



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON**

**PRINCIPIOS BASICOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
PARA MUROS Y LOSAS TIPO COVINTEC**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:**

HAMLET ARMANDO CATAÑO GUERRERO

**DIRECTOR DE TESIS:
ING. TRINIDAD ADOLFO ALMAZAN
JARAMILLO**

2013





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Facultad de Estudios Superiores Aragón

DIRECCIÓN

HAMLET ARMANDO CATAÑO GUERRERO

Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Facultad, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO: "PRINCIPIOS BÁSICOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MUROS Y LOSAS TIPO COVINTEC"

ASESOR: Ing. TRINIDAD ADOLFO ALMAZAN JARAMILLO

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Nezahualcóyotl, Estado de México a 23 de marzo de 2012.

EL DIRECTOR

M. en I. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ



JGPO C p Secretaría Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

GGSG/JGPO/vr



A Dios:

Que sin Él no es posible nada.

A mis padres:

Armando y Silvia. Gracias por su apoyo totalmente incondicional y porque son mi ejemplo a seguir.

A Marina Olivares:

Porque cada momento que vivimos fue motivo de concluir satisfactoriamente uno de nuestros logros juntos.

A Moniet Cataño:

Sabes que eres uno de los motores que alimenta mi vida día con día.

Al Ing. Adolfo Almazan

Por tanto apoyo y paciencia que tuvo para conmigo, mil gracias.

INDICE

INDICE

ÍNDICE DE CONTENIDO

OBJETIVO

1	INTRODUCCION	1
2	ANTECEDENTES	3
2.1	DESCRIPCIÓN DE UN PANEL	3
2.1.1	CARACTERISTICAS	3
2.1.2	APLICACIÓN	4
2.1.3	FILOSOFIA DEL SISTEMA	4
2.1.4	CAPACIDAD DE CARGA	5
2.1.5	COMPRESIÓN AXIAL	5
2.1.6	CAPACIDAD DE IMPACTO	6
2.1.7	FLEXIÓN	7
3	MARCO TEORICO	9
3.1	DESCRIPCIÓN DE ESPECIMENES	9
3.1.1	LINEA DE ESPECIMENES PARA MURO	9
A)	PANELES QUE RESISTEN CARGAS AXIALES	9
B)	FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MURO DE 2 PULGADAS CON MALLA DE 6.7 CMS X 6.7 CMS	9
C)	FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MURO DE 3 PULGADAS CON MALLA DE 6.7 CMS X 6.7 CMS	10
D)	FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MURO DE 4 PULGADAS CON MALLA DE 6.7 CMS X 6.7 CMS	11
E)	FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MURO DE 3 PULGADAS CON MALLA DE 5.0 CMS X 5.0 CMS	12
F)	FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MURO DE 2 PULGADAS CON MALLA DE 5.0 CMS X 5.0 CMS	13
3.1.2	FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA LOSAS	15
4	EVALUACION TÉCNICA	16
4.1	VENTAJAS DEL SISTEMA	16
4.2	CRITERIO GENERAL DE APLICACIÓN	18
4.3	REVISION DE INFORMACION TECNICA RECABADA	18
4.3.1	CARGA AXIAL	19
4.3.2	FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	19
4.3.3	FLEXION EN LOSAS	19
4.4	FORMULAS PARA EL CALCULO DE LA RESISTENCIA A FLEXION, CARGA AXIAL, CORTANTE Y FLEXOCOMPRESIÓN	20
4.4.1	CARGAS VERTICALES	20
4.4.2	ANALISIS PARA UN PANEL DE 3" DE CUADRICULA 6.7 X 6.7	24
4.5	CRITERIOS DE DISEÑO	25
4.5.1	RESISTENCIAS NOMINALES	29
4.5.2	RESISTENCIAS A CARGAS VERTICALES EXCÉNTRICAS	30
4.5.3	CRITERIO BASADO EN ESFUERZOS DE DISEÑO	30

4.5.4	CRITERIO COMO MURO DE MAMPOSTERIA	31
4.5.5	CRITERIO BASADO EN DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN	32
4.6	RESISTENCIA A CARGA LATERAL	32
4.6.1	CRITERIO COMO MURO DE CONCRETO	33
4.6.2	CRITERIO COMO MURO DE MAMPOSTERIA	34
4.7	DISEÑO POR FLEXION DE ELEMENTOS HORIZONTALES	35
4.7.1	RESISTENCIA POR CRITERIO ELASTICO	35
4.7.2	RESISTENCIA POR FLEXIÓN CRITERIO DE RESISTENCIA ÚLTIMA	37
4.7.3	REVISIÓN DE DEFORMACIONES VERTICALES	39
4.8	SISTEMAS Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO	41
4.8.1	CAMPOS DE APLICACIÓN	41
4.8.2	REFERENCIAS	41
4.8.3	DEFINICIONES	41
4.8.4	COMPONENTES	41
4.8.5	CONEXIONES	42
4.8.6	EDIFICACIONES TIPO I	42
4.8.7	EDIFICACIONES TIPO II	42
4.8.8	ELEMENTOS	42
4.8.9	JUNTAS	42
4.8.10	PANELES	43
4.8.11	PANEL PREFABRICADO	43
4.8.12	PANEL PARA USO ESTRUCTURAL	43
4.8.13	SISTEMA CONSTRUCTIVO	43
4.8.14	UNION	43
4.9	CLASIFICACION	43
4.9.1	TIPO I PARA USO ESTRUCTURAL	43
4.9.2	TIPO II PARA USO EN ENTREPISO Y TECHOS	43
4.10	ESPECIFICACIONES	44
4.10.1	PANELES ESTRUCTURALES TIPO I	44
4.10.1.1	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE	44
4.10.1.2	RESISTENCIA BAJO CARGAS LATERALES	44
4.10.1.3	PROTECCION CONTRA FUEGO	45
4.10.1.4	RESISTENCIA AL IMPACTO PARA MUROS	45
4.10.1.5	RESITENCIA A CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA ACTUANDO AL PLANO	45
4.11.1	PANELES TIPO II	46
4.11.1.1	RESISTENCIA A LA FLEXION	46
4.11.1.2	RESISTENCIA AL IMPACTO	46
4.11.1.3	PROTECCION CONTRA EL FUEGO	46
4.12	MUESTREO	46
4.12.1	TAMAÑO DE LA MUESTRA	47
4.12.2	NIVEL DE CALIDAD ACEPTABLE	47
4.12.2	DEFECTOS CRITICOS	47
4.12.3	DEFECTOS MAYORES	47
4.13	METODOS DE PRUEBA	48
4.13.1	PANELES ESTRUCTURALES TIPO I	48
4.13.1.1	EQUIPO Y HERRAMIENTA	48

4.13.1.2	PREPARACIÓN	49
4.13.1.3	PROCEDIMIENTO	49
4.13.1.4	RESULTADOS	50
4.13.1.5	EQUIPO Y HERRAMIENTA	50
4.13.1.6	PREPARACIÓN	51
4.13.1.7	PROCEDIMIENTO	51
4.13.1.8	RESULTADOS	52
4.14	PANELES TIPO II	52
4.14.1	RESISTENCIA A LA FLEXION	52
4.14.1.1	EQUIPO Y HERRAMIENTA	52
4.14.1.2	PREPARACION	52
4.14.1.3	PROCEDIMIENTO	52
4.14.1.4	RESULTADOS	53
4.14.2	RESISTENCIA AL IMPACTO EN LOSAS	53
4.14.2.1	EQUIPO Y HERRAMIENTA	53
4.14.2.2	PREPARACION	54
4.14.2.3	PROCEDIMIENTO	54
4.14.2.4	RESULTADOS	54
4.15	CARACTERISTICAS MECANICAS DEL PANEL ESTRUCTURAL	59
4.16	ESTUDIO DE LAS CARACTERISTICA MECANICAS DEL PANEL ESTRUCTURAL	59
4.17	DESCRIPCION GENERAL DEL ESTUDIO	60
4.18	DESCIPCION DE LOS ENSAYES	60
4.19	ENSAYES A FLEXION EN LOSAS	60
4.20	ENSAYE BAJO CARGA LATERAL EN EL PLANO DE MURO	61
4.21	ENSAYE A TENSION DIAGONAL	63
4.22	OBSERVACIONES	63
4.23	ENSAYE A COMPRESIÓN SIMPLE EN PANEL DE 1.22 X 2.44 X 3" DE ESPESOR (SIN UNION)	65
4.24	ENSAYE A COMPRESIÓN SIMPLE EN PANEL DE 1.22 X 2.44 X 3" DE ESPESOR (CON UNION)	69
4.25	VIENTO	89
4.26	TENSION DIAGONAL	93
5	EJEMPLOS DE APLICACIÓN	97
1	MURO CON ESPESOR DE 2" X 1.22 X 2.44 MTS RETICULA 6.7 X 6.7 CM	98
2	MURO CON ESPESOR DE 3" X 1.22 X 2.44 MTS RETICULA 6.7 X 6.7 CM	104
3	MURO CON ESPESOR DE 4" X 1.22 X 2.44 MTS RETICULA 6.7 X 6.7 CM	110
4	MURO CON ESPESOR DE 2" X 1.22 X 2.44 MTS RETICULA 5.0 X 5.0 CM	116
5	MURO CON ESPESOR DE 3" X 1.22 X 2.44 MTS RETICULA 5.0 X 5.0 CM	122
6	LOSA CON ESPESOR DE 4" X 1.22 X 3.25 MTS RETICULA 6.7 X 6.7 CM	128
7	LOSA CON ESPESOR DE 4" X 1.22 X 4.06 MTS RETICULA 6.7 X 6.7 CM	140
8	LOSA CON ESPESOR DE 4" X 1.22 X 5.01 MTS RETICULA 6.7 X 6.7 CM	152
	DIAGRAMAS DE INTERACCION	164
	CONCLUSIONES	169
	BIBLIOGRAFIA	170

OBJETIVO

ES DESARROLLAR DE MANERA MUY BASICA, UNA MEMORIA DE CALCULO PARA DEMOSTRAR QUE EL SISTEMA COVINTEC ES UN SISTEMA DE TIPO ESTRUCTURAL, CON EL APOYO DE TEORIAS BASADAS EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL DISTRITO FEDERAL, CON LA INTENCION DE DAR A CONOCER DE MANERA NUMERICA, ASI COMO POR MEDIO DE PRUEBAS DE LABORATORIO QUE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS DE ACERO, POLIESTIRENO, CONCRETO Y MORTERO PARA MUROS Y LOSAS TRABAJAN ESTRUCTURALMENTE Y SOPORTAN CARGAS PARA APLICACIONES DE TIPO HABITACIONAL.



INTRODUCCIÓN:

En las últimas décadas en el área de la construcción, lo más importante es el ahorro de tiempo y de capital, por tal motivo una de las principales áreas de desarrollo en esta materia es construir por medio de sistemas prefabricados debido al gran ahorro de actividades y tiempo en campo.

Al fabricar productos en serie en una planta o fabrica se optimizan tiempos, no importando el clima ni algunas otras circunstancias que en la obra misma pueden afectar el avance. En el caso de este proyecto nos enfocaremos a elementos para muros y losas en edificaciones de viviendas.

Hace más de veinte años se creó un elemento estructural llamado Panel, consiste en dos mallas de acero unidas por un elemento intermedio llamado Zig - Zag a base de soldadura, con un relleno de poliestireno de diferentes densidades (peso por metro cubico), el objetivo de dicho elemento es que trabaje como muro de carga y como losa de azotea o de entrepiso además de presentar características térmicas y acústicas.

Se ha demostrado en el campo de la construcción, que dichos elementos o Paneles sustituyen perfectamente la colocación de sistemas tradicionales a base de piedras macizas o de mampostería, ya que en un principio los Paneles son elementos más ligeros, por tal motivo el personal que lo instale no tiene el mismo desgaste físico en el manejo de material que con un sistema tradicional, el rendimiento por metro cuadrado supera por más del 300% al los tradicionales, además que las propiedades térmicas y acústicas son de mayor confort, que los muros de piedra.

Por su ligereza disminuye a lo máximo posible las dimensiones en la cimentación, así como elementos estructurales como pueden ser trabes y columnas, eso a su vez se ve reflejado en los costos de la obra.



La interrogante que se pretende resolver y el motivo de dicho trabajo es contraponer a la incertidumbre de su capacidad estructural de los Paneles, a pesar de las pruebas de laboratorio, que demuestran que dichas piezas son de gran capacidad de carga, desafortunadamente no son una prueba fehaciente de dicha capacidad, por lo menos no para una institución donde es necesario entregar la demostración numérica o la memoria de calculo que compruebe y satisfaga la normatividad reglamentaria, en este caso el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias. Por tal razón únicamente su aplicación se ha considerado como divisorio y no como de carga, esto genera que un elemento de este tipo al ser considerado únicamente divisorio, no es en primera instancia un producto muy atractivo, ya que al compararlo con otros de igual aplicación se sale de presupuesto.

Para que un proyecto se pueda realizar ya sea con un sistema tradicional o con el sistema que llamaremos desde este momento Covintec (que se refiere a la edificación con panel), es necesario entregar planos de detalle y memoria de cálculo, por tal motivo se le ha dado todo un seguimiento matemático al comportamiento del Sistema Covintec, para por ultimo obtener resultados que demuestren el cumplimiento reglamentario de su uso estructural en cualquier tipo de edificación en el cual se pueda aplicar por sus propiedades. Por tal motivo no conformes las empresas dedicadas a la fabricación de Panel con realizar pruebas de laboratorio, se está realizando un procedimiento de cálculo para poder dar recomendaciones de diseño por medio de teorías reconocidas que auxilian en la información detallada de que cada elemento o panel soporta las cargas recomendadas por el propio fabricante.



2 ANTECEDENTES

2.1 DESCRIPCIÓN DE UN PANEL

2.1.1 CARACTERÍSTICAS

Están contruidos por una estructura tridimensional de alambres de acero electrosoldados y un núcleo de espuma de poliestireno Fig. 1.1, que se fabrica en planta con equipo automático, para posteriormente, en la obra, ensamblarlos y agregarles mortero a los muros y concreto a las losas, para concluir con su terminado.

En muros, el Panel se recubre con aplanados de mortero en proporción 1:3 en espesor de 2.5 cm por cara; en losas se cuela un firme de concreto de resistencia por metro cuadrado a la compresión de 200 kg/cm² de 5 a 7 centímetros de espesor



Fig. 1.1 Armadura de Panel Estructural.



2.1.2 APLICACIÓN

El sistema constructivo a base de Panel, se inicia con la propuesta de muros para casa habitación principalmente, es importante mencionar que en función de las pruebas realizadas en laboratorio se determina esta aplicación, y se determina que llevara en cada uno de los vértices Nervaduras o Castillos auxiliares como se muestra en la figura 1.2, hasta demostrar que se tiene suficiente resistencia como para evitar los confinamientos por medio de este tipo de refuerzo vertical.



Fig. 1.2 Muros para casa habitación.

2.1.3 FILOSOFIA DEL SISTEMA

La problemática principal en la historia de la construcción es el capital a invertir en determinada edificación, por tal motivo en la década de los 70's los Hermanos Covington, originarios de California E.U. desarrollaron un sistema llamado Covintec, este sistema que como se ha mencionado anteriormente está enfocado a el desarrollo de la construcción y principalmente de la Vivienda en la actualidad, pretende destituir sistemas de



construcción tradicionales, dar a la Vivienda o construcción en general mayor ambiente agradable por las características mismas de los materiales de los cuales está constituido.

El Sistema pretende ser más rápido, más limpio en la obra con mayor seguridad estructural, y además de todas estas características: económico.

2.1.4 CAPACIDAD DE CARGA

En la actualidad la única manera de determinar los esfuerzo de cada uno de los elementos es por medio de pruebas físicas a especímenes de tamaño real, se determina por medio de prueba que ya están definidas de alguna manera por determinadas normas establecidas en algunos reglamentos, por ejemplo, observamos en la figura 1.3, un espécimen real, el cual se someterá a diferentes tipos de pruebas, de tal forma que está muestra es representativa de toda una producción de elementos de sus mismas características que serán utilizadas en la construcción de una obra determinada.



Figura 1.3.1 Espécimen Real

2.1.5 COMPRESIÓN AXIAL

Para determinar esta prueba es necesario someter a compresión un Panel completo de 1.22 metros de ancho x 2.44 metros de altura con una aplicación de mortero a base de cemento arena en proporciones variadas pero con resistencia aproximada de 100 kilogramos por centímetro cuadrado siendo una capa de 2.5 centímetros por cada



cara, posteriormente se colocara en una prensa hidráulica que es la que realmente someterá a esfuerzos a dicho Panel, se determinara la deflexión al centro y las grietas del aplanado. Ya que existen parámetros y lineamientos que restringen o tienen determinadas tolerancias es como se sabe si el producto cumple con las sollicitaciones a las cuales será puesto en servicio. En la figura 1.3.1 (a) se observa parte del procedimiento de la prueba a compresión axial, mientras que, en la figura 1.3.1 (b) se observa el comportamiento de grietas a compresión axial.



(a)



(b)

Figura 1.3.2 Compresión axial

2.1.6 CAPACIDAD DE IMPACTO

Esta es otra de las pruebas en las que el elemento es sometido a un esfuerzo para determinar sus propiedades elásticas, quiere decir que al someterlo a un empuje perpendicular a su plano, sufrirá una deformación por la propia aplicación de la fuerza,



pero lo importante de este comportamiento, es que, posteriormente de someterlo a la fuerza regrese a su posición original, y no debe de presentar ningún tipo de fisura ni marcas de deflexión. En la figura 1.3.3 se observa de que manera se realiza la prueba de impacto, en capítulos posteriores se describirá con mayor precisión, en el cual se observa el péndulo que impacta al Panel.



Figura 1.3.3 Prueba de Impacto

2.1.7 FLEXIÓN

En esta prueba se considerará que nuestro elemento no trabajara como elemento vertical como lo estuvimos viendo en los capítulos anteriores, sino como, elemento horizontal. Que quiere decir que trabajara como una Losa, ya sea para la aplicación de un entrepiso o de una azotea, no importando cual sea el caso, el panel tendrá que soportar determinada capacidad de carga por metro cuadrado, se considerará libremente apoyada, la aplicación de la carga será gradual hasta el límite en que esta pieza falle, se podrá medir una contra-flecha, o lo que viene siendo lo mismo, la deflexión en centímetros, al centro



del claro, este parámetro sirve para dos cosas principales, la primera es la restricción reglamentaria respecto a la deflexión, la segunda es que da un parámetro de la capacidad de carga de la muestra, como se observa en la figura 1.3.4.

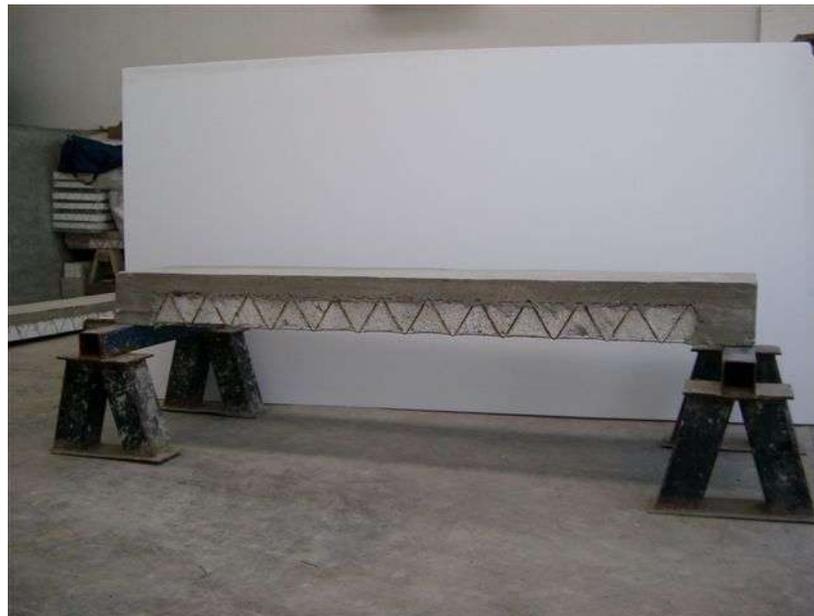


Figura 1.3.4 Prueba a Flexión



MARCO TEORICO

3.1 DESCRIPCIÓN DE ESPECIMENES

3.1.1. LINEA DE ESPECIMENES PARA MURO

A) PANELES QUE RESISTEN CARGAS AXIALES

Cuenta con una estructura a base de mallas de acero, uno de los principales elementos es un conector en forma de Zig-Zag, Se presentan a continuación una serie de fichas representando a cada uno de los paneles que serán revisados estructuralmente, en los esquemas siguiente se generalizan los refuerzos para cada uno de los especímenes en sus diferentes espesores y aplicaciones, así como sus posibles usos y características de sus materiales.

B) FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MUROS DE 2 PULGADAS CON MALLA DE 6.7 CMS X 6.7 CMS

MALLA DE ALAMBRE CALIBRE 14 PARA CONECTORES SUPERIORES E INFERIORES, ZIG-ZAG CALIBRE 14, ESPUMA DE POLIESTIRENOS DE 4 CMS DE ESPESOR Y UNA SEPARACIÓN ENTRE MALLAS DE 2 PULGADAS (5.08 CMS)

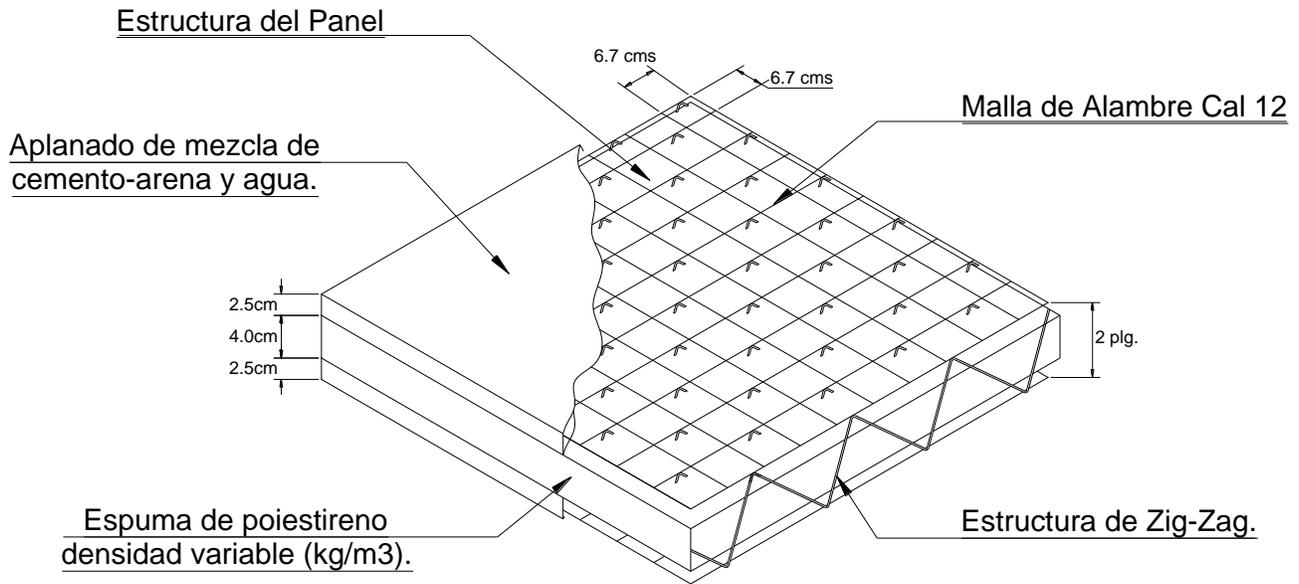


Fig. 2.1.1 Esquema de un elemento de 2 pulgadas de espesor de 6.7 x 6.7 cms.

Usos recomendables	Datos Adicionales
Para muro de Carga	La resistencia del acero de de $f_y=6000 \text{ kg/cm}^2$, la espuma de poliestireno es de 10 kg/cm^3 , peso del panel sin aplanar es de 2.39 kg / m^2 ,

C) FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MUROS DE 3 PULGADAS CON MALLA DE 6.7 CMS X 6.7 CMS

MALLA DE ALAMBRE CALIBRE 14 PARA CONECTORES SUPERIORES E INFERIORES, ZIG-ZAG CALIBRE 14, ESPUMA DE POLIESTIRENOS DE 5 CMS DE ESPESOR Y UNA SEPARACIÓN ENTRE MALLAS DE 2 PULGADAS (7.62 CMS)

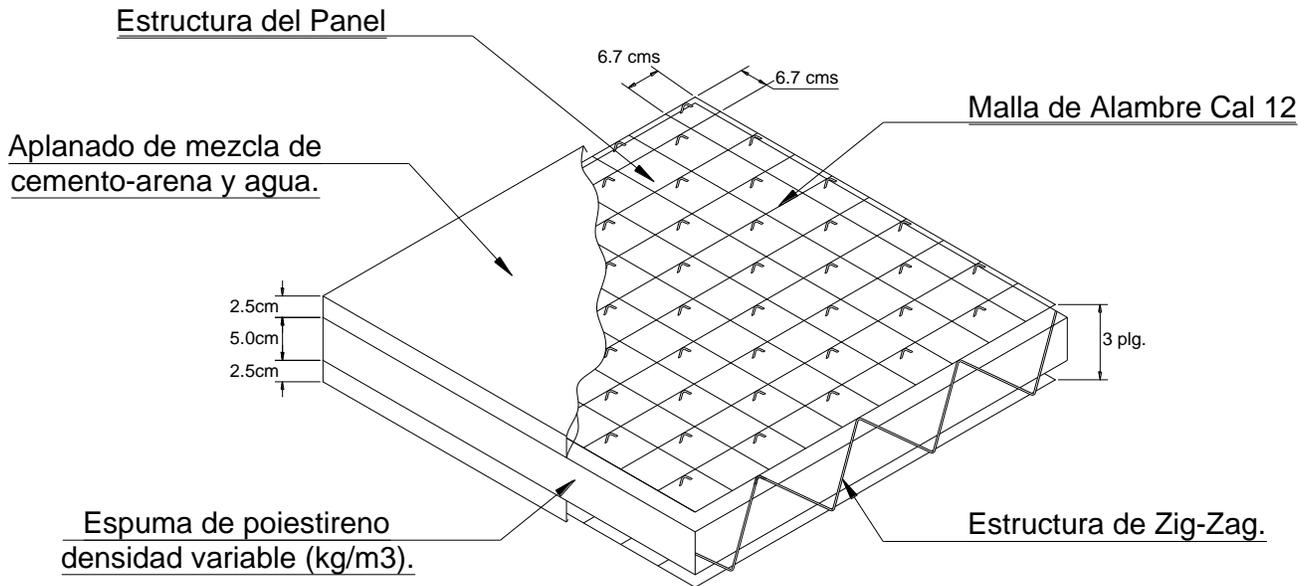


Fig. 2.1.2 Esquema de un elemento de 3 pulgadas de espesor de 6.7 x 6.7 cms

Usos recomendables	Datos Adicionales
Para muro de Carga	La resistencia del acero de de $f_y=6000$ kg/cm^2 , la espuma de poliestireno es de 10 kg/cm^3 , peso del panel sin aplanar es de 2.71 kg / m^2 ,

D) FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MUROS DE 4 PULGADAS CON MALLA DE 6.7 CMS X 6.7 CMS

MALLA DE ALAMBRE CALIBRE 14 PARA CONECTORES SUPERIORES E INFERIORES, ZIG-ZAG CALIBRE 14, ESPUMA DE POLIESTIRENOS DE 5 CMS DE ESPESOR Y UNA SEPARACIÓN ENTRE MALLAS DE 4 PULGADAS (10.16 CMS)

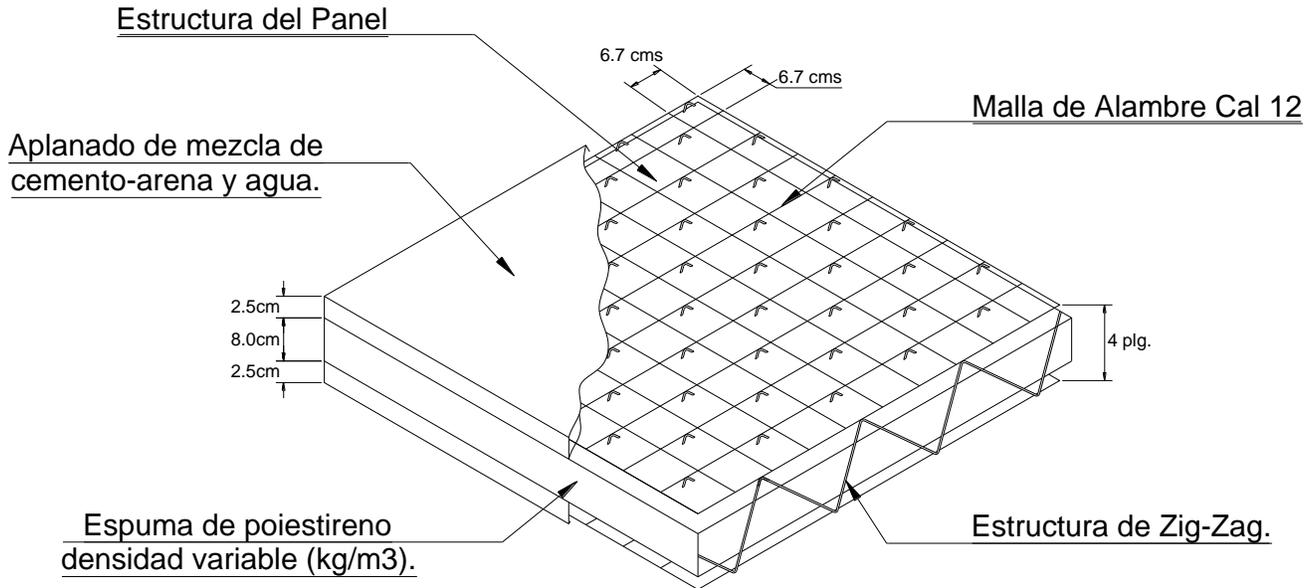


Fig. 2.1.3 Esquema de un elemento de 4 pulgadas de espesor de 6.7 x 6.7 cms

Usos recomendables	Datos Adicionales
Para muro de Carga	La resistencia del acero de de $f_y=6000$ kg/cm^2 , la espuma de poliestireno es de 10 kg/cm^3 , peso del panel sin aplanar es de 3.08 kg / m^2 ,

E) FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MUROS DE 2 PULGADAS CON MALLA DE 5.0 CMS X 5.0 CMS

MALLA DE ALAMBRE CALIBRE 14 PARA CONECTORES SUPERIORES E INFERIORES, ZIG-ZAG CALIBRE 14, ESPUMA DE POLIESTIRENOS DE 4 CMS DE ESPESOR Y UNA SEPARACIÓN ENTRE MALLAS DE 2 PULGADAS (5.08 CMS)

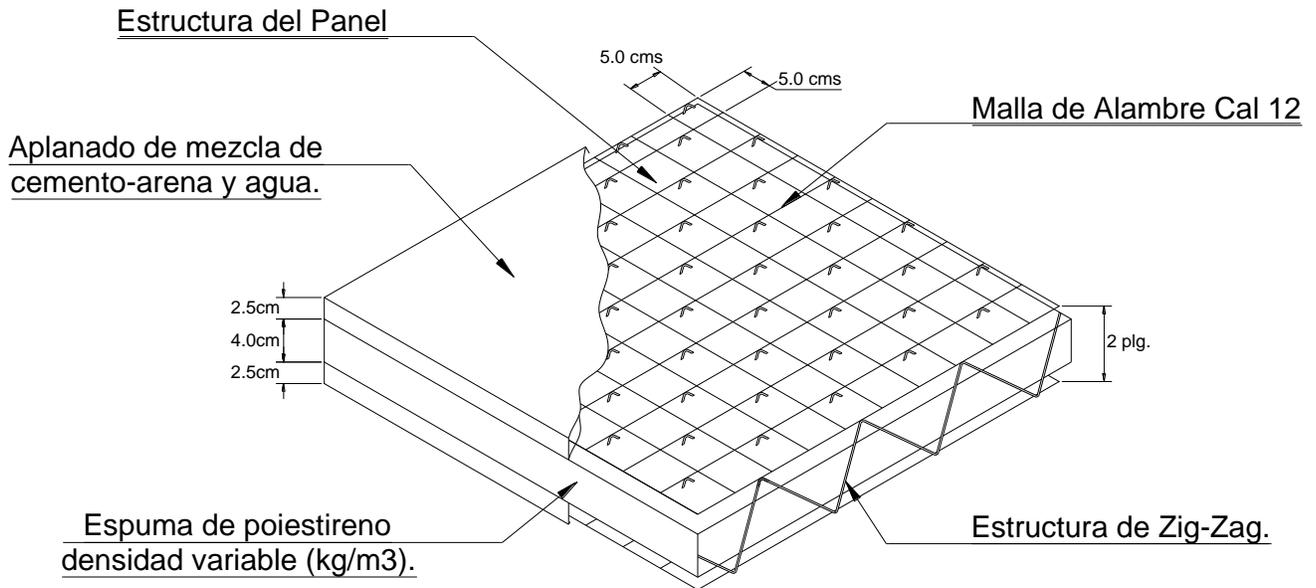


Fig. 2.1.4 esquema de un elemento de 2 pulgadas de espesor de 5 x 5 cms

Usos recomendables	Datos Adicionales
Para muro de Carga	La resistencia del acero de $f_y=6000$ kg/cm ² , la espuma de poliestireno es de 10 kg/cm ³ , peso del panel sin aplanar es de 2.39 kg / m ² ,

F) FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA MUROS DE 3 PULGADAS CON MALLA DE 5.0 CMS X 5.0 CMS

MALLA DE ALAMBRE CALIBRE 14 PARA CONECTORES SUPERIORES E INFERIORES, ZIG-ZAG CALIBRE 14, ESPUMA DE POLIESTIRENOS DE 5 CMS DE ESPESOR Y UNA SEPARACIÓN ENTRE MALLAS DE 3 PULGADAS (7.62 CMS)

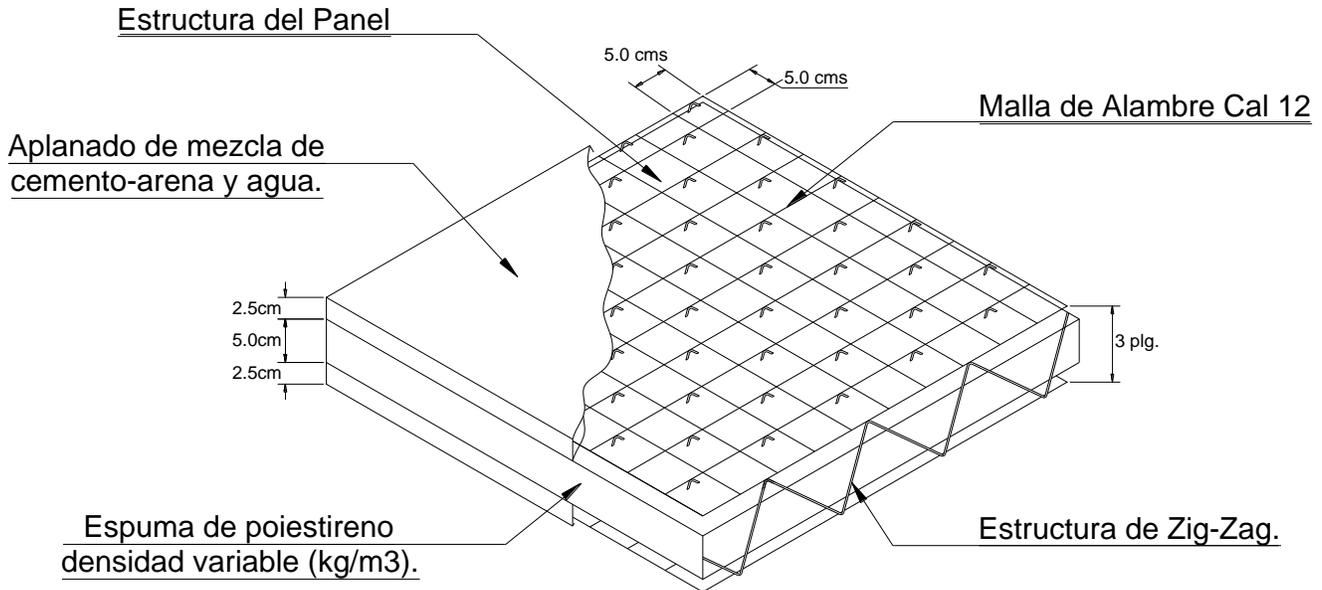


Fig. 2.1.5 esquema de un elemento de 2 pulgadas de espesor de 5 x 5 cms

Usos recomendables	Datos Adicionales
Para muro de Carga	La resistencia del acero de de $f_y=6000 \text{ kg/cm}^2$, la espuma de poliestireno es de 10 kg/cm^3 , peso del panel sin aplanar es de 2.71 kg / m^2 ,

3.1.2 FICHA DESCRIPTIVA DEL PANEL PARA LOSAS

Este espécimen se compone de tres elementos principales de carga, la función de éste, es trabajar como cubierta y su capacidad de esfuerzo es por área de carga, en seguida desglosamos tres elementos principales que forman su estructura, en la parte superior tenemos la conformación de una malla a base de alambre de calibre 14 en ambos sentidos, posteriormente se tiene un Zig – Zag en calibre 12, y por ultimo una malla



inferior en el que el acero longitudinal es de acero corrugado calibre 10, 8 ó 6 , en función de la separación de los apoyos. En la figura se muestra un esquema general de la losa.

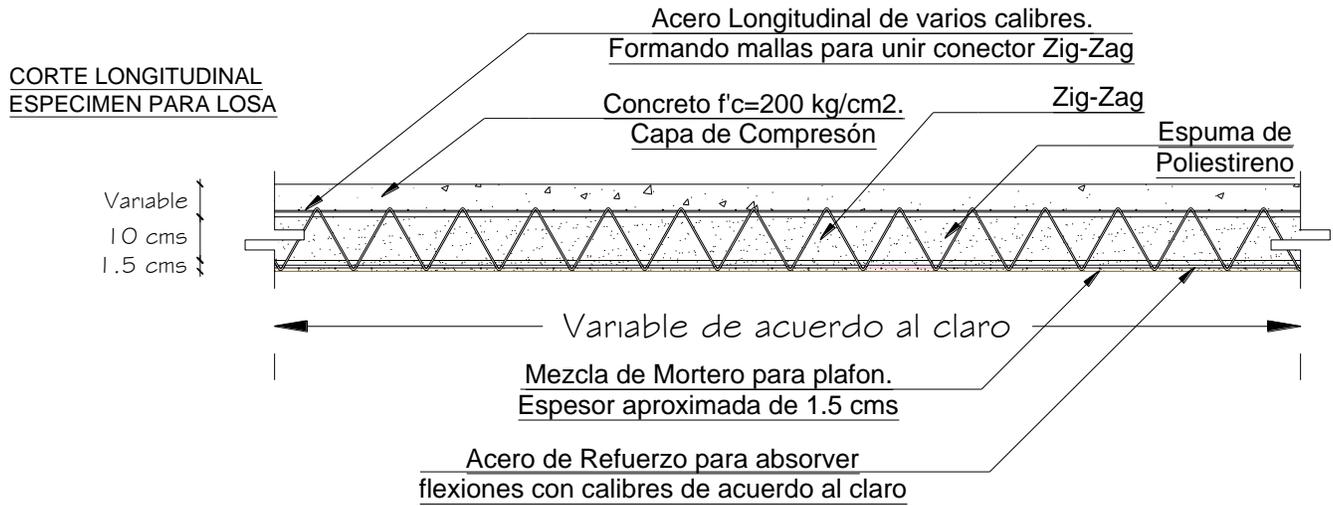


Fig. 2.1.6 esquema de un elemento de 2 pulgadas de espesor



4 EVALUACION TÉCNICA

El sistema de PANELES ESTRUCTURALES permite la solución integral constructiva de la vivienda, desde los elementos verticales de carga y los elementos horizontales que transmiten las cargas verticales por flexión y las cargas horizontales por sismo como diafragmas.

4.1 VENTAJAS DEL SISTEMA

1. Bajo peso propio en comparación con otros sistemas estructurales, lo cual implica ventajas constructivas y estructurales, por ejemplo ahorros en elementos de cimentación y disminución de las fuerzas de inercia en caso de sismos.
2. Se puede lograr suficiente continuidad y monolitismo para un comportamiento estructural satisfactorio en las diversas construcciones principalmente en vivienda y construcciones para oficinas y otros usos.
3. Se logra un buen aislamiento térmico y acústico debido al núcleo de poliestireno.

Los productos (Paneles) que el diseñador puede optar para soluciones estructurales con este sistema se muestran en la tabla T-1, con datos de peraltes y refuerzos. Se debe aclarar que el peralte nominal en pulgadas corresponde a la distancia entre las mallas de refuerzo de ambas caras. La nomenclatura corresponde a las figuras F1-a para paneles de muros y F1-b para paneles de losas.



CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO Y USO DEL PANEL ESTRUCTURAL

TIPO	LARGUEROS SUPERIORES	LARGUEROS INFERIORES	ZIG-ZAG	LARGUEROS TRANSVERSALES
PANEL 2" MALLA 5X5	25 CAL. 14 0.81 cm ²	25 CAL. 14 0.81 cm ²	25 CAL. 14	98 CAL. 14
PANEL 3" MALLA 5X5	25 CAL. 14 0.81 cm ²	25 CAL. 14 0.81 cm ²	25 CAL. 14	98 CAL. 14
PANEL 2" MALLA 7X7	19 CAL. 14 0.616 cm ²	19 CAL. 14 0.616 cm ²	19 CAL. 14	74 CAL. 15
PANEL 3" MALLA 7X7	19 CAL. 14 0.616 cm ²	19 CAL. 14 0.616 cm ²	19 CAL. 14	74 CAL. 15
PANEL 4" MALLA 7X7	19 CAL. 14 0.616 cm ²	19 CAL. 14 0.616 cm ²	19 CAL. 14	74 CAL. 15
LOSA DE 4" X 4 MTS	19 CAL. 12 1.072 cm ²	19 CAL. 6 3.55 cm ²	19 CAL. 12	150 CAL. 15
LOSA DE 4" X 5 MTS	19 CAL. 10 1.76 cm ²	19 CAL. 6 3.55 cm ²	19 CAL. 12	150 CAL. 14

TABLA T-1 Tabla de especímenes a desarrollar.

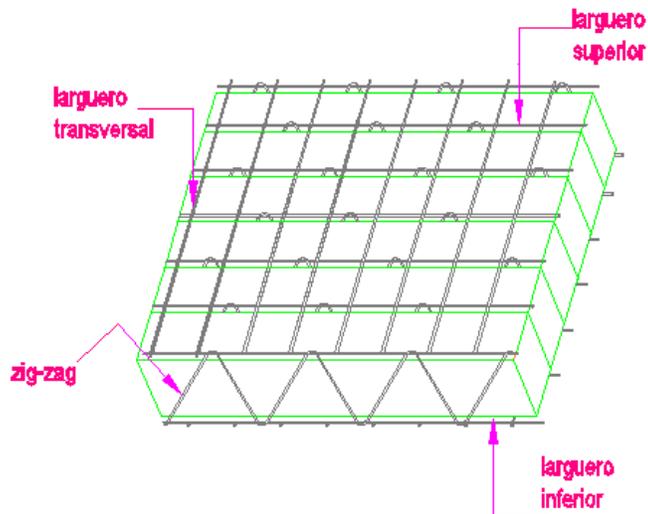


TABLA F1-A Esquema que muestra el refuerzo de los elementos.



4.2 CRITERIO GENERAL DE APLICACIÓN:

Panel 5x5	Muro de carga cuando las cargas son altas (dos niveles)
Panel 7x7	Muro de carga cuando las cargas son usuales (un nivel)
Losa	Losas de entrepiso y azotea

Sin embargo, para cada caso particular el diseñador podrá proponer diferentes arreglos según sus necesidades, siempre y cuando se verifiquen los requisitos de seguridad y servicio de acuerdo a los factores de diseño y la normatividad aplicable. También se podrá agregar refuerzo convencional en el caso en que se requiera.

Los elementos estructurales para este sistema se pueden diseñar y revisar con los procedimientos conocidos de la ingeniería estructural y en particular por ejemplo con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Este trabajo propone recomendaciones y ayudas de diseño específicas para el sistema de PANELES con el propósito de que el diseñador cuente con herramientas específicas aplicables a los casos mas usuales.

4.3 REVISION DE INFORMACION TECNICA RECABADA

Después de revisar la información proporcionada consistente de resultados de pruebas en diferentes elementos y diferentes condiciones de carga, folletos técnicos, información sobre características de los elementos y muestras físicas de los mismos se estableció el siguiente esquema de trabajo.

Usos principales del material:

Muros de carga, divisiones sin función estructural, columnas de cajón, losas en 1D y 2D, cimentaciones.



Materiales:

Establecer características

- Mortero de aplanado en muros
- Concreto en capa de compresión en losas
- Concreto en cimentaciones
- Acero en paneles
- Acero adicional

4.3.1 CARGA AXIAL

Establecimiento de hipótesis para contribución de los materiales.

Establecimiento de criterios y propuestas de procedimientos de diseño. Factor de esbeltez. Factor de reducción.

Comparación con datos experimentales.

4.3.2 FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

- a) Diagramas de interacción para alturas comunes
- b) Aplicando criterios como si fueran muros de mampostería.
Comparación entre los criterios a) y b), establecer secuencia de cálculo, ayudas de diseño, ejemplos.

4.3.3 FLEXION EN LOSAS

Identificación de las secciones tipo para diferentes claros

Obtener gráficas $M-\phi$ con hipótesis de C/R.

Comparar con resultados experimentales existentes

Establecer parámetros y ayudas de diseño, ejemplos.



4.4 FORMULAS PARA EL CALCULO DE LA RESISTENCIA A FLEXION, CARGA AXIAL, CORTANTE Y FLEXOCOMPRESIÓN.

Se realizaron algunos cálculos preliminares con el objeto indagar si este sistema responde a los procedimientos usuales de cálculo de concreto reforzado y en algunos casos de lo relacionado con estructuras de mampostería, los resultados se comparan en lo posible con resultados experimentales, esta parte solamente sirve de soporte para las siguientes partes del estudio.

4.4.1 CARGAS VERTICALES

Para la estimación de la carga teórica se utiliza un módulo elástico del mortero (E_c) de 80000 kg/cm^2 y un β_d de 0.65 (usual para habilitación) con la fórmula:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$EI = \left(\frac{E_c I_Y}{5} + I_s E_s \right) \frac{1}{1 + \beta_d}$$

Por ejemplo para Panel de 3" malla 5 x 5 cm. (Ver figura 2) y 19 alambres calibre 14 se tiene:

$$A_s = 0.615 \text{ cm}^2$$

$$I_Y = 15936 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 17.85 \text{ cm}^4$$

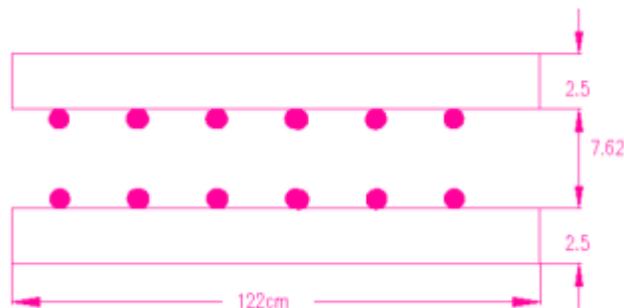


FIGURA 2. Representación esquemática de Panel de 3"

$$EI = \left(\frac{8000(15936)}{5} + 17.85(2 \times 10^6) \right) \frac{1}{1 + 0.65}$$

$$P_{CR} = \frac{\pi^2(1.58 \times 10^8)}{2.44^2} = 29151 \text{ kg}$$

De la misma forma se hace para los casos que se tienen datos experimentales, se obtiene la TABLA 2

Caso	Calculada (kg)	Observada (kg)	Obs/Cal
PANEL 3" 7x7	29151	25000	0.858
PANEL 4" 7x7	46096	27000	0.586
PANEL 3" 5x5	28453	18000	0.633
PANEL 2" 5x5	16663	28000	1.68

Tabla 2. Cálculo de cargas teóricas.

Por lo tanto existe una variación importante y no hay correlación con los valores calculados.

Para tratar de explicar, se hace un análisis del pandeo del alambre calibre 14 y 16, (ver figura 3) utilizando un \varnothing de 2.03 mm calibre 14 y un \varnothing de 1.59 mm calibre 16, se obtienen los valores de la tabla 3.

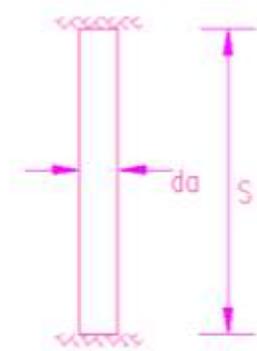


FIGURA 3. Representación de un tramo de alambre entre dos puntos de soldadura

Alambre	S (mm)	$\frac{KL}{r} = \frac{2S}{da}$	Esfuerzo	f_{CR}	ϵ_s
14	68	67	4295		0.0021
14	50.8	49	5845		0.003
16	68	63	4704		0.00235

TABLA 3. Cálculo de la deformación unitaria

Por lo tanto, se espera una falla de deformación unitaria menor de la correspondiente a la fluencia del acero.

