=200 y dos capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	0.89	Máximo	0.18
Mínimo	-0.83	Mínimo	-0.17

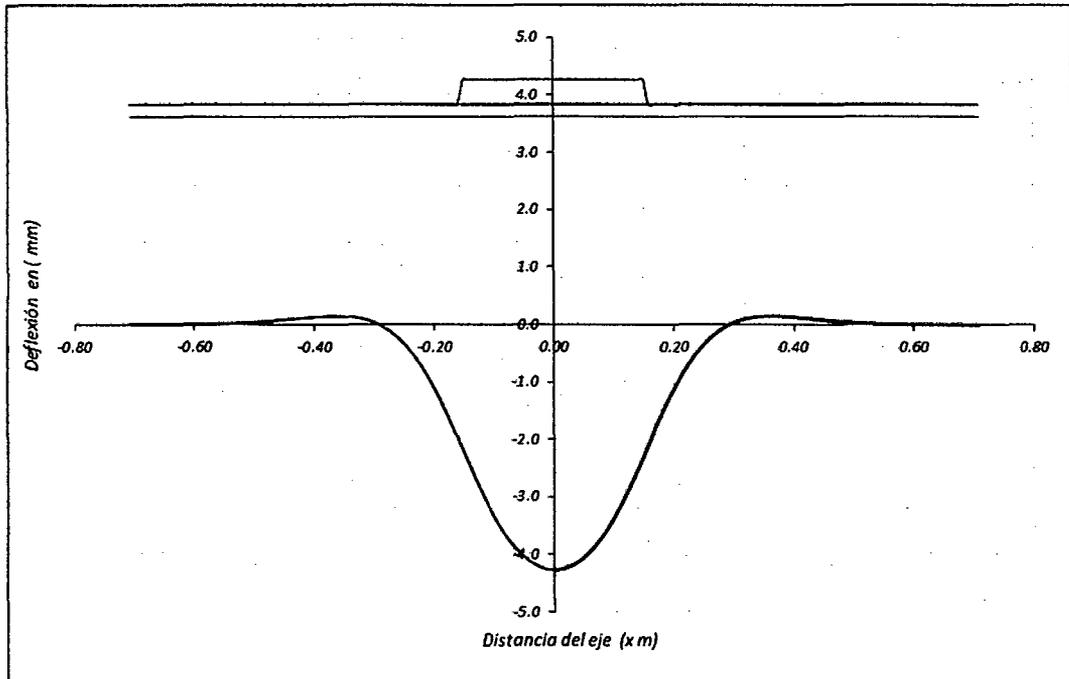


Figura N°D.28 Deflexión para  $k=200$  y dos capas de panel HD.

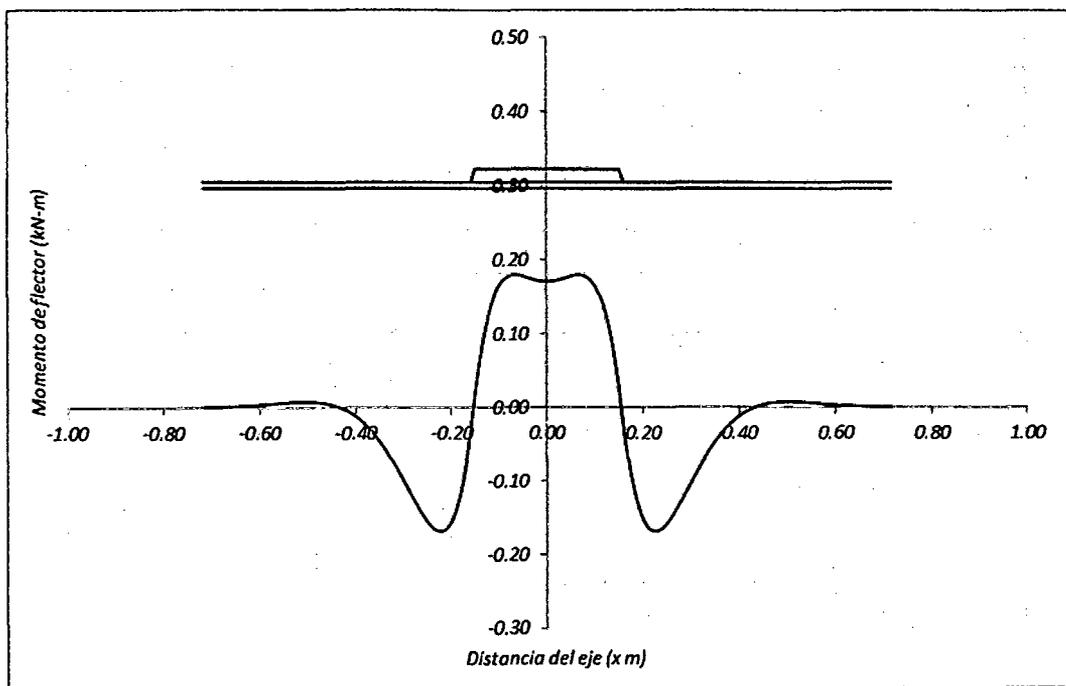


Figura N°D.29 Momento flector para  $k=200$  y dos capas de panel HD.

#### D.4 ANÁLISIS CON TRES CAPAS DE PANEL HD

El momento de inercia para este caso de acuerdo a la Tabla N°6.03,

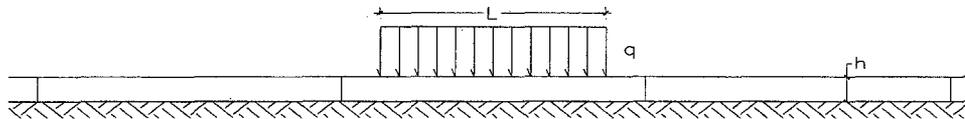
$$I = 2486.5 \text{ cm}^2/m$$

La presión de inflado actúa en una área cuadrada de longitud L, esta longitud L según la ecuación 6.3 es 0.311 m. con este valor el momento de inercia de análisis (HDVIGA) es 773.4 cm<sup>4</sup>

##### D.4.1 Análisis con tres capas de panel HD para k=15 MPa/m

### Análisis Estructural de Paneles Sintéticos

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



#### Entrada de datos

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	15.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	773.4
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

#### Calculos

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	4665.34
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	2.90
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	4.48
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.03
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.12
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	3.21
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	14.36

Cuadro N°D.29 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=15 y tres capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	1.42
	Mínimo	-34.05
Presión transmitida máxima kN/m		-158.88

Cuadro N°D.30 Momento flector y esfuerzo máximo para  $k=15$  y tres capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	4.26	Máximo	2.05
Mínimo	-1.65	Mínimo	-0.79

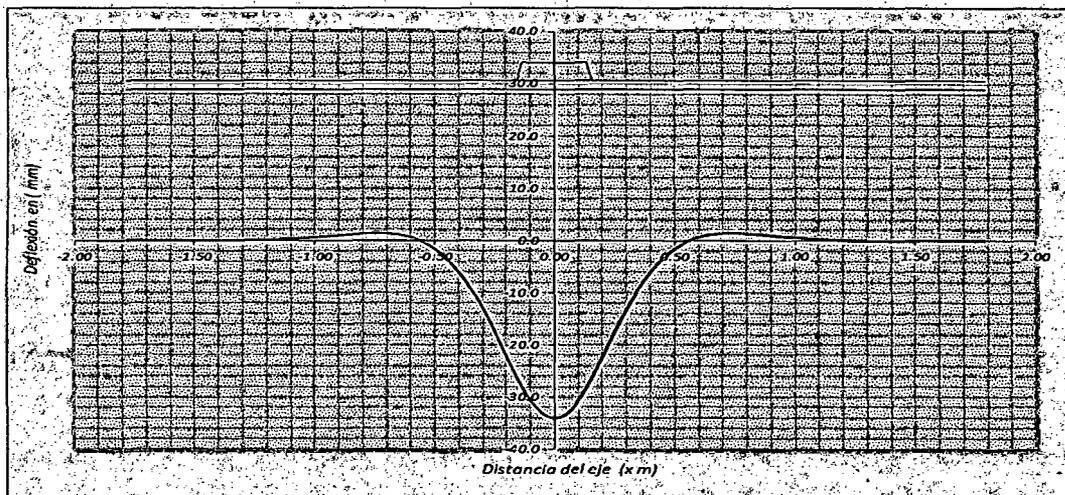


Figura N°D.30 Deflexión para  $k=15$  y tres capas de panel HD.

