

**MODELACIÓN DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PREFABRICADO DE BAJO
PESO SOMETIDO A CARGAS SÍSMICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE
VIVIENDAS**

ANDRÉS LEONARDO ROBLES ROMERO

GERMÁN DANIEL CASTILLO CASTILLO

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C.
2005**

**MODELACIÓN DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PREFABRICADO DE BAJO
PESO SOMETIDO A CARGAS SÍSMICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE
VIVIENDAS**

ANDRÉS LEONARDO ROBLES ROMERO

GERMÁN DANIEL CASTILLO CASTILLO

DIRECTOR:

ING. DANIEL MAURICIO RUÍZ

**Trabajo de grado presentado como
requisito para optar al título de:**

INGENIERO CIVIL

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C.
2005**

DIRECTIVAS DE LA UNIVERSIDAD

RECTOR	R.P. GERARDO REMOLINA S.J.
VICERRECTOR ACADÉMICO	DR. JAIRO CIFUENTES
VICERRECTOR DEL MEDIO	R.P. MIGUEL ROZO S.J.
SECRETARIO GENERAL	R.P. DARÍO CHAVARRIAGA S.J.

DIRECTIVAS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

DECÁNO DEL MEDIO UNIVERSITARIO	R.P. ANTONIO SARMIENTO S.J.
DECÁNO ACADÉMICO	ING. FRANCISCO REBOLLEDO

DIRECTIVAS DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	ING. FRANCISCO REBOLLEDO
DIRECTOR CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	ING. OSCAR RODRÍGUEZ
JEFE SECCIÓN HIDROTECNIA Y AMBIENTAL	ING. JAIME LARA
JEFE SECCIÓN ESTRUCTURAS	ING. EDGAR MUÑOZ
JEFE SECCIÓN CONSTRUCCIÓN Y GESTIÓN DE PROYECTOS	ING. SANDRA JARRO
JEFE SECCIÓN GEOTECNIA, VÍAS Y TRANSPORTE	ING. MAURICIO SALGADO
JEFE SECCIÓN LABORATORIOS	ING. DIEGO HOYOS

REGLAMENTO DE LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA

Artículo 23

De la resolución No 13 del 6 de Julio de 1964

“La universidad no se hace responsable por los conceptos emitidos por sus alumnos en sus trabajos de tesis. Sólo velará porque no se publique nada contrario al dogma y la moral católica y porque las tesis no contengan ataques o polémicas puramente personales; antes bien, se ve en ellas el anhelo de buscar la verdad y la justicia”

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus agradecimientos a:

DANIEL MAURICIO RUÍZ, ingeniero civil, por su orientación y constante colaboración en el desarrollo del trabajo.

SANDRA PATRICIA JARRO, ingeniera civil, por su colaboración y asesoría en la realización de los análisis técnicos y económicos en cuanto a la viabilidad del sistema constructivo en proyectos de vivienda de interés social.

ALFONSO AMÉZQUITA NIETO, ingeniero civil, por su asesoría y orientación durante todo el proceso de desarrollo del trabajo.

METCOL (Metecno de Colombia), empresa productora de los elementos que componen el sistema prefabricado en estudio, la cual facilitó de manera gratuita los paneles para su caracterización y evaluación.

MARÍA PATRICIA LEÓN, ingeniera civil, por su amabilidad y disponibilidad durante el proceso de elaboración de los ensayos.

CARLOS MORA, persona encargada del laboratorio de resistencia de materiales, por su colaboración y disposición en el manejo de los dispositivos y máquinas necesarias para la realización de los ensayos necesarios en esta investigación.

***A nuestros padres, hermanos y
amigos, por su cariño, apoyo
y confianza en nosotros.***

ANDRÉS Y GERMÁN

TABLA DE CONTENIDO

	Página
I. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	1
II. OBJETIVOS	5
III. VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL (VIS)	6
3.1. SITUACIÓN ACTUAL DE LA VIS EN COLOMBIA	6
3.1.1. Calidad	6
3.1.2. Habitabilidad	10
3.1.3. Tierra para la VIS	12
3.1.4. Sostenibilidad	13
3.1.5. Inventario de sistemas constructivos para VIS	15
3.2. SISTEMA METCOL	16
3.2.1. Sistema de VIS propuesto por METCOL	18
3.2.2. Proceso de montaje de casa tipo	19
3.2.2.1. DÍA 1 – Fundición de placa de cimentación y colocación de perfiles de soporte	20
3.2.2.2. DÍA 2 – Colocación de paneles de fachada	24
3.2.2.3. DÍA 3 - Instalación de puertas, ventanas y redes de servicios	26
3.2.2.4. DÍA 4 – Instalación paneles de cubierta	30
3.2.2.5. DÍA 5 – Instalación accesorios de cubierta	34
3.2.2.6. DÍA 6 – Acabados interiores	39