Por lo tanto hasta este punto se concluye que se requieren pruebas de compresión de elementos cortos para obtener datos más precisos de la carga de falla de elementos cortos independientemente de la longitud o altura del elemento (es decir no tener la influencia del efecto de esbeltez)

Con los datos actuales se propone calcular la carga de con las formulas siguientes que cuyas incógnitas se relacionan con la fig. 4.

$$P_{CR} = \frac{F_R \pi^2 EI}{L^2}$$

$$EI = \left(\frac{E_C I_Y}{5} \right) \frac{1}{1 + \beta_d}$$

$$I_Y = \left[\frac{L_1 t^3}{3} + L_1 t \left(\frac{e + t}{2} \right)^2 \right] 2$$

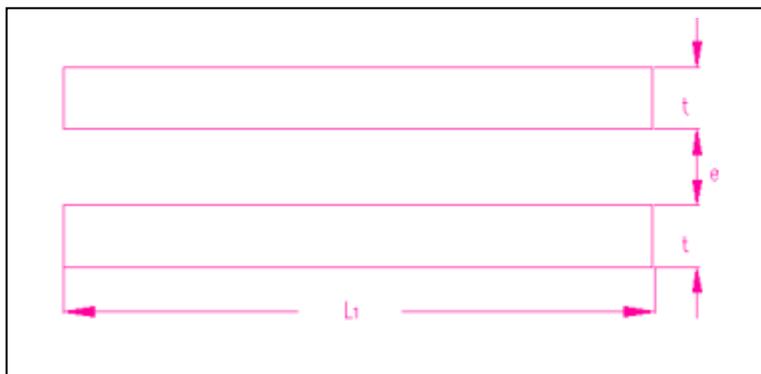


FIGURA 4 . Variables para el cálculo del momento de inercia

Utilizando un factor de resistencia (F_R) de 0.6 para alambres # 14 @ 89 mm y un (F_R) de 0.7 para alambres # 16 @ 50.8 mm, con módulo elástico del concreto (E_c) DE 80,000 kg/cm² y un β_d de 0.65, se obtienen los datos de la tabla 4 para (t) de 2.5 cm.

Caso	Calculada (kg)	Observada (kg)	Obs/Ca(L)	Esfuerzo*
PANEL 3" 7x7	15360	25000	1.63	9.98
PANEL 4"7	23882	27000	1.13	12.91
PANEL 3" 5	17932	18000	1.004	11.65
ECONO 2" 7	8758	21000	2.40	7.12
PANEL 2" 5	10217	28000	2.74	9.41

TABLA 4. Cálculo de cargas teóricas con la formula propuesta.

*Esfuerzos calculados sobre área total (bruta)

Con esta base, se puede establecer un criterio de diseño basado en un esfuerzo de diseño ya afectado por el factor de reducción y el factor de longitud efectiva (siempre y cuando la altura no sea superior a 2.44 m). Este criterio se establece en la tabla 5:

Espesor del panel (in)	Esfuerzo de diseño (kg/cm ²)
4"	12
3"	10
2"	8



Tabla 5. Esfuerzos de diseño

Nótese que de la tabla 4 se sigue teniendo dispersión, por lo que se puede usar este criterio de forma conservadora, mientras se hacen las pruebas de elementos cortos.

Ahora se trata de saber si se puede usar los criterios aplicables para muros de mampostería

4.4.2 ANALISIS PARA UN PANEL DE 3" DE CUADRICULA 6.7 X 6.7

Carga para una deformación unitaria de 0.002

$$P = [2.5(122)(68)(2) + 0.615(2)(416)] = 46597kg$$

Se obtiene un esfuerzo (f) de 30 kg/m², por lo tanto se propone tomar f'm de 30 kg/cm² equivalente

De la Normas Técnicas Complementarias de Mampostería se utiliza:

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right]$$

Si t=12.62 cm se tiene un espesor (e_c) de :

$$e_c = \frac{12.62}{2} - \frac{12.62}{3} = 2.1cm$$

$$e' = e_c + \frac{t}{24} = 2.53cm$$

$$F_e = \left(1 - \frac{2(2.53)}{12.62}\right) \left[1 - \left(\frac{244}{30(12.62)}\right)^2\right] = 0.6(0.585) = 0.35$$

$$F_R = 0.6; P_R = 0.6(0.35)(46597) = 9758 \text{ kg}$$

f= 6.33 kg/cm² Por lo tanto se obtiene un valor más conservador que el criterio anterior que daba un esfuerzo de diseño de 10 kg/cm².



OTRA ALTERNATIVA

Se pueden construir diagramas de interacción que consideren los efectos de esbeltez para alturas comunes. En seguida se ejemplifican para el caso de Panel de 3" con altura $L=2.20$ m (Libre) Los diagramas de interacción se calculan y se proponen posteriormente.

4.5 CRITERIOS DE DISEÑO

Se establece como base el criterio de estado límite. Para estados límite de resistencia se ocuparán los siguientes factores de carga y de reducción de la resistencia:

Factor de carga, para cargas verticales

1.3 Para estructuras del grupo B (vivienda, oficinas etc)

1.4 Para estructuras del grupo A (escuelas por ejemplo)

Factor de carga para combinaciones de cargas verticales y horizontales por cargas accidentales.

1.1 En todos los casos

Factor de reducción

Flexión 0.9

Flexión y carga axial 0.6

Compresión 0.6

Cortante 0.8

Para estados límite de servicio se establecen los límites de las deflexiones siguientes:



$$\frac{L}{240} + 0.5cm$$

Cuando no hay elementos no estructural que se puede dañar

$$\frac{L}{480} + 0.5cm$$

Cuando existan elementos no estructurales que se dañan

Principales cuidados que se deben seguir para lograr las mejores características del sistema:

1. En estructuras de mas de un nivel es conveniente que los muros de carga coincidan de una planta a la otra. En caso de que un muro superior no coincida con el inferior conviene hacer el primero como división sin función estructural.
2. El mortero debe dosificarse para una resistencia mínima de 70 kg/cm², siendo más recomendable 100 kg/cm². Para lograr buena adherencia se recomienda colocar una primera capa de aproximadamente 10 mm que cubra el refuerzo y posteriormente capa final para completar el espesor de 25 mm. El mortero ya colocado deberá curarse adecuadamente para evitar fisuras.
3. Establecer detalles de unión eficientes que permitan la correcta transmisión de cargas de un elemento a otro, esto incluye la unión entre paneles de muro, entre paneles de losa y la unión muro-losa.
4. En la etapa constructiva, se deberán apuntalar provisionalmente las losas con elementos de cimbrado en sentido transversal al refuerzo de zig-zag apoyados sobre puntales a no más de 90 cm de distancia entre elementos de cimbrado. Si se requiere se dará una contraflecha como se establece más adelante al tratar la revisión de deflexiones. El apuntalamiento se podrá remover después de 14 días.
5. El concreto de la capa de compresión deberá tener una resistencia de 200 kg/cm² o mayor.

MATERIALES

Mortero: Se utiliza como cementante, cemento (puede ser de cualquiera de las designaciones comerciales) solo o combinado con cemento de albañilería (mortero) o



bien cal. Como agregado se utilizará arena con las características que marca la norma NMX-C-061-ONNCCE 2001 como se muestra en la tabla T2:

No. De Malla	% Retenido	% Retenido Parcial
16	0	0
30	0-4	4
40	25-35	25-31
50	10-80	45-49
100	96-100	54-51

Tabla T2. Granulometrías de las arenas

El proporcionamiento se diseñará para obtener la resistencia de proyecto y se verificará en lo posible mediante pruebas de laboratorio en muestras cúbicas de 5 cm de lado o muestras cilíndricas de 5 cm de diámetro y de 10 cm de altura.

Para fines prácticos se pueden usar proporcionamientos que ya hayan demostrado resistencia adecuada y comportamiento satisfactorio. También se pueden ocupar proporcionamientos para estructuras con muros de mampostería de los tipos I y II.

De forma aproximada se puede tomar la resistencia de 125 kg/cm² para el mortero tipo I y 75 kg/cm² para el mortero tipo II.

Si no se tienen datos experimentales el Módulo de Elástico se puede tomar como: E=80,000 kg/cm².

Concretos: Como agregado grueso se utilizará grava que cumpla la norma y con tamaño máximo de 15 mm (5/8") la arena deberá cumplir la norma. El concreto se proporcionará para su resistencia a los 28 días no menor de 200 kg/cm². El revenimiento no será mayor de 10 cm. El concreto deberá colocarse, compactarse y curarse adecuadamente para



evitar fisuras a edades tempranas. Si no se cuenta con datos experimentales el Módulo de Elasticidad del concreto se puede calcular como $E_c = 12000 \sqrt{f'_c}$

ACERO: El acero de refuerzo deberá cumplir con la norma respectiva. El esfuerzo de fluencia será especificado por el fabricante. Valores típicos se muestran en la tabla T3.

Tipo	f_y (kg/cm ²)	f_u (kg/cm ²)
Cal 15	7750	9100
Cal 14	8600	10000
Cal 12	6750	10000
Cal 10	6940	10000
Cal 6	6750	10000

Tabla T3. Valores del acero

Para fines prácticos se podrá tomar $f_y = 6000$ kg/cm² para todos los casos. En algunos casos se podrá adicionar refuerzo grado 42 que es $f_y = 4200$ kg/cm².

Análisis

La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará por medio de procedimientos que tomen en cuenta el comportamiento elástico de los elementos estructurales.

Para el análisis por cargas verticales, de casos que cumplan con los requisitos mínimos de regularidad, se pueden determinar las cargas verticales que actúan en cada muro mediante el procedimiento de bajada de cargas con las áreas tributarias respectivamente.

Para el análisis por cargas laterales de casos que cumplan con requisitos mínimos de regularidad, se supondrá que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal sin tomar en cuenta los efectos de tensión y el momento de volteo. En los casos que no cumplan los requisitos de regularidad se deberán repartir las cargas laterales



considerando la rigidez relativa de cada muro y los efectos de torsión, y los muros se revisarán por cortante y por momento de volteo.

En todos los casos se deberá cumplir que el efecto de las cargas factorizadas obtenidas del análisis como cargas axiales, momentos flexionantes, fuerzas cortantes, momentos de volteo, momentos torsionantes, etc. deberán ser menores o a lo sumo iguales a las resistencias nominales correspondientes afectadas por el factor de reducción aplicable.

4.5.1 RESISTENCIAS NOMINALES

Para el cálculo de las resistencias nominales se aplicará en general las hipótesis básicas que se establecen para el concreto reforzado. Por ejemplo para flexocompresion.

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento se tomara como lineal.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión
- d) La deformación unitaria útil del concreto en compresión se puede tomar igual a 0.003
- e) La distribución de esfuerzos en compresión en el concreto en la etapa de resistencia máxima se puede suponer rectangular con una profundidad de 0.85 la correspondiente al eje neutro y un esfuerzo uniforme igual a 0.85 f'_c
- f) El acero se comporta como material elástico hasta el esfuerzo f_y y una deformación unitaria de ϵ_u , y a partir de allí con comportamiento plástico.

En lo que sigue se presentan procedimientos prácticos para calcular la resistencia para diferentes elementos y condiciones de carga, de la siguiente manera:

Muros: Resistencia a cargas verticales excéntricas



Resistencia a cargas laterales

Losas: Resistencia por flexión criterio elástico

Resistencia por flexión criterio de resistencia

Revisión de flexiones.

4.5.2 RESISTENCIAS A CARGAS VERTICALES EXCÉNTRICAS

Se establecen tres criterios para la revisión de la capacidad de los muros sometidos a cargas verticales excéntricas.

4.5.3 CRITERIO BASADO EN ESFUERZOS DE DISEÑO

$$P_R = f_D A_T \quad A_T = tL$$

f_D = Esfuerzo de diseño, que ya toma en cuenta el factor de reducción y el factor de esbeltez por excentricidad perpendicular al plano del muro

A_T = El área total del muro calculada como la longitud del muro (L) por el espesor (t)

El esfuerzo de diseño se establece en la tabla T4 para los diferentes tipos de paneles

Espesor del panel (in)	Esfuerzo de diseño f_D ($\frac{kg}{cm^2}$)
4"	12
3"	10
2"	8



4.5.4 CRITERIO COMO MURO DE MAMPOSTERIA

$$P = F_R F_E P_O$$

P_O = Carga axial resistente como muro corto, se calcula con:

$$P_O = 2t_p L f_m + 2A_{SP} f_s$$

t_p = Es el espesor de una de las capas de mortero (aplanado del muro) comúnmente 2.5 cm

L = Longitud del muro que se esta revisando

f_m = Esfuerzo útil del mortero igual a 0.85 de la resistencia nominal del mortero del aplanado

A_{SP} = área de acero en una de las caras en el sentido de la aplicación de las cargas

f_s = Esfuerzo útil de acero, se toma como el correspondiente a una deformación unitaria de 0.002, se puede tomar igual a 4000 kg/cm².

F_E = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right]$$

$$e' = e_c + \frac{t}{24}$$

e_c = Excentricidad calculada, para proyectos que cumplan las condiciones de regularidad (NTC 4.1.3) se puede tomar igual a $\frac{t}{6}$

H' = Es la altura efectiva del muro

H = Es la altura neta no restringida



$H' = 0.8H$.- Para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro (muros interiores)

$H' = H$.- Para muros exteriores en que se apoyan las losas (muros exteriores)

$H' = 2H$.- Para muros libres en sus extremos superiores (bardas) o que apoyen techumbres simplemente apoyadas

4.5.5 CRITERIO BASADO EN DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

En el anexo A se presentan diagramas de interacción para los tipos de paneles más comunes y para espesor de recubrimiento de 2.5 cm en cada cara así como una resistencia del mortero de 100 kg/cm^2 .

Los diagramas de interacción ya consideran los efectos de esbeltez para una altura 2.20 m (para fines prácticos estos diagramas son aplicables para alturas libres de 2.0 a 2.4 m)

Para usar estos diagramas, se calcula la excentricidad (e') ya sea con la fórmula del criterio o por medio de un análisis elástico y por medio del diagrama, interpolado entre los valores marcados, se obtiene el valor de P que es la fuerza resistente nominal por unidad de longitud. Para obtener la fuerza resistente de diseño se aplica:

$$P_R = P_N F_R L$$

El factor de reducción se toma como $F_R = 0.6$

4.6 RESISTENCIA A CARGA LATERAL

Se debe revisar el efecto de la fuerza cortante y el momento flexionante en su plano (momento de volteo). Se propone dos criterios alternativos



4.6.1 CRITERIO COMO MURO DE CONCRETO

La contribución del acero queda implícita.

$$V_R = F_R v^* A_t$$

$$v^* = 0.85 \sqrt{f_c^* \frac{2t_p}{t}}$$

$$f_c^* = 0.8f'_c$$

$$F_R = 0.8$$

t_p .- Espesor de una capa de mortero de recubrimiento

t .- Espesor total

Para el caso común con aplanado de mortero de 100 kg/cm² y espesor en cada lado de muro, se puede usar los valores de la tabla T5.

Espesor del panel (in)	Espesor total t (cm)	Esfuerzo cortante v* (kg/cm ²)	
		Calculado	Valor practico
2"	8.18	4.65	4
3"	10.72	3.55	3
4"	13.26	2.87	2.5

TABLA T5. Esfuerzos cortantes para muros de concreto

Por lo tanto la resistencia cortante se calcula con:

$$V_R = F_R v^* L t$$



4.6.2 CRITERIO COMO MURO DE MAMPOSTERIA

$$V_R = F_R(0.5v_m^*A_T + 0.3p)$$

$$v_m^* = 0.85\sqrt{f_m^*} \frac{2t_p}{t}$$

$$f_m^* = 0.8f'c$$

$$A_T = Lt$$

p . – Carga vertical actuante de servicio (sin factor de carga)

Para el caso más práctico con mortero de 100 kg/cm^2 y $t_p=2.5\text{cm}$ se pueden usar los valores de la tabla T6.

Espesor del panel (in)	Espesor total t (cm)	Esfuerzo cortante v^* (kg/cm^2)	
		Calculado	Valor practico
2"	8.18	5.47	5
3"	10.72	4.17	4
4"	13.26	3.37	3

TABLA T6. Esfuerzos cortantes

Cuando no se cumplan los requisitos del método simplificado de diseño sísmico (NTC 4.1.3) se deberá revisar la resistencia a flexión en el plano del muro. La resistencia a flexión en el plano del muro se puede calcular con las hipótesis básicas para flexocompresión o de la forma aproximada con:

$$M_R = F_R F(0.9L)$$

$$F_R=0.9$$

$F=2000 \text{ kg}$ para Panel de 2" y 3" Malla 5 x 5 cm

$F=2500 \text{ kg}$ para Panel de 2", 3" y 4" Malla 7 x 7 cm



4.7 DISEÑO POR FLEXION DE ELEMENTOS HORIZONTALES

La nomenclatura básica para los cálculos es la que se muestra en la figura F7, los valores más comunes son los que se presentan en la tabla T7.

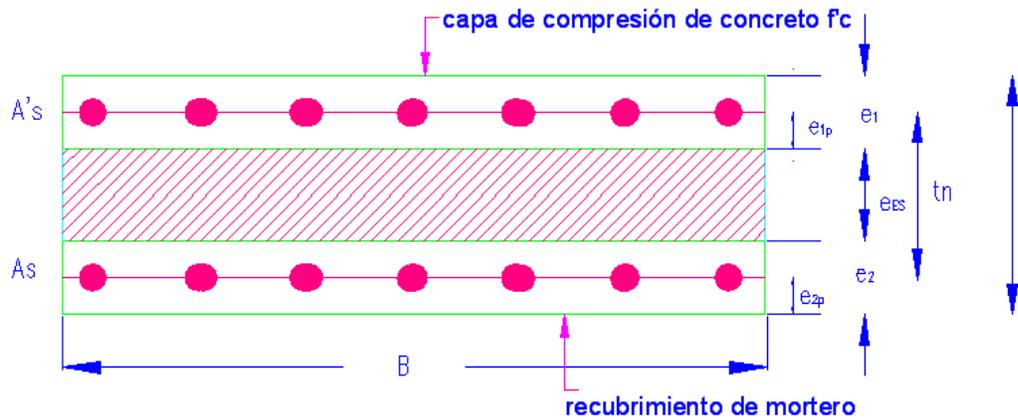


FIGURA F7. Nomenclatura básica para losas

Tipo	$A's(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$e_1(\text{cm})$	$e_2(\text{cm})$	$e_{1p}(\text{cm})$	$e_{2p}(\text{cm})$	$e_{ES}(\text{cm})$	$t_n(\text{cm})$	t
4",3.25	0.879	1.44	5	1.5	0.95	0.95	8.26	10.16	14.76
4",4.06	0.879	1.93	6	1.5	0.95	0.95	8.26	10.16	15.76
4",5.01	0.879	2.91	6	1.5	0.95	0.95	8.26	10.16	15.76
4",5.01	0.879	2.91	7	1.5	0.95	0.95	8.26	10.16	16.76

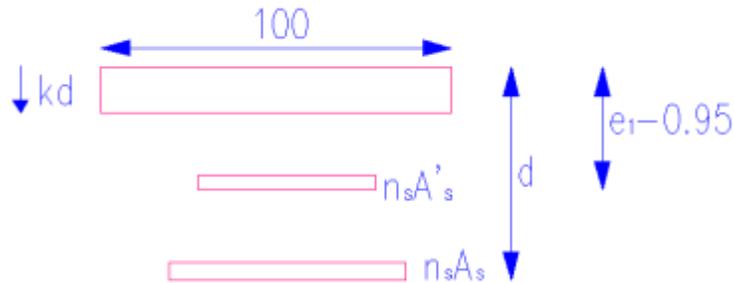
TABLA T7. Variables para un ancho unitario $B=100$ cm

4.7.1 RESISTENCIA POR CRITERIO ELASTICO

Cálculo del momento de inercia de la sección transformada agrietada:

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

Se utiliza un Módulo de Elasticidad del acero (E_s) de 2.08×10^6 y del concreto $E_c = 12000\sqrt{f'c}$. Se puede usar un valor diferente de E_c si se tiene evidencia experimental (prueba de módulo elástico para el concreto utilizado)



$$d = t - 0.45$$

$$kd = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4C}}{2}$$

Donde:

$$B = \frac{n_s(A'_s + A_s)}{50}$$

$kd \leq e_1$ Para que sea valido el procedimiento

$$C = \frac{n_s}{50} [A'_s(e_1 - 95) + A_s d]$$

$$I_e = \frac{100(kd)^3}{3} + n_s A_s (e_1 - 0.95 - kd)^2 + n_s A_s (d - kd)^2$$

Momento resistente para la etapa elástica, el menor de:

$$M_E = \frac{I_e(0.45f'c)}{kd}$$

$$M_E = \frac{I_e(0.6fy)}{(d - kd)n_s}$$

Este momento se compara con el momento de carga de servicio sin factorizar (M_A), se debe cumplir $M_E > M_A$

Para el caso en le que se use concreto de $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ y para los tipos de losas comunes se puede usar los valores de la tabla T8, en este caso se utiliza el valor de $0.6fy = 4164 \text{ kg/cm}^2$

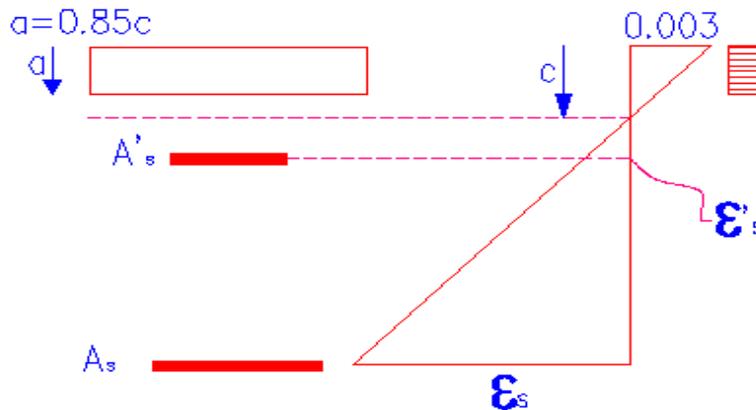


Tipo	d	kd	$I_e(\text{cm}^4)$	$M_e(\text{kgcm})$	n_s
4",3.25	14.21	2.16	2934	82800*	12.24
4",4.06	15.21	2.55	3784	101719*	12.24
4",5.01 A	15.21	3.02	6255	174563*	12.24
4",5.01 E	16.21	3.15	7208	187557*	12.24

TABLA T8. Valores de momento resistente elástico

*en todos los casos rige 0.6fy

4.7.2 RESISTENCIA POR FLEXIÓN CRITERIO DE RESISTENCIA ÚLTIMA



$$\text{Si } \varepsilon_s > \varepsilon_y, \varepsilon'_s > \varepsilon_y$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$T'_s = A'_s f'_y$$

$$C_c = 0.85 f'_c (100)(0.85c) = 72.25 f'_c c$$



$$c = \frac{A_s f_y + A'_s f'_y}{72.25 f'_c c}$$

$$\varepsilon_s = \frac{e_1 - 0.95 - c}{c} 0.003$$

Comprobar que $\varepsilon'_s > \varepsilon_y$ de lo contrario se debe de replantar la ecuación de equilibrio

Para el caso de que si el acero superior fluya

$$M_N = C_c \left[d - \frac{0.85c}{2} \right] - A'_s f_y (t_N) \dots \dots \dots (1)$$

Se puede obtener un valor aproximado si no se toma A's

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c}$$

$$M_N = A_s f_y \left[d - \frac{a}{2} \right] \dots \dots \dots (2)$$

Para el caso en que se use concreto de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 6940 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_y = 6570 \text{ kg/cm}^2$ y para tipos de losas comunes se pueden usar los valores de la tabla T9.

Tipo	d	T _s	T' _s	e	C _c	a	M _N (kg cm)	
							(1)	(2)
4",3.25	14.21	9994	5775	1.091*	15769	0.59	158094	139072
4",4.06	15.21	13394	5775	1.327*	19169	0.79	222075	198446
4",5.01 A	15.21	20195	5775	1.797*	25970	1.19	316495	295179
4",5.01 E	16.21	20195	5775	1.797	25970	1.19	322631	315365

Tabla T9. Valores de momento último * Si fluye A's

Se debe de comprobar que $F_R M_N > M_U$ es el momento actuante para las cargas factorizadas.



4.7.3 REVISIÓN DE DEFORMACIONES VERTICALES

Fórmula general para el cálculo de la deformación a largo plazo:

$$\Delta T = \Delta i + \lambda \Delta i p$$

Δi Deformación instantánea para carga total (cargas muertas más vivas)

$\Delta i p$ Deformación instantánea para carga permanente (cargas muertas)

λ Factor de flujo plástico

$$\Delta i = \frac{5\alpha(w_{CM} + w_{CV})L^4}{384E_c I_e}$$

$$\Delta i p = \frac{5\alpha w_{CM} L^4}{384E_c I_e}$$

I_e Momento de inercia de la sección transformada agrietada (según fórmula de criterio elástico)

E_c Con resultados experimentales o bien de forma aproximada $E_c = 12000\sqrt{f'_c}$

α Se obtiene con análisis elástico convencional. Para fines prácticos se puede interpolar para diferentes grados de restricción en los apoyos en función del momento flexionante negativo que se puede generar en los apoyos para los detalles particulares de conexión, conforme a la figura F3 y la tabla T10 siguientes:

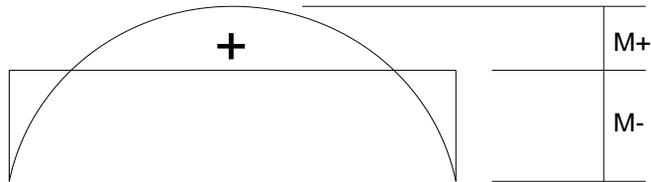


FIGURA F3. Diagrama de momento

CONDICIÓN	MOMENTO NEGATIVO	α
Articulado	0	1.0
Poca restricción	$\omega L^2 / 40$	0.76
Mediana restricción	$\omega L^2 / 30$	0.68
Alta restricción	$\omega L^2 / 18$	0.47
Empotramiento	$\omega L^2 / 12$	0.20

TABLA T10. Valores de α

Para volados y otras condiciones de apoyo se deberá hacer el análisis con método elástico.

Factor de flujo plástico

$$\lambda = \frac{2}{1+50p'} \quad p' = \frac{A's}{100d}$$

La deformación calculada se compara con los límites permisibles de la tabla T11:

TABLA T11. Valores límites permisibles

$\frac{L}{240} + 0.5cm$ Cuando no hay elementos no estructural que se puede dañar

$\frac{L}{480} + 0.3cm$ Cuando existan elementos no estructurales que se dañan

Para controlar las deformaciones se podrá colocar contraflechas con el sistema de apuntalamiento, la contraflecha no deberá ser mayor que la deformación por carga permanente afectada por el factor de flujo plástico, o sea Δip . Pero se deberá cuidar que



el valor absoluto de la contraflecha menos la deformación instantánea por carga lateral (Δ_i) no sea mayor de $L/240$ para el caso 1 y $L/480$ para el caso 2.

4.8 SISTEMAS Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO

NORMA OFICIAL MEXICANA

La presente Norma Oficial Mexicana establece las especificaciones y métodos de prueba que deben cumplir los paneles para su uso estructural en muros, techos y entrepisos de las edificaciones.

4.8.1 CAMPOS DE APLICACIÓN

Esta Norma Oficial Mexicana es aplicable a los paneles de fabricación nacional y de importación que se comercialicen en el país para uso estructural en las edificaciones.

4.8.2 REFERENCIAS

Esta norma se complementa con las siguientes normas vigentes:

NMX-Z-12/2 Muestreo para la inspección por atributos

4.8.3 DEFINICIONES

4.8.3.1 ANCLAJES

Dispositivos para sujetar los componentes y/o elementos

4.8.4 COMPONENTES



Productos prefabricados tridimensionales que se conciben como unidad simple o compuesta y que combinados entre sí forman un elemento (ejemplo: tabique, bloque, tabicón, panel, puerta, etc)

4.8.5 CONEXIONES

Es el dispositivo para enlazar componentes y/o elementos.

4.8.6 EDIFICACIONES TIPO I

Las edificaciones TIPO 1, son las de riesgo menor de hasta 25.00 metros de altura, hasta 250 ocupantes y hasta 3,000 m².

4.8.7 EDIFICACIONES TIPO II

Son las edificaciones de riesgo mayor de más de 25.00 metros de altura, o más de 250 ocupantes o más de 3,000 m², y además las bodegas, depósitos e industrias de cualquier magnitud que manejen madera, pinturas, plásticos, algodón, combustible o explosivos de cualquier tipo.

4.8.8 ELEMENTOS

Integración de diversos componentes constructivos, que se dividen en diferentes tipos de paneles para uso estructural, no estructural y de instalaciones (muros, entrepisos y techos)

4.8.9 JUNTAS

Espacio entre componentes y/o elementos el cual puede ser tratado o no.



4.8.10 PANELES

Son componentes tridimensionales, con dos dimensiones mayores con respecto al espesor, los cuales pueden ser utilizados como una unidad compuesta para integrar un elemento constructivo.

4.8.11 PANEL PREFABRICADO

Es aquel que está elaborado en planta o en obra para ser instalado directamente en sitio.

4.8.12 PANEL PARA USO ESTRUCTURAL

Es aquel que por sus características soportantes y auto soportantes es apto para resistir las solicitaciones por cargas gravitacionales, sismo, viento, nieve, granizo, impacto, entre otras, a las cuales va a estar sujeto como componente de un elemento vertical (muro), o de un horizontal (entrepiso y/o techo).

4.8.13 SISTEMA CONSTRUCTIVO

Es aquel que integra una serie de componentes constructivos y elementos estructurales, no estructurales y de instalaciones, para obtener una edificación.

4.8.14 UNION

Es la junta entre componentes y/o elementos para dar continuidad funcional estructural.

4.9 CLASIFICACION

Los paneles estructurales en muros, techos y entrepisos, objeto de esta norma se clasifican conforme a su trabajo estructural en:



TIPO 1: Para uso en muro

TIPO 2: Para uso en entrepiso y techos

4.10 ESPECIFICACIONES

4.10.1 PANELES ESTRUCTURALES TIPO I

Los paneles estructurales TIPO 1 deben cumplir con las siguientes especificaciones:

4.10.1.1 RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

Los paneles estructurales TIPO 1 deben resistir un esfuerzo mínimo axial a la compresión de 5 kgf/cm^2 .

Esta resistencia se verifica de acuerdo a lo indicado en el inciso 8.1.1.

4.10.1.2 RESISTENCIA BAJO CARGAS LATERALES

Los paneles estructurales TIPO 1 deben tener una resistencia mínima al cortante de 1 kgf/cm^2 , o bien resistir una carga lateral mínima de 1.5 ton/m. , actuando simultáneamente con la carga vertical de servicio.

Esta resistencia se verifica de acuerdo a lo indicado en el inciso 8.1.2.

Las uniones y conexiones deben resistir cuando menos 1.5 veces el esfuerzo que se llegue a desarrollar en cada elemento de conexión por efecto de las cargas aplicadas.



4.10.1.3 PROTECCION CONTRA FUEGO

Los paneles estructurales TIPO I y TIPO II para uso en edificación TIPO 1 y TIPO 2 deben cumplir con una resistencia mínima al fuego de acuerdo a lo que establece el reglamento de construcciones local y los materiales que lo componen, susceptible de ataque por fuego, deben de quedar protegidos y confinados con recubrimientos de fabricación o en obra de acuerdo con las especificaciones del fabricante.

Esto se comprueba de acuerdo a lo indicado en el inciso 8.1.3.

4.10.1.4 RESISTENCIA AL IMPACTO PARA MUROS

Los paneles estructurales TIPO I en sus uniones deben de resistir un impacto provocado por una masa de 50 kg suspendida en forma de péndulo de una altura de 2.20 m a un ángulo de 45º, sin presentar grietas o separaciones en ambas caras de la probeta, y una deflexión no mayor de 5 mm al impacto y recuperarse de su deformación después del mismo.

Esta resistencia se verifica de acuerdo a lo indicado en el inciso 1.8.4.

4.10.1.5 RESISTENCIA A CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA ACTUANDO AL PLANO

Los paneles estructurales TIPO I deben resistir una carga de 100 kg/m², sin rebasar una flecha de L/360 y recuperarse de su deformación al retirar la carga;

Las uniones y conexiones deben resistir cuando menos 1.5 veces el esfuerzo que se llegue a desarrollar en cada elemento de conexión por efecto de las cargas aplicadas.



4.11.1 PANELES TIPO II

Los paneles TIPO II deben cumplir con lo siguiente:

4.11.1.1 RESISTENCIA A LA FLEXION

Los paneles estructurales TIPO II deben resistir las cargas totales de diseño aplicadas perpendicularmente al plano de la losa, sin rebasar una flecha de $L/360$ y recuperarse de su deformación al retirar la carga.

4.11.1.2 RESISTENCIA AL IMPACTO

Los paneles estructurales TIPO II deben de resistir un impacto provocado por una masa de 50 kg en caída libre desde una altura de 1.50 m sin rebasar una flecha de $L/360$ y recuperarse de su deformación, conservando su integridad estructural.

Esta resistencia se verifica de acuerdo a lo indicado en el inciso 8.2.2.

4.11.1.3 PROTECCION CONTRA EL FUEGO

Este debe cumplirse de acuerdo a lo especificado en el inciso 6.1.3.

4.12 MUESTREO

Para fines de certificación oficial, el muestreo debe efectuarse de acuerdo a los métodos de muestreo establecidos en la NMX-Z-12/2 "Muestreo por inspección por atributos" parte 2: "Métodos de Muestreos Tablas y Gráficas", empleando el plan de muestreo sencillo para la inspección normal, considerando a los parámetros que establece esta norma como atributos.



4.12.1 TAMAÑO DE LA MUESTRA

Para determinar el tamaño de la muestra se debe considerar el lote de producción que debe ser equivalente a un día de producción promedio, calculando con base al número de Paneles para uso estructural fabricados durante los últimos 6 meses y los días destinados específicamente a su producción; se aplica el nivel de inspección especial S-4 de la tabla del plan de muestreo sencillo para la inspección normal.

4.12.2 NIVEL DE CALIDAD ACEPTABLE

Las especificaciones establecidas en esta norma se clasifican de acuerdo a su importancia, en defectos críticos y mayores.

4.12.2 DEFECTOS CRITICOS

Se aplica un nivel de calidad aceptable (NCA) de 2.5 para los parámetros indicados en: 6.1.1. (Resistencia a la compresión simple). 6.1.2.-(Resistencia bajo carga lateral), 6.1.3. (Protección contra fuego para paneles TIPO I y TIPO II), 6.2.1. (Resistencia a la flexión).

4.12.3 DEFECTOS MAYORES

Se aplica un nivel de calidad aceptable (NCA) de 4.0 para los parámetros indicados en: 6.1.4. (Resistencia a carga uniformemente repartida actuando perpendicular al plano), 6.2.2. (Resistencia al impacto para paneles TIPO II)



4.13 METODOS DE PRUEBA

Las pruebas no deberán efectuarse antes de 25 días ni en mas de 58 días después de su fabricación, excepto en casos especiales.

4.13.1 PANELES ESTRUCTURALES TIPO I

4.13.1.1 EQUIPO Y HERRAMIENTA

-Marco de carga rígido que permita montar los dispositivos necesarios para aplicar la carga axial de compresión a los especímenes de prueba. El marco deberá ser rígido y resistente para evitar fallas locales o deformaciones de sus miembros por efectos de las cargas aplicadas durante los ensayes; además deberá contar con un sistema de sujeción que garantice que no se presenten desplazamientos en ninguna dirección debido a movimientos de su base.

-Cilindro hidráulico con capacidad de 10 a 20 ton.

-Soporte metálico suficientemente rígido para sujeción del dispositivo de presión hidráulica.

-Manómetro para cilindro hidráulico con precisión de 250 a 500 kgf

-Perfil de acero para permitir la uniforme distribución de carga.

-Deformímetros mecánicos con precisión de 0.0254 mm

-Barra metálica para transmisión de deformaciones mecánico, ver anexo 1.

-Pedestal rígido para sujeción de deformímetro mecánico, ver anexo 2

-Estructura de seguridad para sujeción.



4.13.1.2 PREPARACIÓN

La probeta debe ser preparada de acuerdo a las especificaciones del fabricante, siendo sus dimensiones de ensaye no menores de 2.40 m de alto, con una relación de aspecto 1:2 y un espesor dado por el fabricante según las especificaciones de construcción. Para el caso de ensaye de uniones, la probeta debe ser preparada de acuerdo a las especificaciones del fabricante, siendo sus dimensiones de ensaye iguales a las indicadas en el párrafo anterior.

4.13.1.3 PROCEDIMIENTO

- Croquis de método de prueba según anexo 3.
- Colocar la probeta en el marco de carga con los elementos de seguridad apropiados.
- Colocar el perfil de acero para distribución de carga entre la probeta y el dispositivo de presión hidráulica, el cual debe colocarse en un soporte metálico para sujetarlo y evitar movimientos laterales, permitiendo que la aplicación de la carga se transmita uniformemente sobre el eje longitudinal de la probeta.
- Instalar la barra metálica para transmisión de deformaciones para el deformímetro mecánico, sobre el eje longitudinal de una de las superficies laterales al centro de la probeta. Los puntos de medición se ubicaran a 5 cm de los extremos de la probeta.
- Colocar un deformímetro mecánico sobre la otra superficie lateral a la que fue colocado el deformímetro mecánico anterior, apoyando su vástago al centro geométrico de la probeta, utilizando para esto el pedestal rígido para sujetarlo, para verificar los pandeos laterales que se puedan presentar.
- Cuando lleguen a presentarse efectos de pandeo por esbeltez excesiva, la carga crítica de pandeo no deberá ser menor de 90 % de la carga máxima de diseño.
- Aplicar una precarga para acomodo del sistema de prueba.
- Aplicar la carga en forma constante, mediante el dispositivo de presión hidráulica,



registrando las deformaciones en por lo menos 5 intervalos de carga, siendo indispensable obtener la máxima carga aplicada y la deformación generada.

4.13.1.4 RESULTADOS

-Calcular el esfuerzo a la compresión dividiendo la máxima carga aplicada, entre el área de aplicación de la carga, de acuerdo a las dimensiones de la probeta. La probeta debe cumplir las especificaciones indicadas en inciso 6.1.1. Nota: Opcionalmente, los fabricantes podrán obtener o verificar experimentalmente el Modulo de Elasticidad de su producto utilizando los resultados de la prueba de resistencia a la compresión simple, según se indica en el Apéndice Informativo A-1.

4.13.1.5 EQUIPO Y HERRAMIENTA

- Marco de carga rígido que permita montar los dispositivos necesarios para aplicar la carga lateral a los especímenes de prueba. El marco deberá ser rígido y resistente para evitar fallas locales o deformaciones de sus miembros por efecto de las cargas aplicadas durante los ensayos; además deberá contar con un sistema de sujeción que garantice que no se presenten desplazamientos en ninguna dirección debido a movimientos de su base.
- Cilindro hidráulico con capacidad de 10 a 25 ton.
- Soporte metálico suficientemente rígido para sujeción del dispositivo de presión hidráulica.
- Manómetro para cilindro hidráulico con precisión de 250 a 500 kgf.
- Placa de acero para permitir la uniforme distribución de carga lateral.
- Deformímetros mecánicos con precisión de 0.0254 mm.
- Barra metálica para transmisión de deformaciones para deformímetro mecánico, ver anexo 1.
- Pedestal rígido para sujeción de deformímetro mecánico, ver anexo 2.



- Perfil de acero para distribución de carga vertical.
- Estructura de seguridad para sujeción.

4.13.1.6 PREPARACIÓN

- La probeta debe ser preparada de acuerdo a las especificaciones del fabricante, siendo sus dimensiones de ensaye no menores de 2.40 m de alto, con una relación de aspecto 1:2 y un espesor según las especificaciones de construcción.
- La probeta deberá ser anclada al sistema de cimentación de acuerdo a las especificaciones del fabricante.
- Para el caso de ensaye de uniones, la probeta debe ser preparada de acuerdo a las especificaciones del fabricante.
- Para el caso de ensaye de uniones, la probeta debe ser preparada de acuerdo a las especificaciones del fabricante, siendo sus dimensiones de ensaye igual a las indicadas en el párrafo anterior.

4.13.1.7 PROCEDIMIENTO

- Croquis de método de prueba según anexo 4.
- Instalar la barra metálica para transmisión de deformaciones para el deformimetro mecánico, sobre la diagonal de una de las superficies laterales. Los puntos de medición se ubican a 5 cm de las esquinas diagonalmente opuestas.
- Colocar un deformimetro mecánico en el extremo de la barra metálica para transmisión de deformaciones mas lejano al cilindro de presión hidráulica.
- Aplicar la carga en forma constante, mediante el cilindro de presión hidráulica, registrando las deformaciones en por lo menos 5 intervalos de carga, siendo indispensable obtener la máxima carga aplicada y la deformación generada.



4.13.1.8 RESULTADOS

Calcular el esfuerzo máximo dividiendo la carga máxima aplicada, entre el área de la sección transversal a la probeta.

4.14 PANELES TIPO II

4.14.1 RESISTENCIA A LA FLEXION

4.14.1.2 EQUIPO Y HERRAMIENTA

-Estructuras trapezoidales de acero, ver anexo 7.

-Taras de material rígido durable.

Deformímetros mecánicos con precisión de 0.0254 mm.

-Pedestal rígido para sujeción de deformímetro mecánico, ver anexo 2.

4.14.1.3 PREPARACION

-La probeta debe ser preparada de acuerdo a las especificaciones del fabricante, siendo sus dimensiones de ensaye iguales a las de su comercialización.

-Para el caso de ensaye de uniones, la probeta debe ser preparada de acuerdo a las especificaciones del fabricante, siendo sus dimensiones de ensaye iguales a las de su comercialización.

4.14.1.4 PROCEDIMIENTO

-Croquis de método de prueba según anexo 7.



- Colocar la probeta sobre las estructuras trapezoidales de acero, en posición horizontal con relación a su eje longitudinal, de tal forma que sus extremos queden libremente apoyados.
- Colocar el deformímetro mecánico debajo de la probeta, apoyando su vástago al centro geométrico de la probeta, utilizando para esto el pedestal rígido para sujetarlo.
- Aplicar la carga, distribuyendo simétricamente las taras sobre la probeta de los extremos al centro, hasta llegar a la carga total que por área debe soportar la probeta.
- Registrar la deformación inicial obtenida al final de la aplicación de la carga total y después de haber dejado transcurrir 24 horas.
- Descargar las probetas de las taras.-Registrar la deformación remanente obtenida, después de haber dejado transcurrir otras 24 horas.

4.14.1.5 RESULTADOS

Los Paneles del TIPO II deben resistir lo especificado en 6.2.1.

4.14.2 RESISTENCIA AL IMPACTO EN LOSAS

4.14.2.1 EQUIPO Y HERRAMIENTA

- Soporte, rodillos de acero (dos), sobre una superficie rígida.
- Instrumento de impacto, hecho con un saco de acuerdo a cualquier otro material resistente, relleno de municiones, la medida del saco debe ser de 710 mm de altura por 735 mm de largo con 3 mm de espesor, o cualquier otro material de similar resistencia. La base (disco del fondo) debe ser de 230 mm de diámetro por 5 mm de espesor dos hileras de costuras deben estar en la costura vertical de la pared y la costura que une la pared con la base. La masa total del saco debe ser ajustada a 50 kg con una tolerancia de +-1%.
- Deflectómetro o quipo similar para medir la deflexión, consiste en un tubo metálico que



tenga una base en su extremo superior la cual soporte por fricción una regla metálica ligera. La regla debe ser movable dentro del tubo graduada en divisiones de 1.0 mm.

-Soporte metálico, grapas u otro dispositivo para sujeción de los extremos de la probeta.

4.14.2.2 PREPARACION

-La probeta debe ser preparada de acuerdo a las especificaciones del fabricante, siendo sus dimensiones de ensaye representativa del panel, tanto en material, método de ensamble y calidad de mano de obra.

4.14.2.3 PROCEDIMIENTO

-Croquis de método de prueba según anexo 8.

-En los Paneles TIPO II se aplicaran las cargas de impacto solo en la cara superior terminada del espécimen.

-Probar el espécimen como una viga simplemente apoyada sobre un claro nominal de 150 mm menor que la longitud del espécimen.

-Aplicar una carga de impacto sobre la cara superior del espécimen soltando el saco a una altura de 1.50 metros, al centro del claro en posición vertical.

4.14.2.4 RESULTADOS

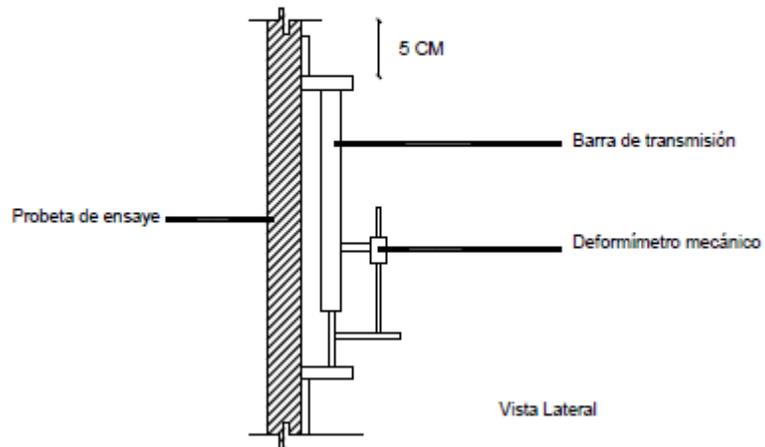
-Registrar las deflexiones en la probeta al centro del claro.

Los paneles probados TIPO II deben resistir lo especificado en 6.2.2., conservando su integridad estructural.