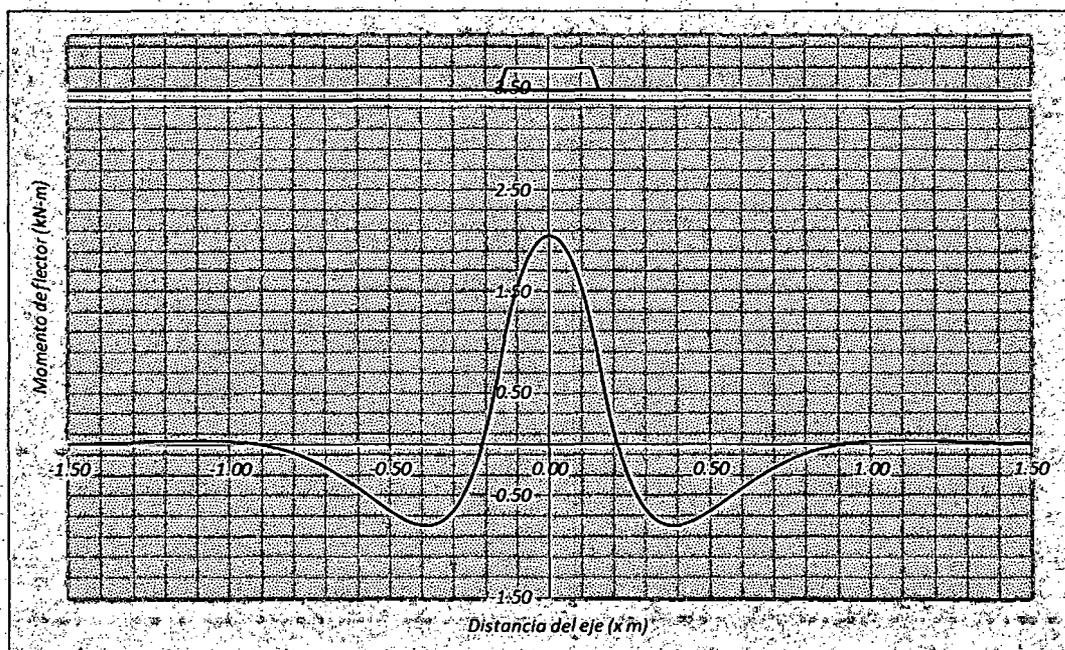
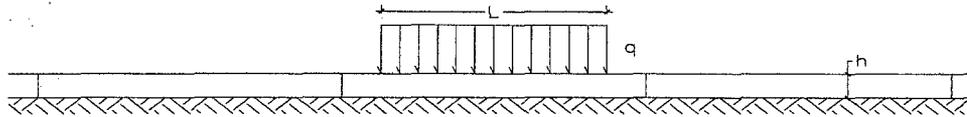


Figura N°D.31 Momento flector para  $k=15$  y tres capas de panel HD.

D.4.2 Análisis con tres capas de panel HD para k=25 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	15.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	773.4
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	4665.34
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	2.90
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	4.48
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.03
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.12
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	3.21
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	14.36

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

Cuadro N°D.31 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=25 y tres capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.92
	Mínimo	-22.54
Presión transmitida máxima kN/m		-175.26

Cuadro N°D.32 Momento flector y esfuerzo máximo para k=25 y tres capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	3.32	Máximo	1.60
Mínimo	-1.39	Mínimo	-0.67

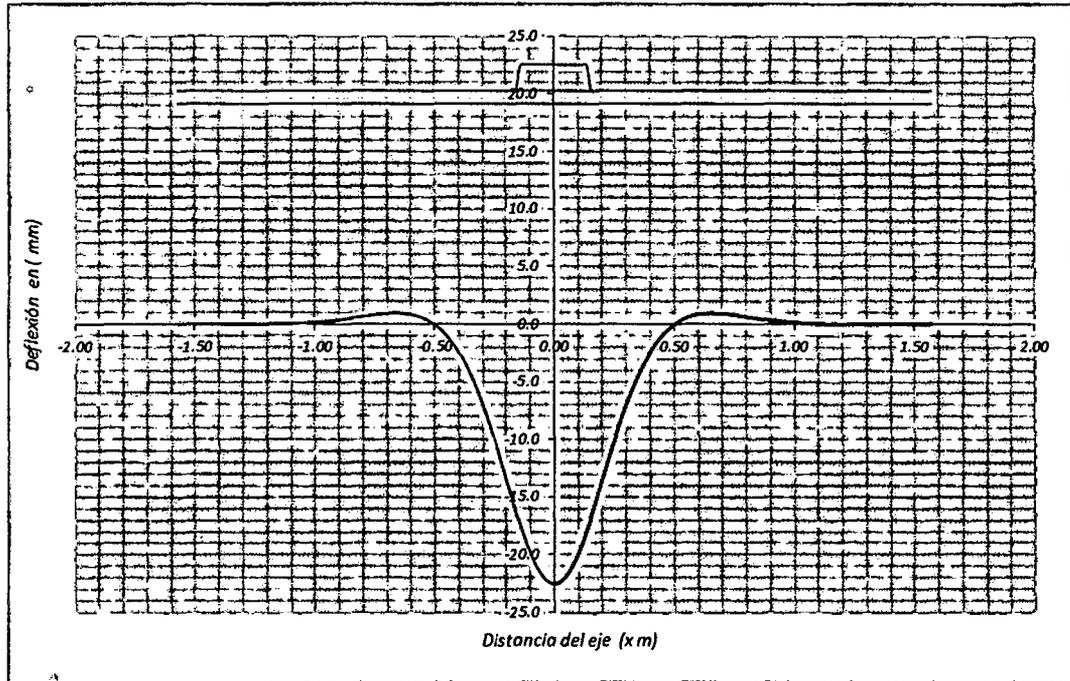


Figura N°D.32 Deflexión para  $k=25$  y tres capas de panel HD.

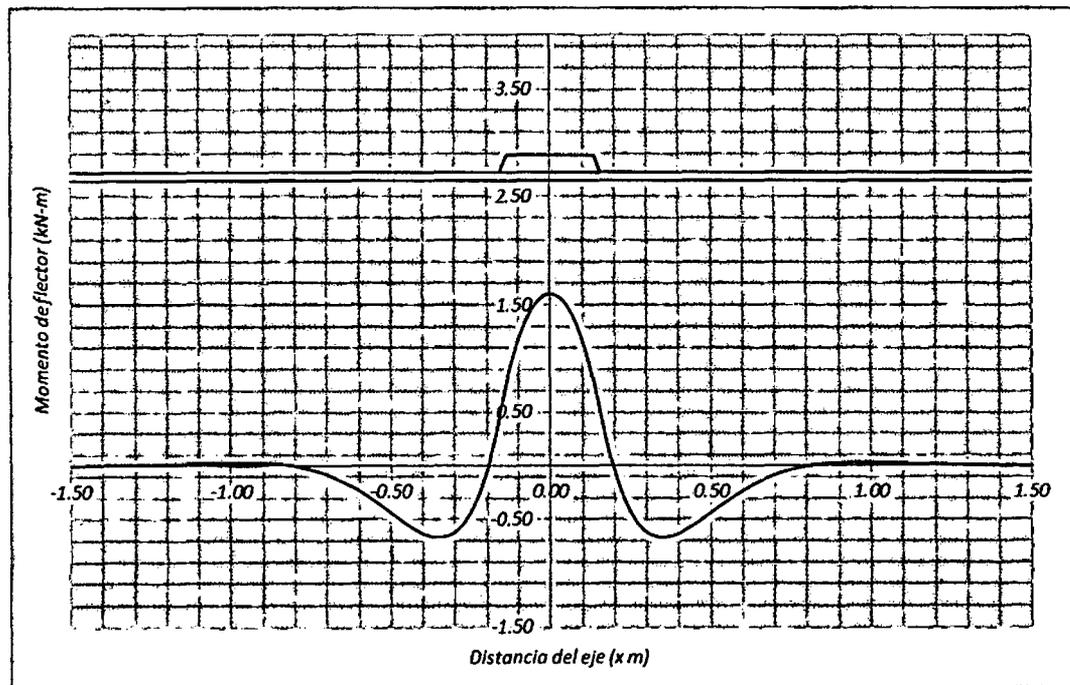
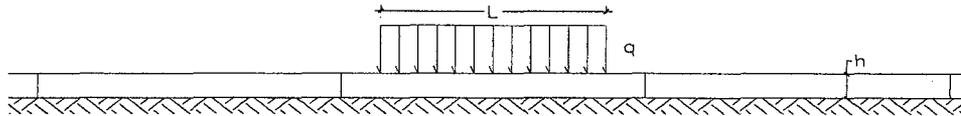


Figura N°D.33 Momento flector para  $k=25$  y tres capas de panel HD.