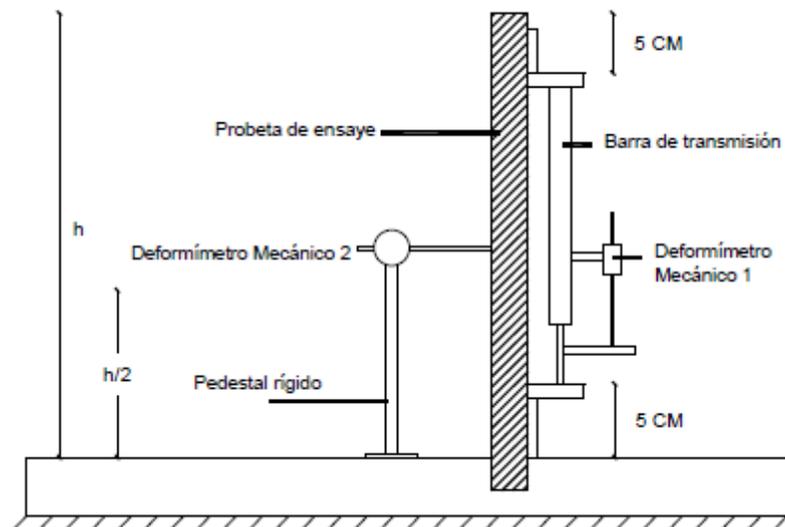
ANEXO 1

Barra metálica para transmisión de deformaciones para deformímetro mecánico



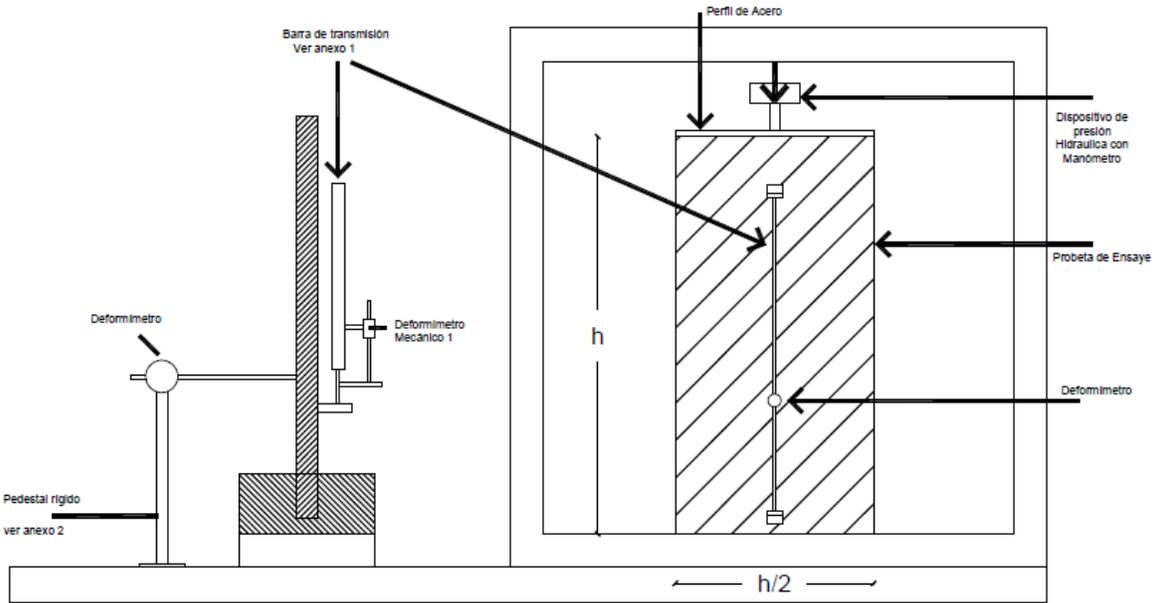
ANEXO 2

Pedestal rígido para sujeción del deformímetro mecánico

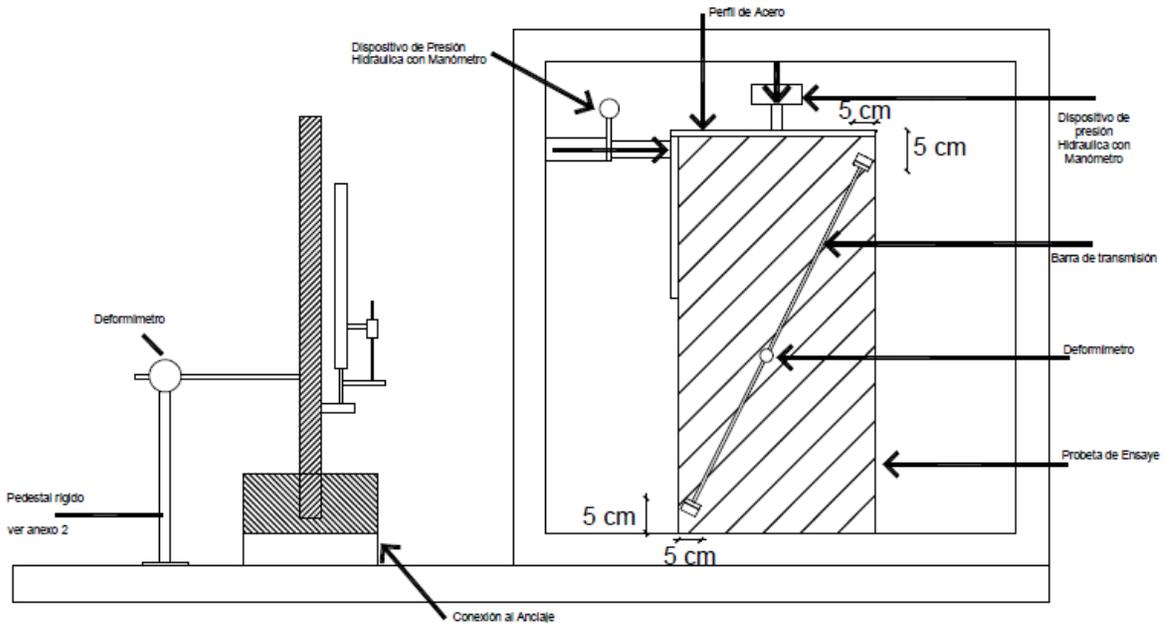




ANEXO 3 Croquis del método de prueba de resistencia a la compresión simple



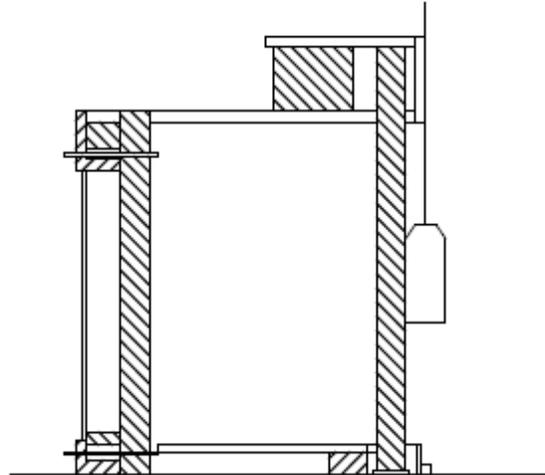
ANEXO 4 Croquis del método de prueba de resistencia a carga lateral





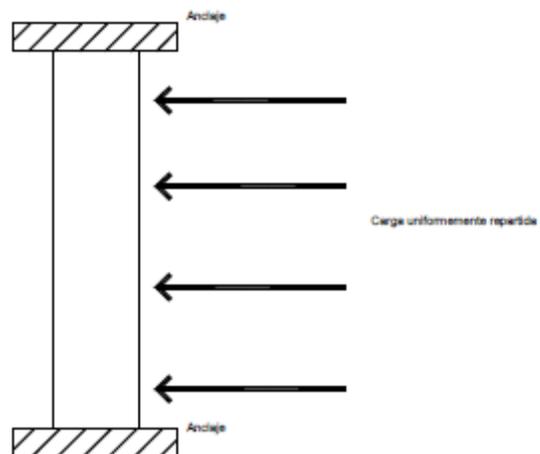
ANEXO 5

Croquis del método de prueba de resistencia al impacto- Paneles Tipo I



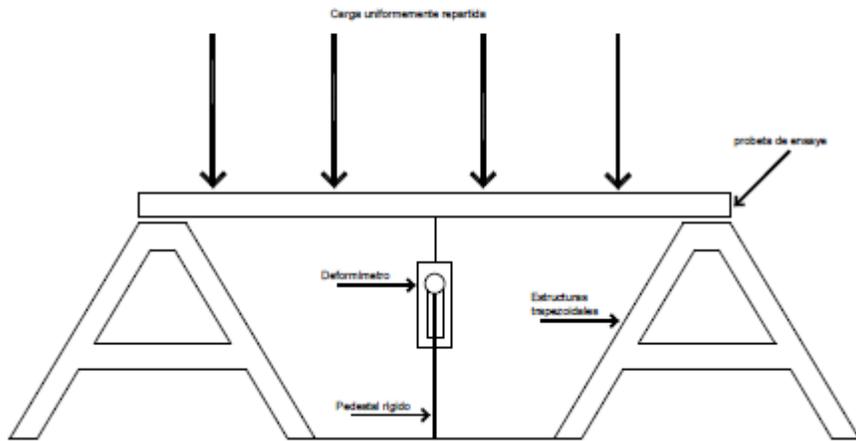
ANEXO 6

Croquis del método de prueba de resistencia a carga uniformemente repartida actuando perpendicular al plano

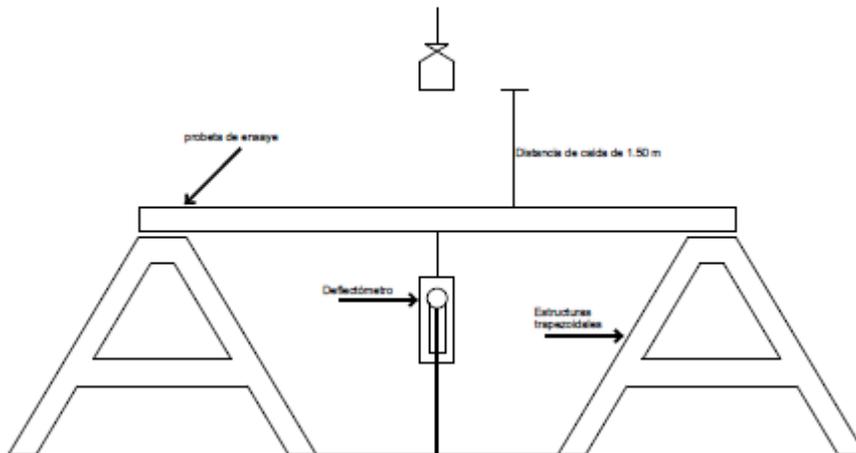




ANEXO 7 Croquis del método de prueba de resistencia a la flexion



ANEXO 8 Croquis de prueba de resistencia al impacto tipo II





4.15 CARACTERISTICAS MECANICAS DEL PANEL ESTRUCTURAL

Las pruebas realizadas están basadas en aquellas que han sido promovidas ante la Secretaria de Desarrollo Social para constituir los métodos de prueba de la Norma Oficial Mexicana, de tipo obligatorio, para este tipo de sistema estructural.

Los ensayos a los que fueron sometidos los especímenes de prueba de los paneles, son los correspondientes a compresión simple, flexión, carga lateral, resistencia al viento, impacto, fuego y tensión diagonal.

4.16 ESTUDIO DE LAS CARACTERISTICA MECANICAS DEL PANEL ESTRUCTURAL

Estos paneles están destinados principalmente para ser utilizados como muro y losa, en la construcción de vivienda.

El estudio que a continuación se describe, el cual se realizó tomando como base las especificaciones de construcción propuestas por el fabricante del sistema, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), sus Normas Técnicas Complementarias, las Normas Mexicanas aplicables y el anteproyecto de Norma Oficial Mexicana respectiva.

4.17 DESCRIPCION GENERAL DEL ESTUDIO

El espécimen es utilizado en la construcción de vivienda identificado con el nombre de Panel, cuya función es la de trabajar como muro, losa de entrepiso y losa de azotea. Tomando en consideración la forma de trabajo dentro de una estructura se planteó el programa de estudio basado en los ensayos siguientes:

- Ensayos a compresión simple en muros
- Ensayos a flexión en losas
- Ensayos bajo carga lateral en el plano en muros
- Ensayos de resistencia al viento en muros
- Ensayos de impacto en muro y losa
- Ensayos de producción de flama y humos en losa y muro
- Ensayo a tensión diagonal



4.18 DESCRIPCION DE LOS ENSAYES

4.18.1 Ensaye a Compresión Simple en Muros

Los ensayos de compresión simple consisten en probar los paneles estructurales trabajando como columna, aplicando la carga en su parte superior distribuyéndola con un perfil de acero con la finalidad de lograr una carga uniforme en todo el ancho del panel. La carga se aplico en intervalos uniformes con el auxilio de un marco de carga y dispositivos de aplicación de presión hidráulica con capacidad de 10 ton y división mínima de 50 kg. Para cada etapa de aplicación de la carga se registraron las deformaciones normales al plano y en el eje del panel con el objeto de conocer las deformaciones por compresión y por pandeo. Las deformaciones fueron registradas con el auxilio de deformímetros mecánicos de cuadrante con aproximación de 0.0254 mm (0.001”). Los ensayos se practicaron a 3 paneles simples y a 3 paneles unidos, de 1.20 m de ancho y 2.40 m de largo, los cuales se colocaron en forma horizontal en un marco descarga. La sujeción de los paneles se logro con un sistema de ángulos de acero simulando un empotramiento de los paneles, facilitando así el desarrollo del ensaye y la toma de lecturas. Los resultados obtenidos durante el ensaye fueron la resistencia a compresión de los paneles.

4.19 ENSAYES A FLEXION EN LOSAS

El objetivo del ensaye fue el de evaluar el comportamiento de los paneles trabajando como losas, así como determinar su capacidad de carga. Para lograr el objetivo se tomaron 3 paneles simples y 3 paneles unidos, de 1.20 m de largo por 4.20 m de largo, reforzados en sentido longitudinal con varillas de 3/8” espaciadas a cada 15 cm. Los modelos estudiados se soportaron en dos estructuras de acero logrando apoyos simples en sus extremos con una extensión de 10 cm cada uno. La aplicación de la carga se efectuó utilizando sacos de cemento y de arena con un peso de 50 kg, mismos que fueron dispuestos en forma uniforme en la superficie de la losa. El lastre se coloco en cuatro etapas de magnitud igual al 25% de la carga total estimada bajo las especificaciones del fabricante, y el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente, misma que indica que para entrepisos la carga viva será de 170 kg/m². En cada etapa de carga se tomo la deflexión o flecha experimentada por los paneles hasta llegar a la producida por la carga total. Con el 100 % de la carga se dejo el modelo durante 24 horas, después de las cuales se registro la deflexión, posteriormente se descargo el panel permitiendo su recuperación otras 24 horas y registrando nuevamente la flecha en el modelo. Las deflexiones fueron medidas con el auxilio de deformímetros mecánicos de cuadrante de



aproximación de 0.0254 mm (0.001”), colocados al centro de la losa. Los resultados obtenidos de este ensaye son: la deformación de la losa bajo carga de servicio, la recuperación de la losa al eliminar la carga, la curva carga-deformación y carga de rotura de la losa, valor obtenido en una solo prueba.

4.20 ENSAYE BAJO CARGA LATERAL EN EL PLANO DE MURO

Este ensaye se realizo con la finalidad de evaluar la capacidad estática a cortante de una sección típica de muro, bajo condiciones simuladas de carga lateral con el fin de evaluar la rigidez a cortante de los elementos. La prueba se realizo sobre 3 paneles simples de 1.20 m de ancho por 2.40 de largo, orientados verticalmente los cuales se les aplico una carga de compresión simulando la carga que tendrá el muro al estar trabajando, esta carga se evaluó tomando como hipótesis que el muro soportara una losa trabajando en un sentido de ancho igual al muro y de longitud igual a 3.60 m, lo que resulta una carga de -367 kg sin considerar los valores de carga. Los muros se sujetaron con el auxilio de un sistema que simulara la cimentación utilizada en campo. La carga se le aplico utilizando un marco y dispositivos de aplicación de presión hidráulica con capacidad de 10 ton y división mínima de 50 kg, apoyados en el extremo superior de los paneles, en intervalos uniformes permitiendo el registro de las deformaciones las cuales fueron medidas con el auxilio de deformímetros de caratula con aproximación de 0.0254 mm (0.001”). Los resultados derivados de estos ensayes son la carga lateral máxima soportada y las deformaciones experimentadas por los paneles, los cuales se presentan en el anexo correspondiente.

4.21 ENSAYE DE RESISTENCIA AL VIENTO EN MUROS

El objetivo del ensaye es evaluar el comportamiento de los paneles trabajando como muro bajo una carga de viento. Para lograr nuestro objetivo se tomaron 3 paneles simples y 3 paneles unidos, siguiendo las instrucciones del fabricante de 1.20 m de ancho por 2.40 m de largo; los modelos estudiados se soportaron en su perímetro sobre cuatro estructuras de acero logrando apoyos simples en sus extremos con una extensión de 10 cm cada uno. La aplicación de la carga se efectuó utilizando prismas de concreto con un peso de 23 kg, aproximadamente mismos que fueron dispuestos en forma uniforme en la superficie de los muros. El lastre se coloco en cuatro etapas de magnitud igual al 25 % de la carga total aplicada fue de 100 kg/m². En cada etapa de carga se tomo la deflexión o flecha experimentada por los paneles hasta llegar a la producida por la carga total. Con el 100 % de la carga se dejo el modelo durante 24 horas, después de las cuales se registro la deflexión; posteriormente se descargo el panel permitiendo su recuperación otras 24 horas y registrando nuevamente la flecha en el modelo. Las deflexiones fueron medidas con el auxilio de deformímetros mecánicos de cuadrante con aproximación de 0.0254 mm



(0.001”), colocados al centro de la losa. Los resultados obtenidos de este ensaye son: la deformación del muro carga por viento, la recuperación del muro al eliminar la carga y la curva carga-deformación.

4.22 ENSAYE DE IMPACTO EN MURO Y LOSA

El objetivo de este ensaye es determinar la resistencia ante una carga accidental de impacto que tienen los paneles. El modelo utilizado consistió en apoyar el panel de 1.20 m por 2.40 m, en sus cuatro lados sin ningún elemento de unión permitiendo reaccionar libremente a la probeta ante el impacto de una masa de peso conocido que recorre una distancia en caída libre determinada. La distancia en caída libre se vario en incrementos de 10 cm hasta obtener una altura libre de 2.50 m observando en caída impacto el daño causado por el saco de ensaye, registrando el diámetro de la huella dejada por el mismo, el cual esta fabricado con un saco de manta lleno de municiones de plomo con un peso de 50 kg. En el caso de muros, estos se probaron en forma vertical soportados en todo su perímetro y aplicando la carga, con un saco de manta de 50 kg de peso, mediante un sistema de péndulo dando distancias horizontales de 50 cm en 50 cm, hasta lograr una distancia de recorrido igual a 1.20 m, o un ángulo de 90°. La ejecución del ensaye permitirá obtener deflexión del panel y su recuperación.

4.23 ENSAYE DE PRODUCCIÓN DE FLAMA Y HUMOS EN LOSAS Y MUROS

La aplicación de esta prueba tiene como finalidad la evaluación del comportamiento de los paneles, sin ningún tipo de carga, sujetos a la acción del fuego. La realización del ensaye se baso atendiendo a las especificaciones descritas en la Sección Segunda sobre Previsiones contra Incendio artículos 116, 117 y 118 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, donde por su uso los paneles se clasifican como elementos de uso en edificaciones de riesgo menor, para lo cual la resistencia al fuego entendiéndose como tal al tiempo que resiste el panel al fuego a una temperatura de 900°C sin producir flama o gases tóxicos, deberá cumplir con un tiempo mínimo de una hora. Los ensayes se realizaron sobre 3 elementos con dimensiones de 60 x 60 cm colocados en la cámara de fuego, fabricada con materiales refractarios en todas sus partes con capacidad de 1400°C. Los resultados obtenidos son el tiempo de resistencia al fuego sin ser dañado el panel y sin la presencia de flama o humos tóxicos durante el ataque por fuego.



4.24 ENSAYE A TENSION DIAGONAL

El objetivo de este ensaye cubre la determinación del esfuerzo cortante o tensión diagonal de muros. La metodología aplicada es la expuesta en la norma de ensambles de mampostería ASTM E 519-81, la cual consiste en formar muestras de muros de 60 x 60 cm y aplicarles una carga de compresión en una diagonal, lo cual se logra dando la carga en los vértices de los modelos. Para los ensayes practicados a los Paneles, de los paneles entregados se obtuvieron probetas cortadas directamente de estos, cubriendo las dimensiones anteriormente citadas. La carga se aplico en una maquina universal en intervalos constantes tomando lecturas de deformación en dos sentidos obteniendo datos de las tensiones y compresiones del elemento, deformaciones que se registraron con micrómetros de caratula con aproximación de 0.0254 mm (0.001”). Los resultados obtenidos de este ensaye son las resistencias a tensión diagonal y las deformaciones experimentadas por el panel, los cuales se presentan en el anexo correspondiente.

4.25 OBSERVACIONES

Del análisis de los resultados de los ensayes practicados a los paneles estructurales se puede comentar lo siguiente: - En los ensayes de compresión simple no se presentaron desprendimientos del recubrimiento ni colapsos durante el ensaye. - Las cargas máximas registradas fueron de $p=17,634$ kg en los paneles simples y de $p = 13,800$ kg en los unidos, con lo que se pueden estimar los esfuerzos de $F = 11.5$ kg/cm² y 14.7 kg/cm² respectivamente.

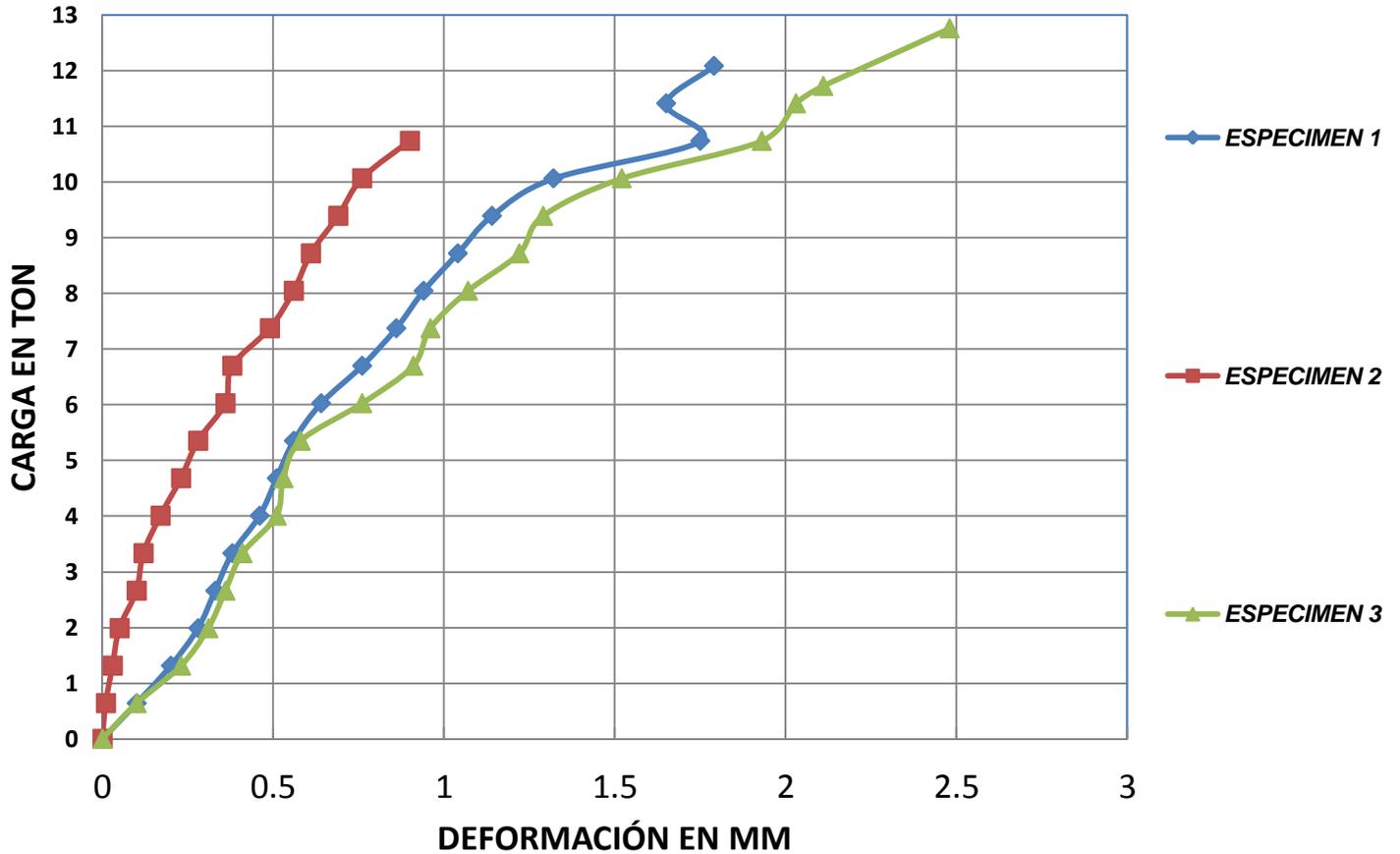
- En los seis ensayes efectuados se observaron comportamientos similares, iniciándose la falla de los paneles con una fisura el centro de los paneles y en la parte de los apoyos.
- Durante las pruebas no se registraron deformaciones por pandeo en los elementos.
- En los ensayes de flexión efectuados a los paneles tanto simples como unidos no se presentaron colapsos, ni comportamientos inesperados durante los ensayes.
- En los paneles simples la deformación máxima registrada fue de 12.72 mm con una recuperación a 24 horas del 61 % mientras que la menor deformación fue de 10.78 mm con una recuperación del 65.70%.
- En los paneles unidos longitudinalmente la máxima deformación registrada fue de 13.9 mm con una recuperación del 69 %, la menor flecha fue de 11.40 mm con 67 % de recuperación.
- El comportamiento de las losas, tanto simples como unidas, fue similar sin presentarse agrietamientos importantes.
- De acuerdo a lo expresado en el RCDF93, la flecha máxima permitida en este tipo de elementos se expresa con relación $f = L/360$ y la recuperación de la flecha se especifica de 75 % como mínimo. En nuestro estudio la flecha máxima permitida es de $425/360 = 1.18$ mm, por lo que se puede observar las losas quedaron ligeramente fuera de tolerancia.



- Como ensaye adicional en una losa de 1.20 m por 4.20 m se aplico carga hasta lograr su colapso. La carga total aplicada fue de 1880 kg siendo una carga de 382 kg/m².
- Los ensayos bajo carga lateral efectuados sobre los paneles simples como unidos se obtuvieron cargas máximas de falla de 6,025 kg y 6,140 kg respectivamente, con lo que los esfuerzos estimados son de 5 kg/cm² y 5.11 kg/cm² respectivamente.
- Durante los ensayos en los paneles se presentaron fisuras en sentido horizontal las cuales aparecieron 50% de la carga aplicada, fisuras con un espesor de 0.3 a 0.5 mm. La falla de los paneles se determino al presentarse una grieta a 1/3 de la altura del modelo la cual permitió el desplazamiento libre de los paneles.
- No se presentaron desprendimientos del mortero de repellado, colapsos parciales ni movimientos de torsión durante el ensaye.
- El anclaje de los muros a la cimentación se recomienda que en esa zona de mediana y alta sismicidad sean colocados con un espaciamiento menor a fin de evitar el posible movimiento de los muros.
- En los ensayos de resistencia a carga por viento en los paneles usados como muro la carga aplicada fue de 100 kg/m² se registro una deformación máxima de 3.2 mm y en todos los casos la recuperación de las deformaciones fue del 100 %. No se presentaron daños en los modelos.
- Durante los ensayos de impacto realizados en posición vertical para el caso de muros no se presentaron danos al recibir el impacto, ni deformaciones permanentes, la flecha medida fue de 4 mm recuperada de forma inmediata.
- En el caso de losas la posición de ensaye fue horizontal, la deformación al momento del impacto fue de 8 mm recuperados en forma inmediata y no se registraron fisuras en los modelos.
- Durante las pruebas de producción de flama y humo, no se detecto desprendimiento de humo ni se presento flama. El mortero presento ligeros agrietamientos por deshidratación. El poliestireno que forman el núcleo de los modelos se perdió a los 20 minutos de exposición al fuego. La temperatura a que se sometieron los paneles fue de 850°C en promedio.
- Se recomienda que la capa de recubrimiento en los paneles se aplique en dos etapas, la primera colocando una capa de 1.0 cm aproximadamente permitiendo el secado inicial antes de aplicar la segunda y ultima capa, eso se especifica a fin de evitar el nacimiento de fisuras en la superficie terminada del aplanado, las cuales su principal origen esta en la mano de obra no calificada.
- En general las fallas de los paneles se determinaron por agrietamientos o deflexiones importantes, en ningún caso se presentaron desprendimientos del mortero ni colapso intempestivos.



4.23 ENSAYE A COMPRESIÓN SIMPLE EN PANEL DE 1.22 X 2.44 X 3" DE ESPESOR (SIN UNION)

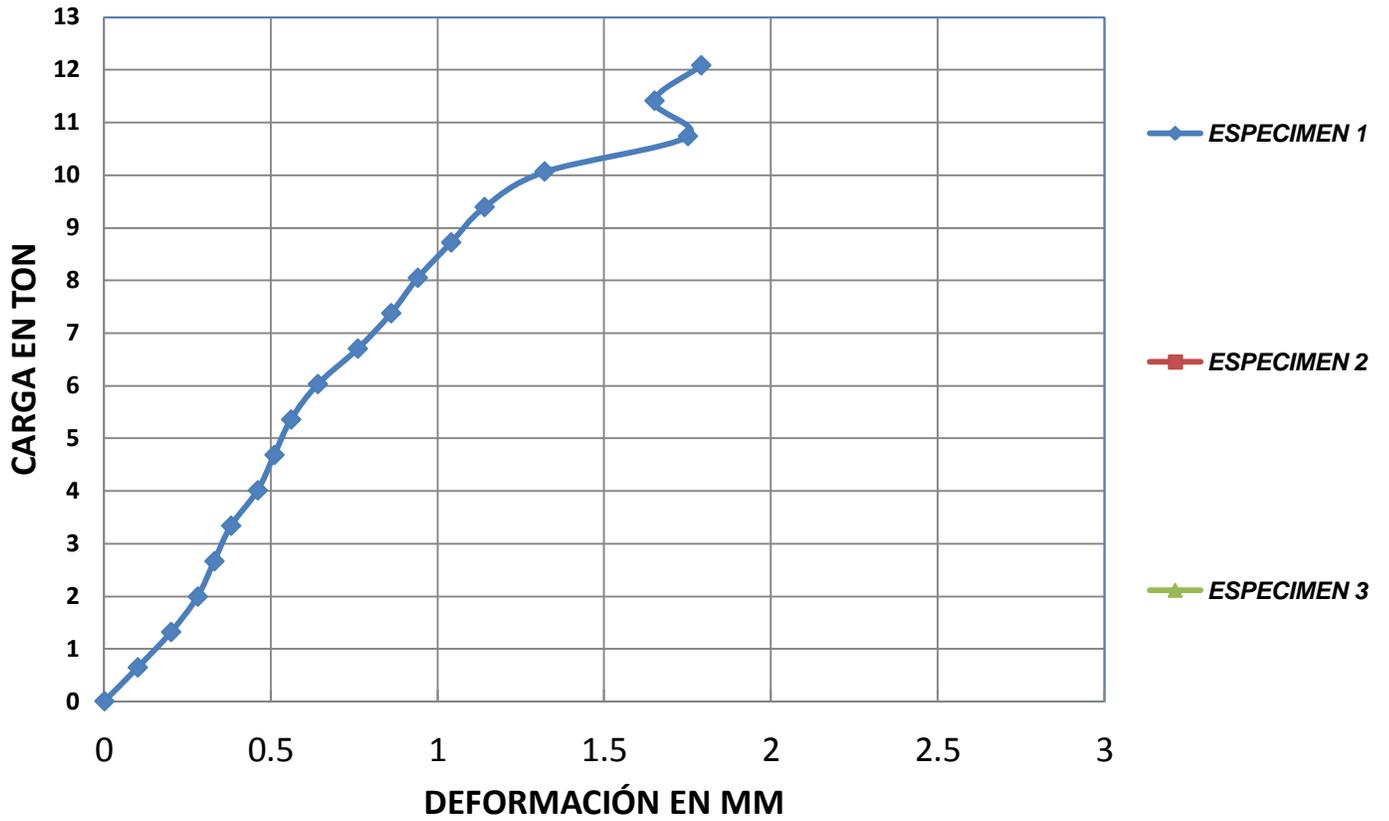


CARGAS MAXIMAS

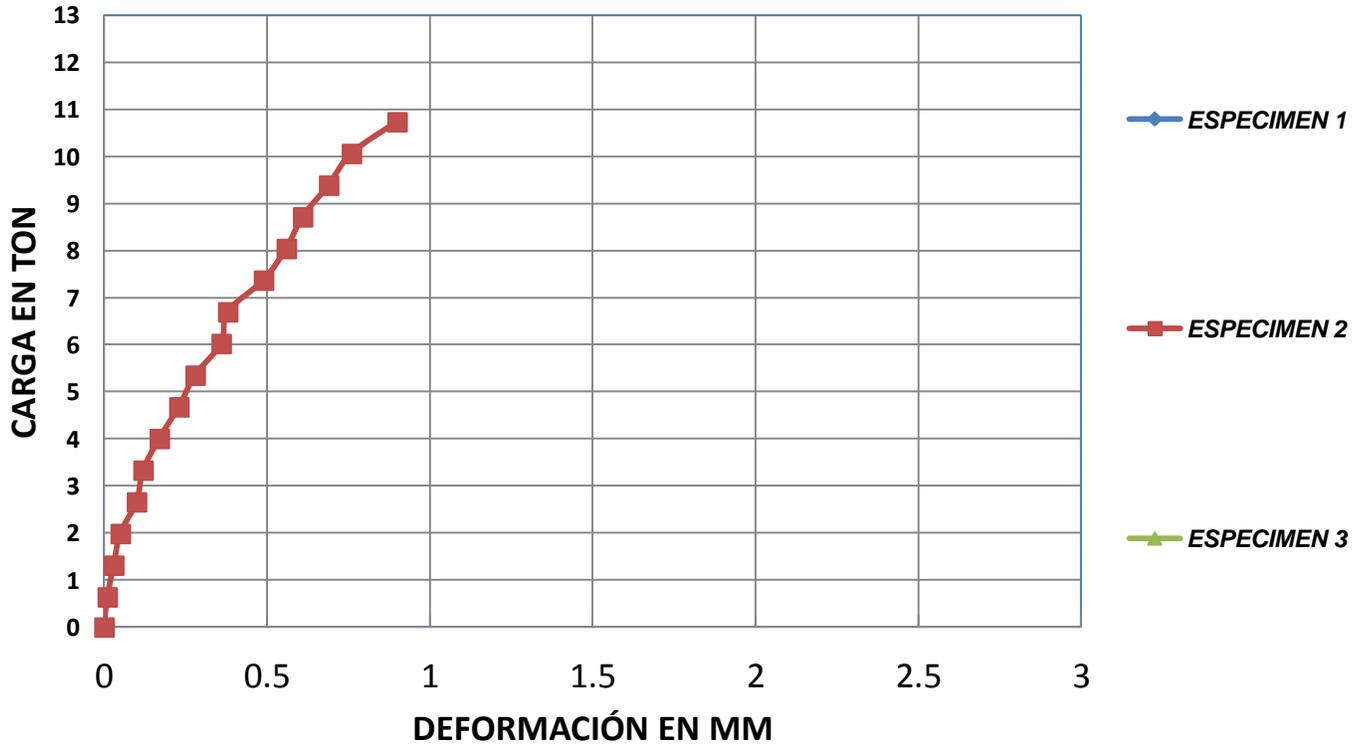
ESPECIMEN 1 = 12082 KGS

ESPECIMEN 2 = 10736 KGS

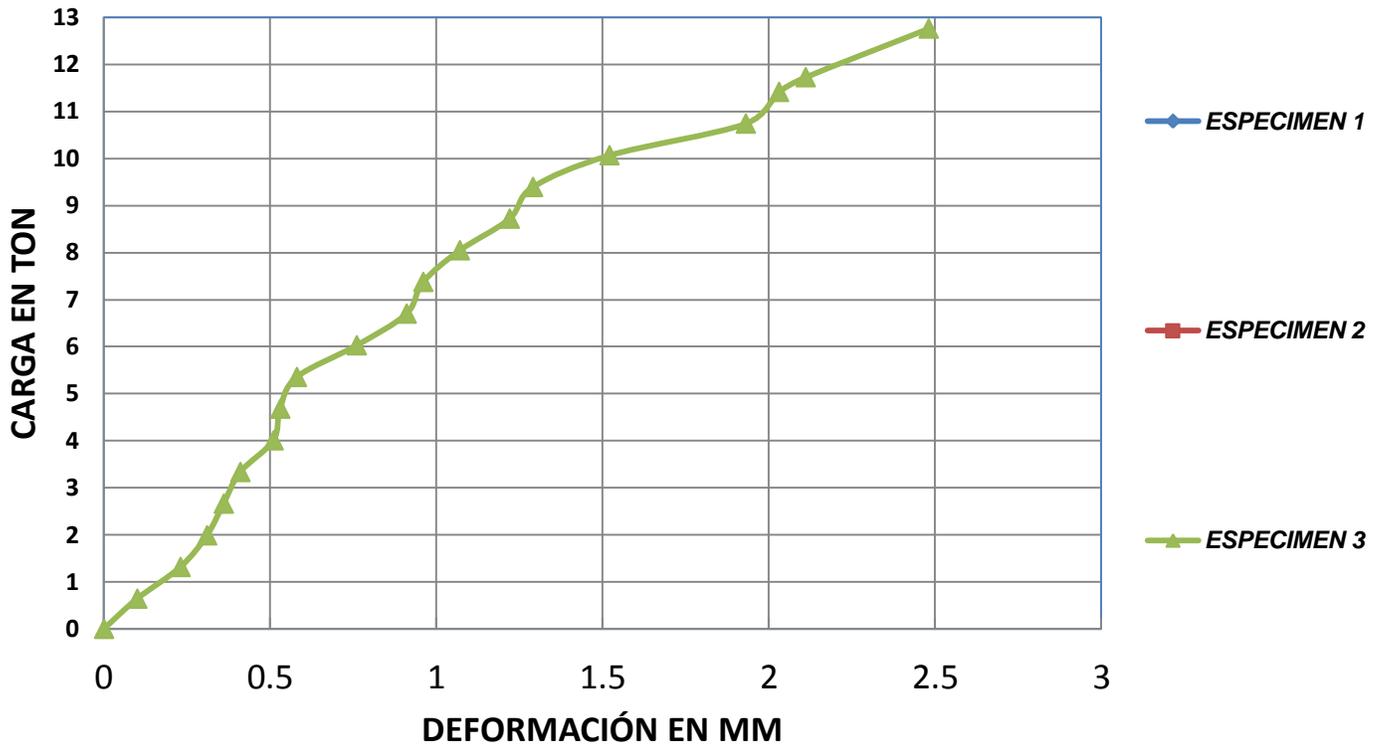
ESPECIMEN 3 = 12755 KGS



ESPECIMEN 1	DEFORMACION 1
0	0
641	0.1
1314	0.2
1987	0.28
2660	0.33
3333	0.38
4006	0.46
4679	0.51
5352	0.56
6025	0.64
6698	0.76
7371	0.86
8044	0.94
8716	1.04
9389	1.14
10063	1.32
10736	1.75
11409	1.65
12082	1.79



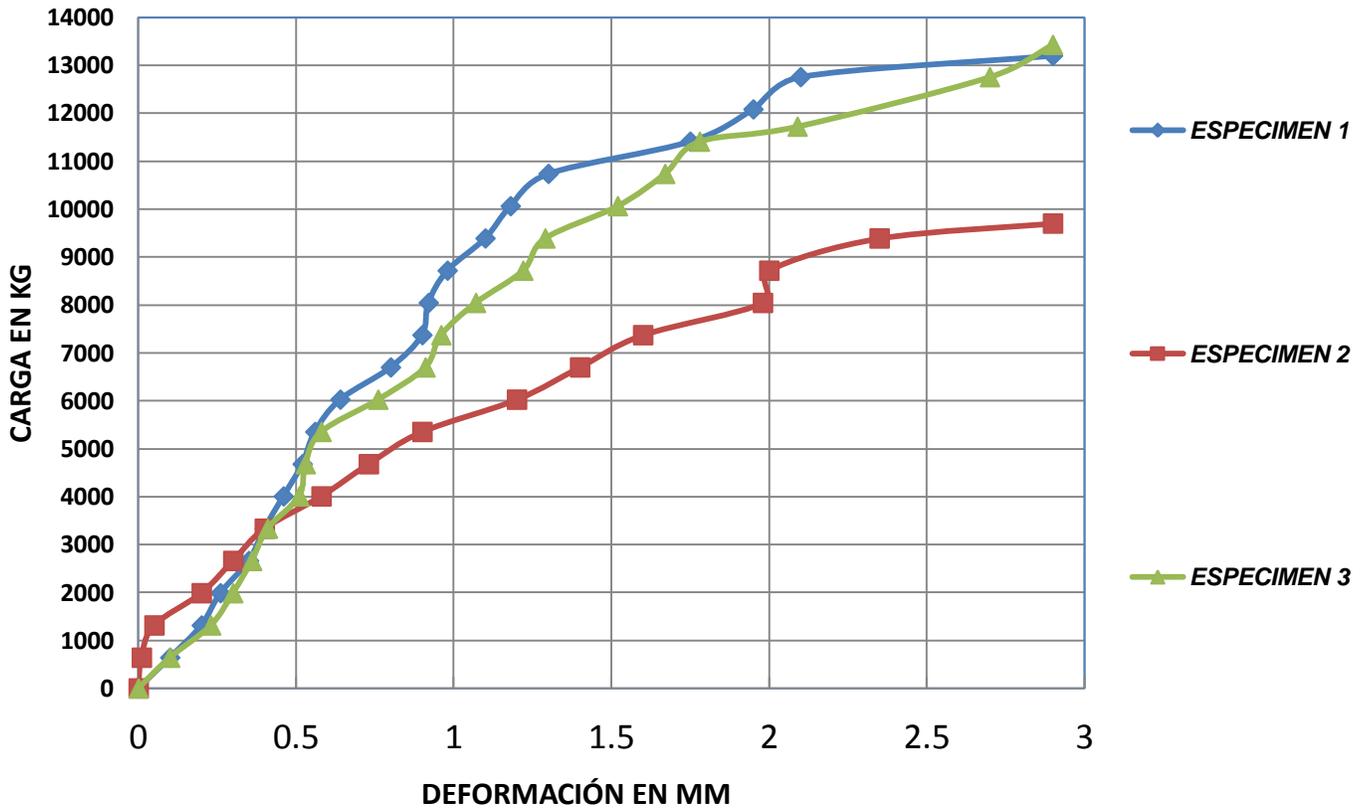
ESPECIMEN 2	DEFORMACION 2
0	0
641	0.01
1314	0.03
1987	0.05
2660	0.1
3333	0.12
4006	0.17
4679	0.23
5352	0.28
6025	0.36
6698	0.38
7371	0.49
8044	0.56
8716	0.61
9389	0.69
10063	0.76
10736	0.9



ESPECIMEN 3	DEFORMACION 3
0	0
641	0.1
1314	0.23
1987	0.31
2660	0.36
3333	0.41
4006	0.51
4679	0.53
5352	0.58
6025	0.76
6698	0.91
7371	0.96
8044	1.07
8716	1.22
9389	1.29
10063	1.52
10736	1.93
11409	2.03
11722	2.11
12755	2.48



4.24 ENSAYE A COMPRESIÓN SIMPLE EN PANEL DE 1.22 X 2.44 X 3" DE ESPESOR (CON UNION)

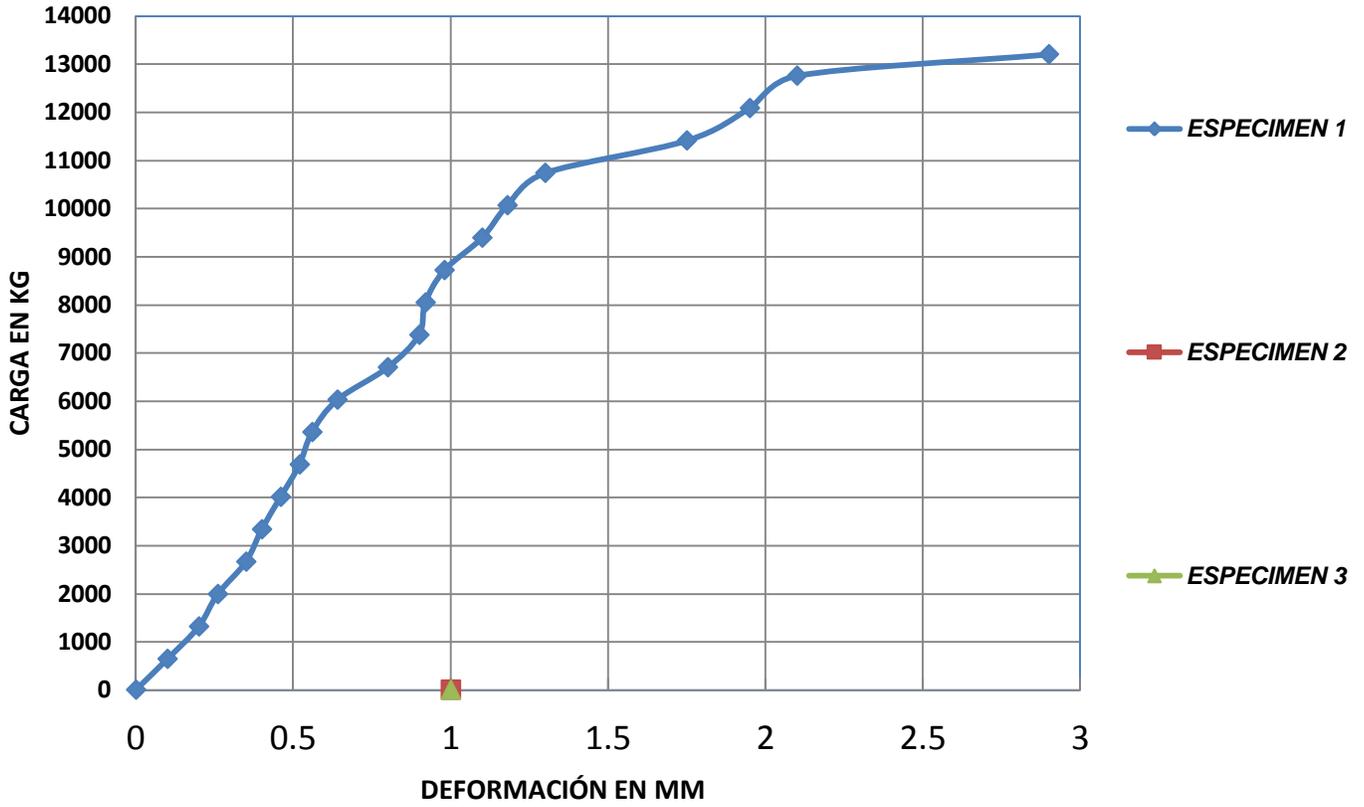


CARGAS MAXIMAS

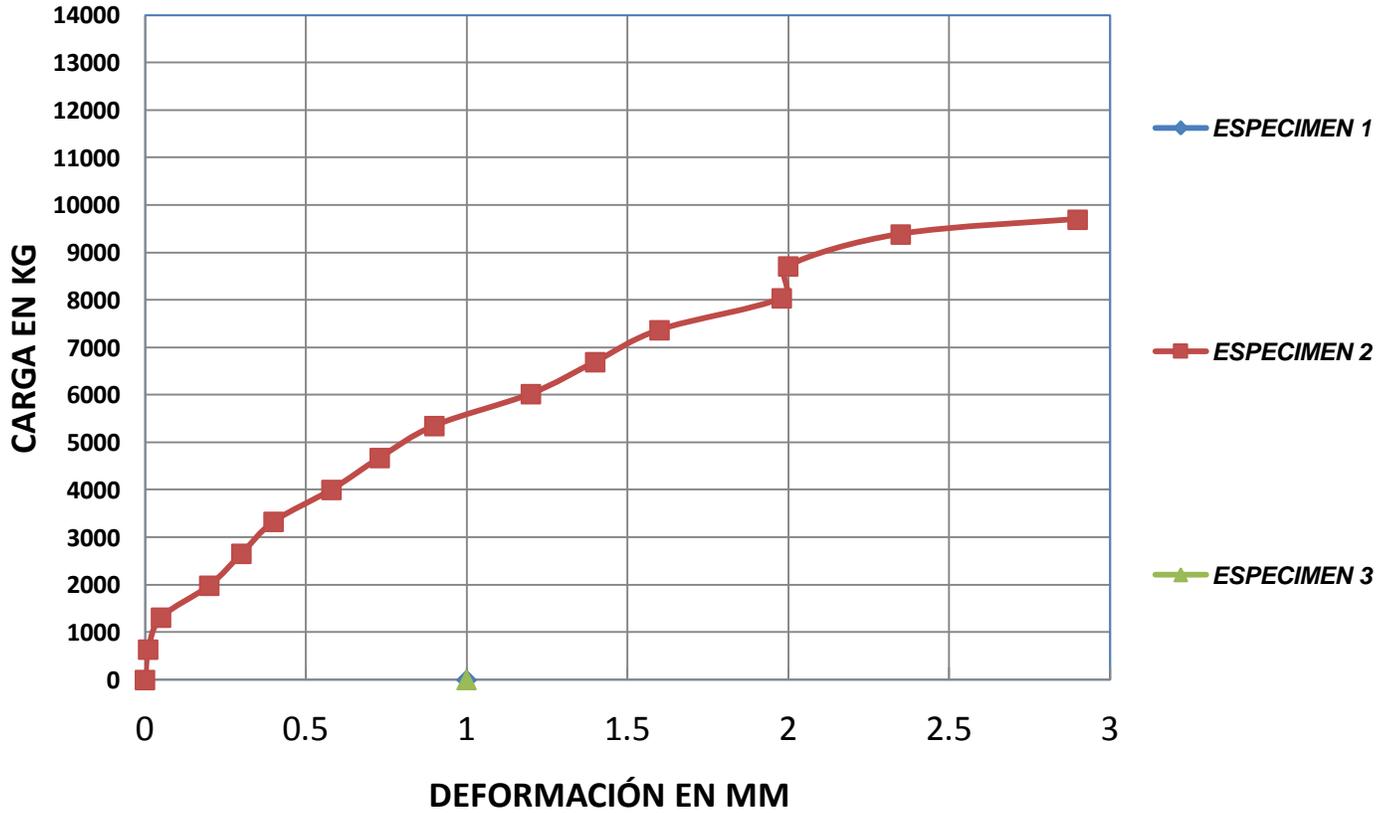
ESPECIMEN 1 = 13200 KGS

ESPECIMEN 2 = 9700 KGS

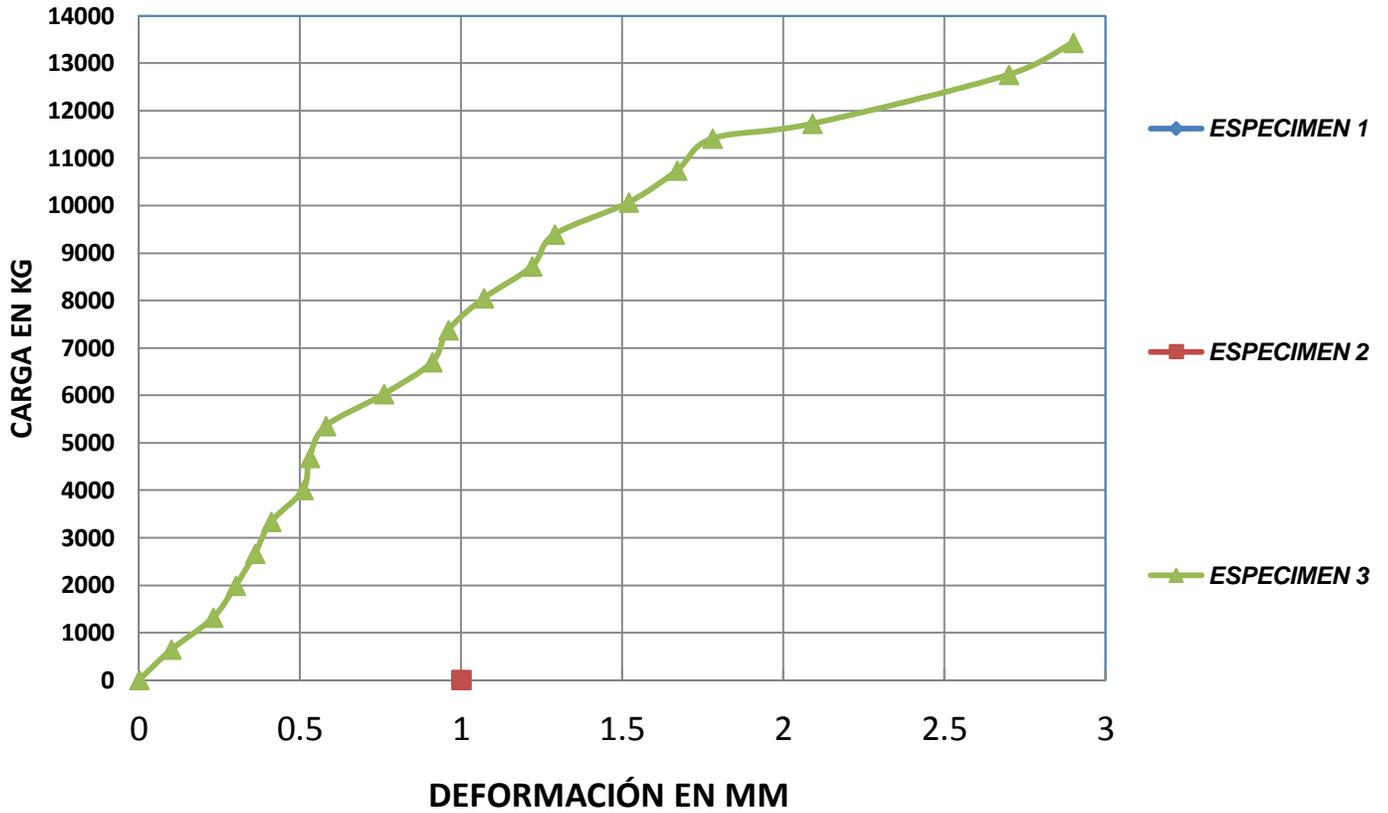
ESPECIMEN 3 = 13428 KGS



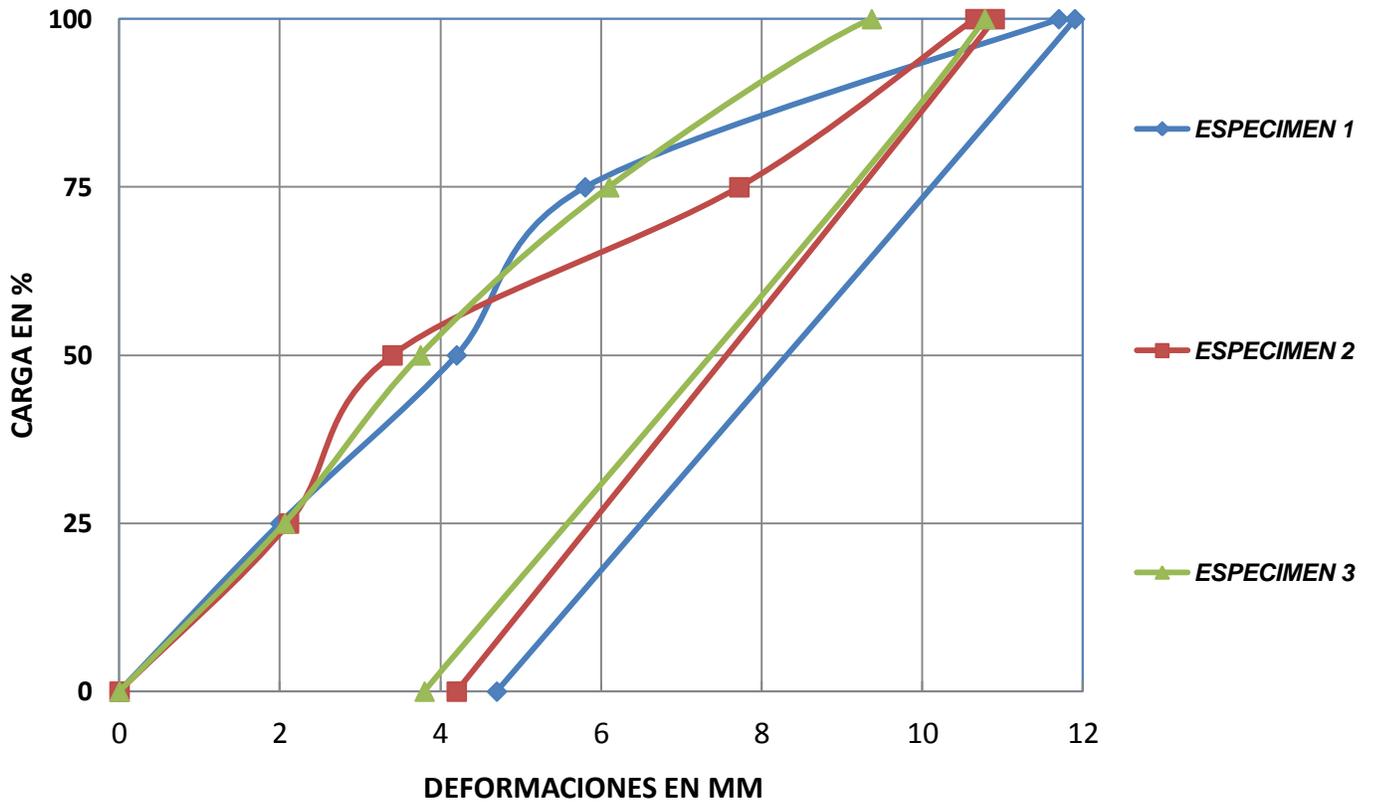
ESPECIMEN 1	DEFORMACION 1
0	0
641	0.1
1314	0.2
1987	0.26
2660	0.35
3333	0.4
4006	0.46
4679	0.52
5352	0.56
6025	0.64
6698	0.8
7371	0.9
8044	0.92
8716	0.98
9389	1.1
10063	1.18
10736	1.3
11409	1.75
12082	1.95
12755	2.1
13200	2.9



ESPECIMEN 2	DEFORMACION 2
0	0
641	0.01
1314	0.05
1987	0.2
2660	0.3
3333	0.4
4006	0.58
4679	0.73
5352	0.9
6025	1.2
6698	1.4
7371	1.6
8044	1.98
8716	2
9389	2.35
9700	2.9



ESPECIMEN 3	DEFORMACION 3
0	0
641	0.1
1314	0.23
1987	0.3
2660	0.36
3333	0.41
4006	0.51
4679	0.53
5352	0.58
6025	0.76
6698	0.91
7371	0.96
8044	1.07
8716	1.22
9389	1.29
10063	1.52
10736	1.67
11409	1.78
11722	2.09
12755	2.7
13428	2.9



1.- FLECHA MAXIMA 11.90 MM

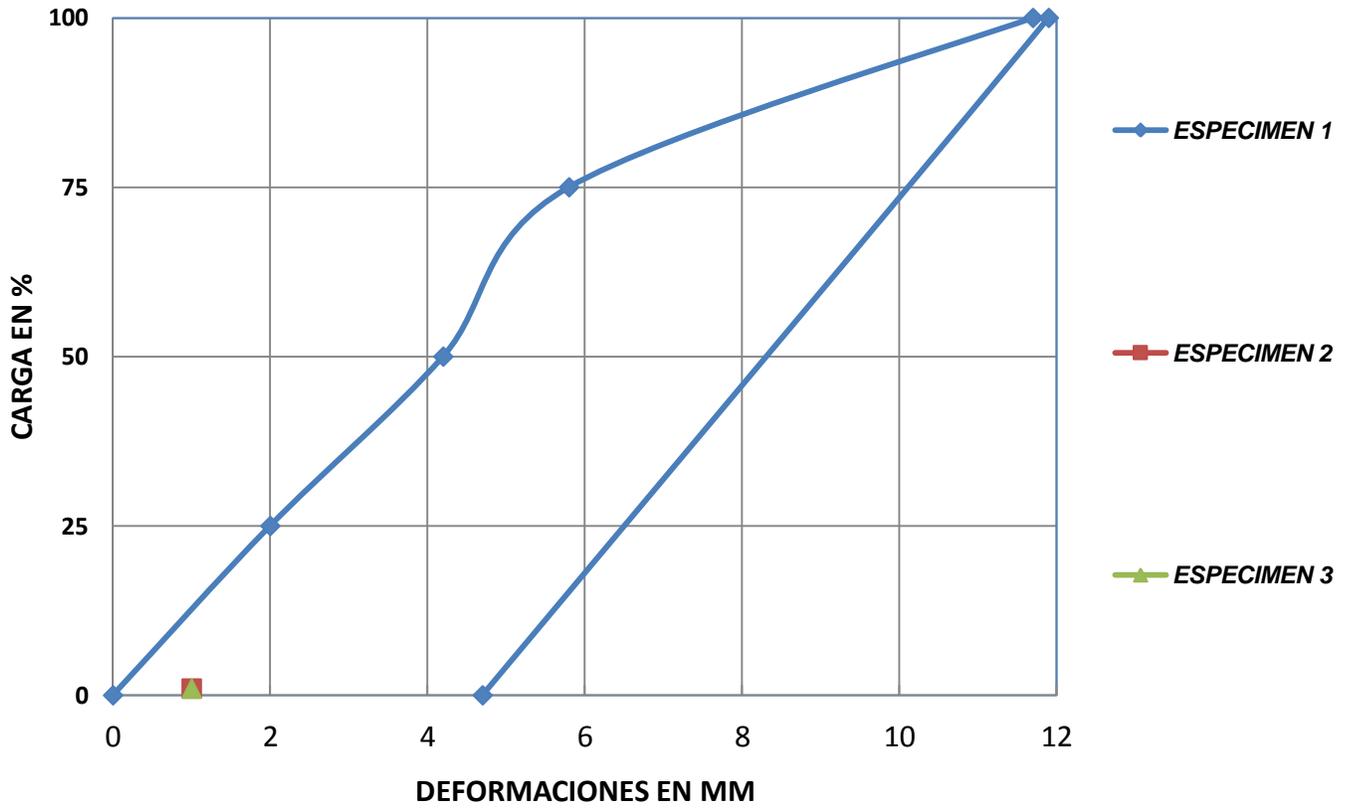
RECUPERACIÓN TOTAL 60.60 %

2.- FLECHA MAXIMA 12.72 MM

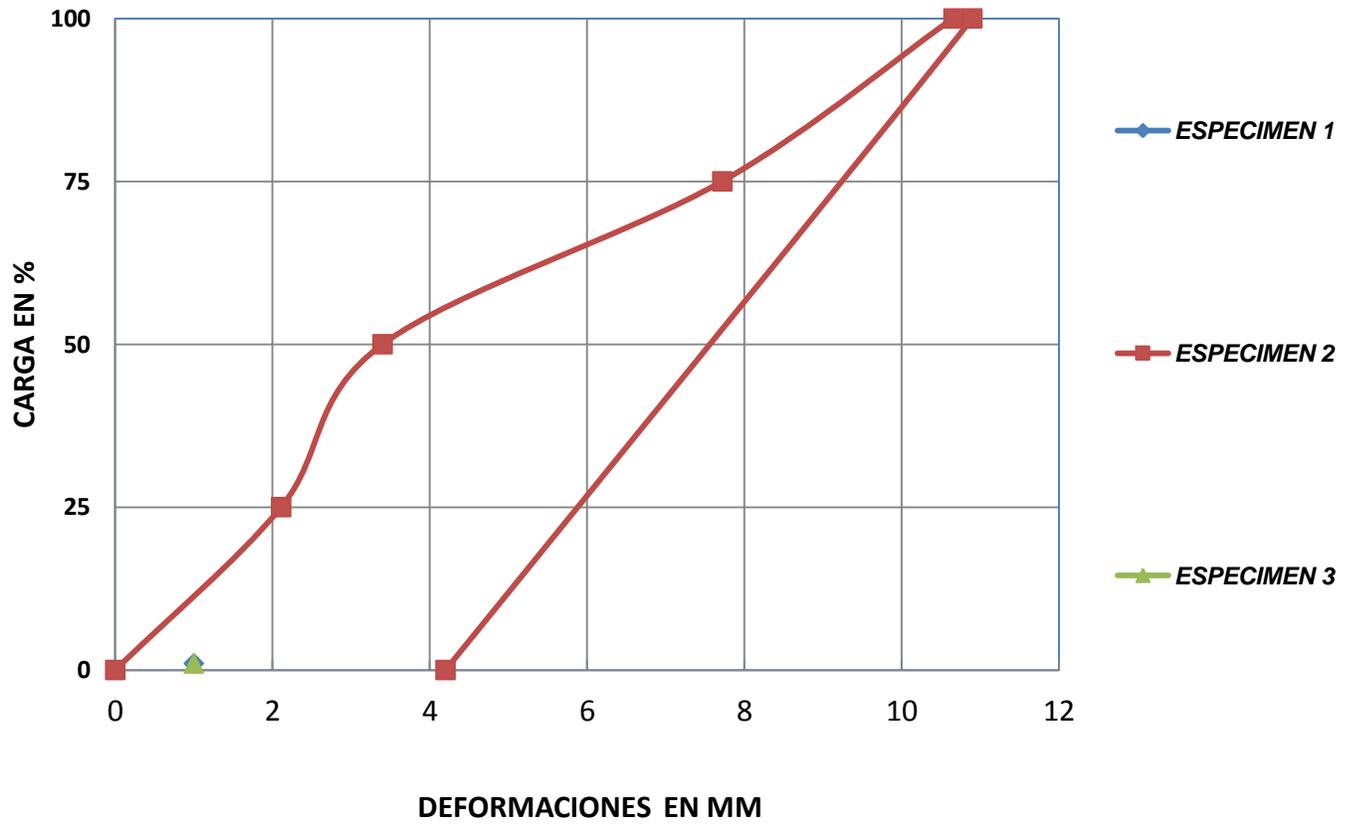
RECUPERACION TOTAL 61.47 %

3.- FLECHA MAXIMO 10.78 MM

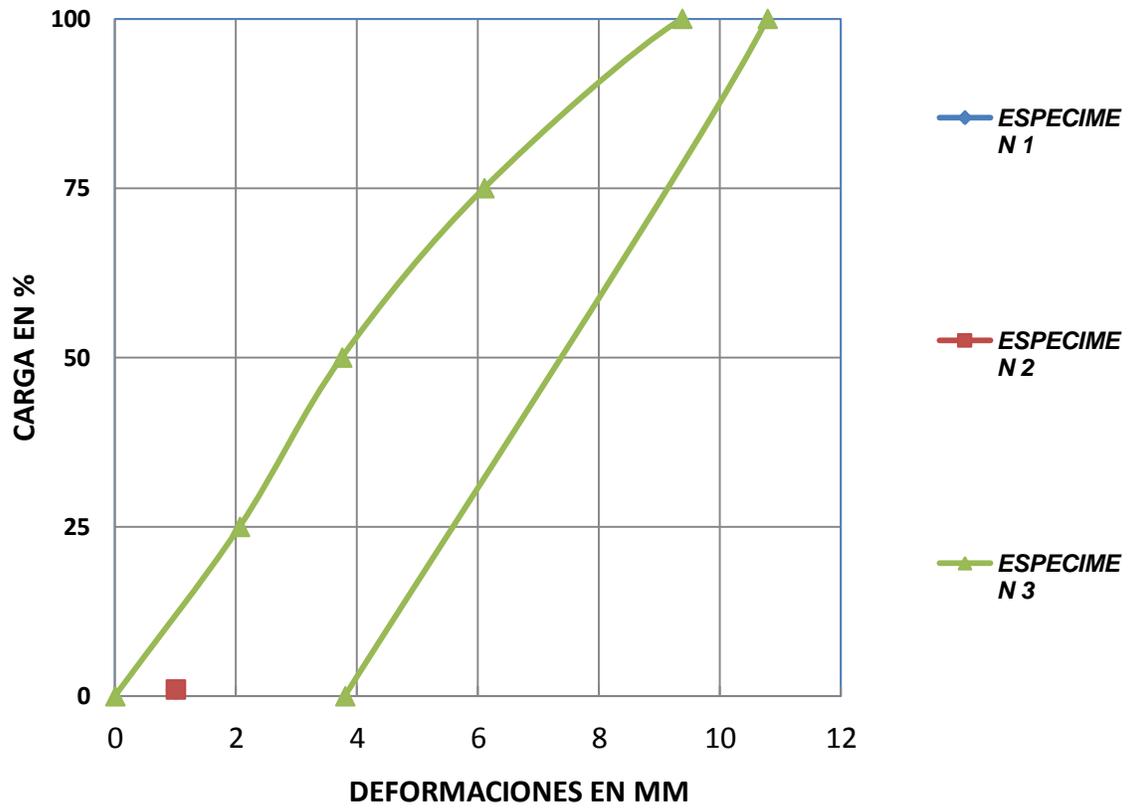
RECUPERACION TOTAL 64.70 %



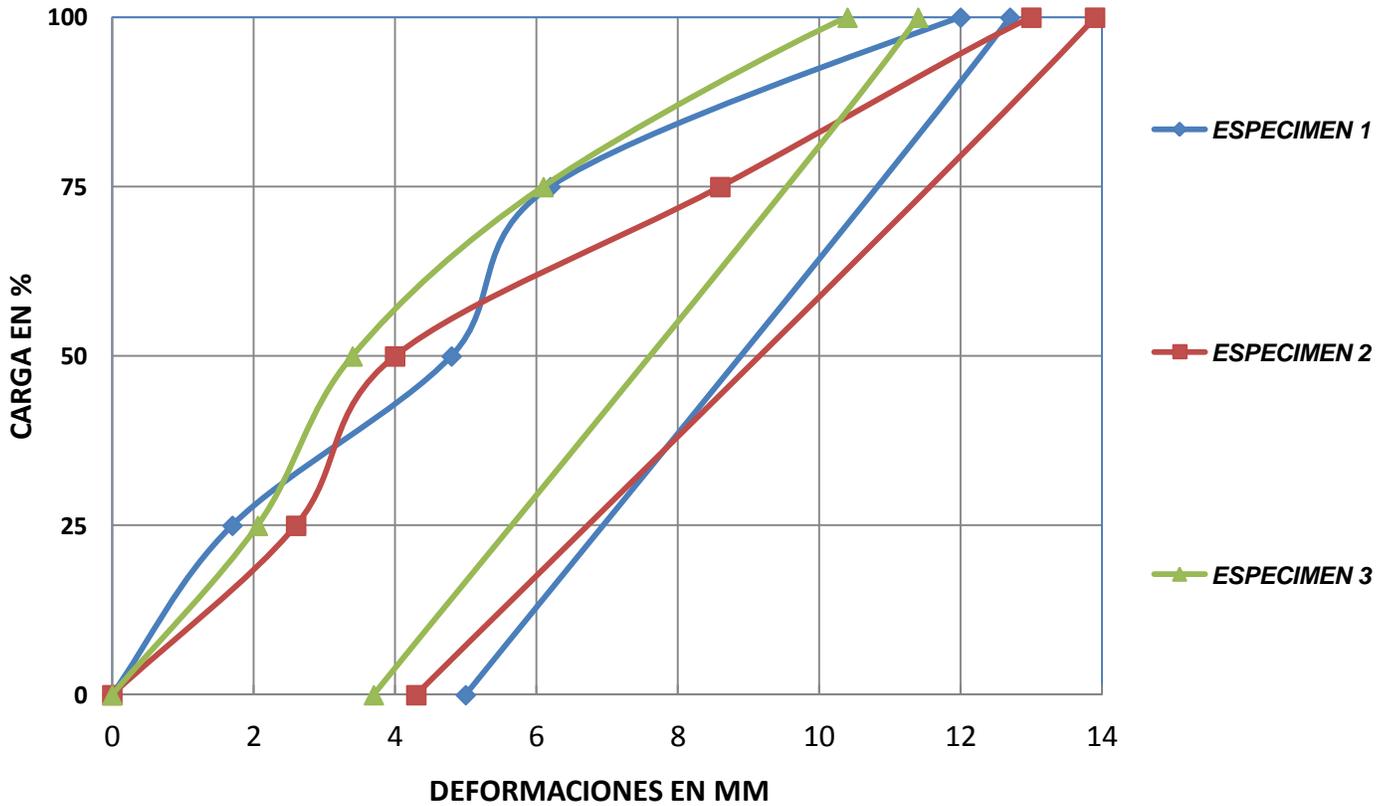
ESPECIMEN 1	DEFORMACION 1
0	0
25	2
50	4.2
75	5.8
100	11.7
100	11.9
0	4.7



ESPECIMEN 2	DEFORMACION 2
0	0
25	2.11
50	3.4
75	7.72
100	10.66
100	10.9
0	4.2



ESPECIMEN 3	DEFORMACION 3
0	0
25	2.06
50	3.75
75	6.1
100	9.37
100	10.78
0	3.8



1.- FLECHA MAXIMA 12.70 MM

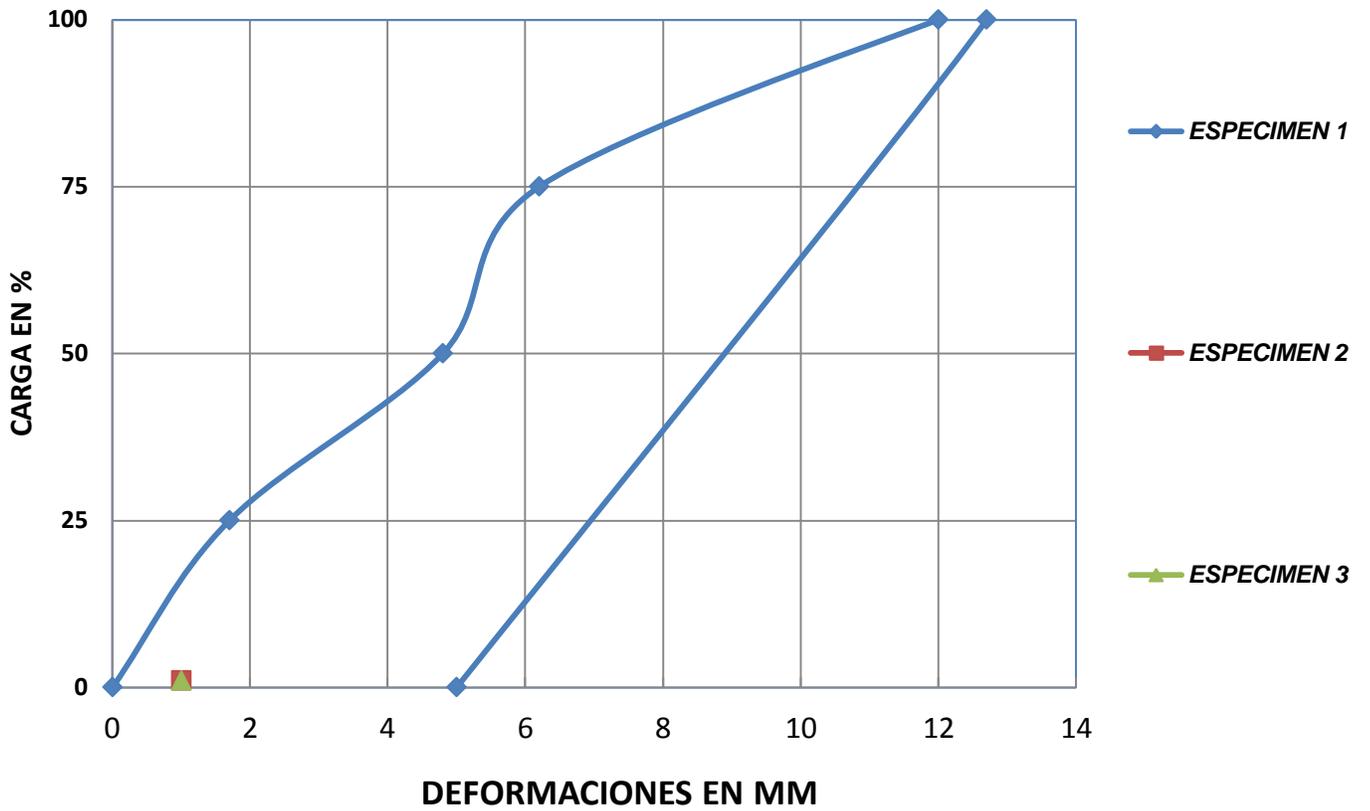
RECUPERACIÓN TOTAL 71.65 %

2.- FLECHA MAXIMA 13.90 MM

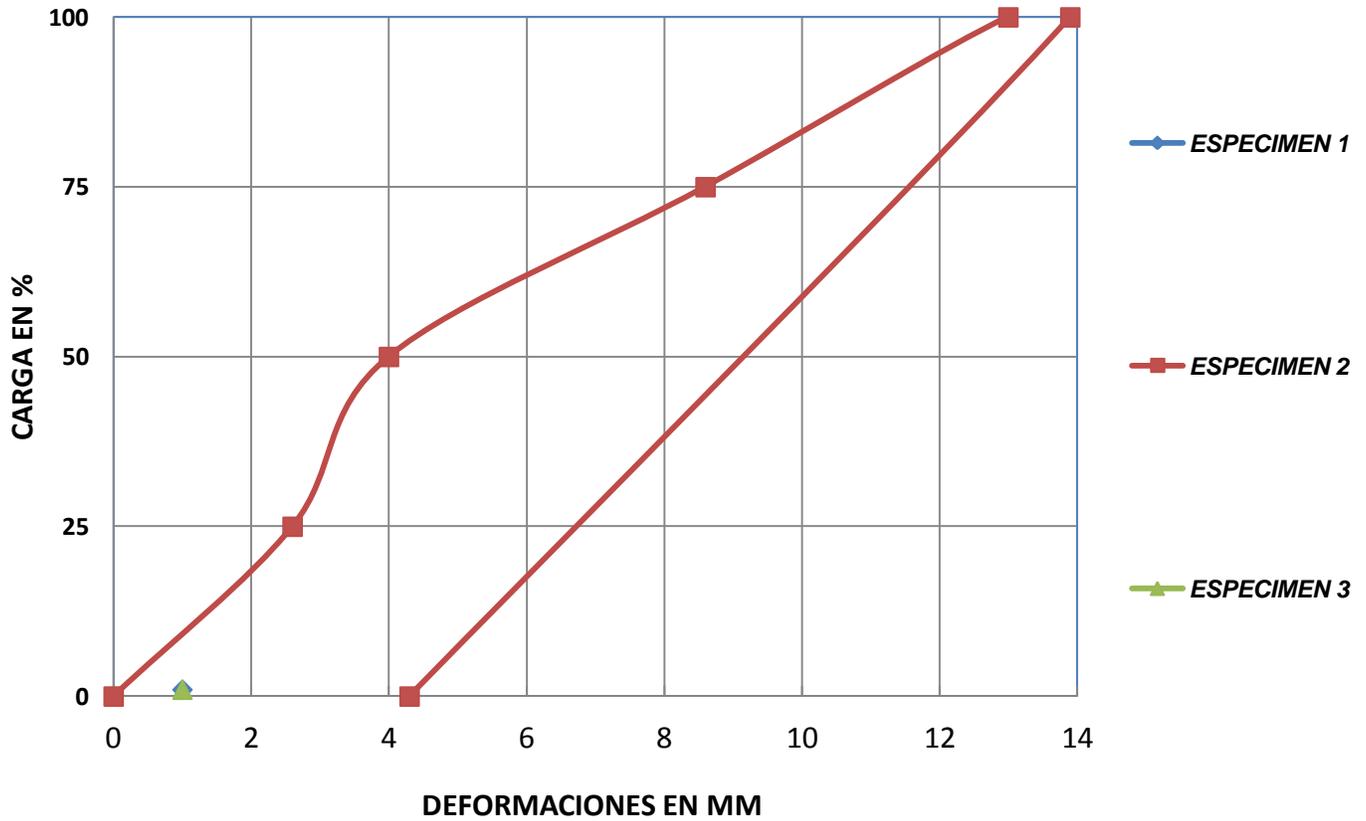
RECUPERACION TOTAL 69.06 %

3.- FLECHA MAXIMO 11.40 MM

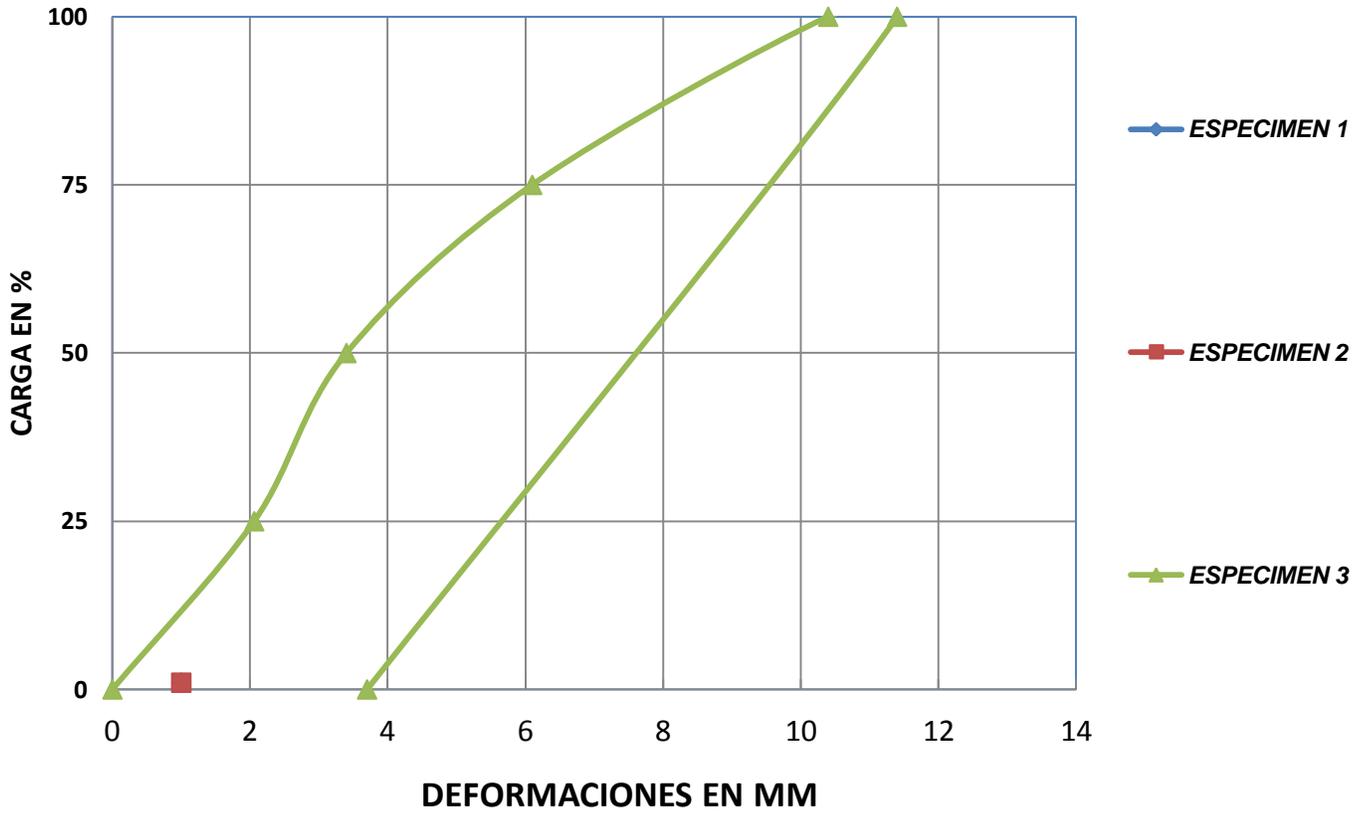
RECUPERACION TOTAL 67.54 %



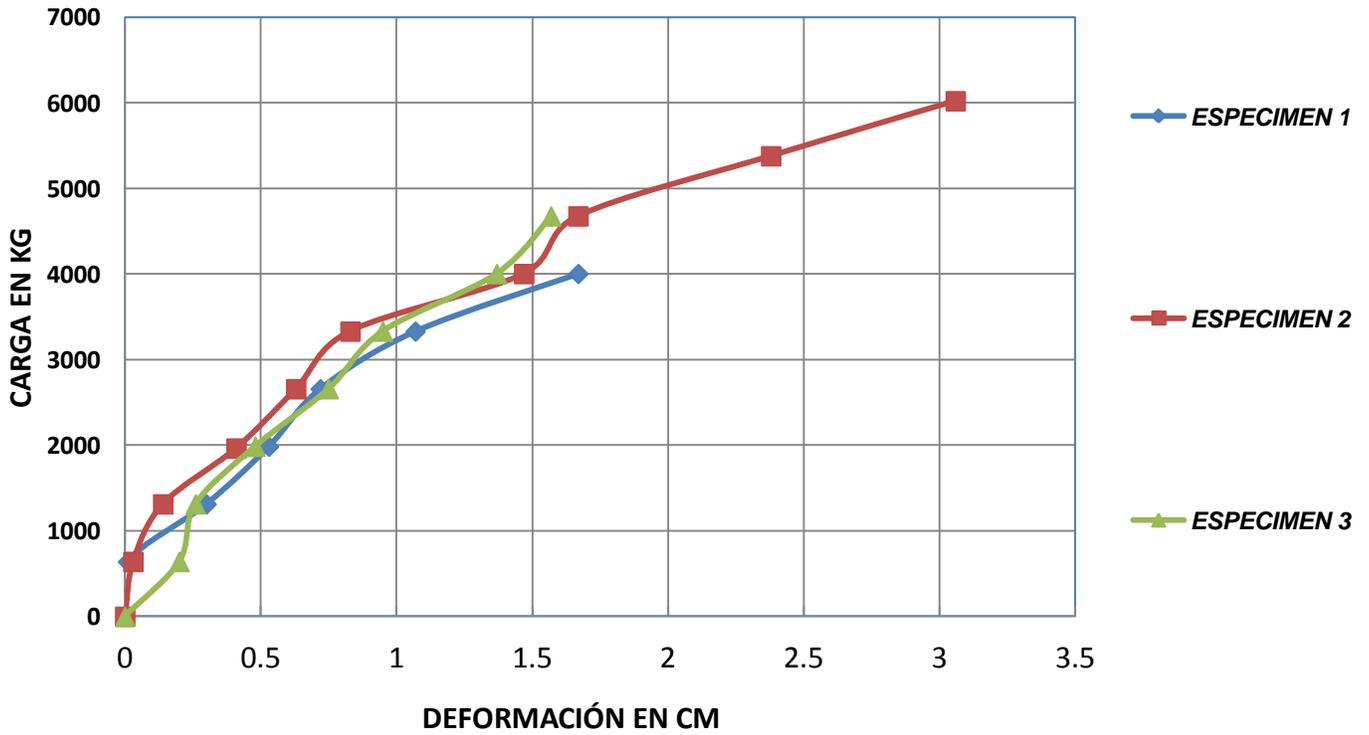
ESPECIMEN 1	DEFORMACION 1
0	0
25	1.7
50	4.8
75	6.2
100	12
100	12.7
0	5



ESPECIMEN 2	DEFORMACION 2
0	0
25	2.6
50	4
75	8.6
100	13
100	13.9
0	4.3



ESPECIMEN 3	DEFORMACION 3
0	0
25	2.06
50	3.4
75	6.1
100	10.4
100	11.4
0	3.7

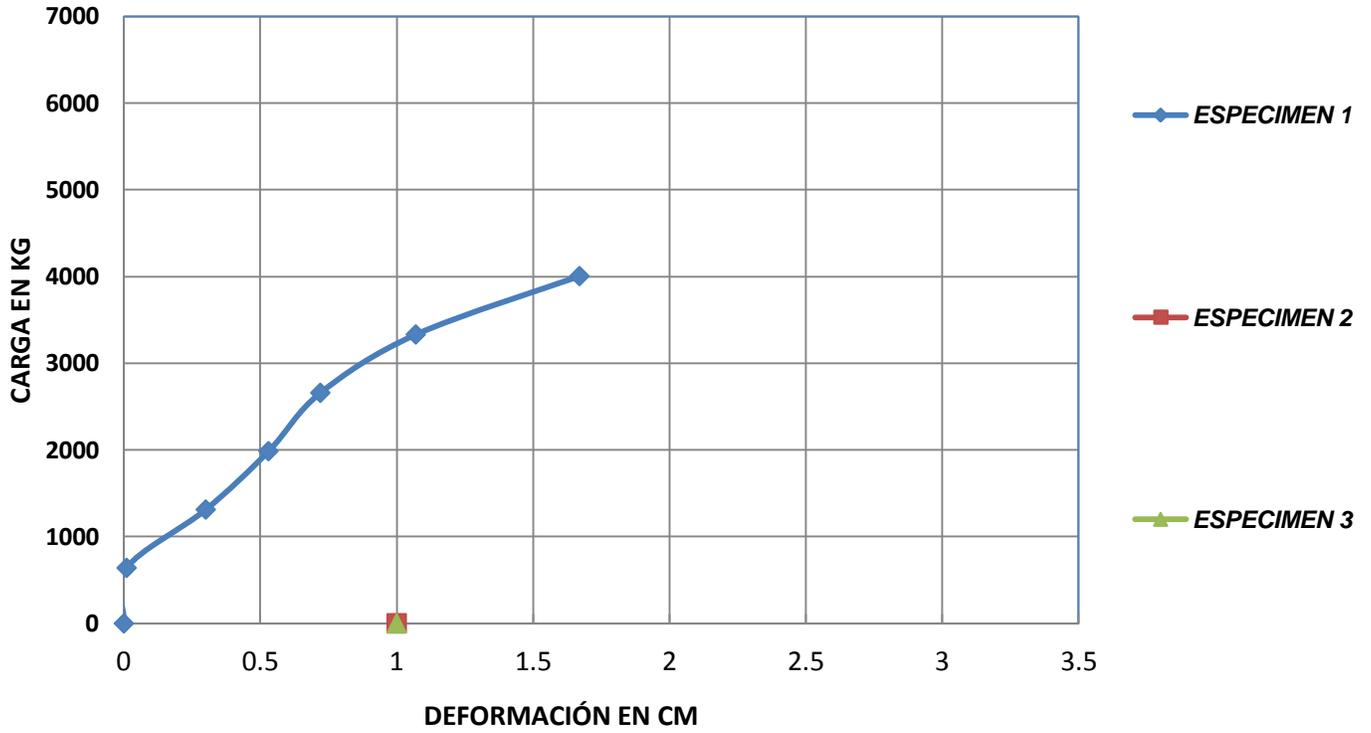


CARGAS MAXIMAS

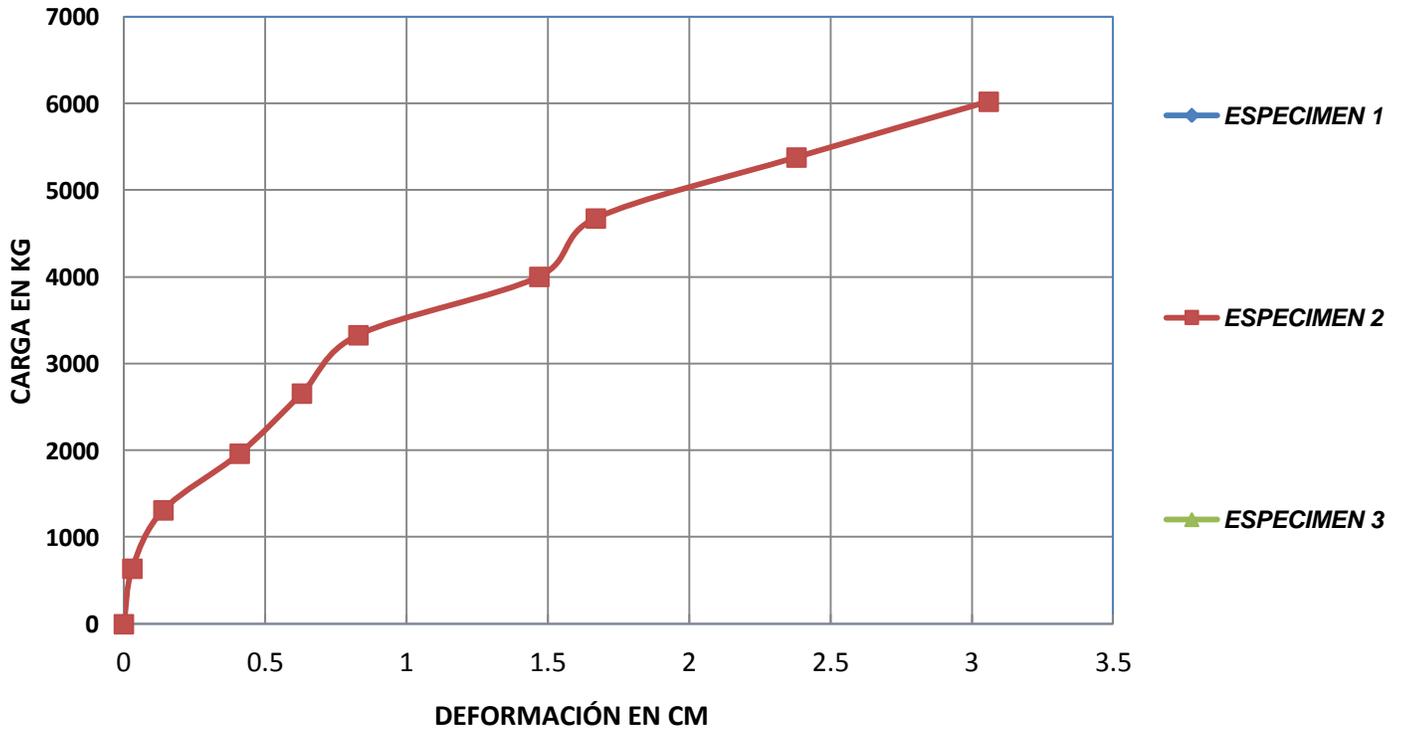
1.- 4005 KG

2.- 6024 KG

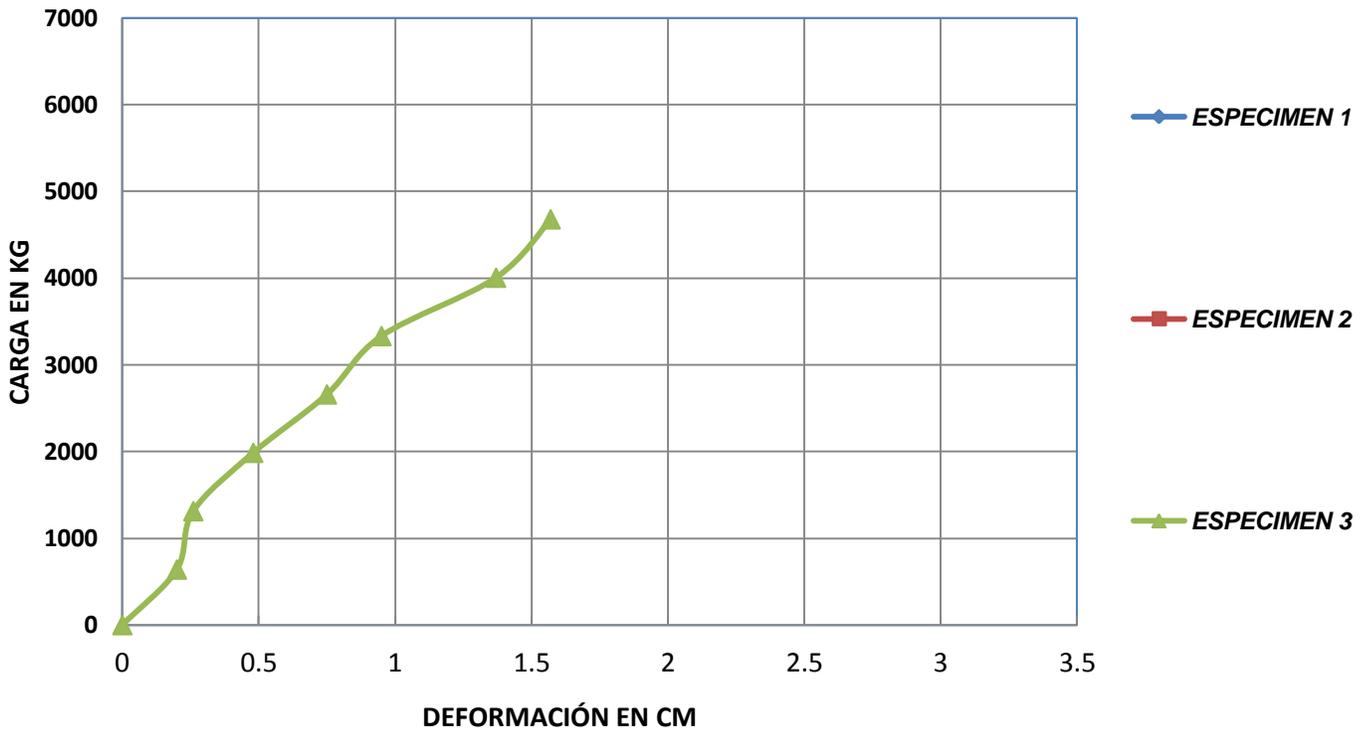
3.- 4678 KG



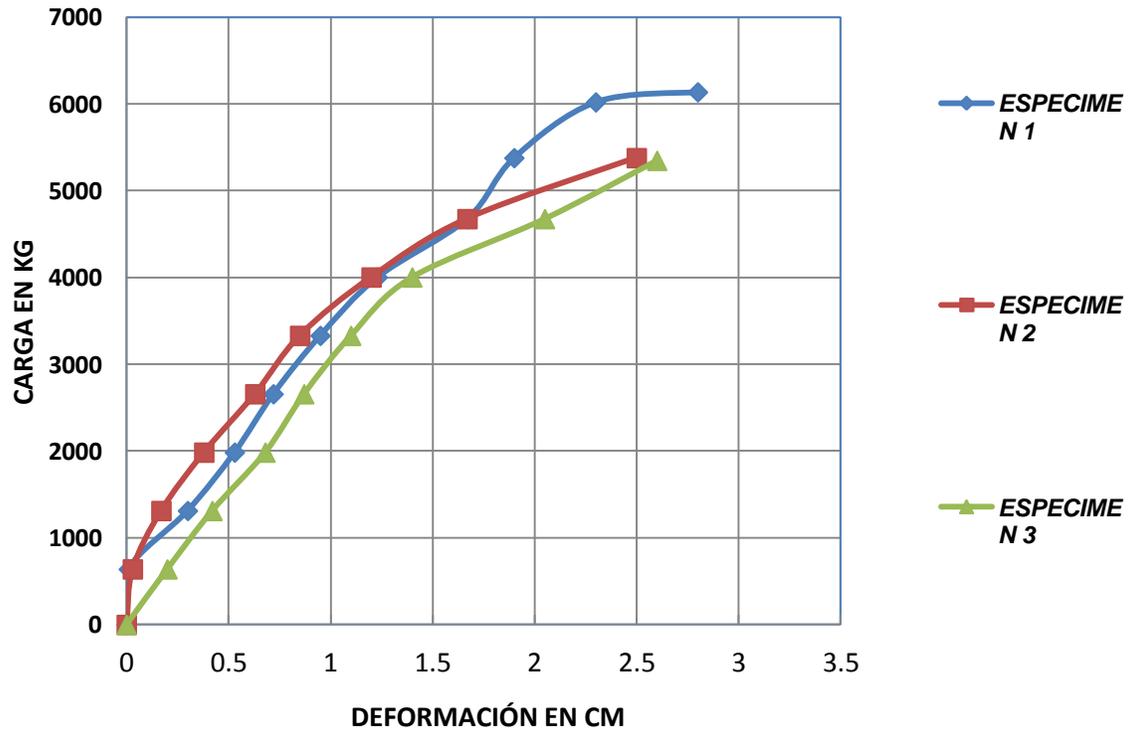
ESPECIMEN 1	DEFORMACION 1
0	0
640	0.01
1313	0.3
1986	0.53
2659	0.72
3332	1.07
4005	1.67