D.4.3 Análisis con tres capas de panel HD para k=50 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_o$	50.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	773.4
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_o B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_o}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	15551.14
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	2.90
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	6.05
Coefficiente de deflexión (m)	$w_o$	0.01
Coefficiente de giro	$\theta_o$	0.05
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_o$	1.76
Coefficiente de corte (kN)	$V_o$	10.63

$$\theta_Q = \frac{\beta q_o}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_o}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_o}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

Cuadro N°D.33 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=50 y tres capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.51
	Mínimo	-12.74
Presión transmitida máxima kN/m		-198.10

Cuadro N°D.34 Momento flector y esfuerzo máximo para k=50 y tres capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	2.30	Máximo	1.11
Mínimo	-1.08	Mínimo	-0.52

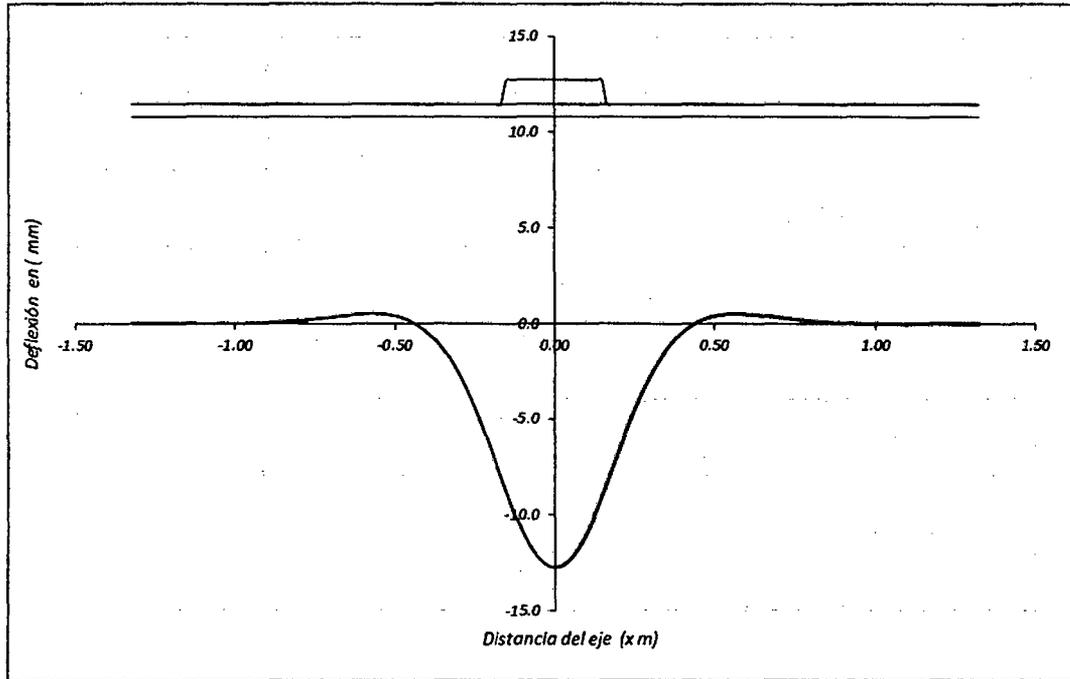


Figura N°D.34 Deflexión para  $k=50$  y tres capas de panel HD.

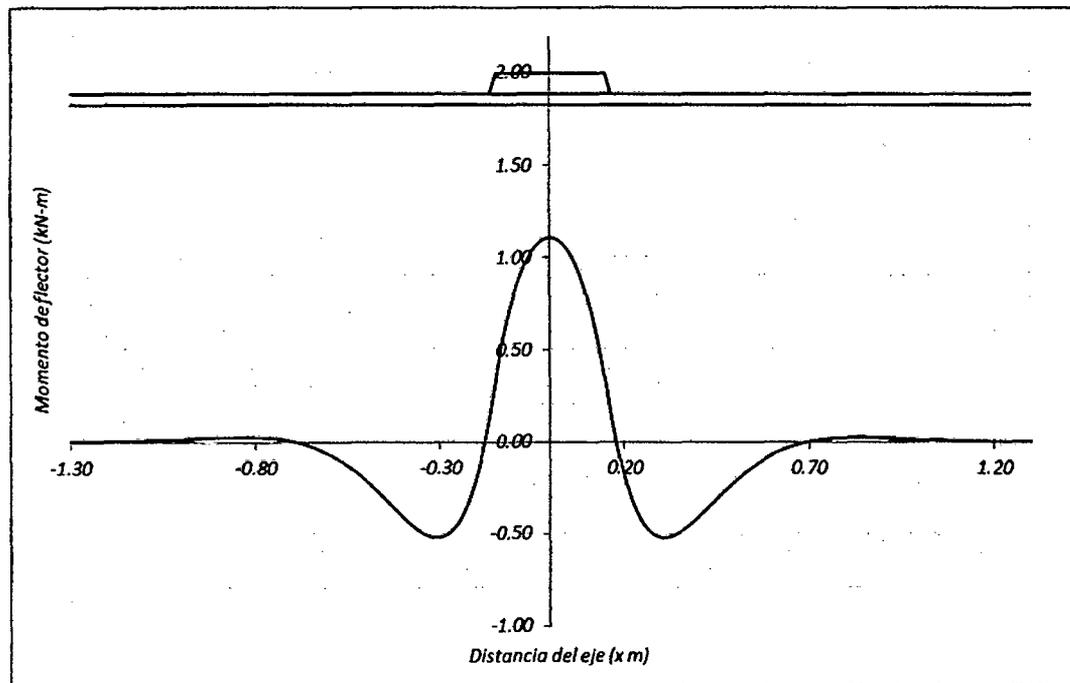
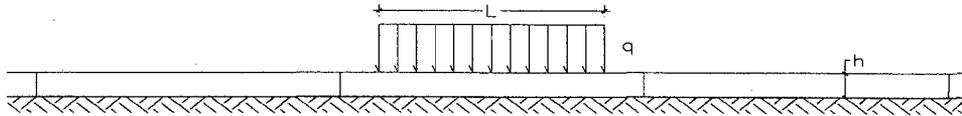


Figura N°D.35 Momento flector para  $k=50$  y tres capas de panel HD.

D.4.4 Análisis con tres capas de panel HD para k=75 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	75.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	773.4
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	23326.71
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	2.90
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	6.70
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.01
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.04
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	1.43
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	9.60

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

Cuadro N°D.35 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=75 y tres capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.36
	Mínimo	-9.06
Presión transmitida máxima kN/m		-211.36

Cuadro N°D.36 Momento flector y esfuerzo máximo para k=75 y tres capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.81	Máximo	0.87
Mínimo	-0.92	Mínimo	-0.44

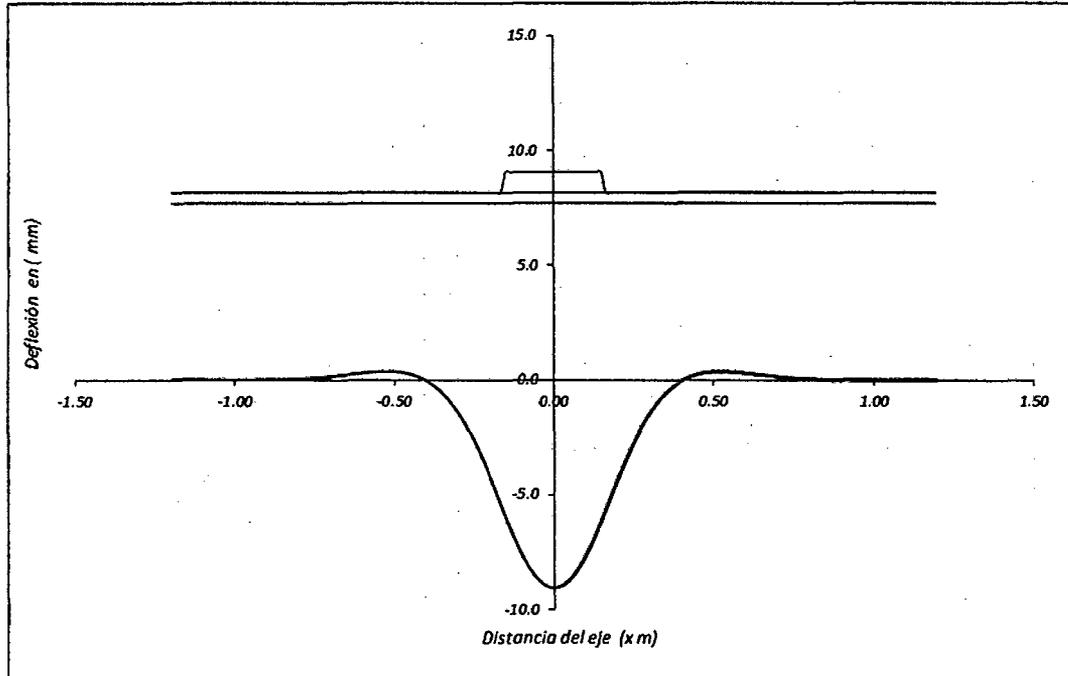


Figura N°D.36 Deflexión para  $k=75$  y tres capas de panel HD.