ESPECIMEN 2	DEFORMACION 2
0	0
640	0.03
1313	0.14
1966	0.41
2659	0.63
3332	0.83
4005	1.47
4678	1.67
5381	2.38
6024	3.06



ESPECIMEN 3	DEFORMACION 3
0	0
640	0.2
1313	0.26
1986	0.48
2659	0.75
3332	0.95
4005	1.37
4678	1.57

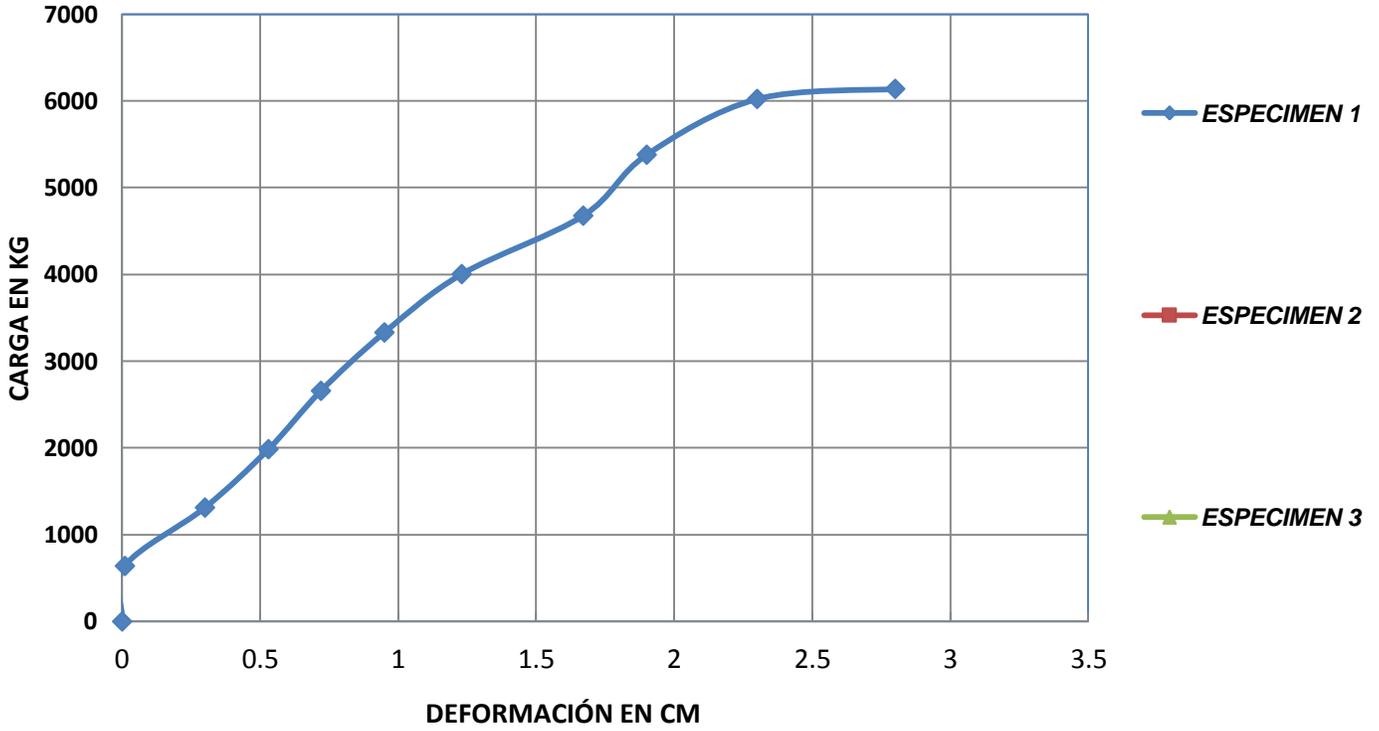


CARGAS MAXIMAS

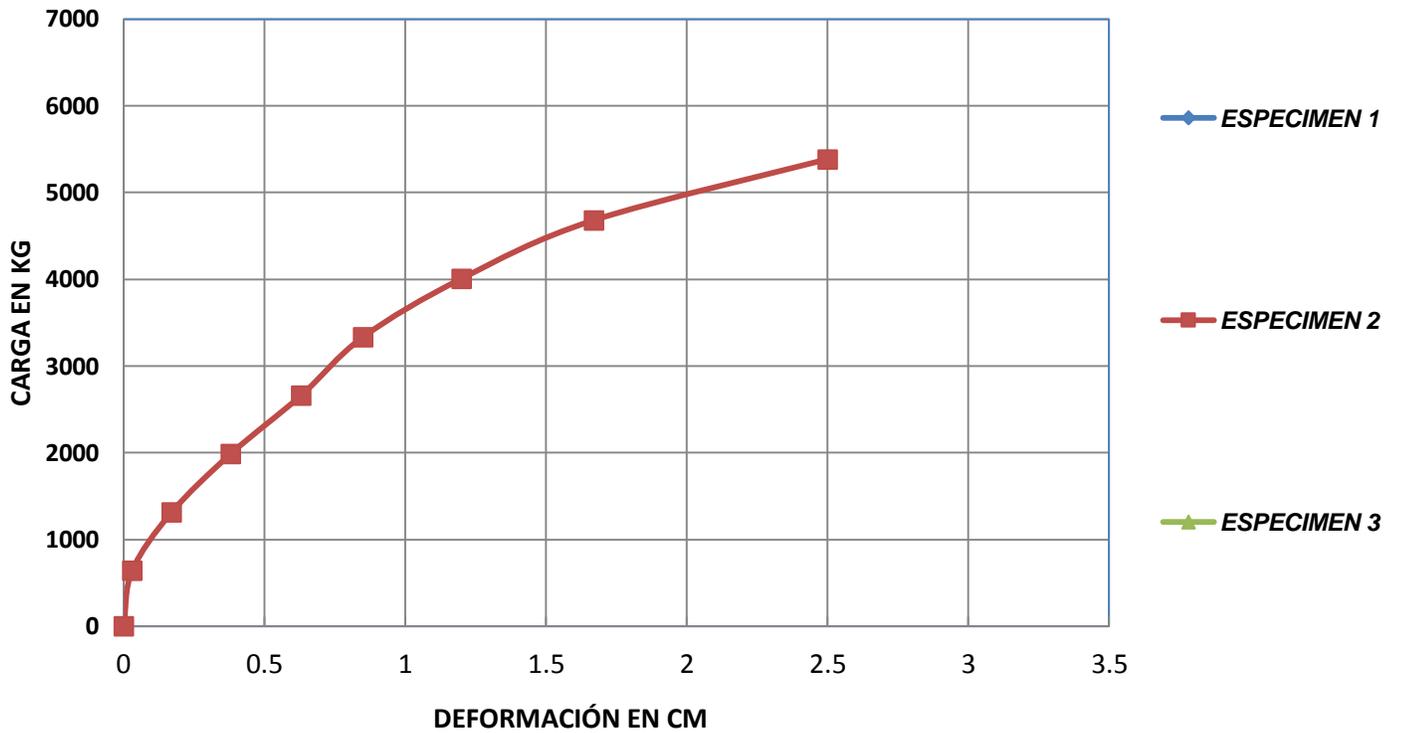
1.- 6140 KG

2.- 5381 KG

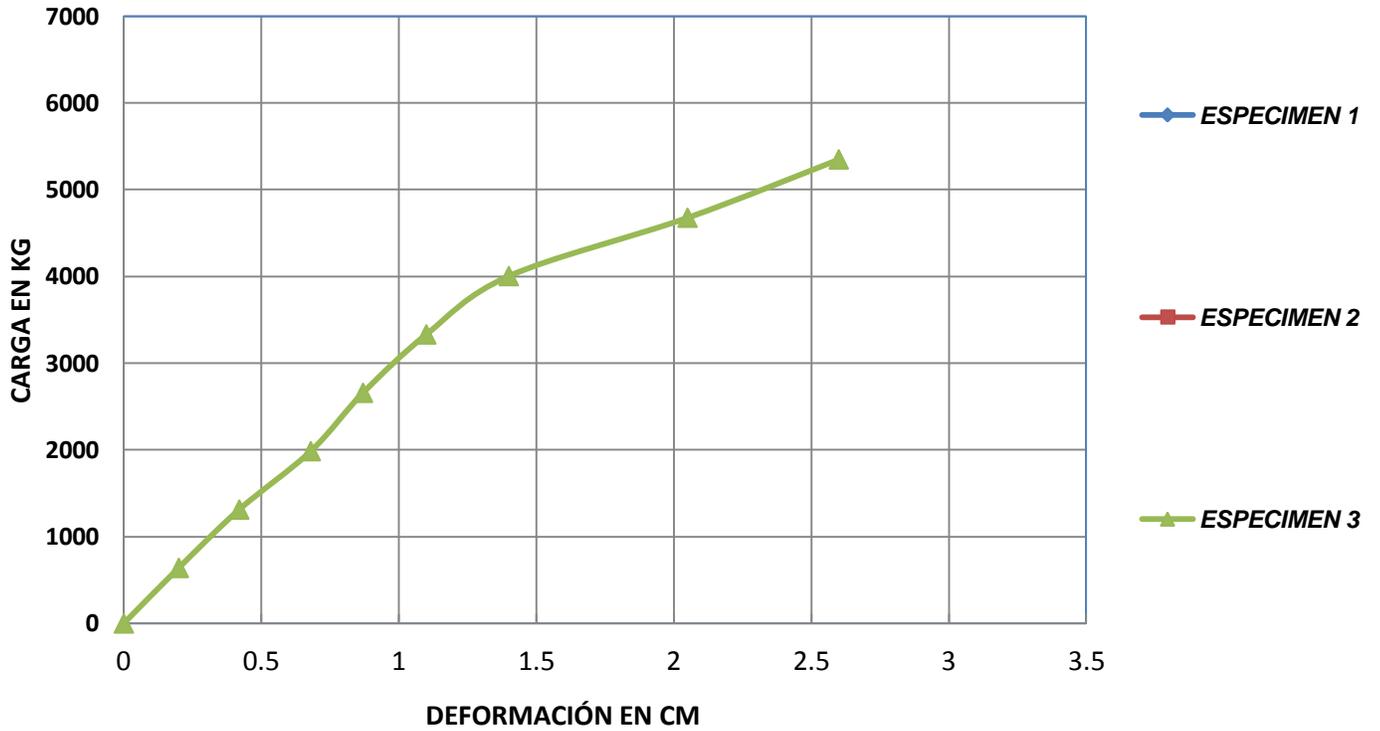
3.- 5350 KG



ESPECIMEN 1	DEFORMACION 1
0	0
640	0.01
1313	0.3
1986	0.53
2659	0.72
3332	0.95
4005	1.23
4678	1.67
5381	1.9
6024	2.3
6140	2.8



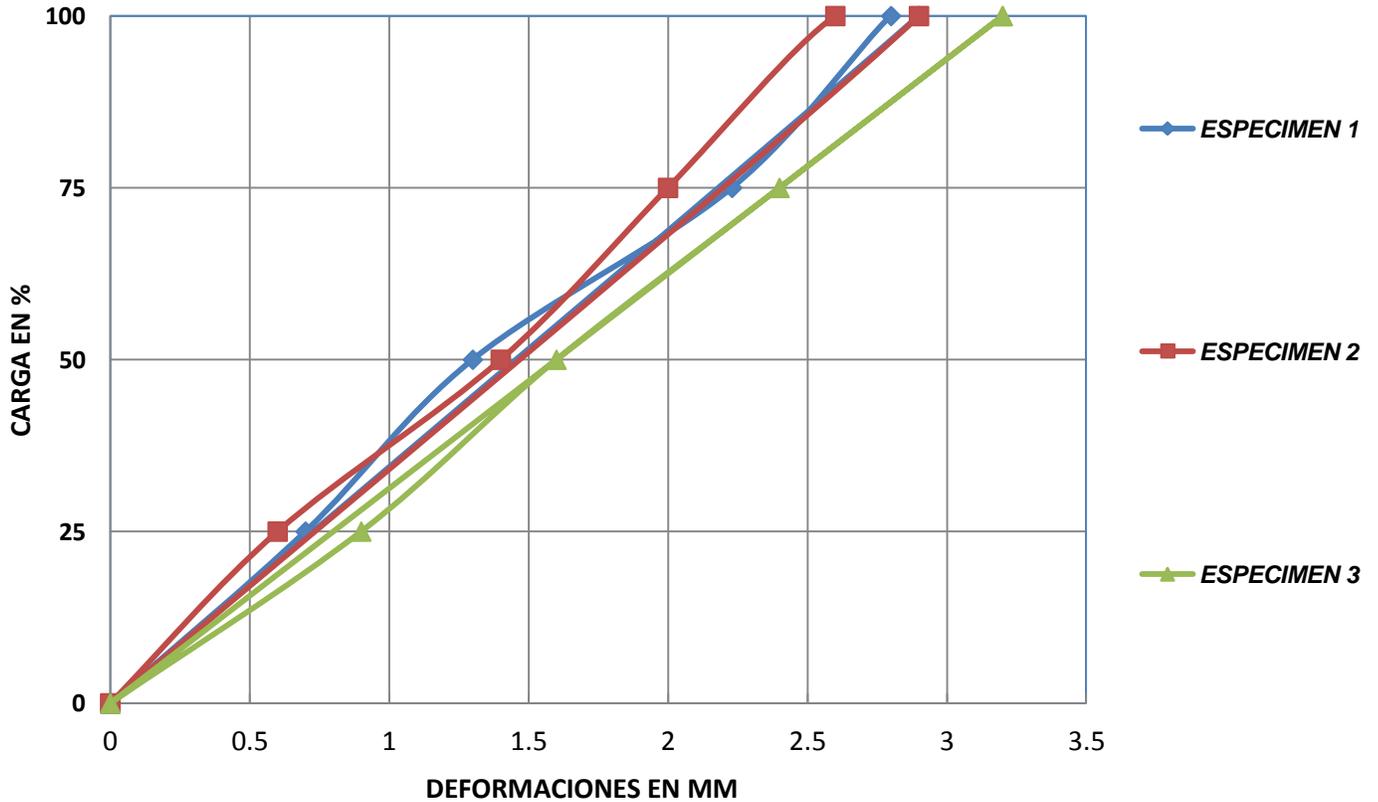
ESPECIMEN 2	DEFORMACION 2
0	0
640	0.03
1313	0.17
1986	0.38
2659	0.63
3332	0.85
4005	1.2
4678	1.67
5381	2.5



ESPECIMEN 3	DEFORMACION 3
0	0
640	0.2
1313	0.42
1986	0.68
2659	0.87
3332	1.1
4005	1.4
4678	2.05
5350	2.6



4.25 VIENTO



1.- FLECHA MAXIMA 2.90 MM

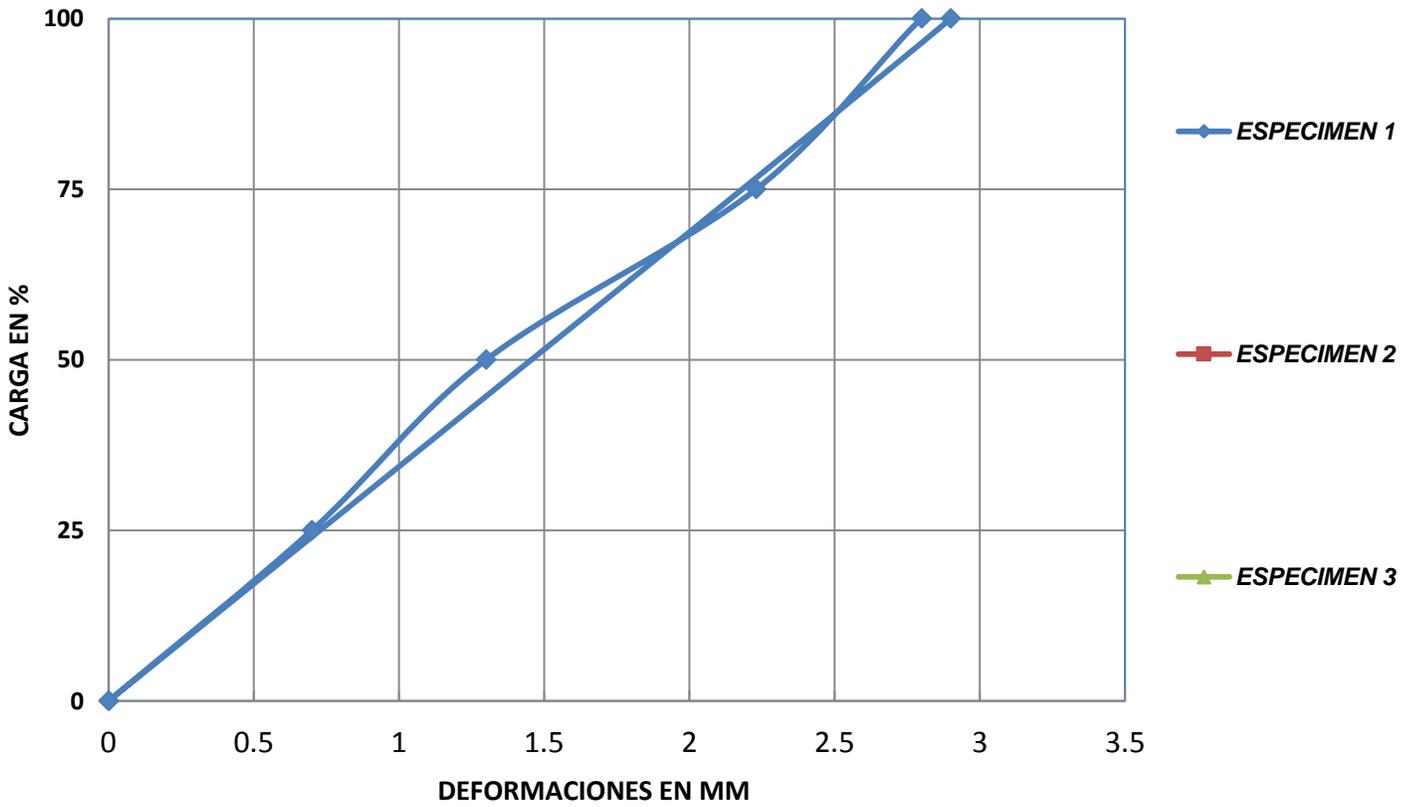
RECUPERACIÓN TOTAL 100 %

2.- FLECHA MAXIMA 2.90 MM

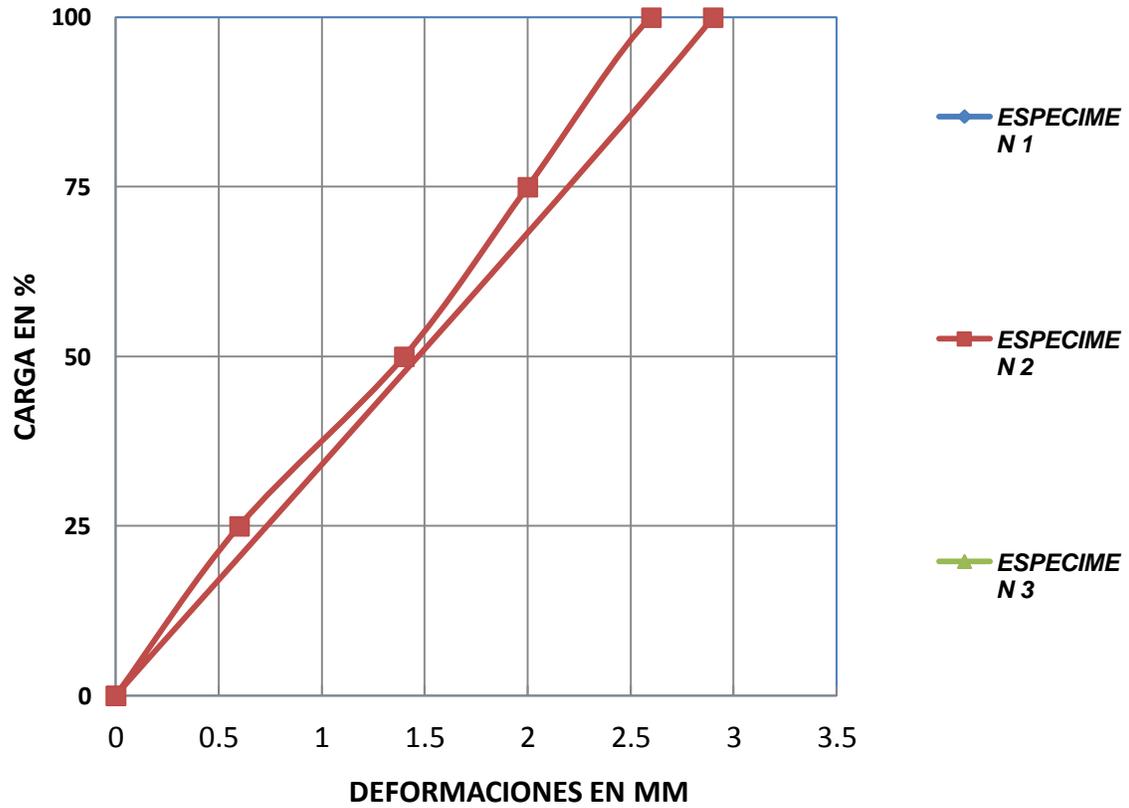
RECUPERACION TOTAL 100 %

3.- FLECHA MAXIMO 3.20 MM

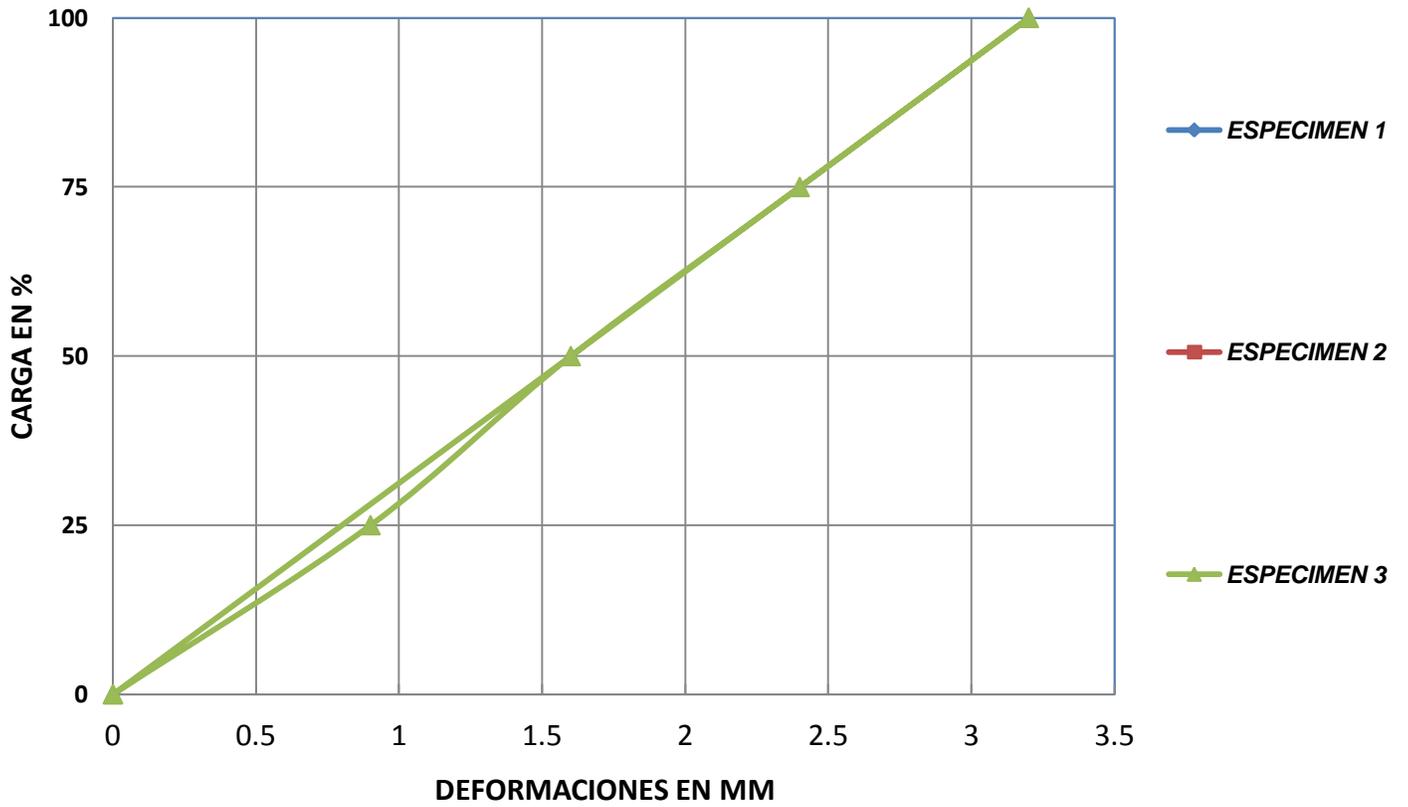
RECUPERACION TOTAL 100 %



ESPECIMEN 1	DEFORMACION 1
0	0
25	0.7
50	1.3
75	2.23
100	2.8
100	2.9
0	0



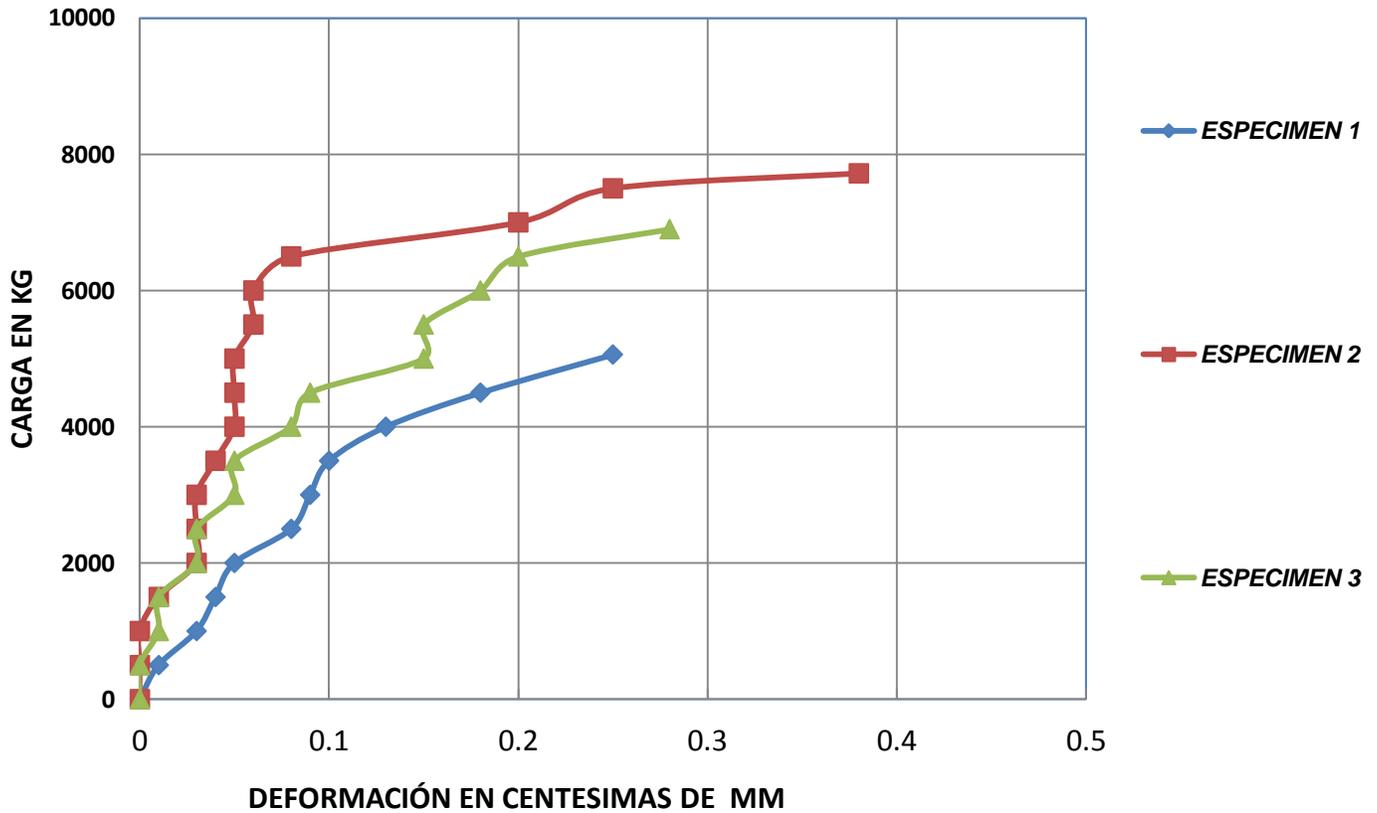
ESPECIMEN 2	DEFORMACION 2
0	0
25	0.6
50	1.4
75	2
100	2.6
100	2.9
0	0



ESPECIMEN 3	DEFORMACION 3
0	0
25	0.9
50	1.6
75	2.4
100	3.2
100	3.2
0	0



4.26 TENSION DIAGONAL

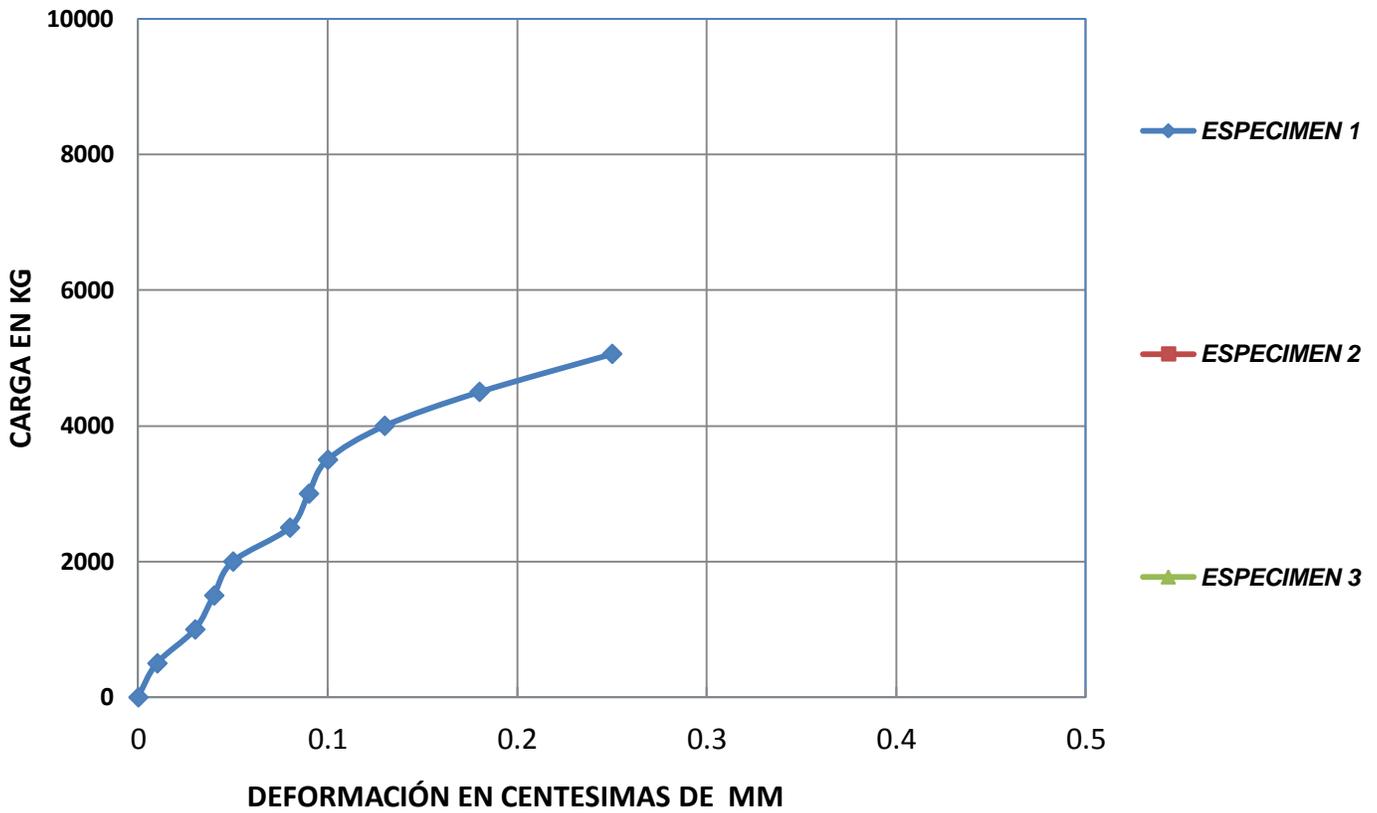


CARGAS MAXIMAS

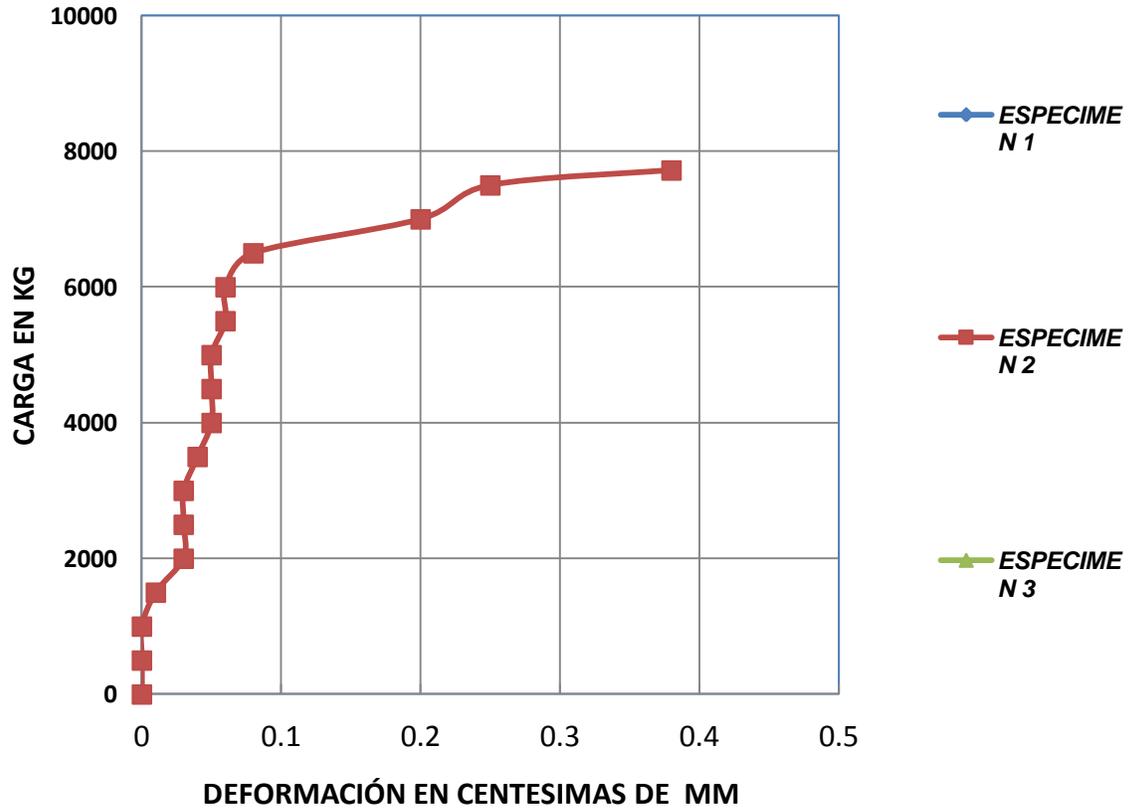
1.- 5060 KG

2.- 7720 KG

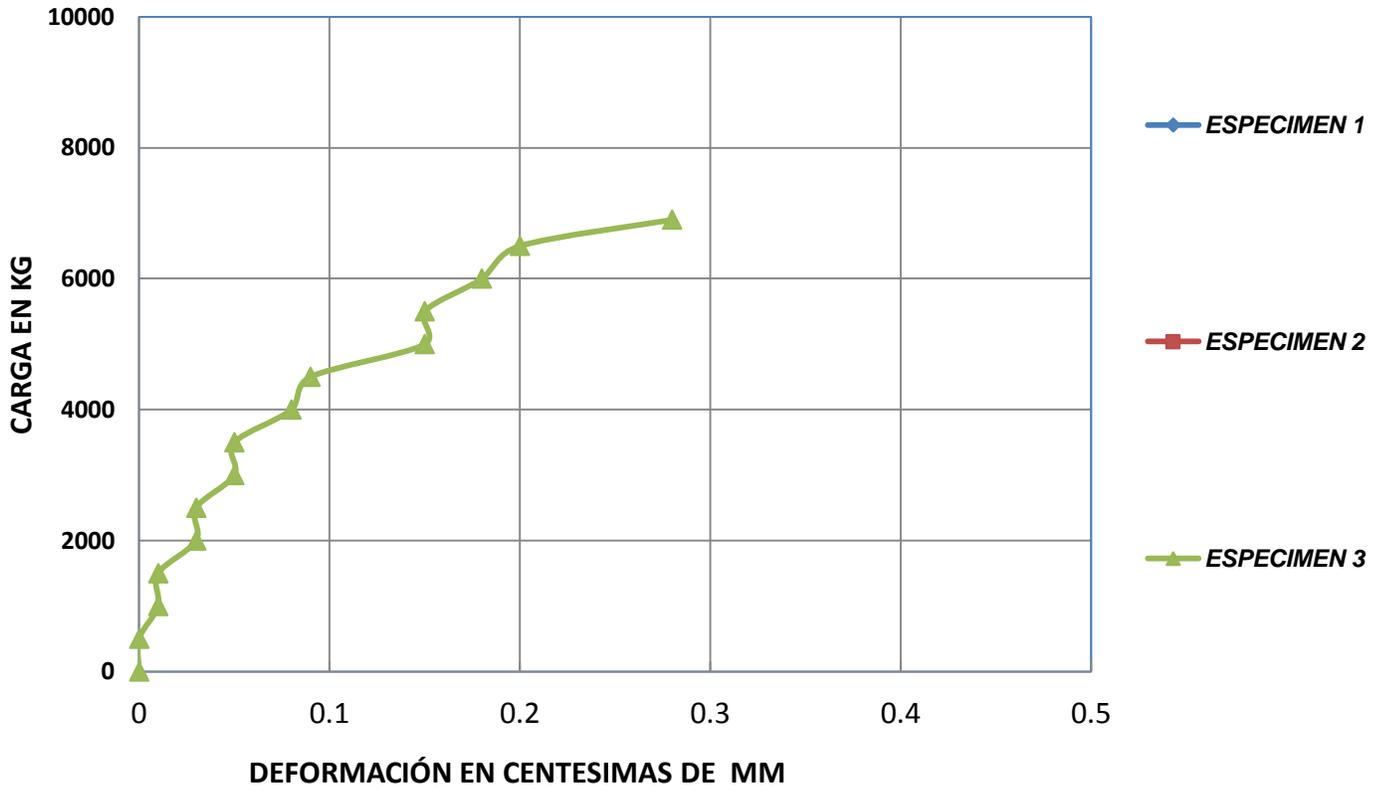
3.- 6900 KG



ESPECIMEN 1	DEFORMACION 1
0	0
500	0.01
1000	0.03
1500	0.04
2000	0.05
2500	0.08
3000	0.09
3500	0.1
4000	0.13
4500	0.18
5060	0.25



ESPECIMEN 2	DEFORMACION 2
0	0
500	0
1000	0
1500	0.01
2000	0.03
2500	0.03
3000	0.03
3500	0.04
4000	0.05
4500	0.05
5000	0.05
5500	0.06
6000	0.06
6500	0.08
7000	0.2
7500	0.25
7720	0.38



ESPECIMEN 3	DEFORMACION 3
0	0
500	0
1000	0.01
1500	0.01
2000	0.03
2500	0.03
3000	0.05
3500	0.05
4000	0.08
4500	0.09
5000	0.15
5500	0.15
6000	0.18
6500	0.2
6900	0.28



5 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Con los cálculos preliminares, se obtienen bases para aplicar los criterios convencionales de la teoría estructural, por lo que enseguida se hacen propuestas más detalladas para las sollicitaciones más frecuentes. Estos cálculos se presentan a manera de memoria de cálculo.

Los ejemplos aquí presentados representan elementos sometidos a :

Flexocompresión

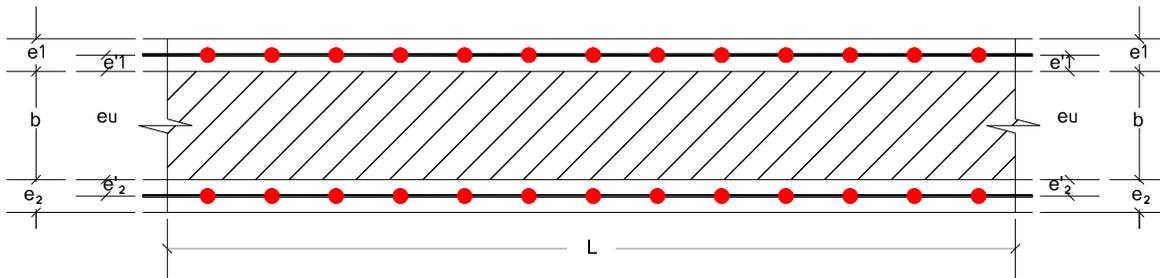
Flexión



ESPECIMEN	ESPEJOR (CMS)	ANCHO (MTS)	LARGO (MTS)
	5	1.22	2.44

ESPEJOR DE ACERO
CAL. 14

CAPA SUPERIOR
MORTERO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
CAPA INFERIOR
MORTERO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
Modulo Elástico Acero = $2.08E+06$
Módulo Elástico Concreto = $120,000$
Módulo Elástico Mortero = $80,000$



$e_1 = 25 \text{ mm}$	$e_1 = 2.5 \text{ cm}$	
$e'_2 = 9.5 \text{ mm}$	$e'_2 = 0.95 \text{ cm}$	
$e_u = 31.8 \text{ mm}$	$e_u = 3.18 \text{ cm}$	
$b = 50.8 \text{ mm}$	$b = 5.08 \text{ cm}$	
$d = 66.33 \text{ mm}$	$d = 6.63 \text{ cm}$	
$L = 1000 \text{ mm}$	$L = 100 \text{ cm}$	
	$h = 8.18 \text{ cm}$	
	$A_s = 0.615 \text{ cm}^2$	$f_y = 6500 \text{ kg/cm}^2$
	$A's = 0.504 \text{ cm}^2/\text{m}$	

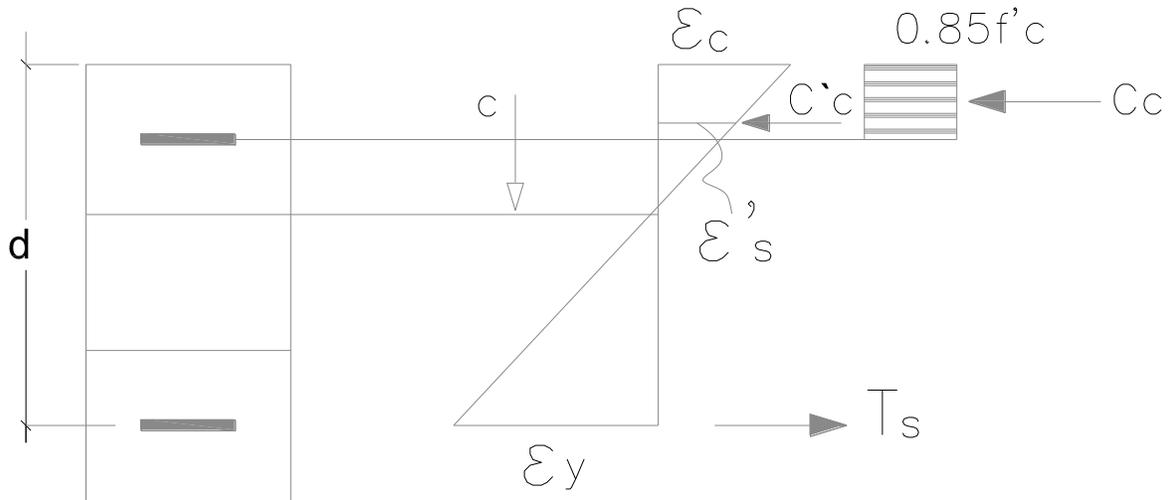
$E_c = 80,000 \text{ kg/cm}^2$
 $0.85 f'c = 85 \text{ kg/cm}^2$
 $E_s = 2,080,000 \text{ kg/cm}^2$
 $d_1 = 1.55 \text{ cm}$
 $f's = 6240 (d-c/c)$
 $T's = 3,145 (d-c/c)$
 $\epsilon_c = 0.00235$

Determinando el esfuerzo

$f's = 4,888 \text{ kg/cm}^2$
 $P_o = 47,427 \text{ kg}$

Para la condición balanceada es:

$\epsilon_y = 0.003125$



Determinando el valor c

$$T_s = A_s f_y$$

$$C_c = 21250 \text{ kg}$$

Por lo que c = 3.25 cm

$$\varepsilon'_s = 0.00157$$

$$f'_s = 3261.6 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo

$$C'_c = 1644 \text{ kg}$$

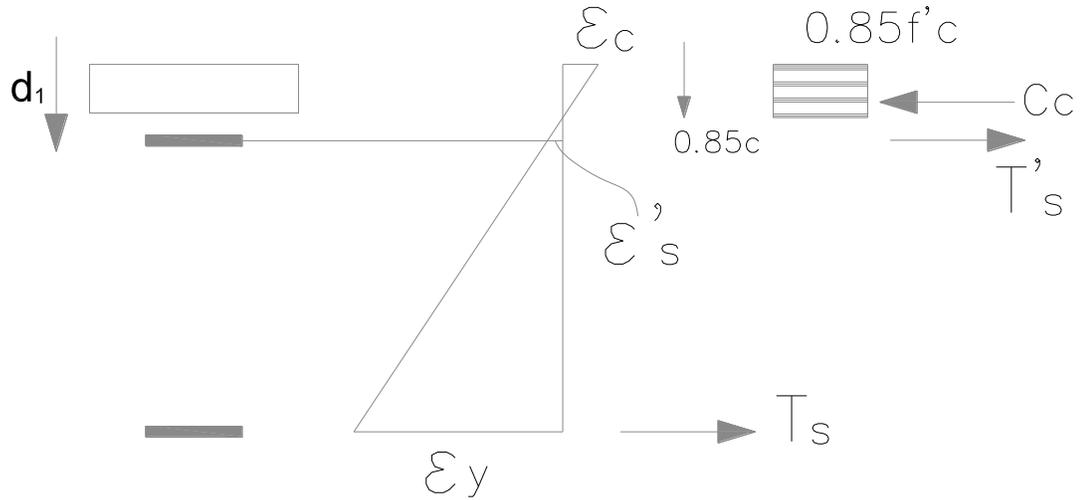
$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

Para obtener el valor de $P_b = C_c + C'_c - T_s$

$$P_b = 19618 \text{ kg}$$

Determinando el momento

$$M_b = 72846.8 \text{ kg cm}$$



$$C_c = (100)(100)(0,85c)$$

$$C_c = 7225c$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

$$T's = (4874.8) (-3145.06c) \quad (1/c)$$

Para determinar el valor de c

Igualando se tiene que:

$$C_c = T's + T_s$$

despejando c se obtiene:

$$c^2 = 0.674719247 - 0.4353c \quad 0.4534c$$

$$1c^2 - 0.01814c - 0.67472 = 0$$

$$c = 0.83 \text{ cm}$$

$$c = -0.81 \text{ cm}$$

$$\text{por lo que } c = 0.83 \text{ cm}$$

Sustituyendo

$$C_c = 6001 \text{ kg}$$

$$T's = 2724 \text{ kg}$$

$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

$$\text{Sumando las tensiones se tiene que } = 6001 \text{ kg}$$

Determinando el momento nominal

$$M_N = 23825.5 \text{ kg cm}$$

O bien

$$M_N = 23825.5 \text{ kg cm}$$

Cálculo del efecto de esbeltez



L= 2.2 m

k= 1.00

que es un valor considerado para las condiciones usuales

Altura usual de entresijos

$$EI = \frac{EcIc}{e} \frac{1}{1.65}$$

lc= 4293.2

EI 8.326E+07

Pcr= 16978.73 kg

$$M = \frac{Pe}{1 - \frac{P}{P_{CR}}}$$

La ecuación de la recta es :

P1(0.000 ,47.4)

P2(0.728 ,19.6)

P=47.4 -38.2M

Para M < 0.728 t m

(P -47.43)

(1.00 - -38.2 Pe

Se obtiene la siguiente ecuación 1

1.0 P2 -64.405996 P -648.2 Pe 805.25

La ecuación de la recta es :

P1(0.728 ,19.62)

P2(0.238 ,0.0)

-P=9.53 40.0M

Para M > 0.728 t m

(P 9.53)

P1(0.728 ,19.62) (1.00 0.561567 40.0 Pe

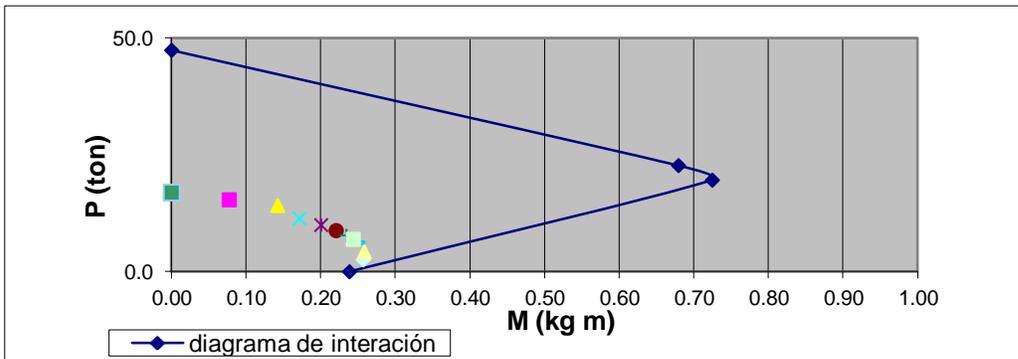
Se obtiene la siguiente ecuación 2

1.0 P2 -7.444043 P 679.5 Pe -161.89



Se pueden obtener puntos (M,P) para diferentes valores de e. El diagrama de interacción con efectos de esbeltez con la interacción de la recta corresponden de a cada valor de e.

Valores de e (m)		P(ton)	M(t m)	M _{ES}	P _{ES}
0.0050	67.65	15.42	0.838	0.077	15.42
0.0100	70.89	14.21	0.870	0.142	14.21
0.0150	2.75	11.42	0.943	0.171	11.42
0.0200	6.15	10.02	0.980	0.200	10.02
0.0250	9.54	8.82	0.459	0.220	8.82
0.0300	12.94	7.80	0.433	0.234	7.80
0.0350	16.34	6.95	0.412	0.243	6.95
0.0400	19.73	6.23	0.394	0.249	6.23
0.0600	33.32	4.30	0.346	0.258	4.30
0.1000	60.50	2.57	0.302	0.257	2.57



M(t m)	P(ton)
Mo=0.00	Po=47.43
Ma=0.68	Pa=22.74
Mb=0.72	Pb=19.62
Mn=0.24	Pn=0.00
Mcr=0.00	Pcr=16.98

**Para un ejemplo de aplicación**

$$L = 2.20 \text{ m}$$

a) Como muro de mampostería

$$P = 47427.26 \text{ kg}$$

$$A_{\text{bruta}} = 818.0 \text{ cm}^2$$

$$f'm = 43.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right]$$

$$t = 8.180 \text{ cm}$$

$$e_c = 1.36 \text{ cm}$$

$$e' = 1.70 \text{ cm}$$

$$F_e = 0.1145$$

Si el factor de reducción es de :

$$F_R = 0.8$$

$$P_R = 4344.56 \text{ kg}$$

b) Con criterio de esfuerzo de diseño (empírico)

$$P_R = 6544.00 \text{ kg}$$

c) Con diagrama de interacción

$$e = 1.70 \text{ cm}$$

$$e = 0.0170 \text{ m}$$

$$P_N = 12873.50 \text{ kg}$$

$$F_R = 0.6$$

$$P_R = 7724.10 \text{ kg}$$

Por lo tanto los tres criterios arrojan resultados comparables.

El criterio como muro de mampostería es el más conservador.

Para un caso hipotético con claros en ambos lados del muro de 5 m, se tendrá una carga actualmente factorizada de:

$$P_A = F_c w(L)$$

$$w = 426.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_A = 2982.00 \text{ kg}$$

se observa que para casos comunes es de esperarse que los muros hechos con estos paneles tendrán una resistencia adecuada



ESPECIMEN	ESPEJOR (CMS)	ANCHO (MTS)	LARGO (MTS)
	7.62	1.22	2.44

ESPEJOR DE ACERO
CAL. 14

CAPA SUPERIOR

MORTERO

$$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

CAPA INFERIOR

MORTERO

$$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Modulo Elástico Acero =

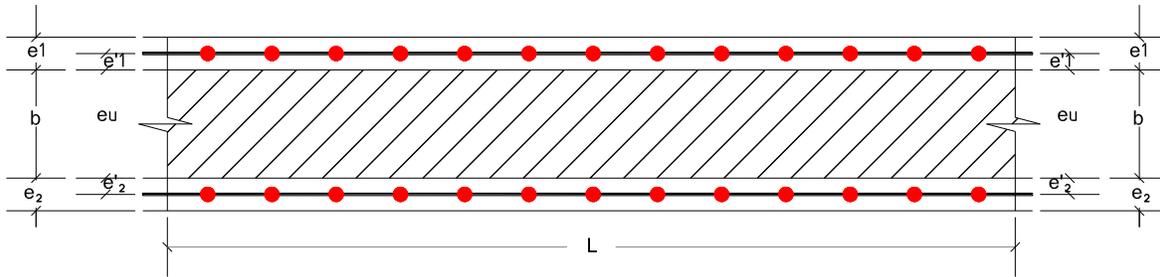
$$2.08E+06$$

Módulo Elástico Concreto =

$$120,000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo Elástico Mortero =

$$80,000 \text{ kg/cm}^2$$



$$e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$e_1 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e'_2 = 9.5 \text{ mm}$$

$$e'_2 = 0.95 \text{ cm}$$

$$e_u = 31.8 \text{ mm}$$

$$e_u = 3.18 \text{ cm}$$

$$b = 76.2 \text{ mm}$$

$$b = 7.62 \text{ cm}$$

$$d = 91.7 \text{ mm}$$

$$d = 9.17 \text{ cm}$$

$$L = 1000 \text{ mm}$$

$$L = 100 \text{ cm}$$

$$h = 10.72 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.615 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 6500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A's = 0.504 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$E_c = 80,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.85 f'c = 85 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,080,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_1 = 1.55 \text{ cm}$$

$$f's = 6240 \text{ (d-c/c)}$$

$$T's = 3,145 \text{ (d-c/c)}$$

$$\epsilon_c = 0.00235$$

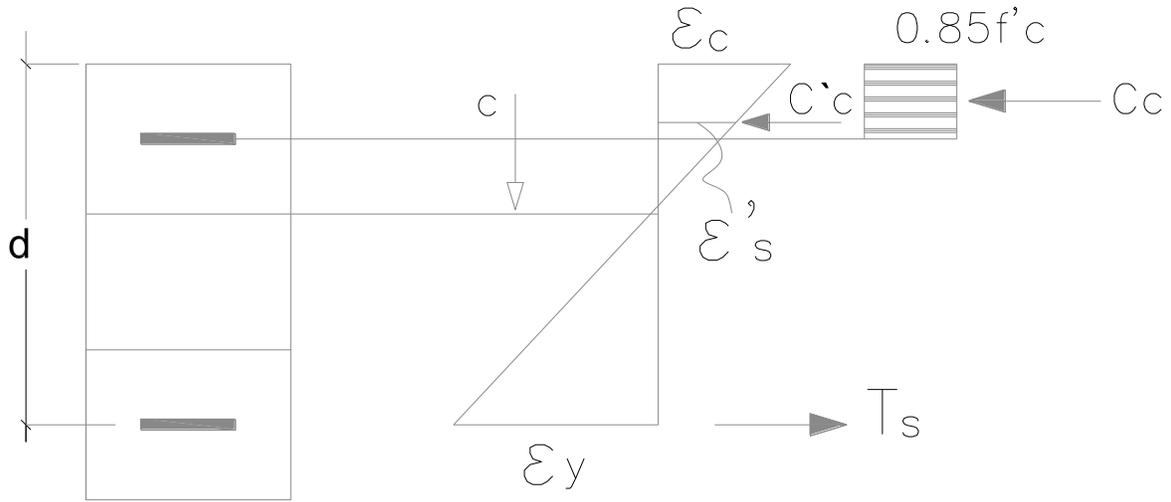
Determinando el esfuerzo

$$f's = 4,888 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_o = 47,427 \text{ kg}$$

Para la condición balanceada es:

$$\epsilon_y = 0.003125$$



Determinando el valor c

$$T_s = A_s f_y$$

$$C_c = 21250 \text{ kg}$$

Por lo que c = 4.49 cm

$$\varepsilon'_s = 0.00196$$

$$f'_s = 4086.6 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo

$$C'c = 2060 \text{ kg}$$

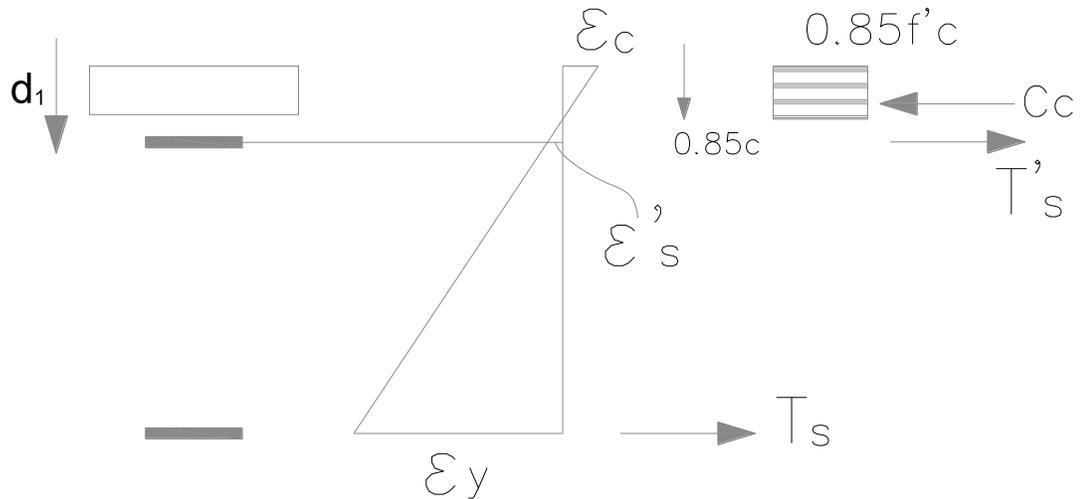
$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

Para obtener el valor de $P_b = C_c + C'c - T_s$

$$P_b = 20034 \text{ kg}$$

Determinando el momento

$$M_b = 107,666.9 \text{ kg cm}$$



$$C_c = (100)(100)(0,85c)$$

$$C_c = 7225c$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

$$T'_s = (4874.8 - 3145.06c) \quad (1/c)$$

Para determinar el valor de c
Igualando se tiene que:

$$C_c = T'_s + T_s$$

despejando c se obtiene:

$$c^2 = 0.674719247 - 0.4353c \quad 0.4534c$$

$$1c^2 - 0.01814c - 0.67472 = 0$$

$$c = 0.83 \text{ cm}$$

$$c = -0.81 \text{ cm}$$

$$\text{por lo que } c = 0.83 \text{ cm}$$

Sustituyendo

$$C_c = 6001 \text{ kg}$$

$$T'_s = 2724 \text{ kg}$$

$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

$$\text{Sumando las tensiones se tiene que } = 6001 \text{ kg}$$

Determinando el momento nominal

$$M_N = 32146.8 \text{ kg cm}$$

O bien

$$M_N = 32146.8 \text{ kg cm}$$



Cálculo del efecto de esbeltez

L= 2.2 m

k= 1.00

que es un valor considerado para las condiciones usuales

Altura usual de entrepisos

$$EI = \frac{EcIc}{e} \frac{1}{1.65}$$

lc= 8706.5

EI 1.689E+08

Pcr= 34,432.17 kg

$$M = \frac{Pe}{1 - \frac{P}{P_{CR}}}$$

La ecuación de la recta es :

P1(0.000 ,47.4)

P2(1.077 ,20.0)

P=47.4 -25.4M

Para M < 1.077 t m

(P -47.43)

(1.00 -2.793334 -25.4

Se obtiene la siguiente ecuación 1

1.0 P2 -81.859434 P -876.1 Pe 1633.02

La ecuación de la recta es :

P1(1.077 ,20.03)

P2(0.321 ,0.0)

-P=8.53 26.5M

Para M > 1.077 t m

(P 8.53)

P1(0.728 ,19.62)

(1.00 0.247668P= 26.5 Pe

Se obtiene la siguiente ecuación 2

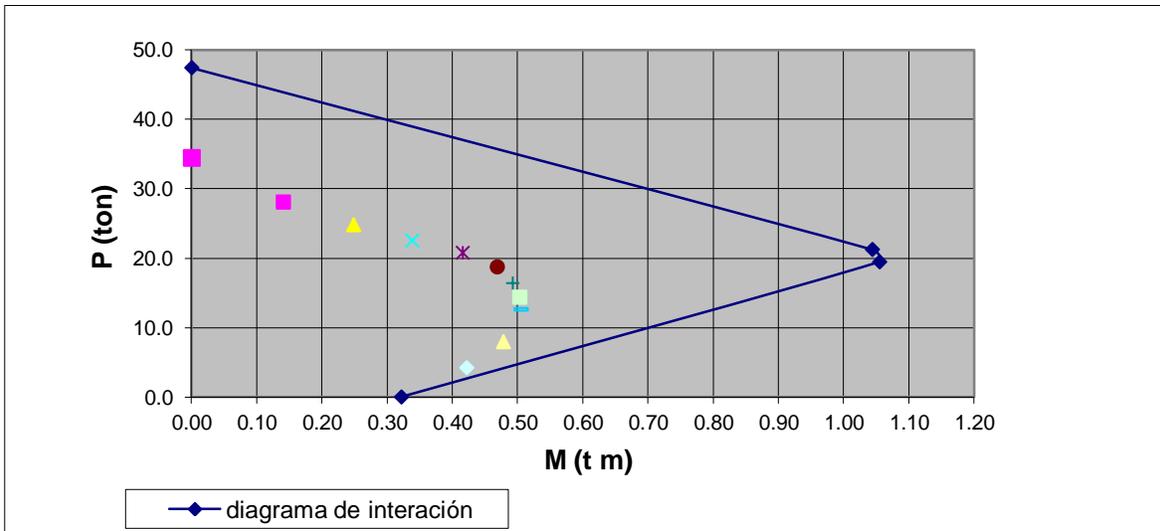
1.0 P2 -25.904436 P 913.4 Pe -293.63



Se pueden obtener puntos (M,P) para diferentes valores de e . El diagrama de interacción con efectos de esbeltez con la interacción de la recta corresponden a cada valor de e .

Valores de e (m)		P(ton)	M(t m)	M_{ES}	P_{ES}
0.0050	86.24	28.08	0.761	0.140	28.08
0.0100	90.62	24.82	0.889	0.248	24.82
0.0150	95.00	22.54	0.978	0.338	22.54
0.0200	99.38	20.77	1.048	0.415	20.77
0.0223	101.40	20.08	1.075	0.448	20.08
0.0250	-3.07	18.74	1.028	0.468	18.74
0.0300	1.50	16.40	0.940	0.492	16.40
0.0350	6.06	14.37	0.863	0.503	14.37
0.0400	10.63	12.63	0.797	0.505	12.63
0.0600	28.90	7.97	0.622	0.478	7.97
0.1000	65.44	4.22	0.480	0.422	4.22

M(t m)	P(ton)
$M_o=0.00$	$P_o=47.43$
$M_a=1.04$	$P_a=21.25$
$M_b=1.05$	$P_b=19.46$
$M_n=0.32$	$P_n=0.00$
$M_{cr}=0.00$	$P_{cr}=34.43$



**Para un ejemplo de aplicación**

Qualypanel 3 pul
L= 2.20 m

a) Como muro de mampostería

P= 47427.26 kg
A_{bruta}= 1072.0 cm²
f'm= 43.5 kg/cm²

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right]$$

t= 10.720 cm

e_c= 1.79 cm
e'₁= 2.23 cm
Fe= 0.3104

Si el factor de reducción es de :

F_R= 0.8
P_R= 11775.39 kg

b) Con criterio de esfuerzo de diseño (empírico)

P_R= 10720.00 kg

c) Con diagrama de interacción

e= 2.23 cm
e= 0.0223 m
P_N= 20083.40 kg
F_R= 0.6
P_R= 12050.04 kg

Por lo tanto los tres criterios arrojan resultados comparables.

El criterio como muro de mampostería es el más conservador.

Para un caso hipotético con claros en ambos lados del muro de 5 m, se tendrá una carga actualmente factorizada de:

$$P_A = F_c w(L)$$

w= 426.00 kg /cm²
P_A= 2982.00 kg

se observa que para casos comunes es de esperarse que los muros hechos con



estos paneles tendrán una resistencia adecuada

ESPECIMEN	ESPELOR (CMS)	ANCHO (MTS)	LARGO (MTS)
	10.16	1.22	2.44

ESPELOR DE ACERO

CAL. 14

CAPA SUPERIOR

MORTERO

$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

CAPA INFERIOR

MORTERO

$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

Modulo Elástico Acero =

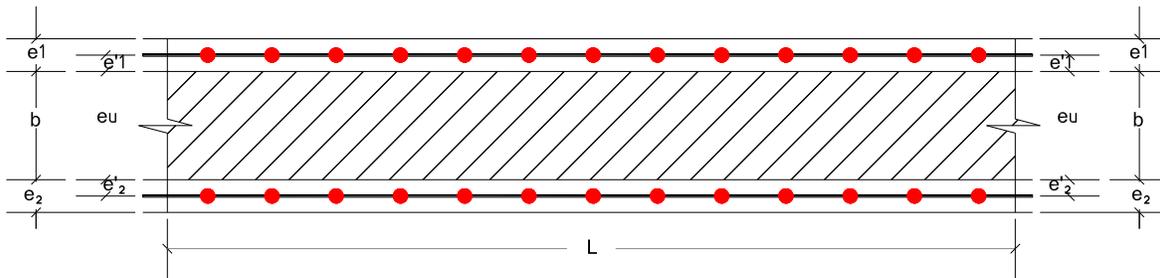
$2.08E+06$

Módulo Elástico Concreto =

$120,000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo Elástico Mortero =

$80,000 \text{ kg/cm}^2$



$e_1 = 25 \text{ mm}$

$e_1 = 2.5 \text{ cm}$

$e_2 = 25 \text{ mm}$

$e_2 = 2.5 \text{ cm}$

$e'_1 = 9.5 \text{ mm}$

$e'_1 = 0.95 \text{ cm}$

$e'_2 = 9.5 \text{ mm}$

$e'_2 = 0.95 \text{ cm}$

$e_u = 31.8 \text{ mm}$

$e_u = 3.18 \text{ cm}$

$b = 101.6 \text{ mm}$

$b = 10.16 \text{ cm}$

$d = 117.1 \text{ mm}$

$d = 11.71 \text{ cm}$

$L = 1000 \text{ mm}$

$L = 100 \text{ cm}$

$h = 13.26 \text{ cm}$

$A_s = 0.615 \text{ cm}^2$

$f_y = 6500 \text{ kg/cm}^2$

$A's = 0.504 \text{ cm}^2/\text{m}$

$E_c = 80,000 \text{ kg/cm}^2$

$0.85 f'c = 85 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2,080,000 \text{ kg/cm}^2$

$d_1 = 1.55 \text{ cm}$

$f's = 6240 (d-c/c)$

$T's = 3,145 (d-c/c)$

$\epsilon_c = 0.00235$

Determinando el esfuerzo

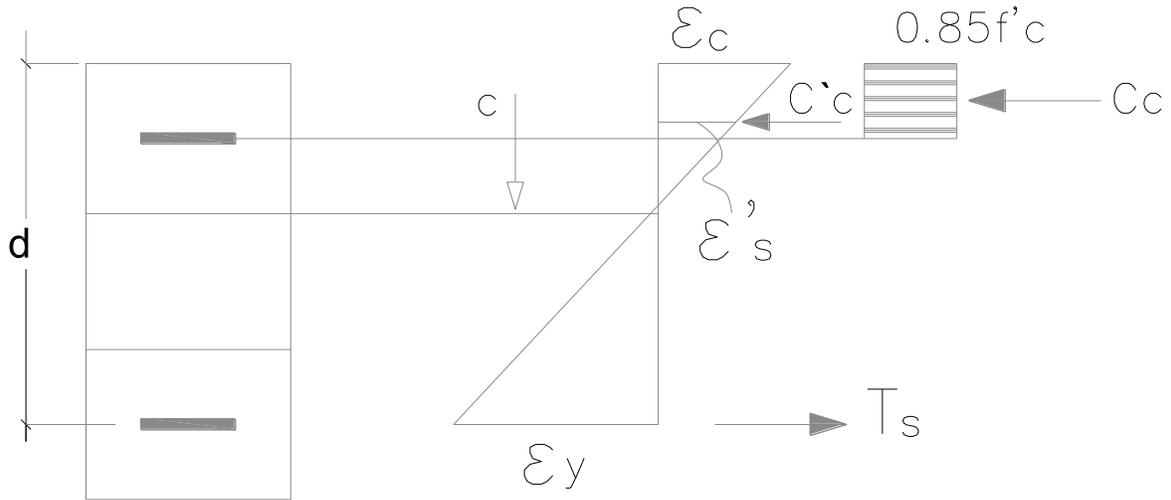
$f's = 4,888 \text{ kg/cm}^2$



$$P_o = 47,427 \text{ kg}$$

Para la condición balanceada es:

$$\varepsilon_y = 0.003125$$



Determinando el valor c

$$T_s = A_s f_y$$

$$C_c = 21250 \text{ kg}$$

Por lo que c = 5.74 cm

$$\varepsilon'_s = 0.00219$$

$$f'_s = 4553.7 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo

$$C'_c = 2295 \text{ kg}$$

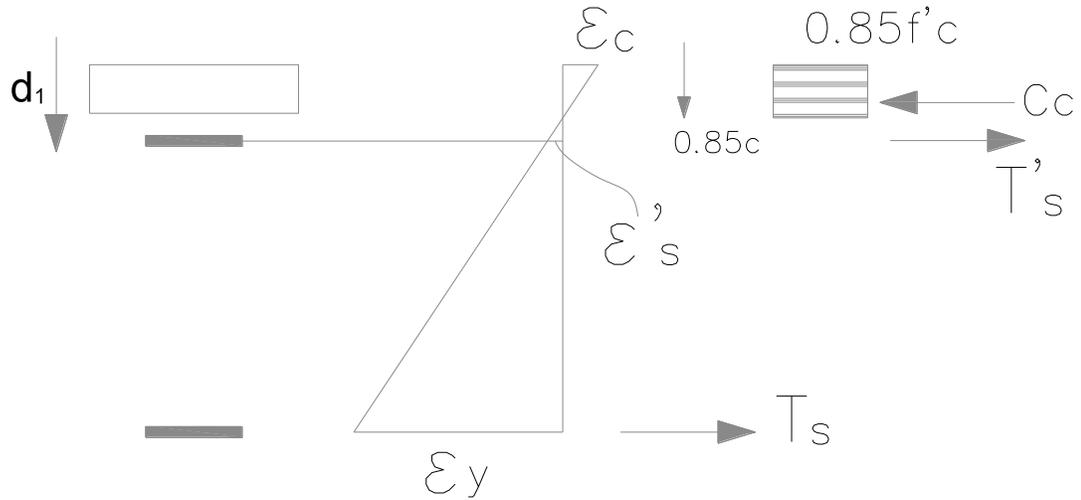
$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

Para obtener el valor de $P_b = C_c + C'_c - T_s$

$$P_b = 20269 \text{ kg}$$

Determinando el momento

$$M_b = 142,626.8 \text{ kg cm}$$



$$C_c = (100)(100)(0,85c)$$

$$C_c = 7225c$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

$$T'_s = (4874.8 - 3145.06c) \quad (1/c)$$

Para determinar el valor de c

Igualando se tiene que:

$$C_c = T'_s + T_s$$

despejando c se obtiene:

$$c^2 = 0.674719247 - 0.4353c \quad 0.4534c$$

$$1c^2 - 0.01814c - 0.67472 = 0$$

$$c = 0.83 \text{ cm}$$

$$c = -0.81 \text{ cm}$$

$$\text{por lo que } c = 0.83 \text{ cm}$$

Sustituyendo

$$C_c = 6001 \text{ kg}$$

$$T'_s = 2724 \text{ kg}$$

$$T_s = 3276 \text{ kg}$$

$$\text{Sumando las tensiones se tiene que } = 6001 \text{ kg}$$

Determinando el momento nominal

$$M_N = 40468.1 \text{ kg cm}$$

O bien



$$M_N = 40468.1 \text{ kg cm}$$

Cálculo del efecto de esbeltez

L= 2.2 m

k= 1.00

Altura usual de entresijos

que es un valor considerado para las condiciones usuales

$$EI = \frac{EcIc}{e} \frac{1}{1.65}$$

IC= 14732.6
EI 2.857E+08

Pcr= 58264.27 kg

$$M = \frac{Pe}{1 - \frac{P}{P_{CR}}}$$

La ecuación de la recta es :

P1(0.000 ,47.4)

P2(1.426 ,20.3)

P=47.4 -19.0M

Para M < 1.426 t m

$$(P -47.43) (1.00 -0.814002 P) = -19.0 Pe$$

Se obtiene la siguiente ecuación 1

$$1.0 P^2 -105.691538 P -1109.4 Pe + 2763.32 = 0$$

La ecuación de la recta es :

P1(1.426 ,20.27)

P2(0.405 ,0.0)

-P=8.03 19.8M

Para M > 1.426 t m

$$(P + 8.03) (1.00 + 0.137806 P) = 19.8 Pe$$



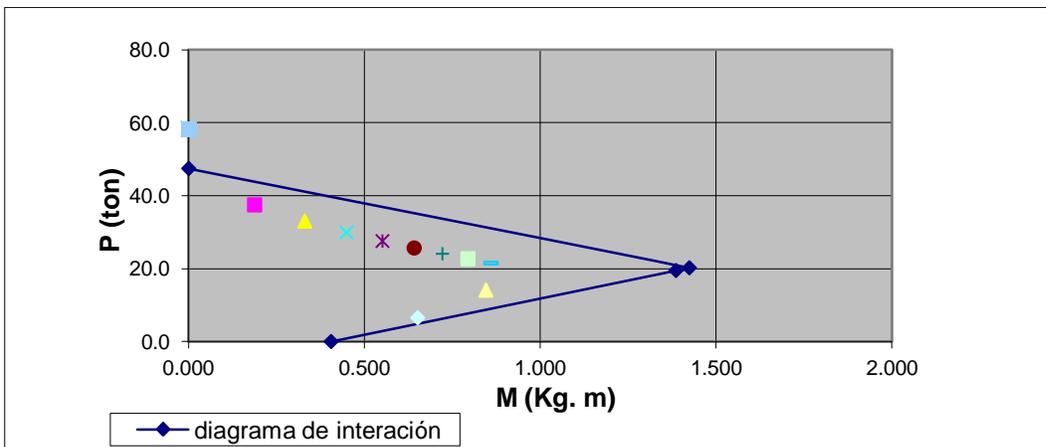
Se obtiene la siguiente ecuación 2

$$1.0 P^2 - 50.235118 P + 1156.0 Pe - 467.81 = 0$$

Se pueden obtener puntos (M,P) para diferentes valores de e. El diagrama de interacción con efectos de esbeltez con la interacción de la recta corresponden de a cada valor de e.

Valores de e (m)		P(ton)	M(t m)	M _{ES}	P _{ES}
0.0050	111.24	37.45	0.524	0.187	37.45
0.0100	116.79	32.97	0.759	0.330	32.97
0.0150	122.33	29.89	0.921	0.448	29.89
0.0200	127.88	27.54	1.044	0.551	27.54
0.0223	130.43	26.62	1.093	0.594	26.62
0.0250	133.43	25.64	1.697	0.641	25.64
0.0276	136.31	24.77	1.653	0.684	24.77
0.0300	138.97	24.04	1.616	0.721	24.04
0.0350	144.52	22.68	1.548	0.794	22.68
0.0400	150.07	21.49	1.488	0.860	21.49
0.0600	19.13	14.09	1.115	0.845	14.09
0.1000	65.37	6.51	0.733	0.651	6.51

M(t m)	P(ton)
Mo=0.00	Po=47.43
Ma=1.42	Pa=20.21
Mb=1.39	Pb=19.46
Mn=0.40	Pn=0.00
Mcr=0.00	Pcr=58.26



**Para un ejemplo de aplicación**

Panel 4 pul
L= 2.20 m

a) Como muro de mampostería

P= 47427.26 kg
A_{bruta}= 1326.0 cm²
f'm= 43.5 kg/cm²

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right]$$

t= 13.260 cm

e_c= 2.21 cm
e'= 2.76 cm
Fe= 0.4049

Si el factor de reducción es de :

F_R= 0.8
P_R= 15363.32 kg

b) Con criterio de esfuerzo de diseño (empírico)

P_R= 15912.00 kg

c) Con diagrama de interacción

e= 2.76 cm
e= 0.0276 m
P_N= 24774.83 kg
F_R= 0.6
P_R= 14864.90 kg

Por lo tanto los tres criterios arrojan resultados comparables.

El criterio como muro de mampostería es el más conservador.

Para un caso hipotético con claros en ambos lados del muro de 5 m, se tendrá una carga actualmente factorizada de:

$$P_A = F_c w(L)$$

w= 426.00 kg /cm²
P_A= 2982.00 kg



se observa que para casos comunes es de esperarse que los muros hechos con

ESPECIMEN	ESPEJOR (CMS)	ANCHO (MTS)	LARGO (MTS)
	5.08	1.22	2.44

ESPEJOR DE ACERO
CAL. 14

CAPA SUPERIOR

MORTERO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

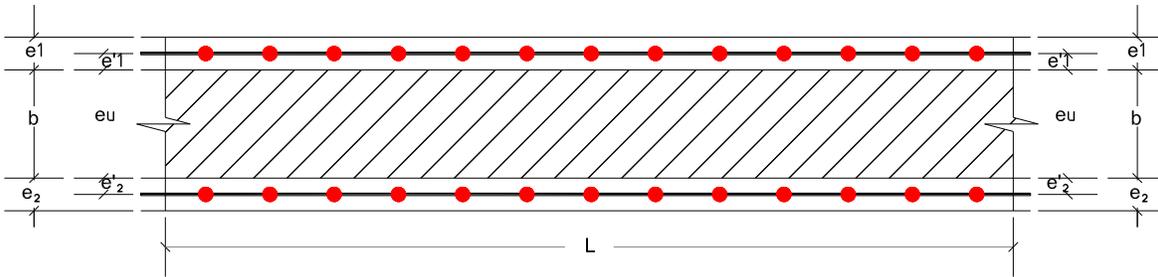
CAPA INFERIOR

MORTERO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

Modulo Elástico Acero = $2.08E+06$

Módulo Elástico Concreto = $120,000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo Elástico Mortero = $80,000 \text{ kg/cm}^2$



$e_1 = 25 \text{ mm}$	$e_1 = 2.5 \text{ cm}$	
$e_2 = 25 \text{ mm}$	$e_2 = 2.5 \text{ cm}$	
$e'_1 = 9.5 \text{ mm}$	$e'_1 = 0.95 \text{ cm}$	
$e'_2 = 9.5 \text{ mm}$	$e'_2 = 0.95 \text{ cm}$	
$e_u = 31.8 \text{ mm}$	$e_u = 3.18 \text{ cm}$	
$b = 50.8 \text{ mm}$	$b = 5.08 \text{ cm}$	
$d = 66.3 \text{ mm}$	$d = 6.63 \text{ cm}$	
$L = 1000 \text{ mm}$	$L = 100 \text{ cm}$	
	$h = 8.18 \text{ cm}$	
	$A_s = 0.818 \text{ cm}^2$	$f_y = 6500 \text{ kg/cm}^2$
	$A's = 0.664 \text{ cm}^2/\text{m}$	

$E_c = 80,000 \text{ kg/cm}^2$
 $0.85 f'c = 85 \text{ kg/cm}^2$
 $E_s = 2,080,000 \text{ kg/cm}^2$
 $d_1 = 1.55 \text{ cm}$
 $f's = 6240 (d-c/c)$
 $T's = 4143 (d-c/c)$
 $\varepsilon_c = 0.00235$

Determinando el esfuerzo

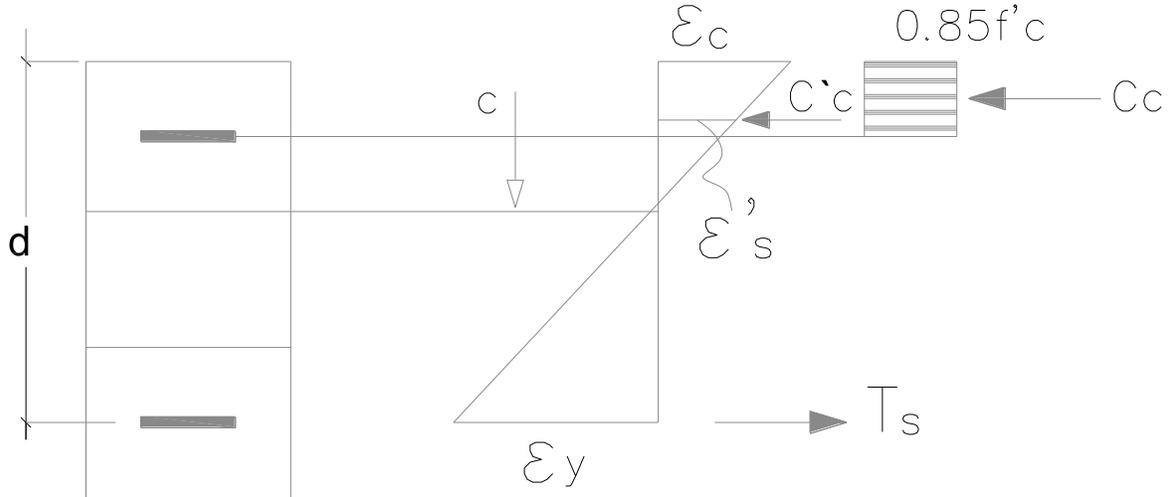
$$f's = 4,888 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_o = 48,991 \text{ kg}$$

Para la condición balanceada es:



$$\varepsilon_y = 0.003125$$



Determinando el valor c

$$T_s = A_s f_y$$

$$C_c = 21250 \text{ kg}$$

Por lo que $c = 3.25 \text{ cm}$

$$\varepsilon'_s = 0.00157$$

$$f'_s = 3261.6 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo

$$C'_c = 2165 \text{ kg}$$

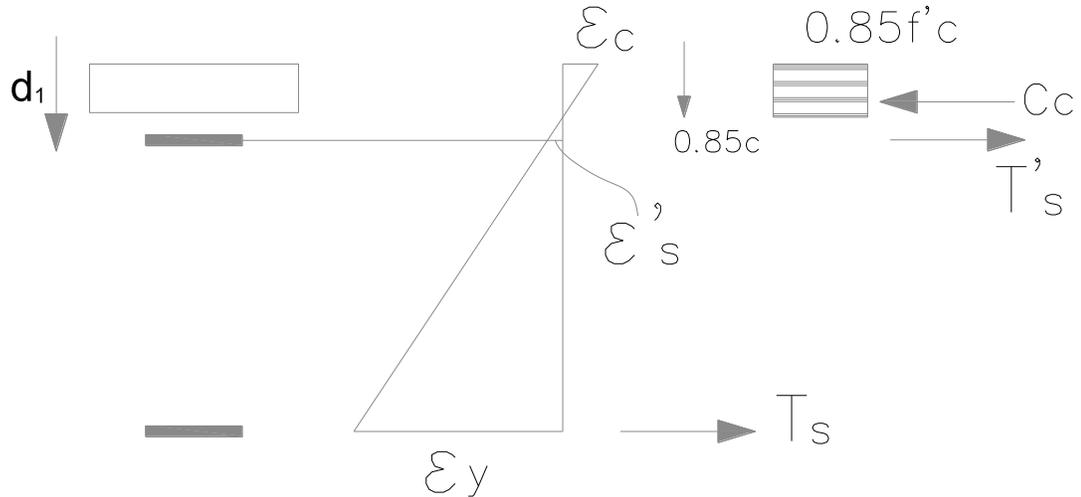
$$T_s = 4316 \text{ kg}$$

Para obtener el valor de $P_b = C_c + C'_c - T_s$

$$P_b = 19100 \text{ kg}$$

Determinando el momento

$$M_b = 76811.8 \text{ kg cm}$$



$$C_c = (100)(100)(0,85c)$$

$$C_c = 7225c$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$T'_s = (6421.6)(-4142.95c) \quad (1/c)$$

Para determinar el valor de c
Igualando se tiene que:

$$C_c = T'_s + T_s$$

despejando c se obtiene:

$$c^2 = 0.888799138 - 0.5734c \quad 0.5973c$$

$$1c^2 - 0.02389c - 0.88880 = 0$$

$$c = 0.95 \text{ cm}$$

$$c = -0.93 \text{ cm}$$

$$\text{por lo que } c = 0.95 \text{ cm}$$

Sustituyendo

$$C_c = 6898 \text{ kg}$$

$$T'_s = 2583 \text{ kg}$$

$$T_s = 4316 \text{ kg}$$

$$\text{Sumando las tensiones se tiene que } = 6898 \text{ kg}$$

Determinando el momento nominal

$$M_N = 29816.3 \text{ kg cm}$$

O bien

$$M_N = 29816.3 \text{ kg cm}$$



Cálculo del efecto de esbeltez

L= 2.2 m
 k= 1.00 que es un valor considerado para las condiciones usuales
 Altura usual de entresijos

$$EI = \frac{EcIc}{e} \frac{1}{1.65}$$

I_c= 4293.2
 EI 8.326E+07
 P_{cr}= 16978.73 kg

$$M = \frac{Pe}{1 - \frac{P}{P_{CR}}}$$

La ecuación de la recta es :

P1(0.000 ,49.0)
 P2(0.768 ,19.1)

Para M < 0.768 t m
 P=49.0 -38.9M

$$(P -48.99) (1.00 -2.885411 P) = -38.9 Pe$$

Se obtiene la siguiente ecuación 1

$$1.0 P^2 -65.969355 P -660.7 Pe + 831.80 = 0$$

La ecuación de la recta es :

P1(0.768 ,19.10)
 P2(0.298 ,0.0)

-P=12.12 40.6M

Para M > 0.768 t m

$$(P 12.12) (1.00 0.713711 P) = 40.6 Pe$$

Se obtiene la siguiente ecuación 2

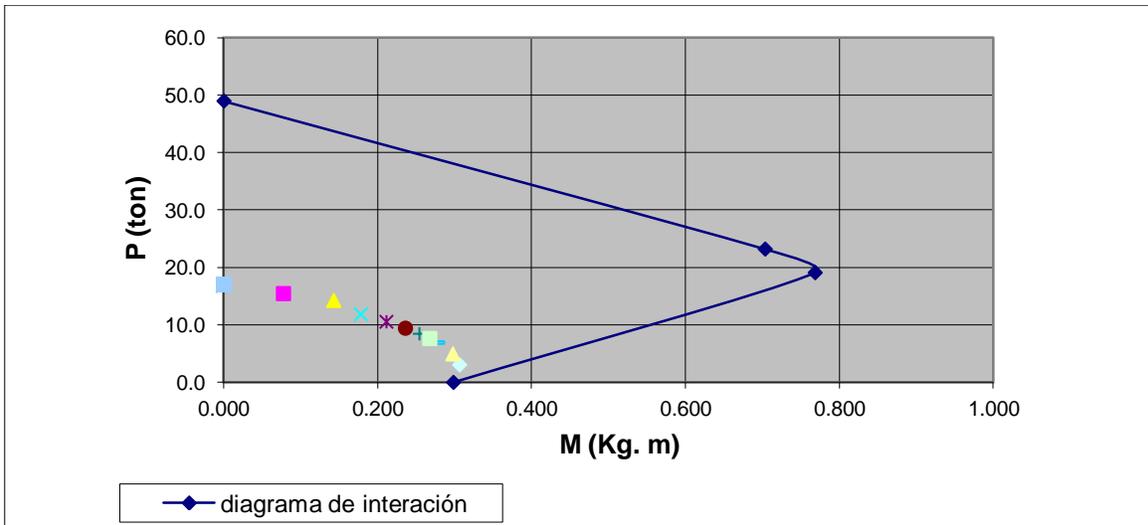


1.0 P2 -4.860828 P 690.0 Pe -205.75

Se pueden obtener puntos (M,P) para diferentes valores de e . El diagrama de interacción con efectos de esbeltez con la interacción de la recta corresponden de a cada valor de e .

Valores de e (m)		P(ton)	M(t m)	M_{ES}	P_{ES}
0.0050	69.27	15.46	0.862	0.077	15.46
0.0100	72.58	14.26	0.892	0.143	14.26
0.0150	5.49	11.86	0.954	0.178	11.86
0.0200	8.94	10.55	0.988	0.211	10.55
0.0250	12.39	9.43	0.530	0.236	9.43
0.0300	15.84	8.46	0.506	0.254	8.46
0.0350	19.29	7.64	0.486	0.267	7.64
0.0400	22.74	6.93	0.469	0.277	6.93
0.0600	36.54	4.96	0.420	0.297	4.96
0.1000	64.14	3.06	0.373	0.306	3.06

M(t m)	P(ton)
$M_o=0.00$	$P_o=48.99$
$M_a=0.70$	$P_a=23.21$
$M_b=0.77$	$P_b=19.10$
$M_n=0.30$	$P_n=0.00$
$M_{cr}=0.00$	$P_{cr}=16.98$



**Para un ejemplo de aplicación**

Qualypanel 2 pul
L= 2.20 m

a) Como muro de mampostería

P= 48990.62 kg
A_{bruta}= 818.0 cm²
f'm= 43.5 kg/cm²

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right]$$

t= 8.180 cm

e_c= 1.36 cm
e'= 1.70 cm
Fe= 0.1145

Si el factor de reducción es de :

F_R= 0.8
P_R= 4487.77 kg

b) Con criterio de esfuerzo de diseño (empírico)

P_R= 6544.00 kg

c) Con diagrama de interacción

e= 1.70 cm
e= 0.0170 m
P_N= 12944.97 kg
F_R= 0.6
P_R= 7766.98 kg

Por lo tanto los tres criterios arrojan resultados comparables.

El criterio como muro de mampostería es el más conservador.

Para un caso hipotético con claros en ambos lados del muro de 5 m, se tendrá una carga actualmente factorizada de:

$$P_A = F_c w(L)$$

w= 426.00 kg /cm²
P_A= 2982.00 kg

se observa que para casos comunes es de esperarse que los muros hechos con estos paneles tendrán una resistencia adecuada



ESPECIMEN	ESPEJOR (CMS)	ANCHO (MTS)	LARGO (MTS)
	7.62	1.22	2.44

ESPEJOR DE ACERO

CAL. 14

CAPA SUPERIOR

MORTERO

$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

CAPA INFERIOR

MORTERO

$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

Modulo Elástico Acero =

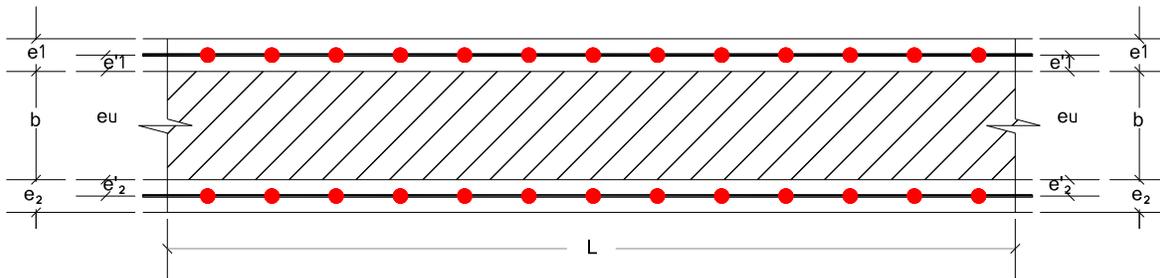
$2.08E+06$

Módulo Elástico Concreto =

$120,000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo Elástico Mortero =

$80,000 \text{ kg/cm}^2$



$e_1 = 25 \text{ mm}$

$e_1 = 2.5 \text{ cm}$

$e_2 = 25 \text{ mm}$

$e_2 = 2.5 \text{ cm}$

$e'_1 = 9.5 \text{ mm}$

$e'_1 = 0.95 \text{ cm}$

$e'_2 = 9.5 \text{ mm}$

$e'_2 = 0.95 \text{ cm}$

$e_u = 57.2 \text{ mm}$

$e_u = 5.72 \text{ cm}$

$b = 76.2 \text{ mm}$

$b = 7.62 \text{ cm}$

$d = 91.7 \text{ mm}$

$d = 9.17 \text{ cm}$

$L = 1000 \text{ mm}$

$L = 100 \text{ cm}$

$h = 10.72 \text{ cm}$

$A_s = 0.810 \text{ cm}^2$

$f_y = 6500 \text{ kg/cm}^2$

$A's = 0.664 \text{ cm}^2/\text{m}$

$E_c = 80,000 \text{ kg/cm}^2$

$0.85 f'c = 85 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2,080,000 \text{ kg/cm}^2$

$d_1 = 1.55 \text{ cm}$

$f's = 6240 \text{ (d-c/c)}$

$T's = 4143 \text{ (d-c/c)}$

$\epsilon_c = 0.00235$

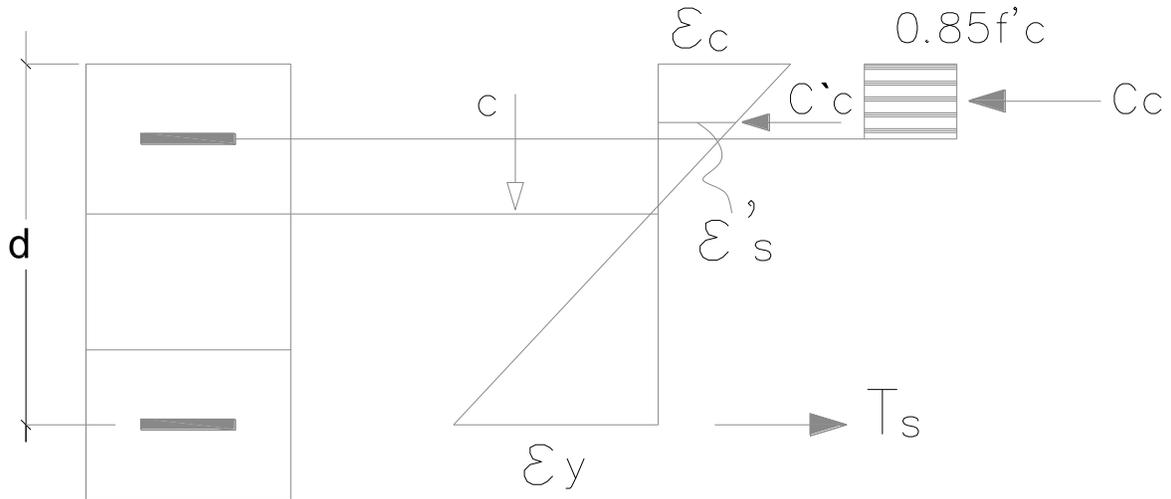
Determinando el esfuerzo

$f's = 4,888 \text{ kg/cm}^2$

$P_o = 48,991 \text{ kg}$

Para la condición balanceada es:

$\epsilon_y = 0.003125$



Determinando el valor c

$$T_s = A_s f_y$$

$$C_c = 21250 \text{ kg}$$

Por lo que c = 4.49 cm

$$\varepsilon'_s = 0.00196$$

$$f'_s = 4086.6 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo

$$C'c = 2713 \text{ kg}$$

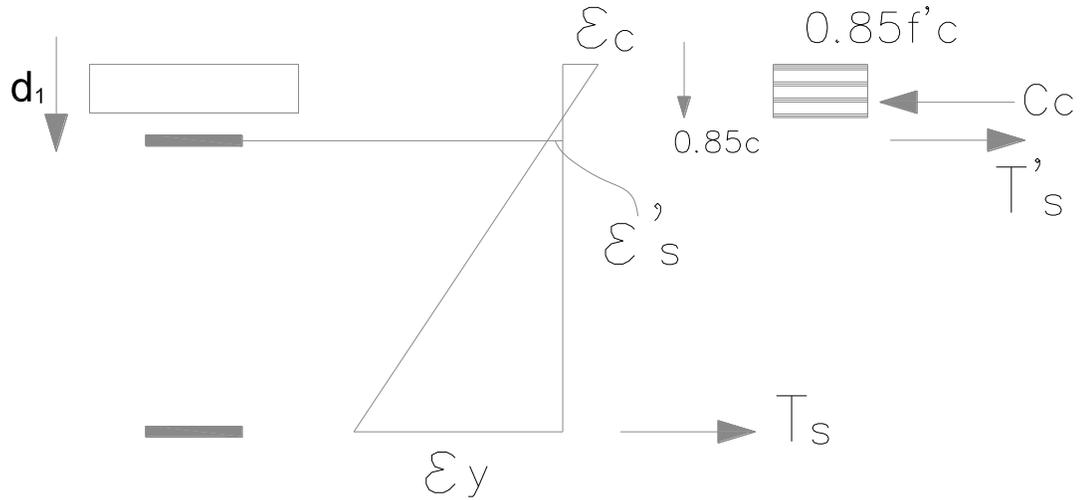
$$T_s = 4316 \text{ kg}$$

Para obtener el valor de $P_b = C_c + C'c - T_s$

$$P_b = 19648 \text{ kg}$$

Determinando el momento

$$M_b = 114117.2 \text{ kg cm}$$



$$C_c = (100)(100)(0,85c)$$

$$C_c = 7225c$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$T_s = 4316 \text{ kg}$$

$$T'_s = 6421.6 \text{ kg}$$

$$T'_s = -4142.95c \quad (1/c)$$

Para determinar el valor de c

Igualando se tiene que:

$$C_c = T'_s + T_s$$

despejando c se obtiene:

$$c^2 = 0.888799138 \quad -0.5734c \quad 0.5973c$$

$$1c^2 \quad -0.02389c \quad -0.88880=0$$

$$c = 0.95 \text{ cm}$$

$$c = -0.93 \text{ cm}$$

$$\text{por lo que } c = 0.95 \text{ cm}$$

Sustituyendo

$$C_c = 6898 \text{ kg}$$

$$T'_s = 2583 \text{ kg}$$

$$T_s = 4316 \text{ kg}$$

$$\text{Sumando las tensiones se tiene que } = 6898 \text{ kg}$$

Determinando el momento nominal

$$M_N = 40777.8 \text{ kg cm}$$

O bien

$$M_N = 40777.8 \text{ kg cm}$$



Cálculo del efecto de esbeltez

L= 2.2 m
 k= 1.00 que es un valor considerado para las condiciones usuales
 Altura usual de entrepisos

$$EI = \frac{EcIc}{e} \frac{1}{1.65}$$

l_c= 8706.5
 EI 1.689E+08
 P_{cr}= 34432.17 kg

$$M = \frac{Pe}{1 - \frac{P}{P_{CR}}}$$

La ecuación de la recta es :

P1(0.000 ,49.0)
 P2(1.141 ,19.6)

P=49.0 -25.7M
 Para M < 1.141 t m

$$(P -48.99) (1.00 -1.422815 P) = -25.7 Pe$$

Se obtiene la siguiente ecuación 1

$$1.0 P^2 -83.422793 P -885.4 Pe = 1686.85$$

La ecuación de la recta es :

P1(1.141 ,19.65)
 P2(0.408 ,0.0)

$$-P=10.92 + 26.8M$$

Para M > 1.141 t m

$$(P + 10.92) (1.00 + 0.317273 P) = 26.8 Pe$$

Se obtiene la siguiente ecuación 2

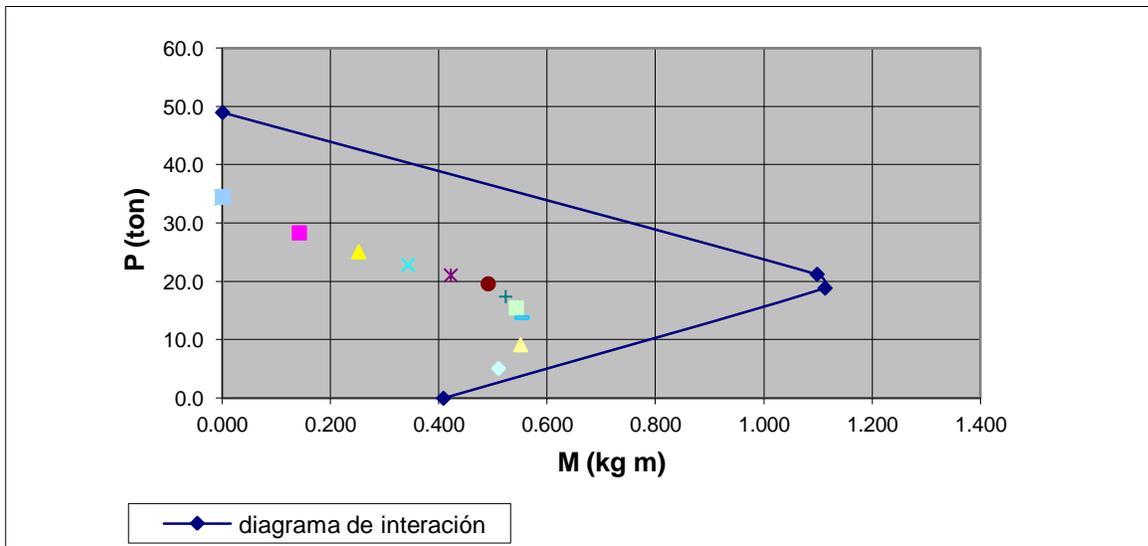
$$1.0 P^2 -23.507771 P + 922.4 Pe = -376.15$$



Se pueden obtener puntos (M,P) para diferentes valores de e. El diagrama de interacción con efectos de esbeltez con la interacción de la recta corresponden de a cada valor de e.