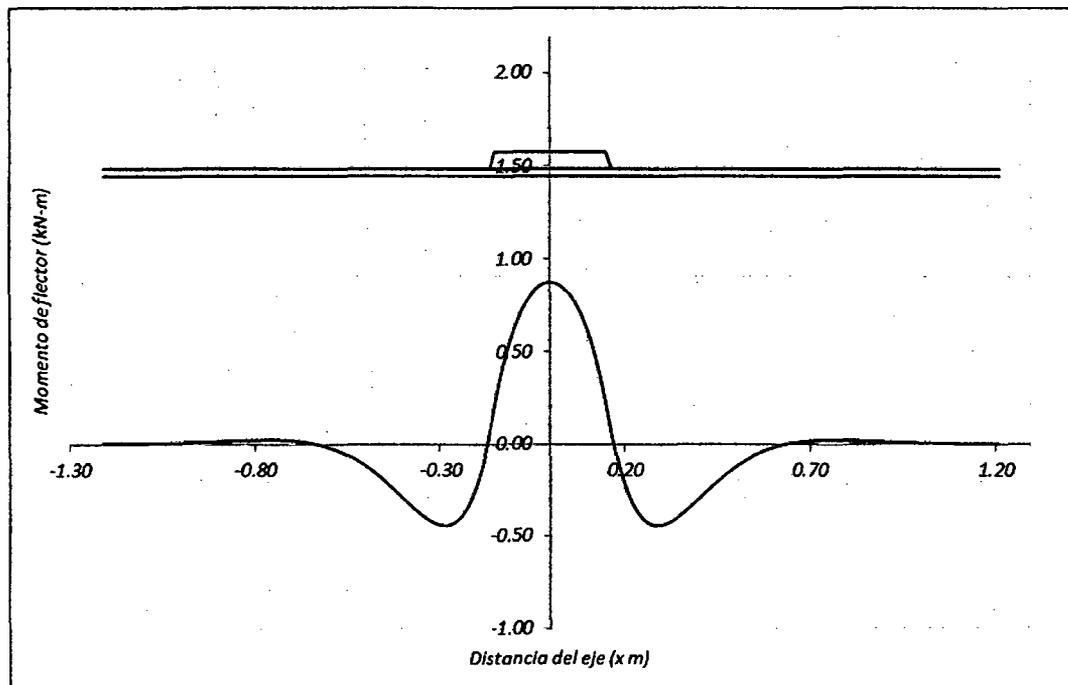
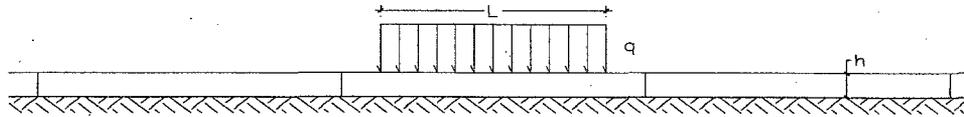


Figura N°D.37 Momento flector para  $k=75$  y tres capas de panel HD.

D.4.5 Análisis con tres capas de panel HD para k=100 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

P <sub>0</sub>	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	100.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	E	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	I	773.4
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	q	257.2
Longitud de la carga (cm)	L	31.1
Ancho de la carga (cm)	B	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	k	31102.28
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	EI	2.90
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	7.20
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.03
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	1.24
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	8.94

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

Cuadro N°D.37 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=100 y tres capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.27
	Mínimo	-7.09
Presión transmitida máxima kN/m		-220.54

Cuadro N°D.38 Momento flector y esfuerzo máximo para k=100 y tres capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.51	Máximo	0.73
Mínimo	-0.82	Mínimo	-0.40

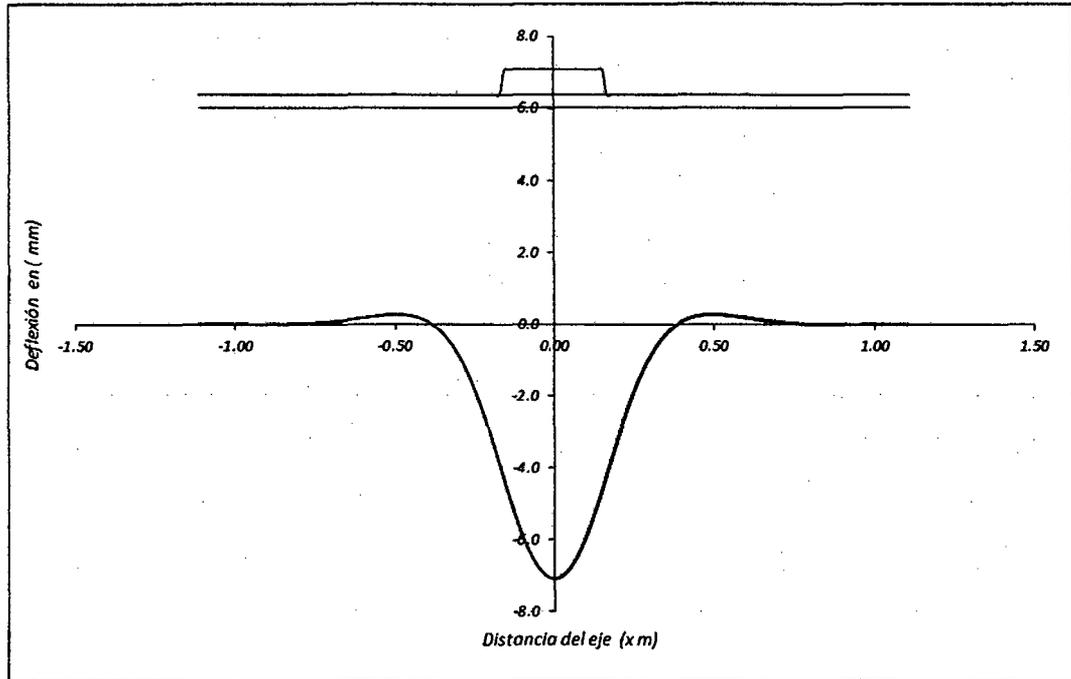


Figura N°D.38 Deflexión para  $k=100$  y tres capas de panel HD.

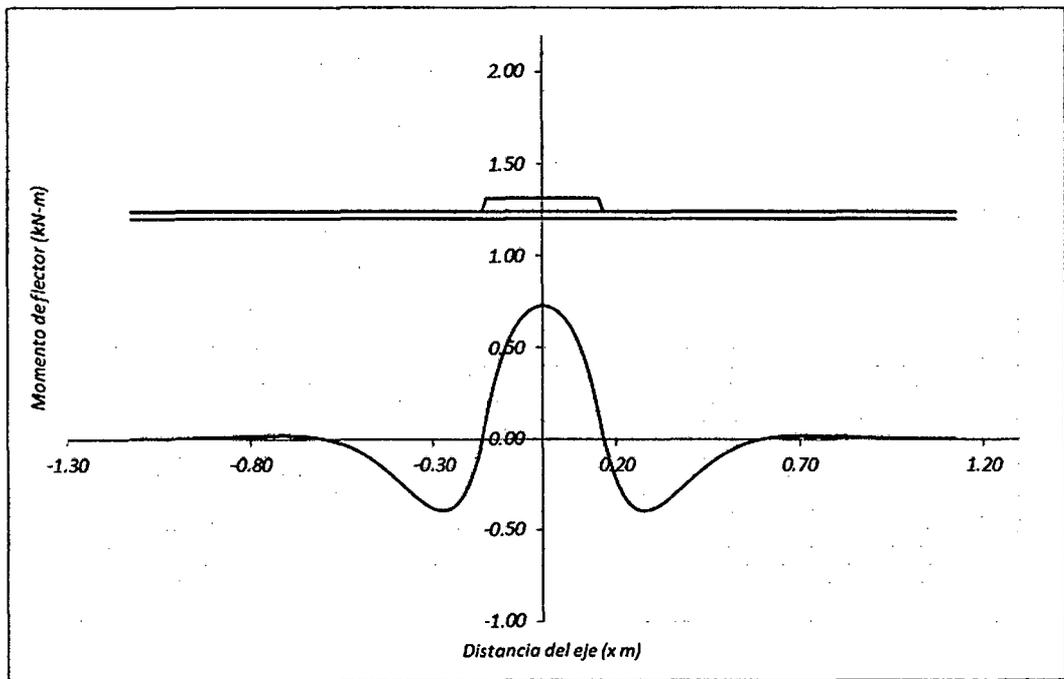
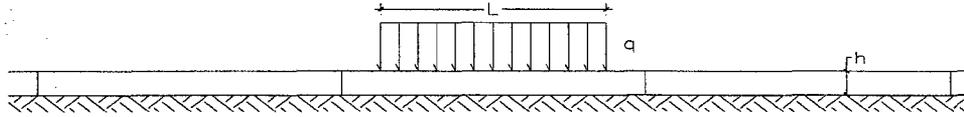


Figura N°D.39 Momento flector para  $k=100$  y tres capas de panel HD.