Valores de e (m)		P(ton)	M(t m)	M _{ES}	P _{ES}
0.0050	87.85	28.35	0.803	0.142	28.35
0.0100	92.28	25.12	0.928	0.251	25.12
0.0150	96.70	22.84	1.017	0.343	22.84
0.0200	101.13	21.07	1.086	0.421	21.07
0.0223	103.17	20.37	1.113	0.454	20.37
0.0250	-0.45	19.62	1.140	0.490	19.62
0.0300	4.17	17.42	1.058	0.523	17.42
0.0350	8.78	15.50	0.986	0.542	15.50
0.0400	13.39	13.82	0.924	0.553	13.82
0.0600	31.84	9.17	0.750	0.550	9.17
0.1000	68.74	5.09	0.598	0.509	5.09

M(t m)	P(ton)
Mo=0.00	Po=48.99
Ma=1.10	Pa=21.25
Mb=1.11	Pb=18.89
Mn=0.41	Pn=0.00
Mcr=0.00	Pcr=34.43



**Para un ejemplo de aplicación**

Panel 2 5x5 3 pul
L= 2.20 m

a) Como muro de mampostería

P= 48990.62 kg
 A_{bruta} = 1072.0 cm²
f'm= 43.5 kg/cm²

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right]$$

t= 10.720 cm

e_c = 1.79 cm
 e' = 2.23 cm
 F_e = 0.3104

Si el factor de reducción es de :

F_R = 0.8
 P_R = 12163.54 kg

b) Con criterio de esfuerzo de diseño (empírico)

P_R = 10720.00 kg

c) Con diagrama de interacción

e = 2.23 cm
 e = 0.0223 m
 P_N = 20374.72 kg
 F_R = 0.6
 P_R = 12224.83 kg

Por lo tanto los tres criterios arrojan resultados comparables.

El criterio como muro de mampostería es el más conservador.

Para un caso hipotético con claros en ambos lados del muro de 5 m, se tendrá una carga actualmente factorizada de:

$$P_A = F_c w(L)$$

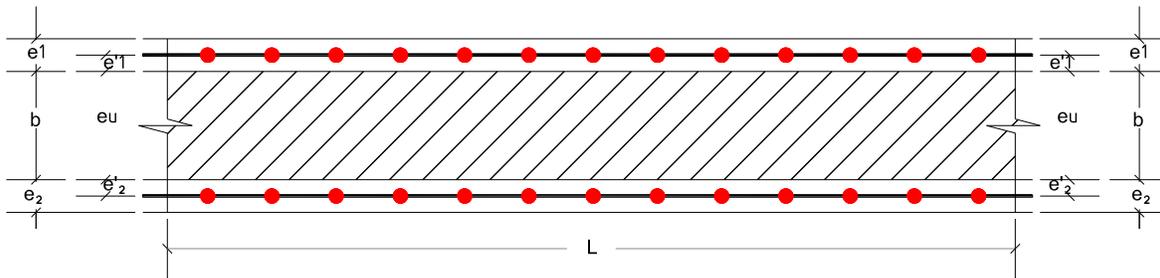
w= 426.00 kg /cm²
 P_A = 2982.00 kg

se observa que para casos comunes es de esperarse que los muros hechos con estos paneles tendrán una resistencia adecuada.



ESPECIMEN	ESPEJOR (CMS)	ANCHO (MTS)	LARGO (MTS)
A FLEXIÓN	10.16	1.22	3.25
ESPEJOR DE ACERO			
CAL. 14 , 12 y 10			

CAPA SUPERIOR
CONCRETO $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
CAPA INFERIOR
MORTERO $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
Modulo Elástico Acero = $2.08E+06$
Módulo Elástico Concreto = $170,000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo Elástico Mortero = $80,000 \text{ kg/cm}^2$



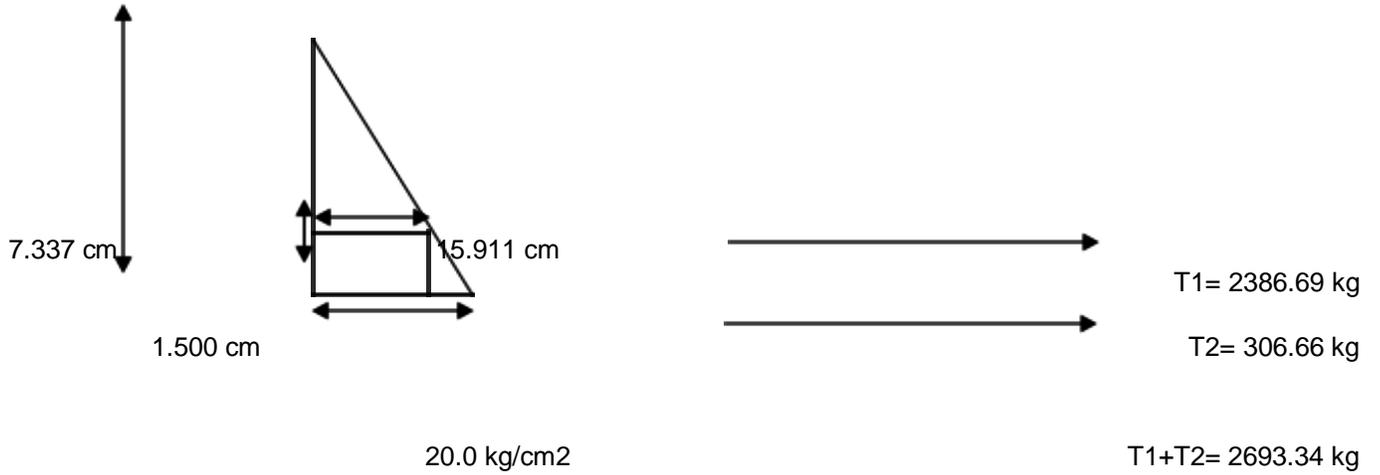
e1= 50.0 mm	e1= 5.00 cm	
e2= 15.0 mm	e2= 1.50 cm	
e'1= 9.5 mm	e'1= 0.95 cm	
e'2= 9.5 mm	e'2= 0.95 cm	
eu= 82.6 mm	eu= 8.26 cm	
b= 101.6 mm	b= 10.16 cm	
d= 147.6 mm	d= 14.76 cm	
L= 100.0 cm	L= 100.00 cm	
	h = 10.72 cm	
	$A_s = 0.810 \text{ cm}^2$	$f_y = 6500 \text{ kg/cm}^2$
	$A's = 0.664 \text{ cm}^2/\text{m}$	



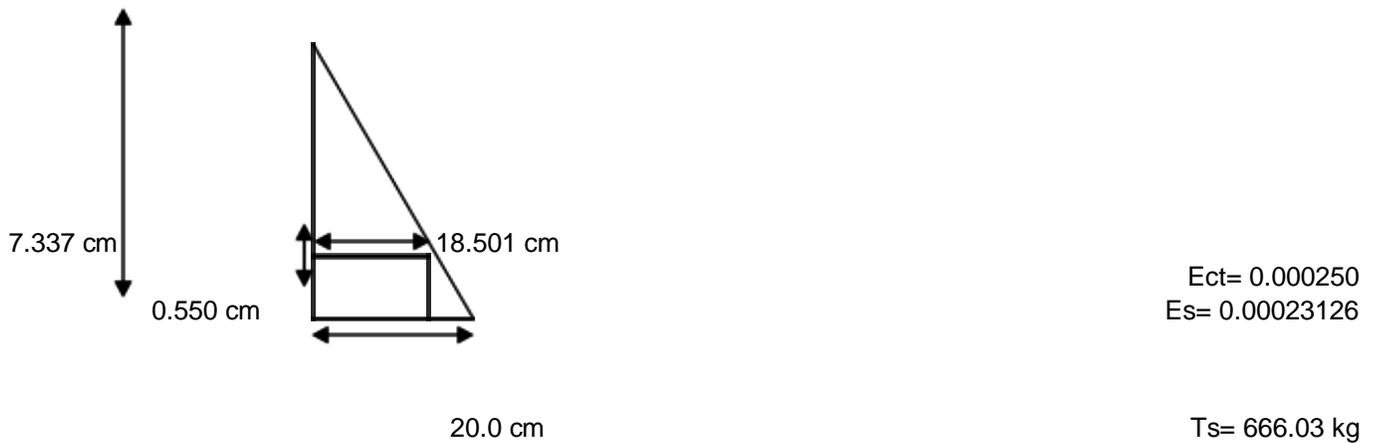
Momento de Agrietamiento:						
<p style="text-align: right;">$= 20.0 \text{ kg/cm}^2$</p>						
Sección transformada						
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;"> <p>47.05882353</p> <p>Area transformada del acero</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>21.975</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>$n_1 = 26.000$ $n_s = 12.235$ $n_c = 2.1250$</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start; margin-top: 20px;"> <div style="text-align: center;"> <p>Area transformada del acero</p> <p>$L = 100.0 \text{ cm}$ $\bar{y} = 7.337 \text{ cm}$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>36</p> </div> </div> <p>g</p>						

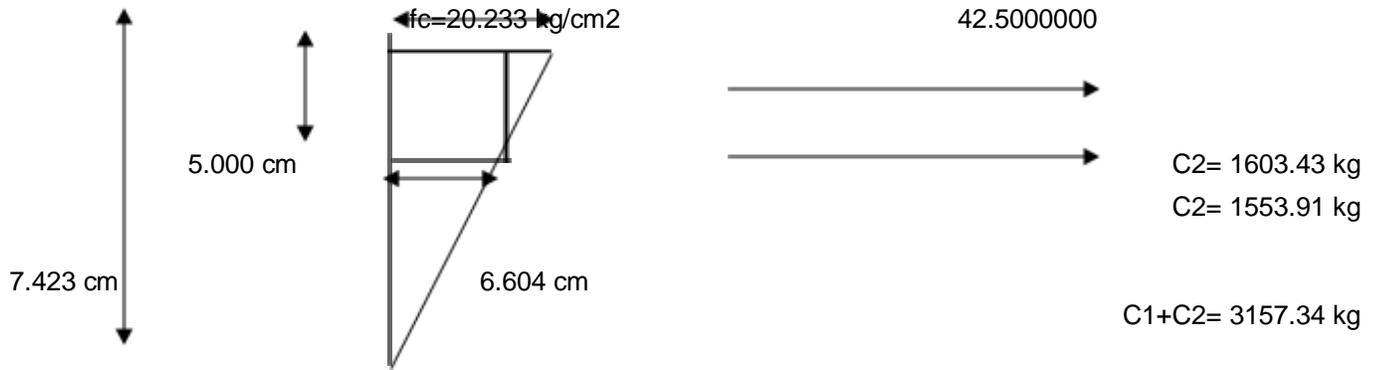


Fuerza de tensión capa inferior
Fuerza de compresión capa superior

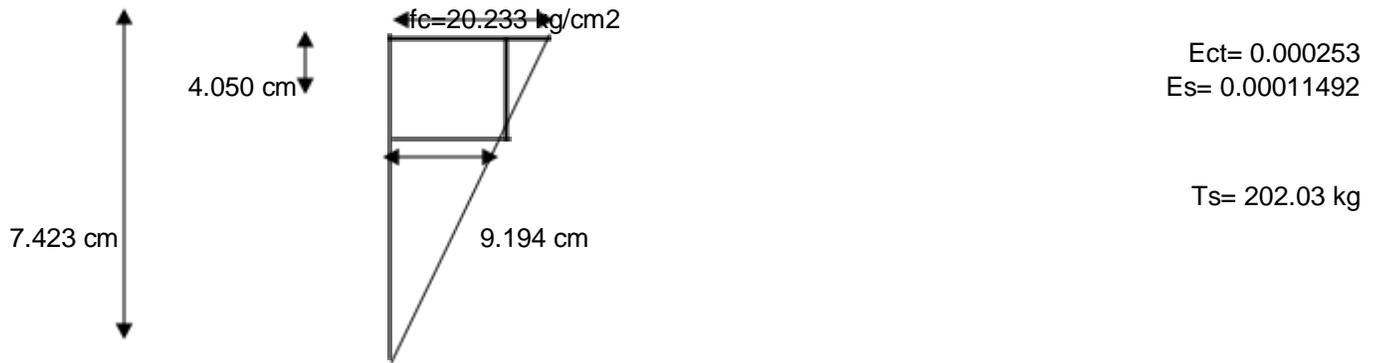


Fuerza de tensión acero inferior





Fuerza de compresión acero superior



$\Sigma C = 3157.34 \text{ kg}$

$\Sigma T = 3359.37 \text{ kg}$

Por lo que cumple el equilibrio



Fuerza	Brazo	Momento
T1= 2386.69 kg	6.59 cm	15721.61 kg-cm
T2= 306.66 kg	6.84 cm	2096.67 kg-cm
Ts= 666.03 kg	6.79 cm	4520.47 kg-cm
C2= 1553.91 kg	4.92 cm	7893.35 kg-cm
C2= 1603.43 kg	5.76 cm	8944.51 kg-cm
Ts= 0.00 kg	3.37 cm	0.00 kg-cm

$$\Phi_{CR} = 3.40729E-05 \text{ cm}^{-1}$$

$$M_{cr} = 39176.62 \text{ kg-cm}$$

Momento Elástico

La capa inferior no contribuye

Peralte efectivo = 14.21 cm



Por lo que queda una ecuación del tipo:

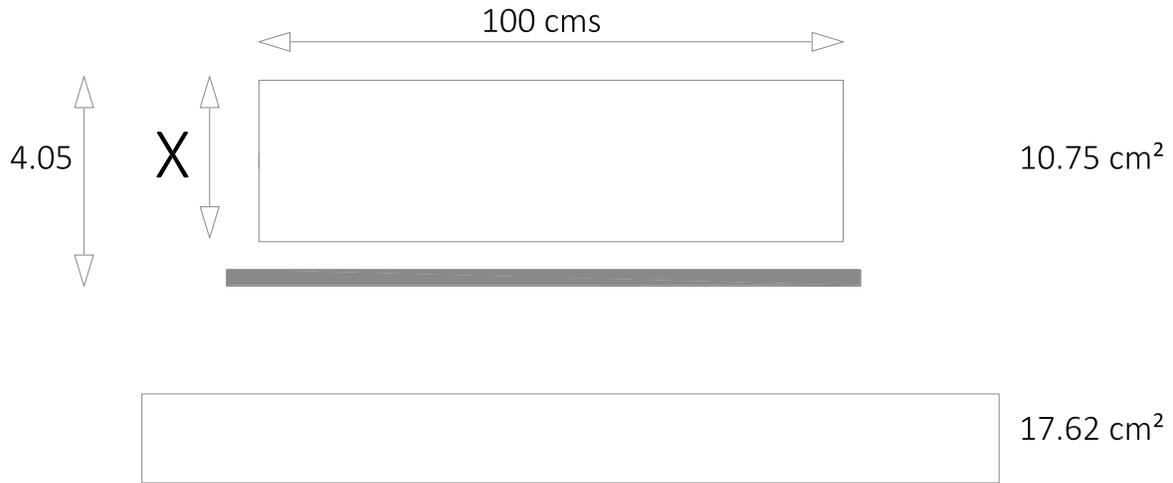
$$\begin{array}{rcl}
 50.00 \times 2 & + 27.49 \times & -+ 290.36 = 0 \\
 1.00 \times 2 & + 0.5499 \times & -+ 5.8072 = 0 \\
 \\
 & -X = 2.700396308 \text{ cm} & \\
 & X = 2.150503367 \text{ cm} &
 \end{array}$$

Por lo que se toma el valor de : $X = 2.150503367 \text{ cm}$

Por lo tanto el acero superior trabaja también en tensión



CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO Y USO DEL PANEL ESTRUCTURAL



Por lo que queda una ecuación del tipo:

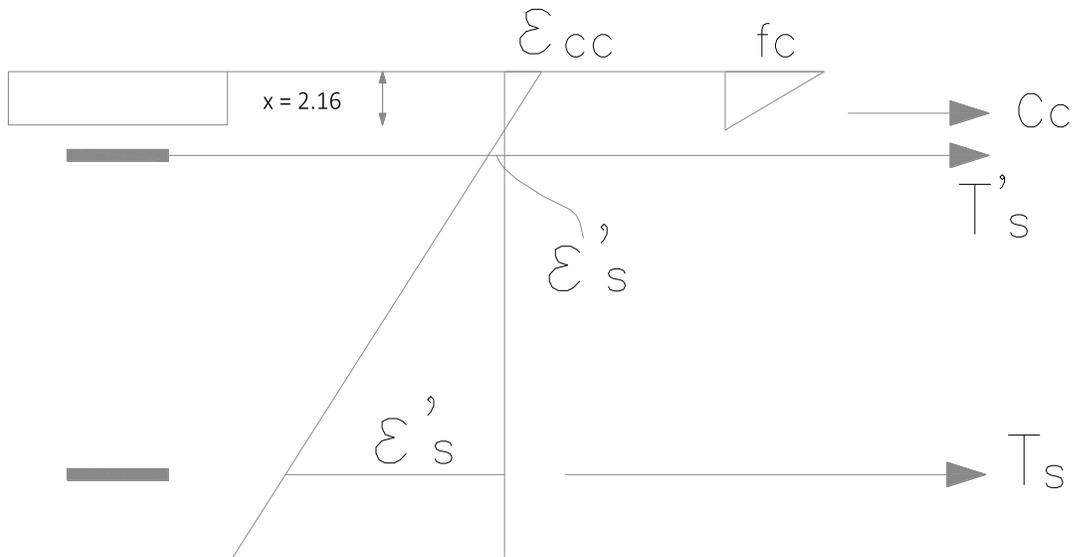
$$\begin{array}{rcl}
 50.00 \times 2 & + 28.37 x & -+ 293.92=0 \\
 1.00 \times 2 & + 0.5675 x & -+ 5.8784=0
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 -X= 2.724825723\text{cm} \\
 X= 2.157352782\text{cm}
 \end{array}$$

Por lo que se toma el valor de :

$$X= 2.157352782\text{cm}$$

$$I_c=2932.64 \text{ cm}^4$$





$f_c=90.00 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c=0.000529$
 $E_s=0.002955$ $E_s'=0.000464$
 $f_s=6147.24 \text{ kg/cm}^2$ $f_s'=965.31 \text{ kg/cm}^2$

$C_c=9708.09 \text{ kg}$ **$C_c=9708.09 \text{ kg}$**
 $T_s'=848.51 \text{ kg}$
 $T_s=8852.03 \text{ kg}$ **$\Sigma T= 9700.54 \text{ kg}$** $C_c=7.55 \text{ kg}$

$M_e=122349.82 \text{ kg-cm}$
 $\Phi=0.000245 \text{ cm}^{-1}$

El esfuerzo en el acero es muy alto se puede calcular un rango seguro
 con $0.6 f_y=4164.00 \text{ kg}$

$M_s=82807.95 \text{ kg-cm}$

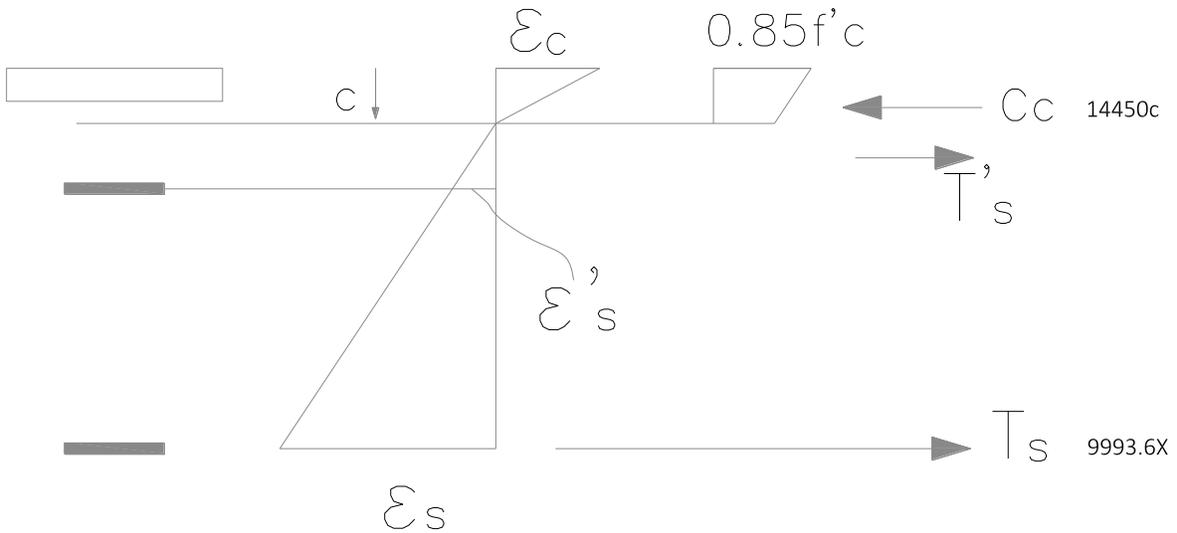
El esfuerzo en el concreto resulta :

$f_c=60.92 \text{ kg/cm}^2$ ($0.305 f'_c$)
 $E_c=0.000358$ $E_s=0.002002$
 $\Phi=0.000166 \text{ cm}^{-1}$



Momento de fluencia

$M_y = 138013 \text{ kg.cm}$
 $\phi_y = 2.77E-04 \text{ cm}^{-1}$



Momento ultimo

$T'_s = (22214.1 - 5484.96c) (1/c)$

Para determinar el valor de c

Igualando se tiene que:

$C_c = T'_s + T_s$

despejando c se obtiene:

$c^2 = 1.537307128 - 0.3796c + 0.6916c$

$1c^2 - 0.3120c - 1.53731 = 0$

$c = 1.41 \text{ cm}$

$c = -1.09 \text{ cm}$

por lo que

$c = 1.41 \text{ cm}$

Sustituyendo

$C_c = 20311.88 \text{ kg}$

$T'_s = 11739 \text{ kg/cm}^2$



Por lo tanto tomando el acero superior fluye:
 Replantando la ecuación el valor de C es de

$$C_c = T's + T_s$$

$$T's = 5775.03 \text{ kg}$$

$$c = 1.09 \text{ cm}$$

$$\epsilon's = 0.008133973 > \epsilon_y \quad \text{si fluye}$$

Determinando el momento ultimo se tiene:

$$C_c = 15768.63 \text{ kg}$$

$$M_u = 158084.70 \text{ kg cm}$$

$$\phi_u = 2.75E-03 \text{ cm}^{-1}$$

$$1.19481656$$

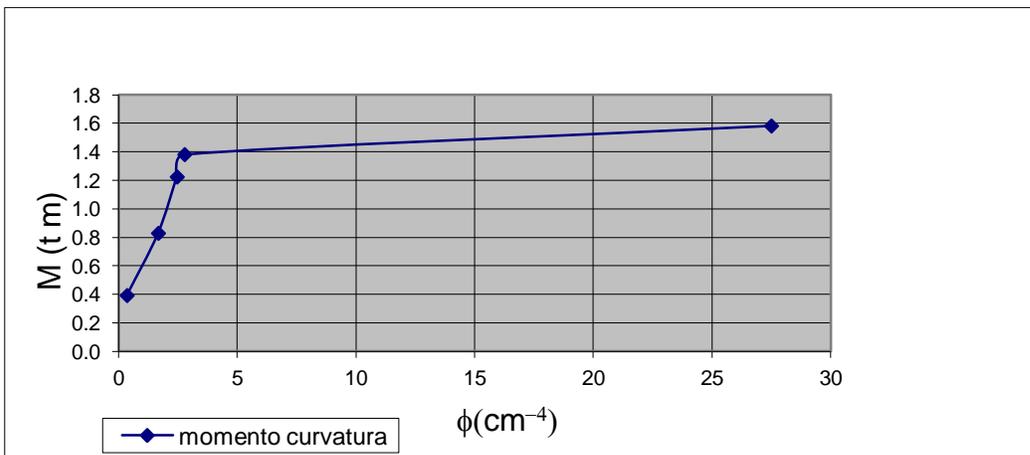
$$\text{Si se toma el acero superior} \quad 1.19481656$$

$$0.92756647$$

$$a = 0.59$$

$$M_u = 139071.64 \text{ kg cm}$$

Condición	Momentos (t.m)	ϕcm^{-4}
Agrietamiento	0.39	0.340729
$M_E (0,6fy)$	0.83	1.661
$M_E (,45fy)$	1.22	2.452
M_y	1.38	2.77
M_u	1.58	27.5



$$\text{Ductilidad de curvatura} = 9.93$$



Cargas correspondiente para el claro libre es de:

L= 3.15 m

Condición	Carga (kg/m) simplemente apoyada	Carga (kg/m) con 20% de M continuidad
Agrietamiento	316	395
$M_E (0,6f_y)$	668	835
$M_E (,45f_y)$	986	1233
M_y	1113	1391
M_u	1275	1593

e1= 50.0 mm	e1= 5.00 cm
e2= 15.0 mm	e2= 1.50 cm
e'1= 9.5 mm	e'1= 0.95 cm
e'2= 9.5 mm	e'2= 0.95 cm
eu= 82.6 mm	eu= 8.26 cm
b= 101.6 mm	b= 10.16 cm
d= 147.6 mm	d= 14.76 cm
L= 100.0 cm	L= 100.00 cm

As'= 0.879 cm²
As= 1.440 cm²

$f_y = 6570 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 6940 \text{ kg/cm}^2$

Capa superior

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Capa inferior

Mortero $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$

E= 170000. kg/cm²
I= 2932.636 cm⁴
X= 2.157 cm
ns= 12.235

Peralte efectivo= 14.210 cm

EJEMPLO

ENTREPISO CASA HABITACIÓN



Concepto	kg/m ²
Peso propio=	156
Carga viva=	170
Acabado superficial	60
Acabado inferior	25
Recubrimiento	15
Suma	426

COMO SIMPLEMENTE APOYADA

Método de Resistencia

$w_u =$	596.4 kg/m
$M_A =$	739.72 kg m
De los cálculos anteriores	
$M_N =$	1580.8 kg m
$F_R M_N =$	1422.8 kg m

Por lo tanto se tiene un factor adicional de seguridad de:

$$\frac{1422.8}{739.72} = 1.92$$

CORRESTRUCCIÓN EN LOS APOYOS

Suponiendo

$$M_+ = \frac{wL^2}{10} \quad M' = \frac{wL^2}{40}$$

Las condiciones de resistencia resultan más favorables por lo que solamente se revisa la deformación

$D_i =$	0.833	
$D_{ip} =$	0.50	
A largo plazo se tiene	$D_r =$	1.80 cm

En estas condiciones si pasa el limite correspondiente a no tener elementos no estructurales que se puedan dañar. En caso de que si se tengan elementos no estructurales que se puedan dañar.

La fórmula para deformación se puede escribir como sigue:

$$\Delta = \alpha \left(\frac{5wL^4}{384EI} \right)$$

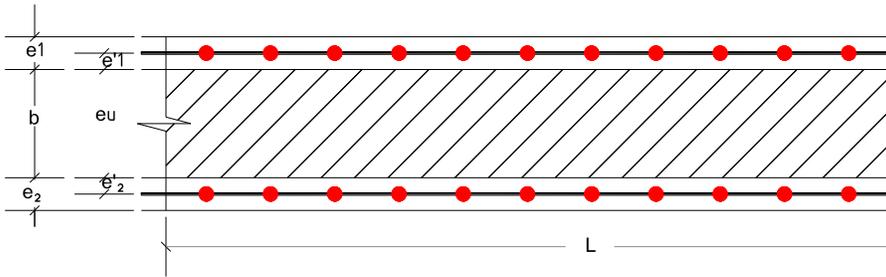
Donde:

a depende del grado de restricción conforme a la tabla



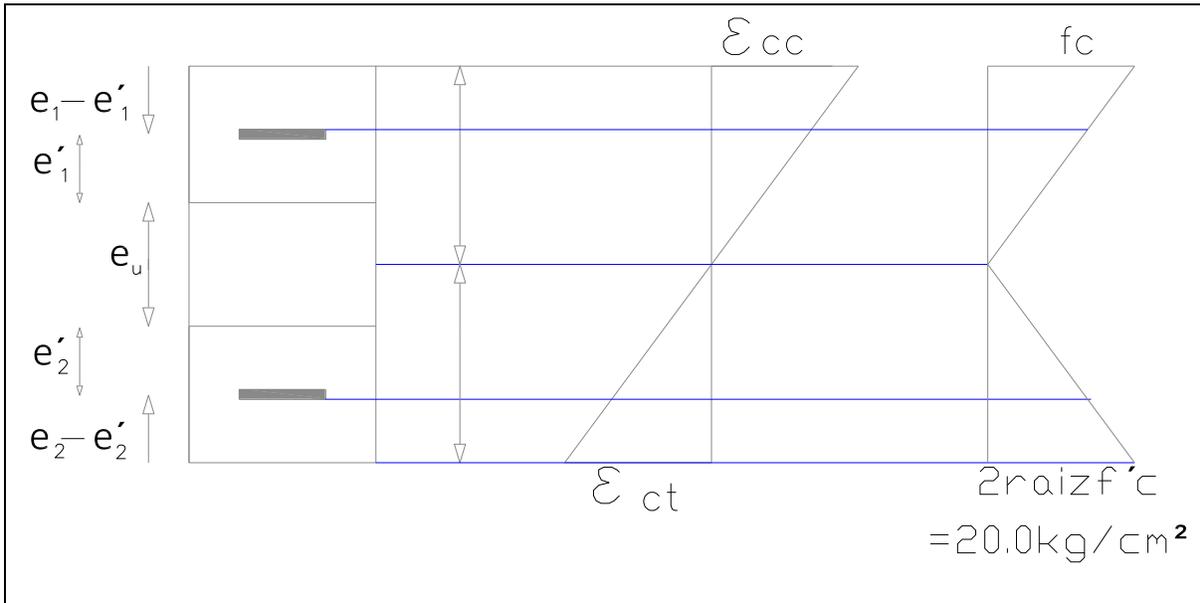
Condición	Momento negativo	α
Articulado	0	1
Poca resistencia	$wL^2/40$	0.76
Mediana resistencia	$wL^2/30$	0.68
Alta resistencia	$wL^2/18$	0.47
Empotramiento	$wL^2/12$	0.2

ESPECIMEN	ESPEJOR (CMS)	ANCHO (MTS)	LARGO (MTS)
A FLEXI{ON	10.16	1.22	4.06
ESPEJOR DE ACERO			
CAL. 14 , 12 y 10			
CAPA SUPERIOR			
CONCRETO		$f'c= 200 \text{ kg/cm}^2$	
CAPA INFERIOR			
MORTERO		$f'c= 100 \text{ kg/cm}^2$	
Modulo Elástico		2.08E+06	
Módulo Elástico		170,000 kg/cm ²	
Módulo Elástico		80,000 kg/cm ²	

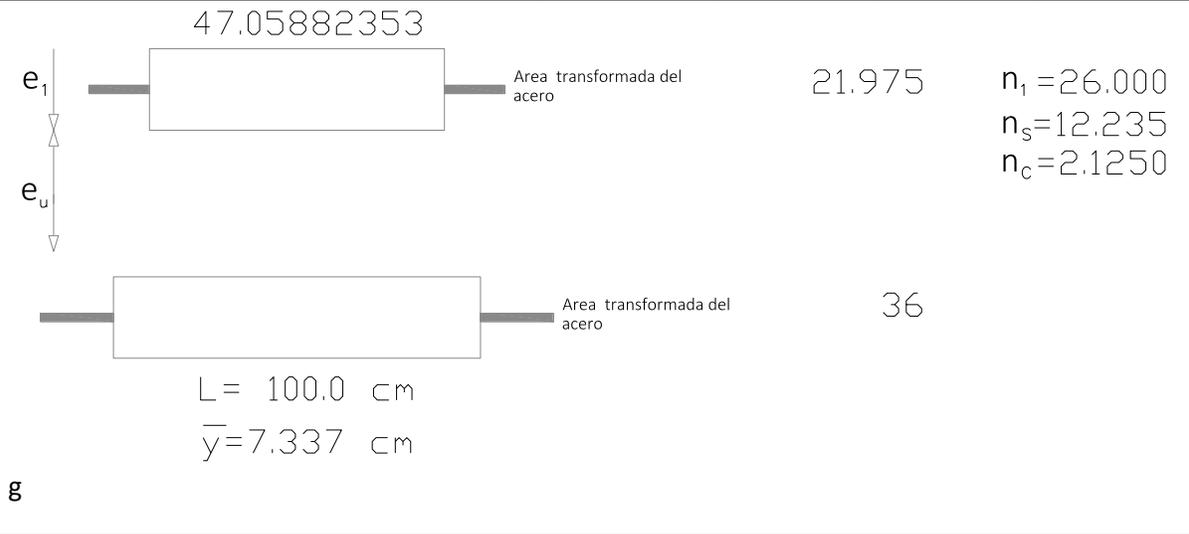


e1= 60.0 mm	e1= 6.00 cm	
e2= 15.0 mm	e2= 1.50 cm	
e'1= 9.5 mm	e'1= 0.95 cm	
e'2= 9.5 mm	e'2= 0.95 cm	
eu= 82.6 mm	eu= 8.26 cm	
b= 101.6 mm	b= 10.16 cm	
d= 147.6 mm	d= 14.76 cm	
L= 100.0 cm	L= 100.00 cm	
	h = 10.72 cm	
	$A_s = 1.918 \text{ cm}^2$	$f_y = 6500$
	$A's = 0.879 \text{ cm}^2/\text{m}$	

Momento de Agrietamiento:			
----------------------------------	--	--	--



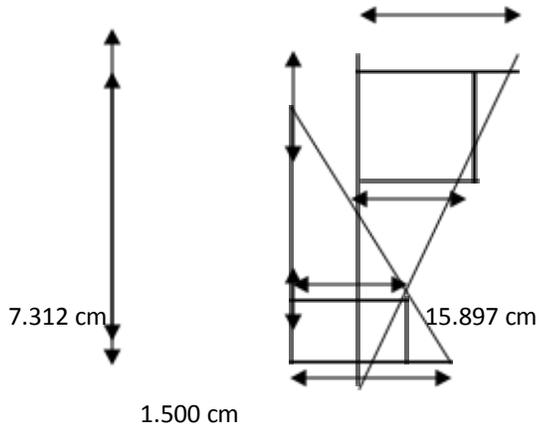
Sección transformada





Fuerza de compresión capa superior

Fuerza de tensión capa inferior



42.5000000



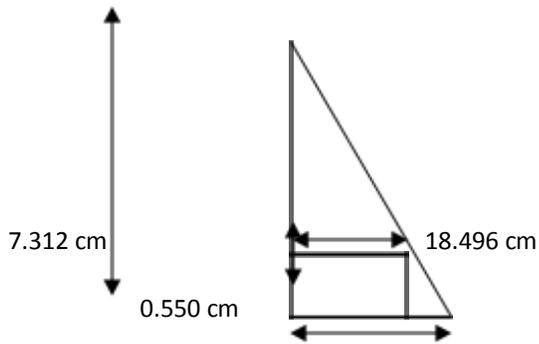
T1= 2384.58 kg

T2= 307.71 kg

20.0 kg/cm²

T1+T2= 2692.29 kg

Fuerza de tensión acero inferior



20.0 cm

Ect= 0.000250

Es= 0.00023120

Ts= 886.88 kg

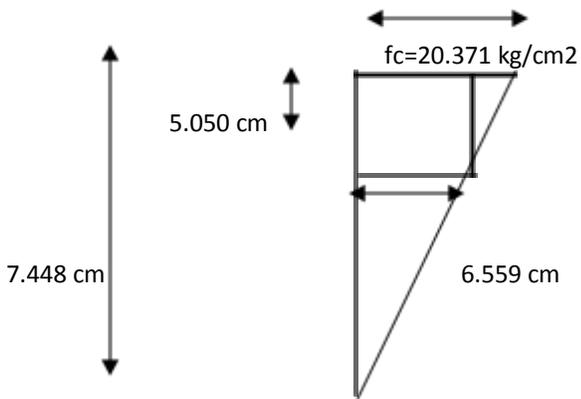


CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO Y USO DEL PANEL ESTRUCTURAL

$$f_c = 20.371 \text{ kg/cm}^2$$



Fuerza de compresión acero superior



$$E_{ct} = 0.000255$$

$$E_s = 0.00008198$$

$$T_s = 144.13 \text{ kg}$$

$$\Sigma C = 3435.05 \text{ kg}$$

$$\Sigma T = 3579.17 \text{ kg}$$

Por lo que cumple el equilibrio

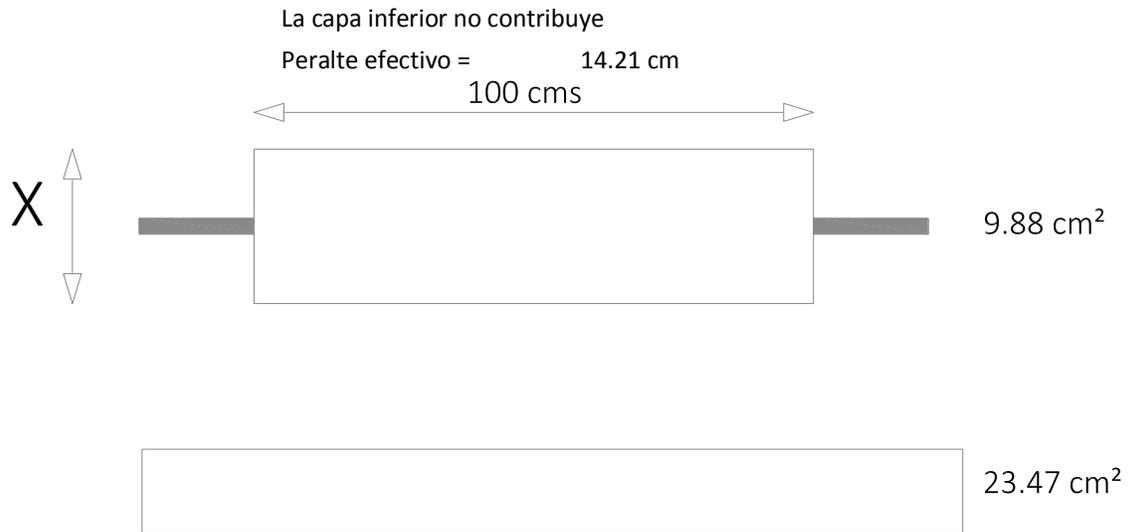
Fuerza	Brazo	Momento
--------	-------	---------



T1= 2384.58 kg	6.56 cm	15647.91 kg-cm
T2= 307.71 kg	6.81 cm	2096.15 kg-cm
Ts= 886.88 kg	6.76 cm	5997.19 kg-cm
C2= 1118.18 kg	4.45 cm	10305.14 kg-cm
C2= 2316.86 kg	5.45 cm	6091.72 kg-cm
Ts= 0.00 kg	2.40 cm	0.00 kg-cm

$\Phi_{CR} = 3.41898E-05 \text{ cm}^{-1}$
Mcr=40138.11 kg-cm

Momento Elástico



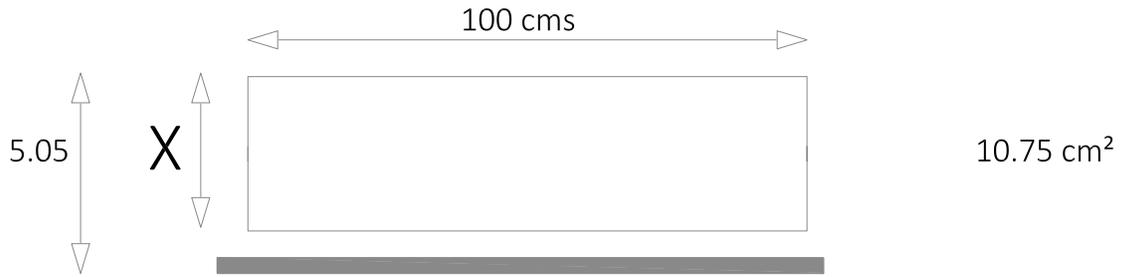
Por lo que queda una ecuación del tipo:

$$\begin{array}{rcl}
 50.00 \times 2 & + 33.34 \times & -+ 383.35=0 \\
 1.00 \times 2 & + 0.6669 \times & -+ 7.6670=0 \\
 & -X= 3.122367668\text{cm} & \\
 & X= 2.455497974\text{cm} &
 \end{array}$$

Por lo que se toma el valor de : $X= 2.455497974\text{cm}$
Por lo tanto el acero superior trabaja también en tensión



CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO Y USO DEL PANEL ESTRUCTURAL



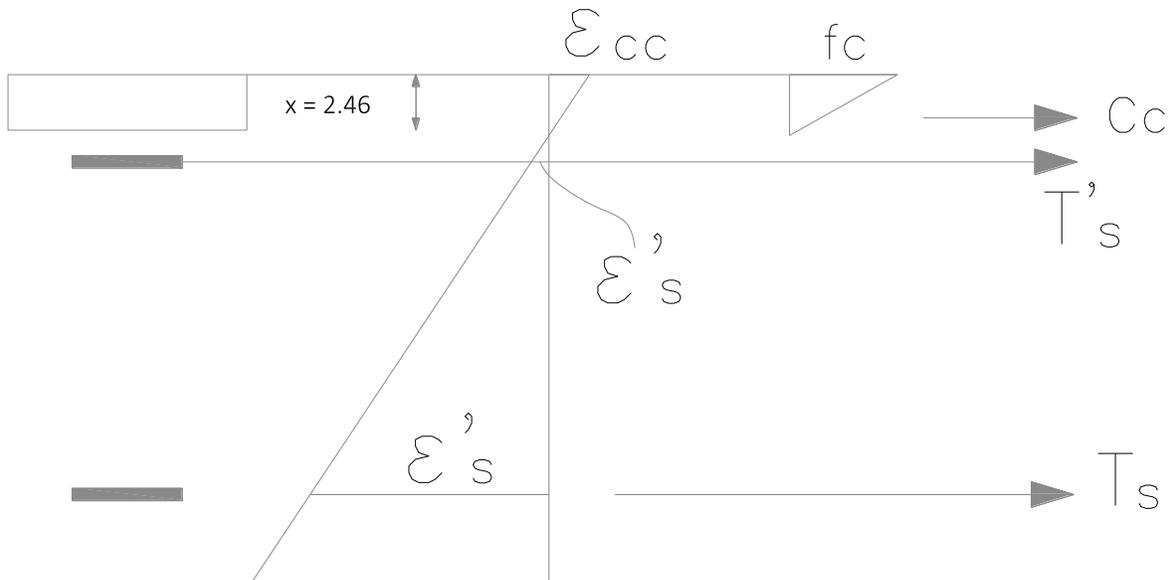
Por lo que queda una ecuación del tipo:

$$\begin{array}{rcl}
 50.00 \times 2 & + 34.22 x & -+ 387.79=0 \\
 1.00 \times 2 & + 0.6844 x & -+ 7.7557=0 \\
 \\
 & -X= 3.148087340\text{cm} & \\
 & X= 2.463637646\text{cm} &
 \end{array}$$

Por lo que se toma el valor de :

X= 2.463637646cm

Ic=3808.38 cm⁴





$f_c=90.00 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c=0.000529$
 $E_s=0.002522$
 $f_s=5246.21 \text{ kg/cm}^2$

$E_s'=0.000555$
 $f_s'=1155.13 \text{ kg/cm}^2$

$C_c=11086.37 \text{ kg}$
 $T_s'=1015.36 \text{ kg}$
 $T_s=10062.39 \text{ kg}$

$C_c=11086.37 \text{ kg}$
 $\Sigma T= 11077.75 \text{ kg}$

$C_c=8.62 \text{ kg}$

$M_e=139132.34 \text{ kg-cm}$
 $\Phi=0.000215 \text{ cm}^{-1}$

El esfuerzo en el acero es muy alto se puede calcular un rango seguro con $0.6 f_y=4164.00 \text{ kg}$

$M_s=110339.93 \text{ kg-cm}$

El esfuerzo en el concreto resulta :

$f_c=71.38 \text{ kg/cm}^2$ ($0.357 f'_c$)

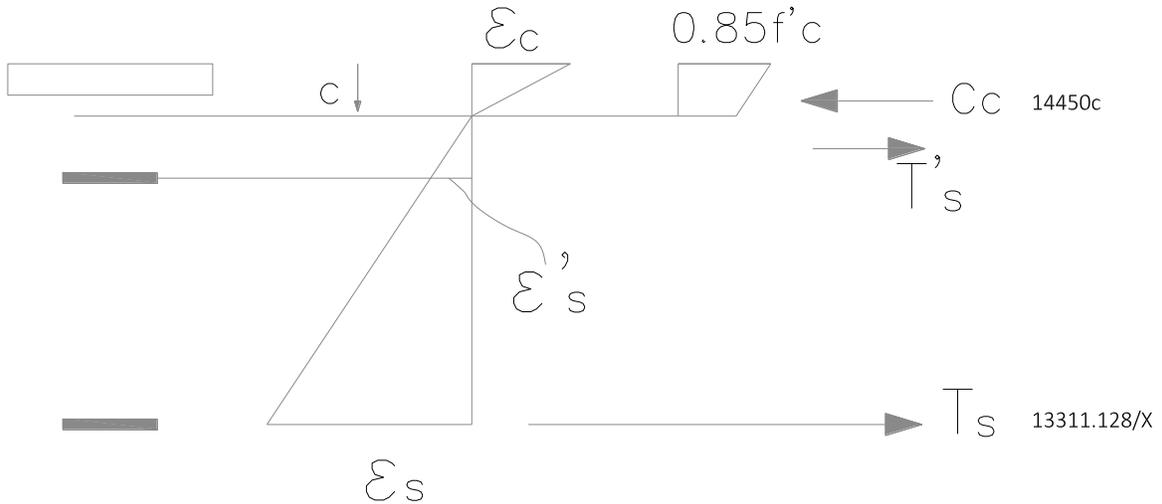
$E_c=0.000420$
 $\Phi=0.000170 \text{ cm}^{-1}$

$E_s=0.002002$



Momento de fluencia

$M_y = 183900 \text{ kg.cm}$
 $f_y = 2.84E-04 \text{ cm}^{-1}$



Momento Ultimo

$T's = (27699.0 - 5484.96c) (1/c)$

Para determinar el valor de c

Igualando se tiene que:

$C_c = T's + T_s$

despejando c se obtiene:

$c^2 = 1c^2 + 1.916889135 - 0.3796c - 0.5416c - 1.91689 = 0$

$c = 1.68 \text{ cm}$

$c = -1.14 \text{ cm}$

por lo que

$c = 1.68 \text{ cm}$

Sustituyendo

$C_c = 24298.46 \text{ kg}$

$T's = 12500 \text{ kg/cm}^2$



Por lo tanto tomando el acero superior fluye:
Replantando la ecuación el valor de C es de

$$C_c = T's + T_s$$

$$T's = 5775.03 \text{ kg}$$

$$c = 1.32 \text{ cm}$$

$$e's = 0.008469962 > e_y \quad \text{si fluye}$$

Determinando el momento ultimo se tiene:

$$C_c = 19086.16 \text{ kg}$$

$$M_u = 201825.84 \text{ kg cm}$$

$$f_u = 2.27E-03 \text{ cm}^{-1}$$

$$1.42932106$$

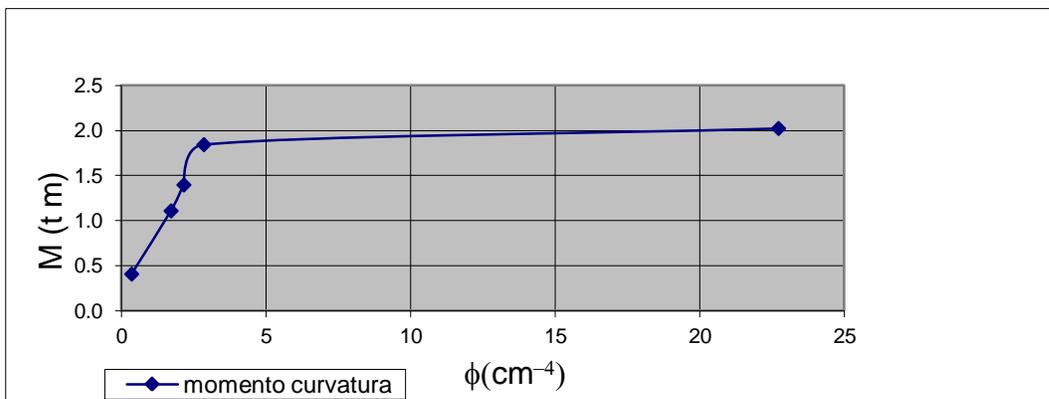
$$\text{Si se toma el acero superior} \quad 1.42932106$$

$$1.12271519$$

$$a = 0.78$$

$$M_u = 183939.77 \text{ kg cm}$$

Condición	Momentos (t.m)	$\phi \text{ cm}^{-4}$
Agrietamiento	0.40	0.341898
$M_E (0,6f_y)$	1.10	1.704
$M_E (,45f_y)$	1.39	2.147
M_y	1.84	2.84
M_u	2.02	22.7





Ductilidad de curvatura = 8.00

Cargas correspondiente para el claro libre es de:

L= 3.96 m

Condición	Carga (kg/m) simplemente apoyada	Carga (kg/m) con 20% de M continuidad
Agrietamiento	205	256
$M_E (0,6f_y)$	563	704
$M_E (,45f_y)$	710	887
M_y	938	1173
M_u	1030	1287

e1= 60.0 mm	e1= 6.00 cm
e2= 15.0 mm	e2= 1.50 cm
e'1= 9.5 mm	e'1= 0.95 cm
e'2= 9.5 mm	e'2= 0.95 cm
eu= 82.6 mm	eu= 8.26 cm
b= 101.6 mm	b= 10.16 cm
d= 147.6 mm	d= 14.76 cm
L= 100.0 cm	L= 100.00 cm

As'= 0.879 cm²
As= 1.918 cm²

E= 170000. kg/cm²

Peralte efectivo= 14.210 cm

I= 3808.376 cm⁴

X= 2.464 cm

ns= 12.235

**EJEMPLO ENTREPISO CASA HABITACIÓN**

Concepto	kg/m ²
Peso propio=	156
Carga viva=	170
Acabado superficial	60
Acabado inferior	25
Recubrimiento	15
Suma	426

COMO SIMPLEMENTE APOYADA

b) Método de Resistencia

$$w_u = 596.4 \text{ kg/m}$$

$$M_A = 1169.06 \text{ kg m}$$

De los cálculos anteriores

$$M_N = 1580.8 \text{ kg m}$$

$$F_R M_N = 1422.8 \text{ kg m}$$

Por lo tanto se tiene un factor adicional de seguridad de:

$$\frac{1422.8}{1169.06} = 1.22$$

CORRESTRUCCIÓN EN LOS APOYOS

Suponiendo

$$M_+ = \frac{wL^2}{10} \quad M' = \frac{wL^2}{40}$$

Las condiciones de resistencia resultan más favorables por lo que solamente se revisa la deformación

$$D_i = 1.601$$

$$D_p = 0.96$$

$$\text{A largo plazo se tiene} \quad D_T = 3.47 \text{ cm}$$

En estas condiciones si pasa el limite correspondiente a no tener elementos no estructurales que se puedan dañar. En caso de que si se tengan elementos no estructurales que se puedan dañar.

La fórmula para deformación se puede escribir como sigue:

$$\Delta = \alpha \left(\frac{5wL^4}{384EI} \right)$$



Donde:

a depende del grado de restricción conforme a la tabla

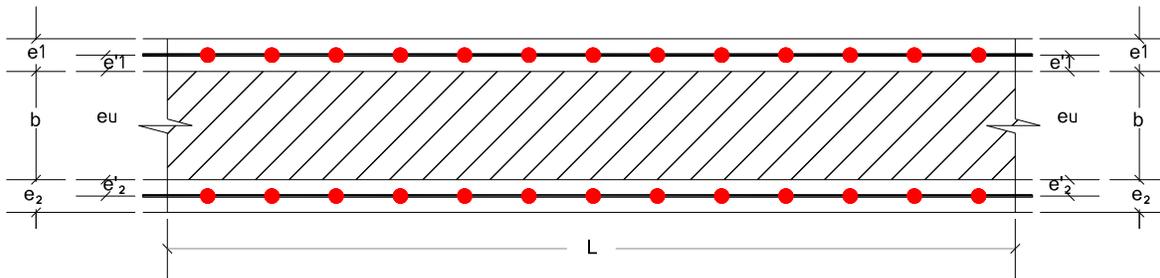
Condición	Momento negativo	a
Articulado	0	1
Poca resistencia	$wL^2/40$	0.76
Mediana resistencia	$wL^2/30$	0.68
Alta resistencia	$wL^2/18$	0.47
Empotramiento	$wL^2/12$	0.2



ESPECIMEN	ESPESOR (CMS)	ANCHO (MTS)	LARGO (MTS)
A Flexión	10.16	1.22	5.01

ESPESOR DE ACERO
CAL. 14 , 12 y 10

CAPA SUPERIOR
CONCRETO $f'c= 200 \text{ kg/cm}^2$
CAPA INFERIOR
MORTERO $f'c= 100 \text{ kg/cm}^2$
Modulo Elástico Acero = $2.08E+06$
Módulo Elástico Concreto = $170,000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo Elástico Mortero = $80,000 \text{ kg/cm}^2$



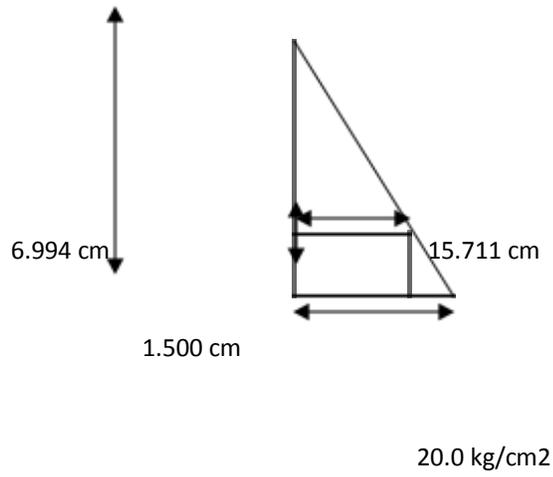
e1= 60.0 mm	e1= 6.00 cm	
e2= 15.0 mm	e2= 1.50 cm	
e'1= 9.5 mm	e'1= 0.95 cm	
e'2= 9.5 mm	e'2= 0.95 cm	
eu= 82.6 mm	eu= 8.26 cm	
b= 101.6 mm	b= 10.16 cm	
d= 147.6 mm	d= 14.76 cm	
L= 100.0 cm	L= 100.00 cm	
	h = 10.72 cm	
	$A_s = 2.910 \text{ cm}^2$	$f_y = 6500 \text{ kg/cm}^2$
	$A's = 0.879 \text{ cm}^2/\text{m}$	



Momento de Agrietamiento:			
Sección transformada			
	<p>47.05882353</p> <p>Area transformada del acero</p>	21.975	$n_1 = 26.000$ $n_s = 12.235$ $n_c = 2.1250$
	<p>Area transformada del acero</p> <p>$L = 100.0 \text{ cm}$ $\bar{y} = 6.994 \text{ cm}$</p>	72.745	



Fuerza de tensión capa inferior

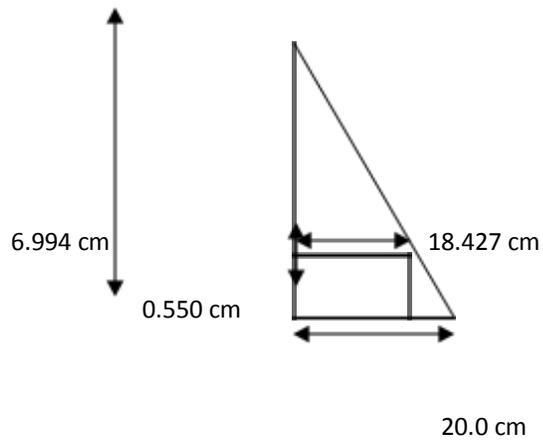


$T_1 = 2356.59 \text{ kg}$

$T_2 = 321.70 \text{ kg}$

$T_1 + T_2 = 2678.30 \text{ kg}$

Fuerza de tensión acero inferior



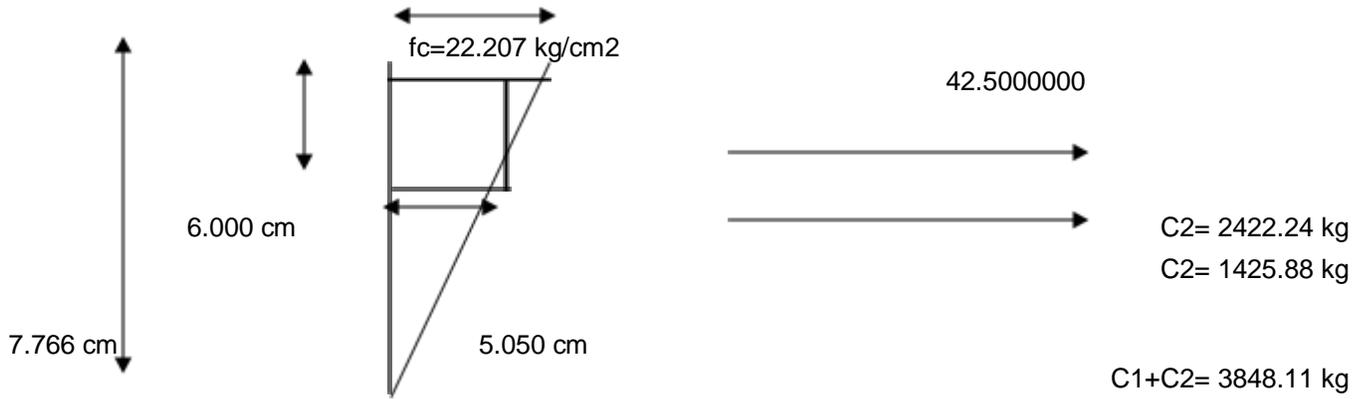
$E_{ct} = 0.000250$

$E_s = 0.00023034$

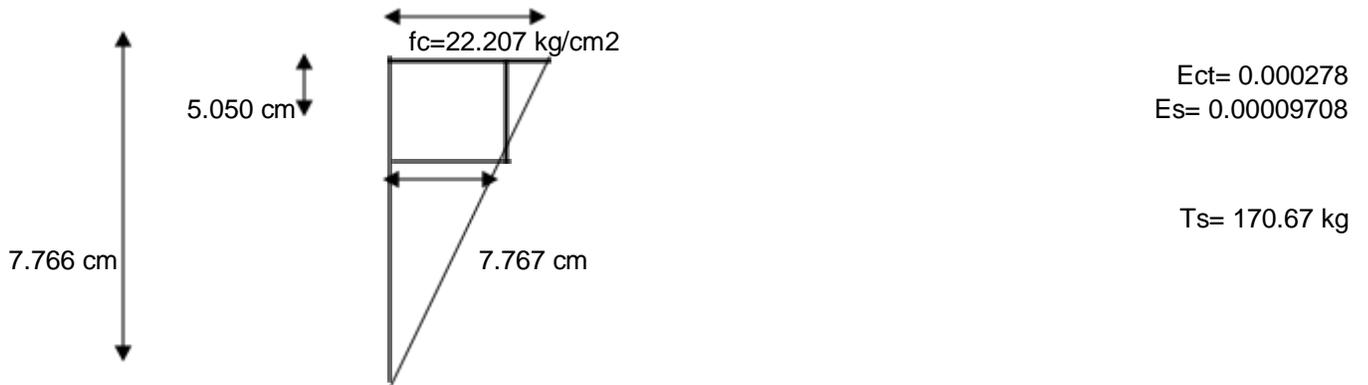
$T_s = 1340.49 \text{ kg}$



Fuerza de compresión capa superior



Fuerza de compresión acero superior



$\Sigma C = 3848.11 \text{ kg}$

$\Sigma T = 4018.79 \text{ kg}$

Por lo que cumple el equilibrio



Fuerza	Brazo	Momento
T1= 2356.59 kg	6.24 cm	14714.61 kg-cm
T2= 321.70 kg	6.49 cm	2089.15 kg-cm
Ts= 1340.49 kg	6.44 cm	8638.13 kg-cm
C2= 1425.88 kg	4.77 cm	11544.34 kg-cm
C2= 2422.24 kg	5.77 cm	8221.58 kg-cm
Ts= 0.00 kg	2.72 cm	0.00 kg-cm

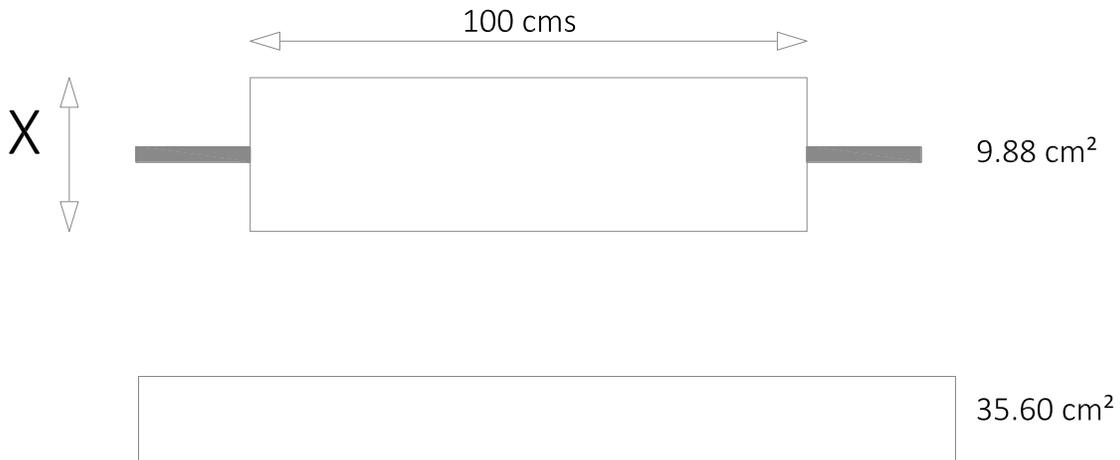
$$\Phi_{CR} = 3.57448E-05 \text{ cm}^{-1}$$

$$M_{cr} = 45207.81 \text{ kg-cm}$$

Momento Elástico

La capa inferior no contribuye

Peralte efectivo = 14.21 cm

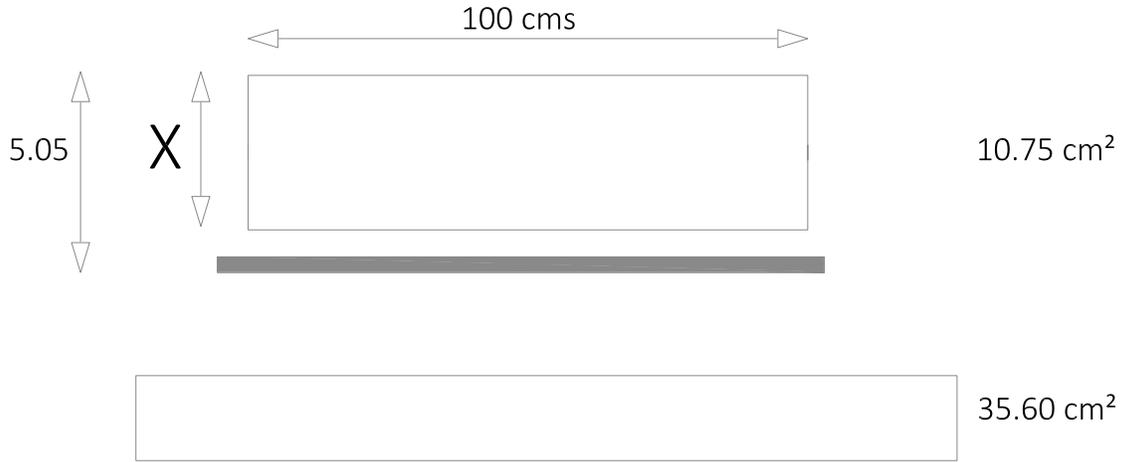


Por lo que queda una ecuación del tipo:

$$\begin{aligned}
 50.00 \times 2 & & + 45.48 \times & & - + 555.78 = 0 \\
 1.00 \times 2 & & + 0.9096 \times & & - + 11.1156 = 0 \\
 & & -X = 3.819665031 \text{ cm} & & \\
 & & X = 2.910103384 \text{ cm} & &
 \end{aligned}$$

Por lo que se toma el valor de : $X = 2.910103384 \text{ cm}$

Por lo tanto el acero superior trabaja también en tensión



Por lo que queda una ecuación del tipo:

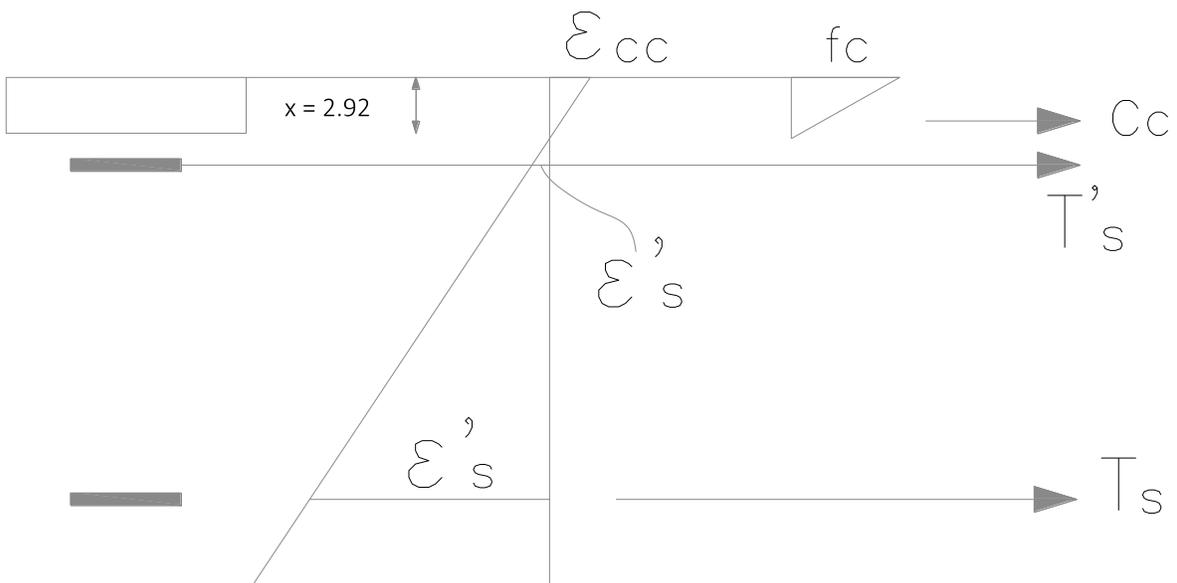
$$\begin{array}{rcl} 50.00 \times 2 & + 46.36 \times & -+ 560.22=0 \\ 1.00 \times 2 & + 0.9271 \times & -+ 11.2044=0 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} -X= 3.842815864\text{cm} \\ X= 2.915674217\text{cm} \end{array}$$

Por lo que se toma el valor de :

$$X= 2.915674217\text{cm}$$

$$I_c=5416.70 \text{ cm}^4$$





$$\begin{aligned}
 f_c &= 90.00 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_c &= 0.000529 \\
 E_s &= 0.002049 & E_s' &= 0.000387 \\
 f_s &= 4262.26 \text{ kg/cm}^2 & f_s' &= 805.45 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 13120.53 \text{ kg} & C_c &= \mathbf{13120.53 \text{ kg}} \\
 T_s &= 707.99 \text{ kg} \\
 T_s &= 12402.34 \text{ kg} & \Sigma T &= \mathbf{13110.33 \text{ kg}} & C_c &= 10.20 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_e &= 167205.83 \text{ kg-cm} \\
 \Phi &= 0.000181 \text{ cm}^{-1}
 \end{aligned}$$

El esfuerzo en el acero es muy alto se puede calcular un rango seguro con $0.6 f_y = 4164.00 \text{ kg}$

$$M_s = 163219.03 \text{ kg-cm}$$

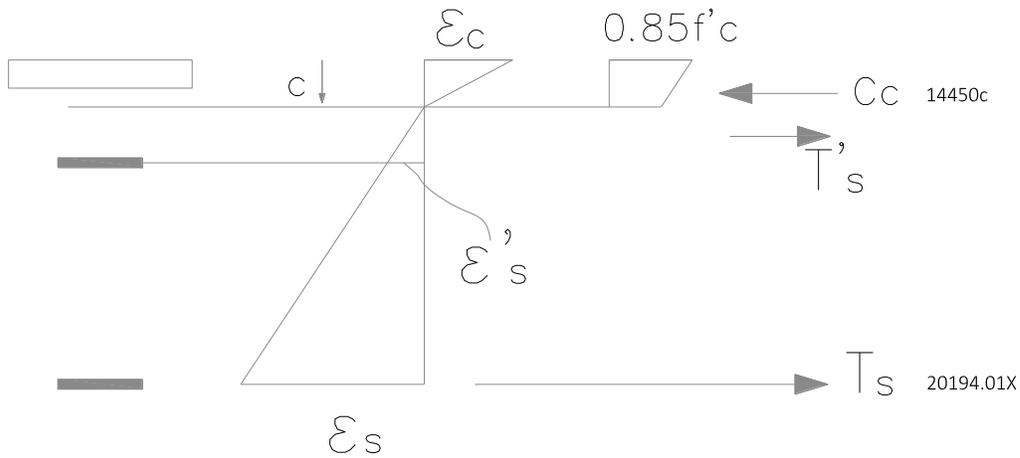
El esfuerzo en el concreto resulta :

$$\begin{aligned}
 f_c &= 87.86 \text{ kg/cm}^2 & & (0.439 f'_c) \\
 E_c &= 0.000517 & E_s &= 0.002002 \\
 \Phi &= 0.000177 \text{ cm}^{-1}
 \end{aligned}$$



Momento de fluencia

$M_Y = 272032 \text{ kg.cm}$
 $f_Y = 2.95E-04 \text{ cm}^{-1}$



$T's =$

Para determinar el valor de c

Igualando se tiene que:

$$C_c = T's + T_s$$

despejando c se obtiene:

$$c^2 =$$

$$1c^2$$

c =

c =

por lo que c =

Sustituyendo

$C_c =$

$T's =$

Por lo tanto tomando el acero superior fluye:

Replantando la ecuación el valor de C es de

$$C_c = T's + T_s$$

$T's =$

c =

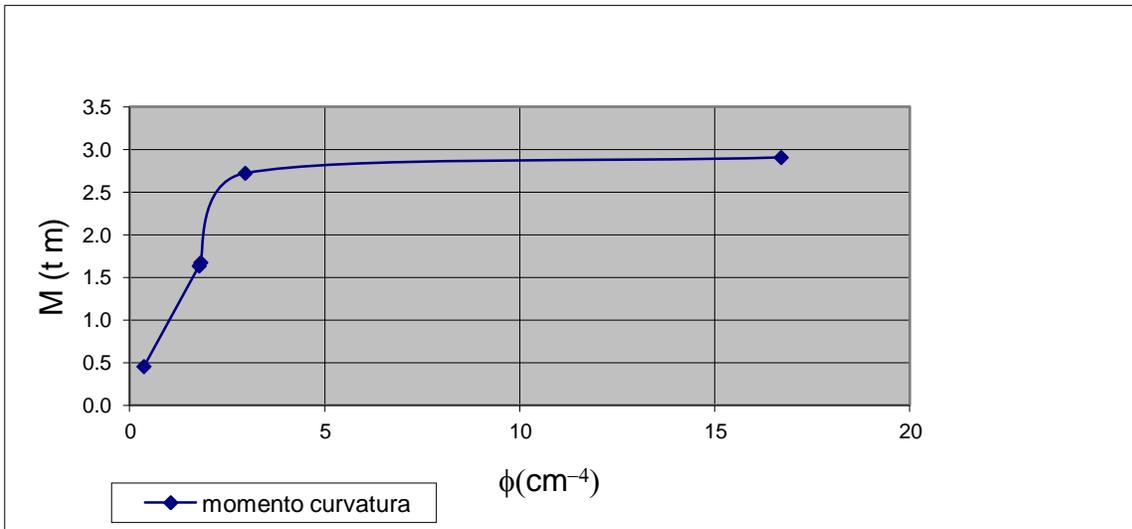
$e'_s =$



Determinando el momento ultimo se tiene:

$C_c = 25969.04 \text{ kg}$
 $M_u = 290510.75 \text{ kg cm}$
 $f_u = 1.67E-03 \text{ cm}^{-1}$
 Si se toma el acero superior 1.68645798
 $a = 1.19$
 $M_u = 274962.85 \text{ kg cm}$

Condición	Momentos (t.m)	ϕcm^{-4}
Agrietamiento	0.45	0.357448
$M_E(0,6fy)$	1.63	1.773
$M_E(,45fy)$	1.67	1.814
M_y	2.72	2.95
M_u	2.91	16.7





Ductilidad de curvatura = 5.65

Cargas correspondiente para el claro libre es de:

L= 4.91 m

Condición	Carga (kg/m) simplemente apoyada	Carga (kg/m) con 20% de M continuidad
Agrietamiento	150	188
$M_E(0,6fy)$	542	677
$M_E(,45fy)$	555	694
My	903	1128
Mu	964	1205



EJEMPLO ENTREPISO CASA HABITACIÓN

Concepto	kg/m ²	
Peso propio=		156
Carga viva=		170
Acabado superficial		60
Acabado inferior		25
Recubrimiento		15
Suma		426

COMO SIMPLEMENTE APOYADA

Método de Resistencia

$$w_u = 596.4 \text{ kg/m}$$

$$M_A = 1797.26 \text{ kg m}$$

De los cálculos anteriores

$$M_N = 1580.8 \text{ kg m}$$

$$F_R M_N = 1422.8 \text{ kg m}$$

Por lo tanto se tiene un factor adicional de seguridad de:

$$\frac{1422.8}{1797.26} = 0.79$$

CORRESTRUCCIÓN EN LOS APOYOS

Suponiendo

$$M_+ = \frac{wL^2}{10} \quad M' = \frac{wL^2}{40}$$

Las condiciones de resistencia resultan más favorables por lo que solamente se revisa la deformación

$$D_i = 2.661$$

$$D_{ip} = 1.60$$

$$\text{A largo plazo se tiene} \quad D_T = 5.76 \text{ cm}$$

En estas condiciones si pasa el limite correspondiente a no tener elementos no estructurales que se puedan dañar. En caso de que si se tengan elementos no estructurales que se puedan dañar.

La fórmula para deformación se puede escribir como sigue:

$$\Delta = \alpha \left(\frac{5wL^4}{384EI} \right)$$

Donde:

a depende del grado de restricción conforme a la tabla



CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO Y USO DEL PANEL ESTRUCTURAL

Condición	Momento negativo	α
Articulado	0	1
Poca resistencia	$wL^2/40$	0.76
Mediana resistencia	$wL^2/30$	0.68
Alta resistencia	$wL^2/18$	0.47
Empotramiento	$wL^2/12$	0.2



ANEXO A

DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

TABLA 1. Ayuda de Diseño Panel 2" cuadrícula 6.7 x 6.7 cms.

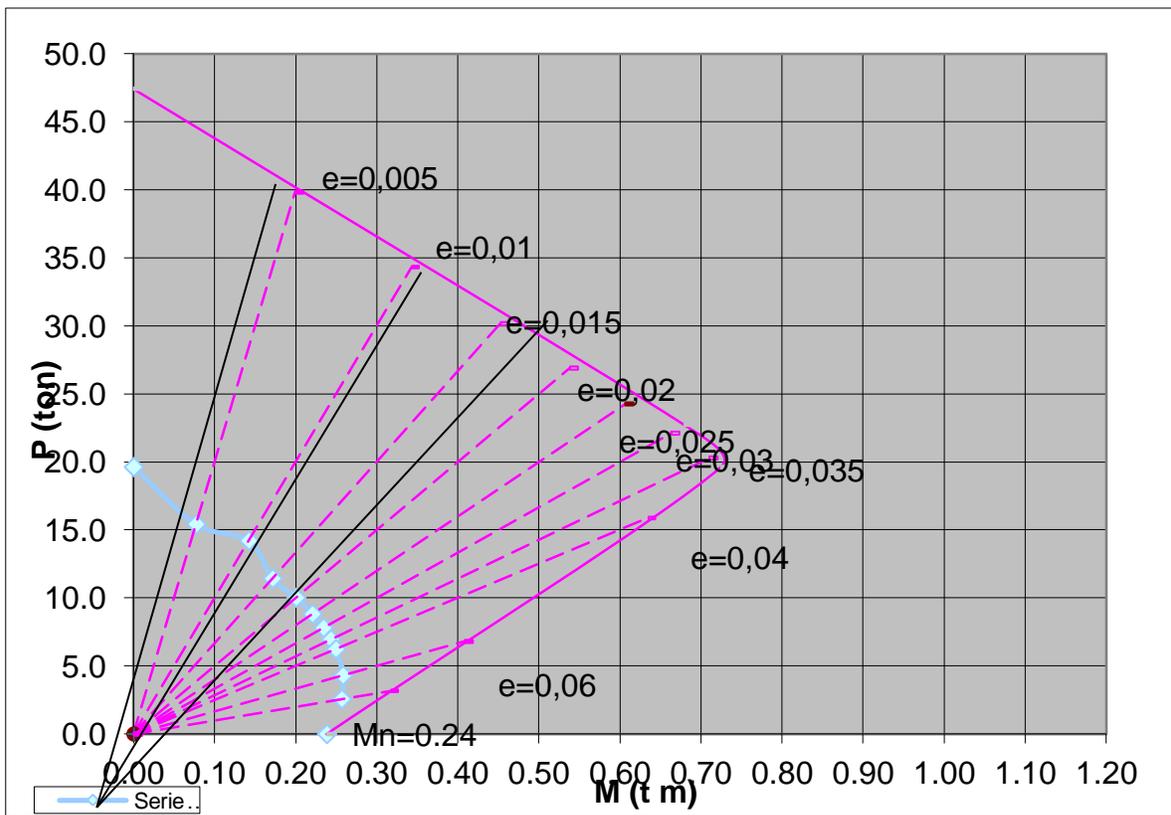




TABLA 1. Ayuda de Diseño Panel 3" cuadrícula 6.7 x 6.7 cms.

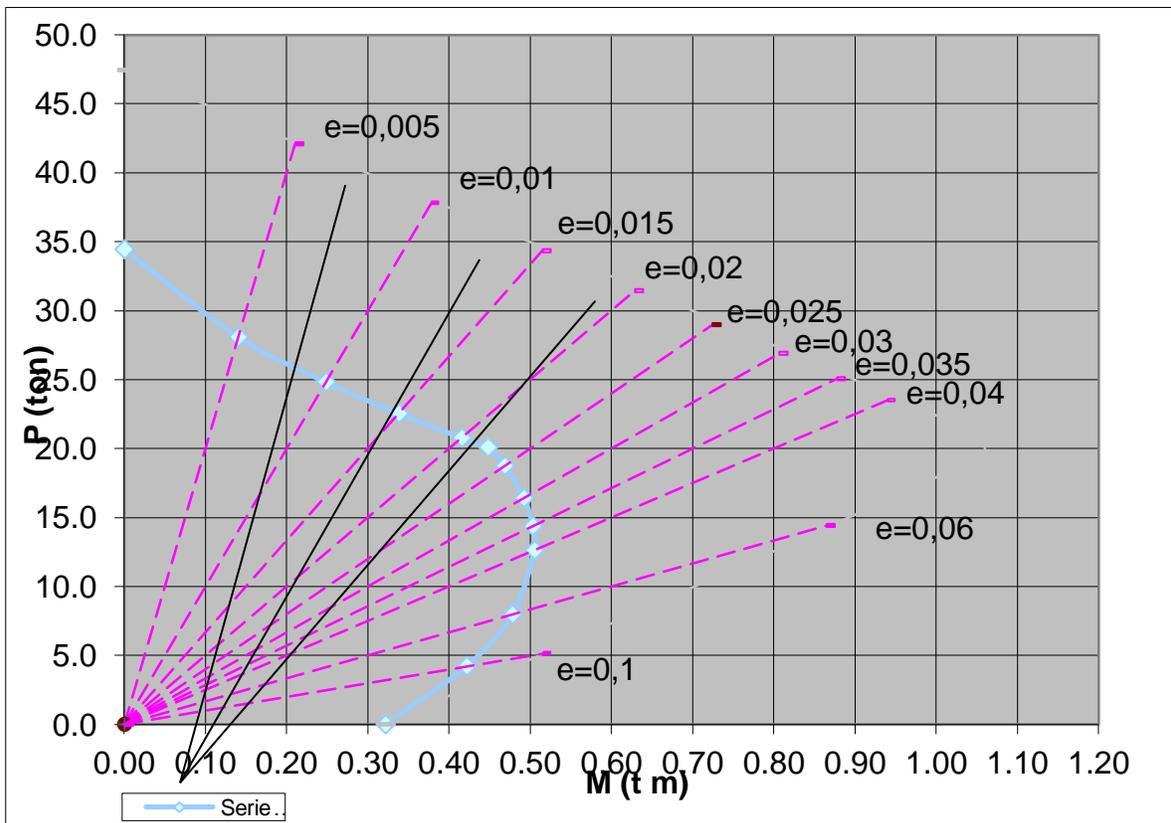




TABLA 1. Ayuda de Diseño Panel 4" cuadrícula 6.7 x 6.7 cms.

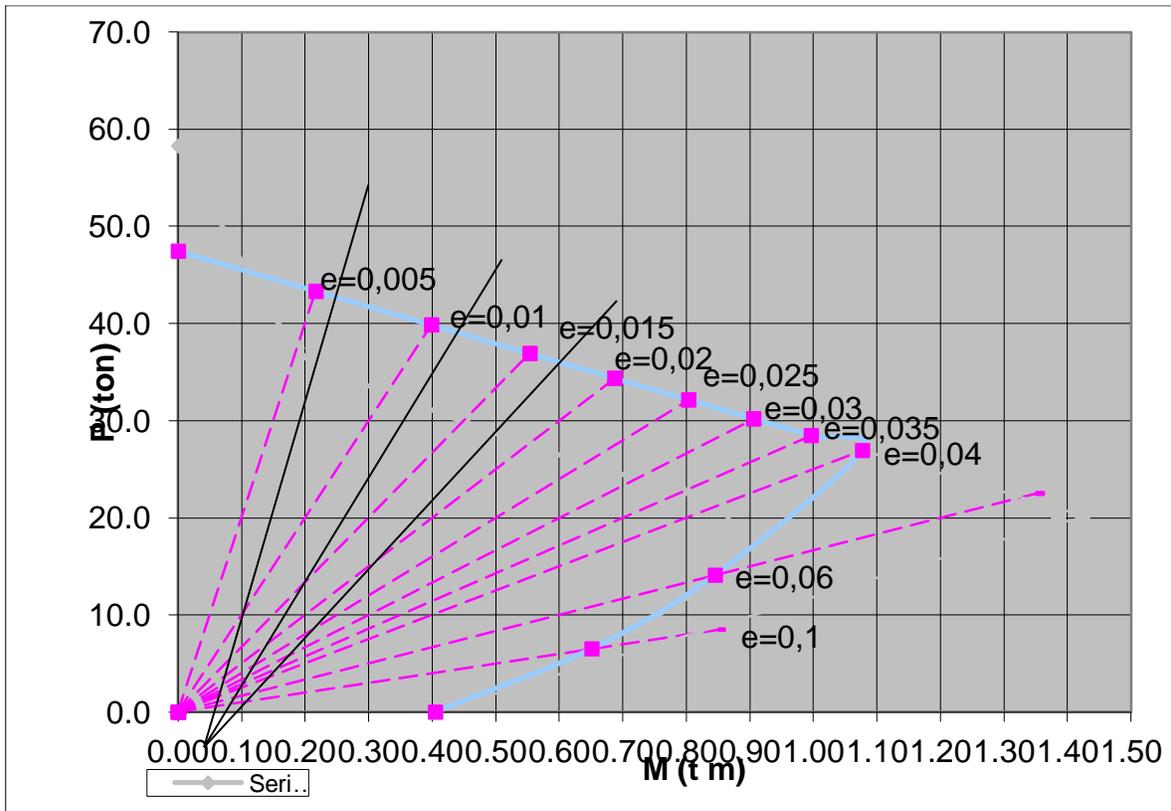




TABLA 1. Ayuda de Diseño Panel 2" cuadrícula 5.7 x 5.7 cms.

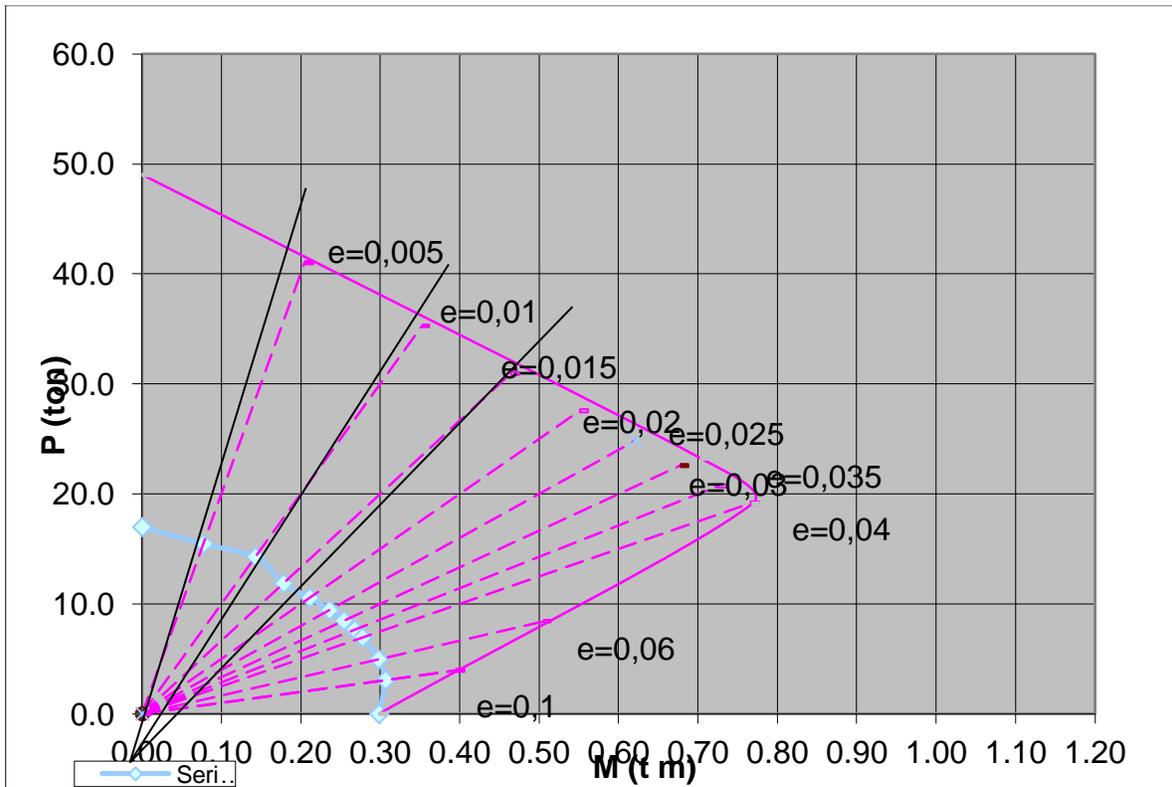
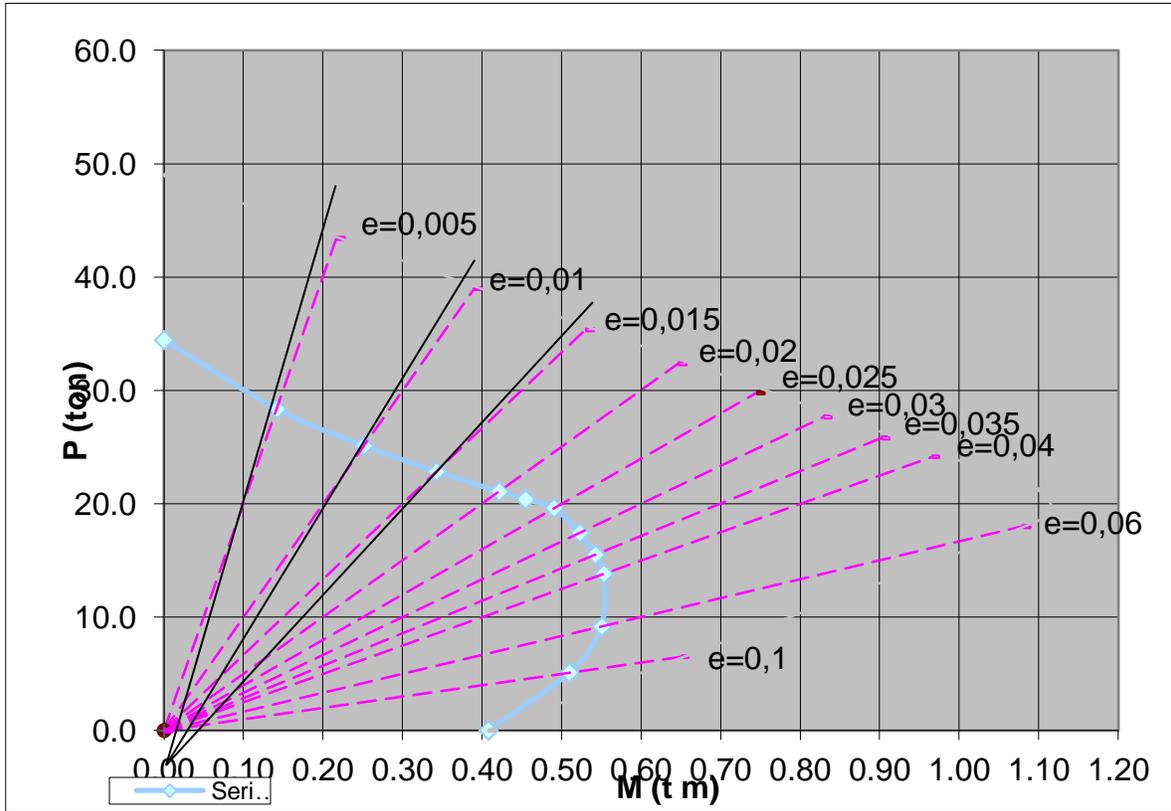




TABLA 1. Ayuda de Diseño Panel 3" cuadrícula 5.7 x 5.7 cms.





CONCLUSIONES

De acuerdo con el desarrollo del presente trabajo, se logro observar en primera instancia la comparativa entre pruebas de laboratorio y desarrollos numéricos de acuerdo a diseños por esfuerzos permisibles, los cuales como se observo, se generaron números muy similares entre cada uno de los métodos, lo que nos indica que los métodos se desarrollaron de manera satisfactoria.

Como se observa en la información existente en este texto, Los elementos tanto de muros como de losas ya han sido utilizados en casas de todo tipo tanto residencial, así como de interés medio y popular, esto nos llevo al desarrollo de técnicas para el cálculo estructural y nos de parámetros de seguridad para el constructor.

Lo que quiere decir que el sistema ya ha sido probado de manera muy satisfactoria por un alto grado de constructores, en ocasiones no con el grado de satisfacción necesario para continuar utilizando el sistema. Esto se debe en gran medida a la desconfianza de los ingenieros que abalan el sistema constructivo de manera institucional.

A pesar de la desconfianza que se ha tenido por los que utilizan este sistema, se pretendió demostrar que el usuario de este sistema tenga las bases mínimas para revisar por medio de una memoria de cálculo muy simple que el sistema no tienes problemas para las capacidades de carga en edificaciones de tipo vivienda.

Se puede observar con estos métodos de demostración de capacidad de carga, que la aplicación de los paneles pueden ser recomendables y confiables. Y como se vio en el principio de este trabajo que al utilizar este sistema, existe un ahorro sustancial en el peso de cimentaciones, ya que su peso propio es mucho menor que los sistemas tradicionales.

En el capitulo uno se pretendió dar a conocer un sistema constructivo el cual se puede considerar como una innovación que ha sido creada con propiedades mas amigables al medio ambiente como el sistema térmico y acústico del Poliestireno y que aunado a esto, la armadura de acero esta compuesta por un acero de alta resistencia lo que junto con el recubrimiento de mortero ó concreto, dará la resistencia que garantizara el uso en edificaciones.

El presente proyecto es el inicio de una revisión estructural basada en la poca información que se tiene en cuanto a pruebas de laboratorio, falta aun una gran gama de pruebas de laboratorio que afinen los cálculos que aquí se presentan y probablemente se tenga que cambiar de metodologías, pero con lo que hasta ahorita se tiene se lograra un buen calculo base para que los ingenieros que tienen aun mayor conocimiento del diseño estructural e inicien sus propias conclusiones con la intención de que la utilización de este sistema se incremente en un alto porcentaje en la industria de la construcción.



Bibliografía.

ONNCCE (Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C.)

Norma Mexicana NMX. NMX-405-1997-ONNCCE
Industria de la Construcción. Paneles para uso estructural en muros, techos y entrepisos.
ONNCCE. México D.F. 1998

QUALYPANEL.

Manuales del fabricante.

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, Oscar González Cuevas, Francisco Robles, Editorial Limusa, México D.F. 1997

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Editorial Trillas. México D.F. 2005

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Editorial Trillas. México D.F. 2005

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Editorial Trillas. México D.F. 2005

Diseño de Concreto Reforzado, Jack C. McCormac-Russell H. Brown, Editorial Alfaomega. México 2011.

Pruebas de Laboratorio en Paneles por el IMCYC