D.4.6 Análisis con tres capas de panel HD para k=150 MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

Po	827 kPa
P	80 kN
l	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	150.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$E$	375.0
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	$I$	773.4
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	46653.42
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	2.90
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	7.96
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.02
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	1.01
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	8.07

Cuadro N°D.39 Deflexiones y presión transmitida máxima para k=150 y tres capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.19
	Mínimo	-4.99
Presión transmitida máxima kN/m		-232.89

Cuadro N°D.40 Momento flector y esfuerzo máximo para k=150 y tres capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	1.15	Máximo	0.56
Mínimo	-0.69	Mínimo	-0.33

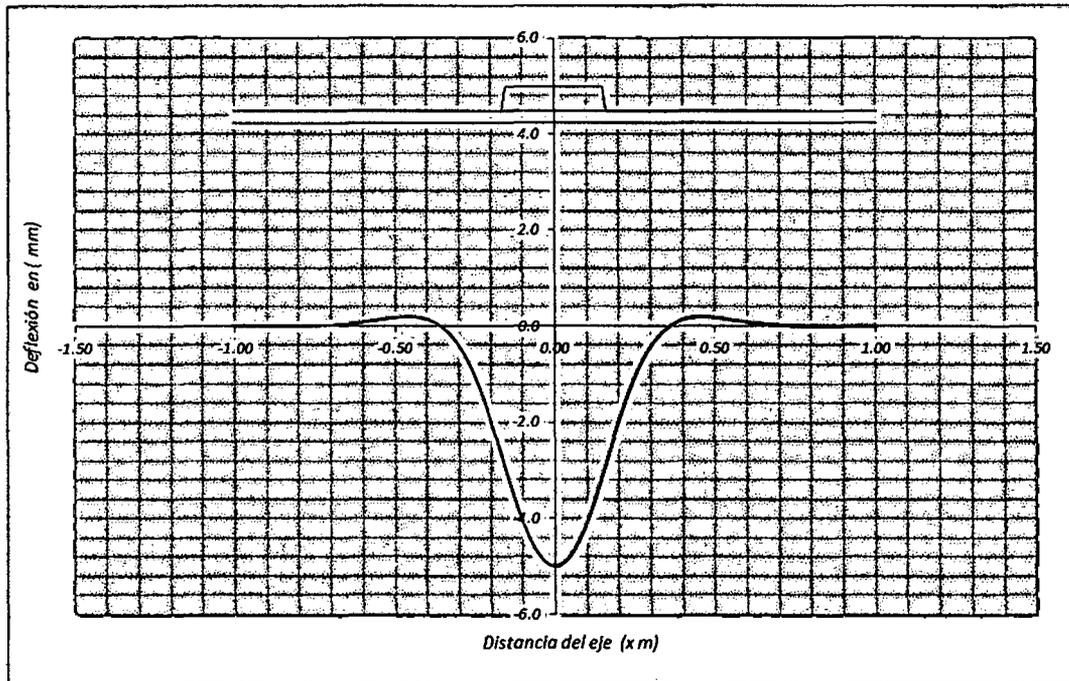


Figura N°D.40 Deflexión para  $k=150$  y tres capas de panel HD.

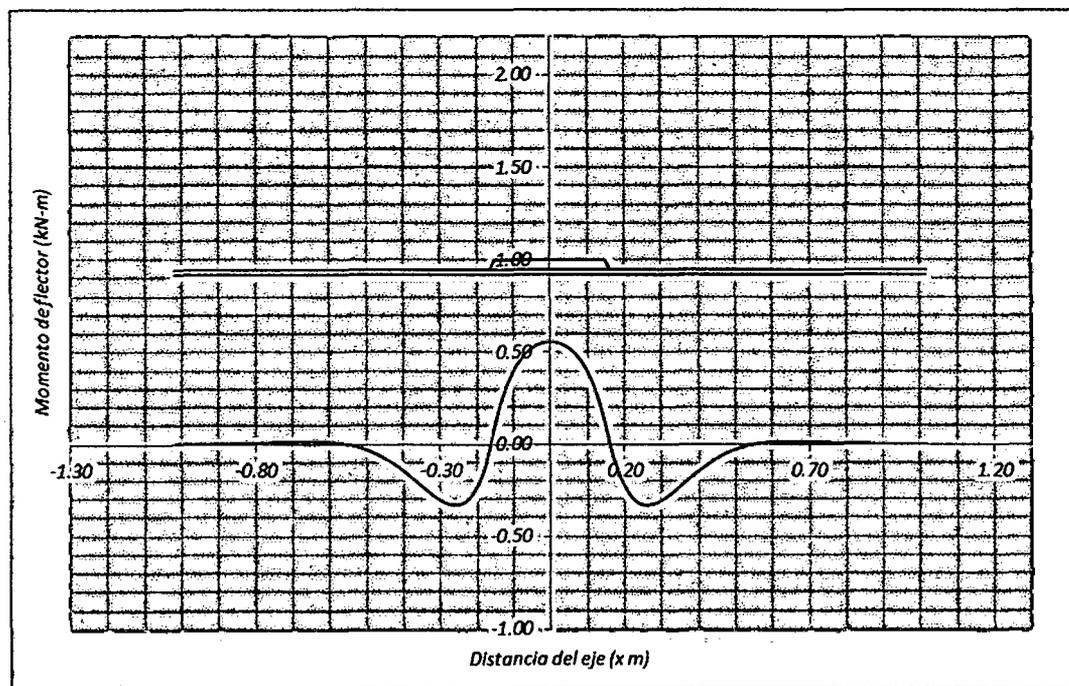
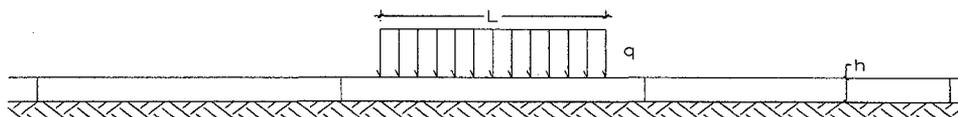


Figura N°D.41 Momento flector para  $k=150$  y tres capas de panel HD.

D.4.7 Análisis con tres capas de panel HD para  $k=200$  MPa/m

**Análisis Estructural de Paneles Sintéticos**

$P_0$	827 kPa
$P$	80 kN
$l$	0.311 m



**Entrada de datos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa/m)	$k_0$	200.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (Mpa)	$\bar{E}$	375.0
Momento de inercia ( $cm^4$ )	$I$	773.4
Coefficiente de poisson	$\nu$	0.4
Caraga repartida uniforme (kN/m)	$q$	257.2
Longitud de la carga (cm)	$L$	31.1
Ancho de la carga (cm)	$B$	31.1

$$k_0 B = k$$

$$\beta = \left[ \frac{k}{4EI} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$w_Q = \frac{q_0}{2k} (2 - D_{\beta a} - D_{\beta b})$$

**Calculos**

Módulo de reacción del suelo (Mpa)	$k$	62204.56
Rigidez de la estructura (MN-m <sup>2</sup> )	$EI$	2.90
Rigidez relativa estructura - suelo	$\beta$	8.56
Coefficiente de deflexión (m)	$w_0$	0.00
Coefficiente de giro	$\theta_0$	0.02
Coefficiente de momento (kN-m)	$M_0$	0.88
Coefficiente de corte (kN)	$V_0$	7.51

$$\theta_Q = \frac{\beta q_0}{2k} (A_{\beta a} - A_{\beta b})$$

$$M_Q = \frac{q_0}{4\beta^2} (B_{\beta a} + B_{\beta b})$$

$$V_Q = \frac{q_0}{4\beta} (C_{\beta a} - C_{\beta b})$$

Cuadro N°D.41 Deflexiones y presión transmitida máxima para  $k=200$  y tres capas de panel HD.

Deflexión (mm)	Máximo	0.14
	Mínimo	-3.88
Presión transmitida máxima kN/m		-241.06

Cuadro N°D.42 Momento flector y esfuerzo máximo para  $k=200$  y tres capas de panel HD.

Esfuerzo (MPa)		Momento flector (kN-m)	
Máximo	0.94	Máximo	0.45
Mínimo	-0.60	Mínimo	-0.29

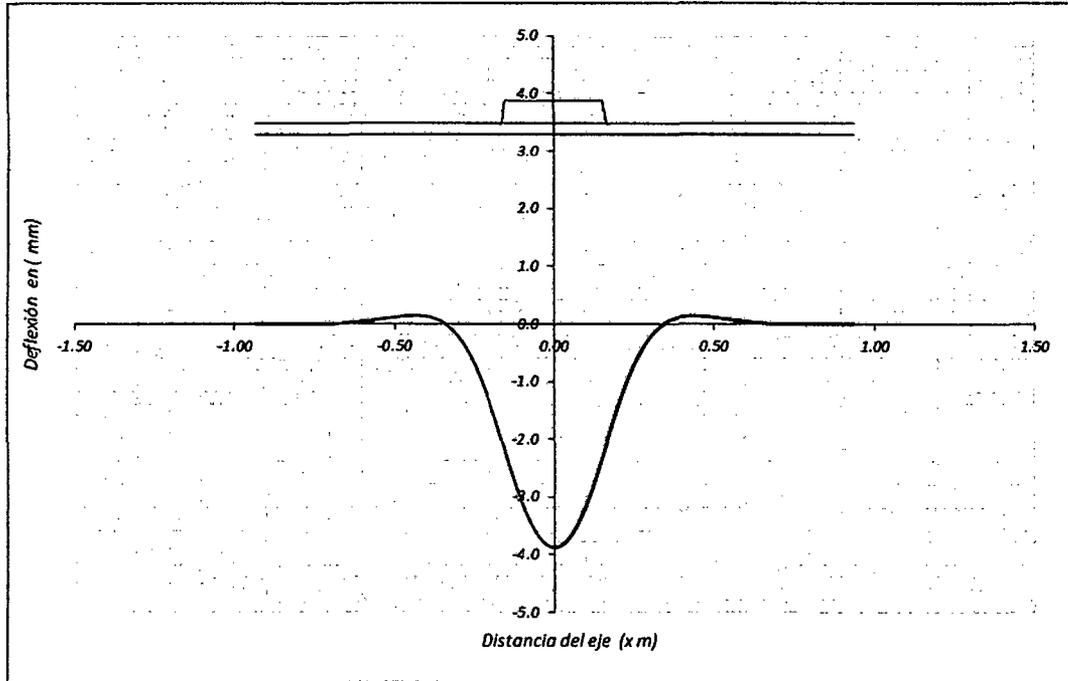


Figura N°D.42 Deflexión para  $k=200$  y tres capas de panel HD.

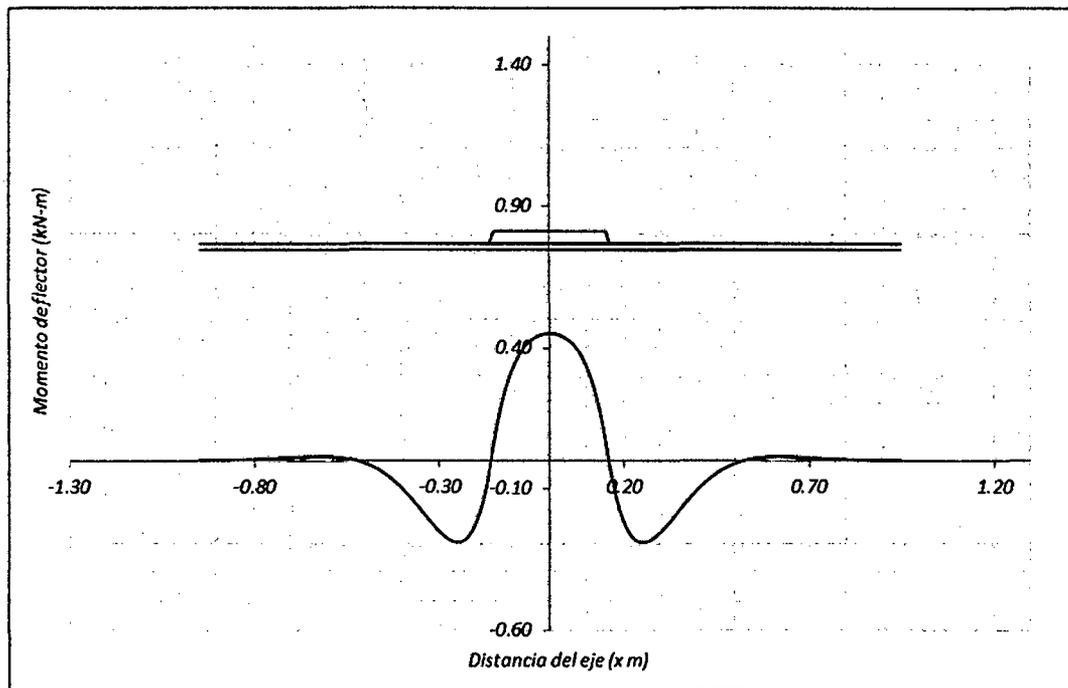


Figura N°D.43 Momento flector para  $k=200$  y tres capas de panel HD.

**ANEXO E:**  
**MEMORIA DE CÁLCULO CON EL MODELO**  
**WESTERGAARD**

## ÍNDICE

<b>ÍNDICE</b> .....	i
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	ii
<b>ANEXO E: MEMORIA DE CÁLCULO CON EL MODELO WESTERGAARD</b> .....	1
E.1 ANÁLISIS GENERAL CON EL MODELO DE WESTERGAARD .....	1
E.2 ANÁLISIS CON UNA CAPA DE PANEL HD.....	1
E.2.1 Análisis con una capa de panel HD para $k=15$ MPa/m.....	2
E.2.2 Análisis con una capa de panel HD para $k=25$ MPa/m.....	3
E.2.3 Análisis con una capa de panel HD para $k=50$ MPa/m.....	4
E.2.4 Análisis con una capa de panel HD para $k=75$ MPa/m.....	5
E.2.5 Análisis con una capa de panel HD para $k=100$ MPa/m .....	6
E.2.6 Análisis con una capa de panel HD para $k=150$ MPa/m .....	7
E.2.7 Análisis con una capa de panel HD para $k=200$ MPa/m .....	8
E.3 ANÁLISIS CON DOS CAPAS DE PANEL HD.....	9
E.3.1 Análisis con dos capas de panel HD para $k=15$ MPa/m.....	9
E.3.2 Análisis con dos capas de panel HD para $k=25$ MPa/m.....	10
E.3.3 Análisis con dos capas de panel HD para $k=50$ MPa/m.....	11
E.3.4 Análisis con dos capas de panel HD para $k=75$ MPa/m.....	12
E.3.5 Análisis con dos capas de panel HD para $k=100$ MPa/m.....	13
E.3.6 Análisis con dos capas de panel HD para $k=150$ MPa/m.....	14
E.3.7 Análisis con dos capas de panel HD para $k=200$ MPa/m.....	15
E.4 ANÁLISIS CON TRES CAPAS DE PANEL HD.....	16
E.4.1 Análisis con tres capas de panel HD para $k=15$ MPa/m.....	16
E.4.2 Análisis con tres capas de panel HD para $k=25$ MPa/m.....	17
E.4.3 Análisis con tres capas de panel HD para $k=50$ MPa/m.....	18
E.4.4 Análisis con tres capas de panel HD para $k=75$ MPa/m.....	19
E.4.5 Análisis con tres capas de panel HD para $k=100$ MPa/m .....	20
E.4.6 Análisis con tres capas de panel HD para $k=150$ MPa/m .....	21
E.4.7 Análisis con tres capas de panel HD para $k=200$ MPa/m .....	22

## LISTA DE FIGURAS

Figura N°E.1 Modelo de análisis. ....	1
---------------------------------------	---

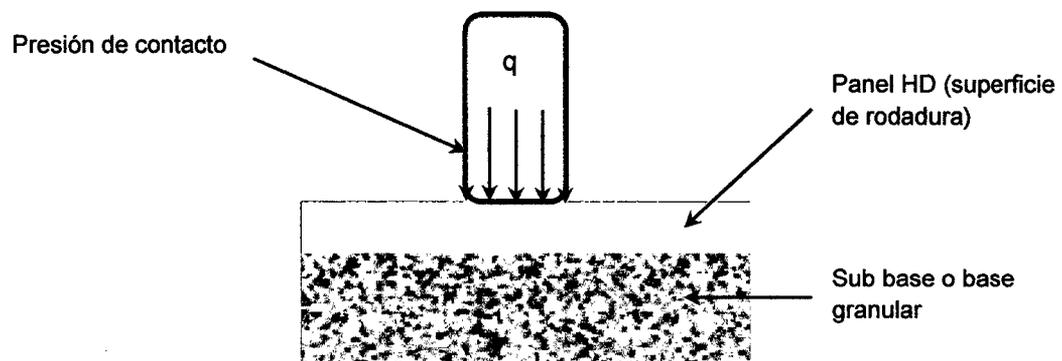
## ANEXO E: MEMORIA DE CÁLCULO CON EL MODELO WESTERGAARD

### E.1 ANÁLISIS GENERAL CON EL MODELO DE WESTERGAARD

Con la ecuaciones dadas por Westergaard, descritas en el capítulo V en conjunto con otras ecuaciones es importante conocer, se realizara las aplicaciones para las siguientes condiciones.

- Se analiza una, dos y tres capas de panel HD
- Se tomara diferentes valores del modulo de balasto (k) a fin de representar los diferentes tipos de suelo.
- Las cargas esta será la máxima con una presión de inflado de 120 psi (827 kPa) y un peso de 80kN.

El modelo de es ilustrada en la Figura N°E.1 donde q es la presión de inflado que actúa como una presión sobre la superficie de rodadura apoyada sobre un terreno de fundación.



Fuente, Elaboración propia

Figura N°E.1 Modelo de análisis.

### E.2 ANÁLISIS CON UNA CAPA DE PANEL HD

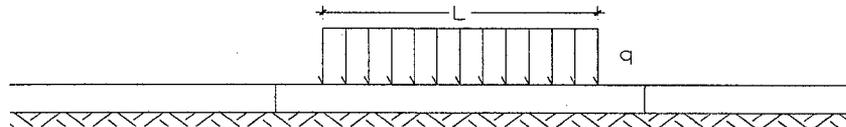
La altura equivalente ( $h_e$ ) para este caso de acuerdo a la Tabla N°6.03,

$$h_e = 2.67 \text{ cm}$$

E.2.1 Análisis con una capa de panel HD para k=15 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_0 = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo (k)	Mpa/m	15.0
Módulo de elasticidad de panel sintético (E)	Mpa	375.0
Alatura de la losa (he)	cm	2.67
Coefficiente de poisson (ν)		0.40
Caraga total (kN) (P)	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) (r)	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa (l)	cm	8.29
Coefficiente de deformación (w')	cm	9.70
Termino 1		-0.689
Termino 2		0.535
Termino 3		0.207
Asentamiento	mm	58.988

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

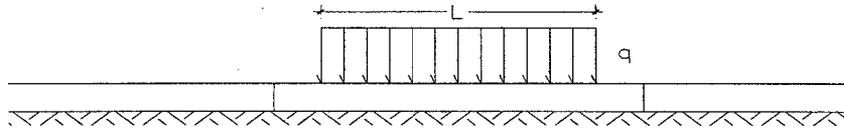
Coefficiente de esfuerzo	MPa	30.86
Esfuerzo	MPa	-12.94

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.2.2 Análisis con una capa de panel HD para k=25 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	25.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	2.67
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	7.30
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	7.52
Termino 1		-1.200
Termino 2		0.691
Termino 3		0.268
Asentamiento	mm	47.391

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

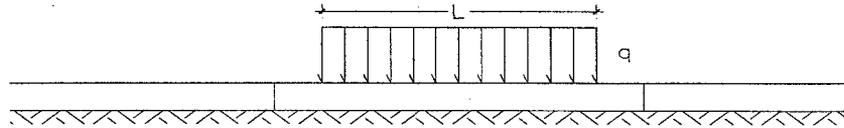
Coefficiente de esfuerzo	MPa	30.86
Esfuerzo	MPa	-22.52

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.2.3 Análisis con una capa de panel HD para k=50 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	50.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	2.67
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	6.13
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	5.31
Termino 1		-1.893
Termino 2		0.977
Termino 3		0.378
Asentamiento	mm	39.318

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

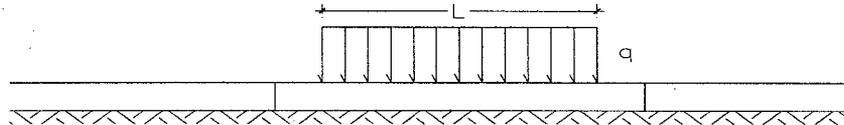
Coefficiente de esfuerzo	MPa	30.86
Esfuerzo	MPa	-35.53

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.2.4 Análisis con una capa de panel HD para k=75 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	75.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	2.67
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	5.54
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	4.34
Termino 1		-2.299
Termino 2		1.196
Termino 3		0.463
Asentamiento	mm	37.720

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

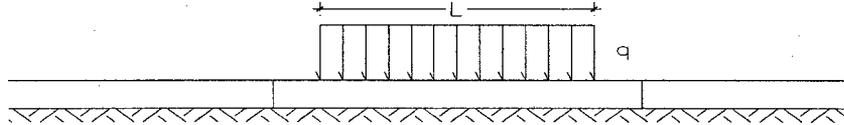
Coefficiente de esfuerzo	Mpa	30.86
Esfuerzo	Mpa	-43.13

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.2.5 Análisis con una capa de panel HD para k=100 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	100.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	2.67
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	5.16
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	3.76
Termino 1		-2.587
Termino 2		1.381
Termino 3		0.535
Asentamiento	mm	37.692

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

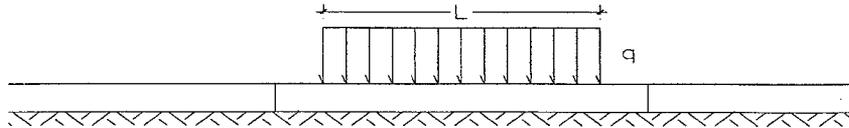
Coefficiente de esfuerzo	MPa	30.86
Esfuerzo	MPa	-48.53

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.2.6 Análisis con una capa de panel HD para k=150 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	150.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	2.67
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	4.66
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	3.07
Termino 1		-2.992
Termino 2		1.692
Termino 3		0.655
Asentamiento	mm	38.950

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

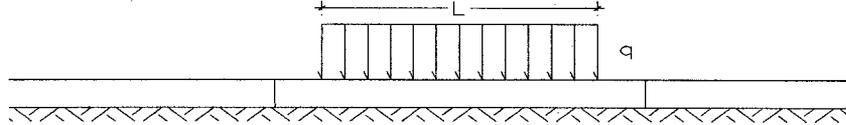
Coefficiente de esfuerzo	MPa	30.86
Esfuerzo	MPa	-56.14

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.2.7 Análisis con una capa de panel HD para k=200 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	200.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	2.67
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	4.34
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	2.66
Termino 1		-3.280
Termino 2		1.953
Termino 3		0.757
Asentamiento	mm	40.625

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

Coefficiente de esfuerzo	MPa	30.86
Esfuerzo	MPa	-61.54

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

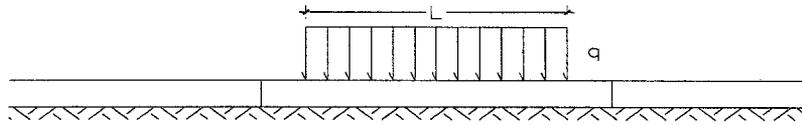
### E.3 ANÁLISIS CON DOS CAPAS DE PANEL HD

La altura equivalente ( $h_e$ ) para este caso de acuerdo a la Tabla N°6.03,  $h_e = 4.61$  cm

#### E.3.1 Análisis con dos capas de panel HD para $k=15$ MPa/m

$P_o$	827 kPa
$P$	80 kN
$r$	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

#### Entrada de datos

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( $k$ )	Mpa/m	15.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( $E$ )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( $h_e$ )	cm	4.61
Coefficiente de poisson ( $\nu$ )		0.40
Caraga total (kN) ( $P$ )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( $r$ )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

#### Calculos

##### Deformaciones

Radio de rigidez relativa ( $l$ )	cm	12.49
Coefficiente de deformación ( $w'$ )	cm	4.28
Término 1		0.949
Término 2		0.236
Término 3		0.091
Asentamiento	mm	28.975

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

##### Esfuerzos

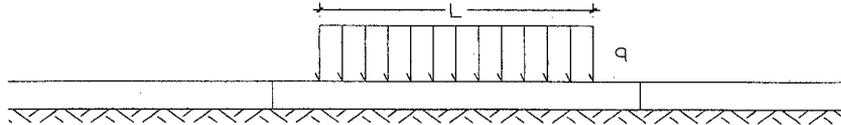
Coefficiente de esfuerzo	MPa	10.35
Esfuerzo	MPa	5.97

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.3.2 Análisis con dos capas de panel HD para k=25 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k}}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	25.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	4.61
Coficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	10.99
Coficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	3.31
Término 1		0.438
Término 2		0.304
Término 3		0.118
Asentamiento	mm	21.331

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

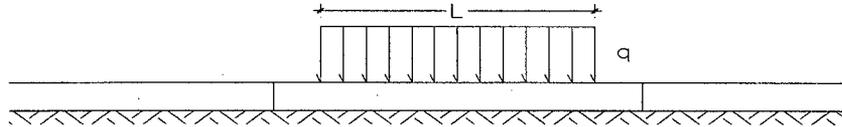
Coficiente de esfuerzo	MPa	10.35
Esfuerzo	MPa	2.76

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.3.3 Análisis con dos capas de panel HD para k=50 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k}}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	50.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	4.61
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	9.24
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	2.34
Termino 1		-0.255
Termino 2		0.430
Termino 3		0.167
Asentamiento	mm	14.337

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

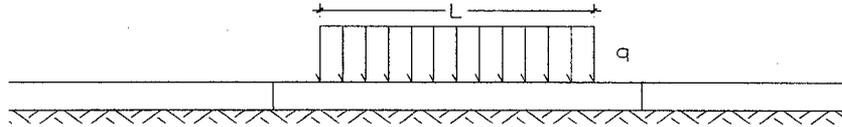
Coefficiente de esfuerzo	MPa	10.35
Esfuerzo	MPa	-1.60

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.3.4 Análisis con dos capas de panel HD para k=75 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k}}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	75.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	4.61
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	8.35
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	1.91
Termino 1		-0.660
Termino 2		0.527
Termino 3		0.204
Asentamiento	mm	11.622

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

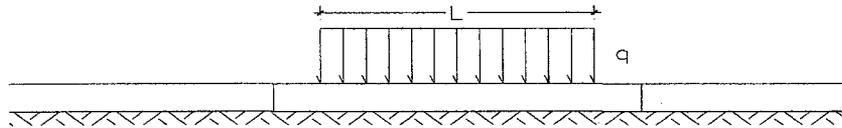
Coefficiente de esfuerzo	MPa	10.35
Esfuerzo	MPa	-4.16

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.3.5 Análisis con dos capas de panel HD para k=100 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_0 = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	100.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	4.61
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	7.77
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	1.66
Termino 1		-0.948
Termino 2		0.609
Termino 3		0.236
Asentamiento	mm	10.184

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

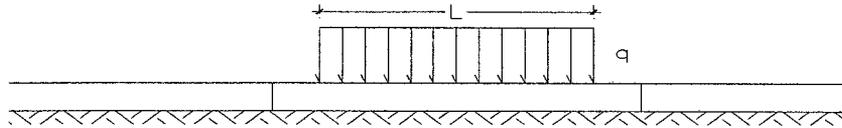
Coefficiente de esfuerzo	Mpa	10.35
Esfuerzo	Mpa	-5.97

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.3.6 Análisis con dos capas de panel HD para k=150 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	150.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	4.61
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	7.02
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	1.35
Termino 1		-1.354
Termino 2		0.746
Termino 3		0.289
Asentamiento	mm	8.729

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

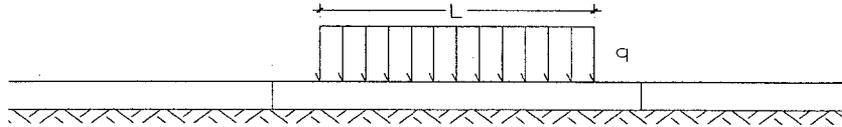
Coefficiente de esfuerzo	MPa	10.35
Esfuerzo	MPa	-8.52

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.3.7 Análisis con dos capas de panel HD para k=200 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	200.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>h<sub>e</sub></i> )	cm	4.61
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	6.53
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	1.17
Termino 1		-1.641
Termino 2		0.861
Termino 3		0.334
Asentamiento	mm	8.041

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

Coefficiente de esfuerzo	MPa	10.35
Esfuerzo	MPa	-10.33

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

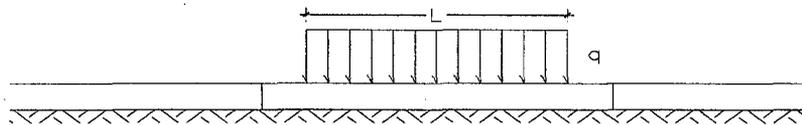
## E.4 ANÁLISIS CON TRES CAPAS DE PANEL HD

La altura equivalente ( $h_e$ ) para este caso de acuerdo a la Tabla N°6.03,  $h_e = 6.68$  cm

### E.4.1 Análisis con tres capas de panel HD para $k=15$ MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

#### Entrada de datos

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( $k$ )	Mpa/m	15.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( $E$ )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( $h_e$ )	cm	6.68
Coefficiente de poisson ( $\nu$ )		0.40
Caraga total (kN) ( $P$ )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( $r$ )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

#### Calculos

##### Deformaciones

Radio de rigidez relativa ( $l$ )	cm	16.49
Coefficiente de deformación ( $w'$ )	cm	2.45
Termino 1		2.082
Termino 2		0.135
Termino 3		0.052
Asentamiento	mm	18.557

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

##### Esfuerzos

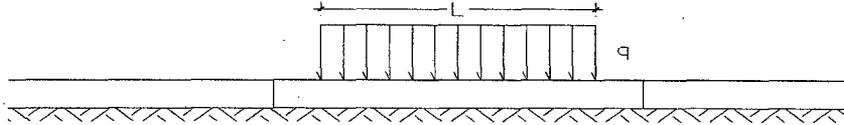
Coefficiente de esfuerzo	MPa	4.93
Esfuerzo	MPa	6.18

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.4.2 Análisis con tres capas de panel HD para k=25 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	25.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatara de la losa ( <i>he</i> )	cm	6.68
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	14.51
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	1.90
Termino 1		1.551
Termino 2		0.175
Termino 3		0.068
Asentamiento	mm	13.686

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

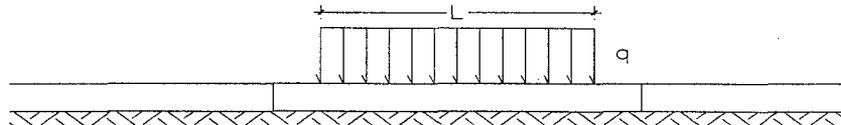
Coefficiente de esfuerzo	Mpa	4.93
Esfuerzo	Mpa	4.65

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.4.3 Análisis con tres capas de panel HD para k=50 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	50.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	6.68
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	12.20
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	1.34
Termino 1		0.858
Termino 2		0.247
Termino 3		0.096
Asentamiento	mm	9.014

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

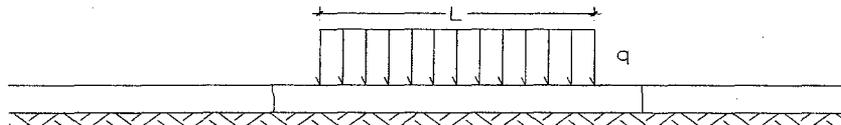
Coefficiente de esfuerzo	Mpa	4.93
Esfuerzo	Mpa	2.57

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.4.4 Análisis con tres capas de panel HD para k=75 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)k}}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( $k$ )	Mpa/m	75.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( $E$ )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( $he$ )	cm	6.68
Coefficiente de poisson ( $\nu$ )		0.40
Caraga total (kN) ( $P$ )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( $r$ )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

	cm	mm
Radio de rigidez relativa ( $l$ )	11.03	
Coefficiente de deformación ( $w'$ )	1.10	
Termino 1	0.452	
Termino 2	0.302	
Termino 3	0.117	
Asentamiento		7.070

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

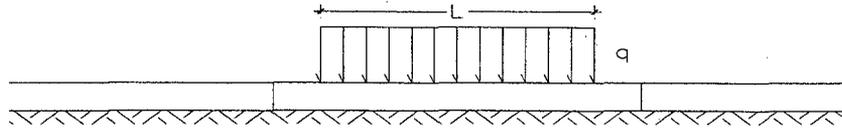
	Mpa	Mpa
Coefficiente de esfuerzo	4.93	
Esfuerzo		1.36

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.4.5 Análisis con tres capas de panel HD para k=100 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k}}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	100.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	6.68
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	10.26
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	0.95
Termino 1		0.165
Termino 2		0.349
Termino 3		0.135
Asentamiento	mm	5.970

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

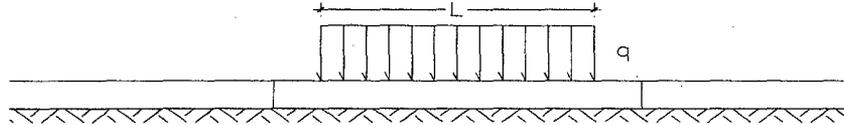
Coefficiente de esfuerzo	MPa	4.93
Esfuerzo	MPa	0.49

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.4.6 Análisis con tres capas de panel HD para k=150 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k} \right]}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( <i>k</i> )	Mpa/m	150.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( <i>E</i> )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( <i>he</i> )	cm	6.68
Coefficiente de poisson ( <i>ν</i> )		0.40
Caraga total (kN) ( <i>P</i> )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( <i>r</i> )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( <i>l</i> )	cm	9.27
Coefficiente de deformación ( <i>w'</i> )	cm	0.78
Término 1		-0.241
Término 2		0.427
Término 3		0.166
Asentamiento	mm	4.748

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

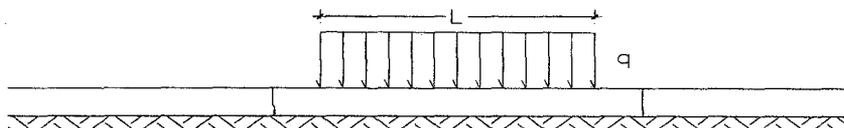
Coefficiente de esfuerzo	Mpa	4.93
Esfuerzo	Mpa	-0.72

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

E.4.7 Análisis con tres capas de panel HD para k=200 MPa/m

Po	827 kPa
P	80 kN
r	0.175 m

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.275 \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \log \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$



$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)k}}$$

$$W_o = \frac{P}{8kl^2} \left[ 1 - \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) - \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	Altura equivalente (cm)
Una capa	157.7	2.66
Dos capas	816.3	4.61
Tres capas	2486.5	6.68

**Entrada de datos**

	und.	Valor
Módulo de reacción del suelo ( $k$ )	Mpa/m	200.0
Módulo de elasticidad de panel sintético ( $E$ )	Mpa	375.0
Alatura de la losa ( $he$ )	cm	6.68
Coefficiente de poisson ( $\nu$ )		0.40
Caraga total (kN) ( $P$ )	kN	80.0
Radio de la carga circular (cm) ( $r$ )	cm	17.5

$$w' = \frac{P}{8kl^2}$$

$$T_1 = \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{kr^4} \right) \right]$$

**Calculos**

**Deformaciones**

Radio de rigidez relativa ( $l$ )	cm	8.63
Coefficiente de deformación ( $w'$ )	cm	0.67
Termino 1		-0.529
Termino 2		0.494
Termino 3		0.191
Asentamiento	mm	4.079

$$T_2 = \left[ \left( \frac{3r^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**Esfuerzos**

Coefficiente de esfuerzo	Mpa	4.93
Esfuerzo	Mpa	-1.58

$$T_3 = \left[ \left( \frac{r^2 + 2x^2 + 2y^2}{8\pi l^2} \right) \right]$$

**ANEXO F:**  
**PLANO DEL PANEL HD**