3.2.3.	<i>Análisis económico comparativo del sistema METCOL</i>	41
VI.	NORMAS Y ENSAYOS	45
4.1.	NORMAS	45
4.2.	ENSAYOS	47
4.2.1.	<i>Descripción y resultado de los ensayos</i>	47
4.2.1.1.	<i>Elaborados en el estudio previo</i>	47
4.2.1.1.1.	Densidad	48
4.2.1.1.2.	Cortante en el poliuretano	49
4.2.1.1.3.	Compresión perpendicular	51
4.2.1.1.4.	Compresión paralela	52
4.2.1.1.5.	Corte en tornillos de fijación	53
4.2.1.1.6.	Resistencia al corte y extracción del anclaje ZAMAC	54
4.2.1.1.7.	Carga horizontal sobre paneles funcionando como muro	54
4.2.1.1.8.	Flexión en paneles de cubierta TECHMET	56
4.2.1.1.9.	Flexión en paneles de muro MONOWALL	61
4.2.1.2.	<i>Elaborados en el presente estudio</i>	62
4.2.1.2.1.	Cortante en el poliuretano	63
4.2.1.2.2.	Compresión perpendicular	65
4.2.1.2.3.	Compresión paralela	67
4.2.1.2.4.	Flexión en paneles de muro MONOWALL	69
4.2.1.2.5.	Tracción diagonal	72

4.2.2.	<i>Análisis y comparación de ensayos en común</i>	76
4.2.2.1.	<i>Cortante en el poliuretano</i>	77
4.2.2.2.	<i>Compresión perpendicular</i>	78
4.2.2.3.	<i>Compresión paralela</i>	79
4.2.2.4.	<i>Flexión en páneces de muro MONOWALL</i>	79
V.	MODELACIÓN ANALÍTICA COMPUTACIONAL DE LA EDIFICACIÓN	81
5.1.	DESCRIPCIÓN DEL MODELO	81
5.1.1	<i>Estructura</i>	81
5.1.1.1	<i>Muros</i>	82
5.1.1.1.1	Materiales	82
5.1.1.1.2	Secciones	83
5.1.1.1.3	Elementos tipo “shell”	85
5.1.1.1.4	Elementos sólidos	85
5.1.1.1.5	Apoyos	86
5.1.1.2	<i>Cubierta</i>	88
5.1.1.2.1	Materiales	88
5.1.1.2.2	Secciones	89
5.1.1.2.3	Elementos tipo “shell”	90
5.1.1.2.4	Estructura de soporte	90

5.1.2	Cargas	93
5.1.2.1	<i>Carga muerta</i>	93
5.1.2.2	<i>Carga viva</i>	94
5.1.2.3	<i>Carga de viento</i>	94
5.1.2.4	<i>Carga de sismo</i>	95
5.1.2.4.1	Análisis modal espectral	96
5.1.2.4.2	Factor R	103
5.1.2.5	<i>Combinaciones de carga</i>	108
5.2.	RESULTADOS OBTENIDOS DE ESFUERZOS ACTUANTES	110
5.2.1	<i>Número de modos igual a 10</i>	111
5.2.1.1.	<i>Esfuerzos internos en elementos “shell”</i>	111
5.2.1.2.	<i>Esfuerzos internos en elementos sólidos</i>	118
5.2.1.3.	<i>Reacciones máximas en los apoyos</i>	120
5.2.2	<i>Número de modos igual a 30</i>	121
5.2.2.1.	<i>Esfuerzos internos en elementos “shell”</i>	122
5.2.2.2.	<i>Esfuerzos internos en elementos sólidos</i>	124
5.2.2.3.	<i>Reacciones máximas en los apoyos</i>	124
5.2.3	<i>Número de modos igual a 50</i>	125
5.2.3.1.	<i>Esfuerzos internos en elementos “shell”</i>	125
5.2.3.2.	<i>Esfuerzos internos en elementos sólidos</i>	127

5.2.3.3.	<i>Reacciones máximas en los apoyos</i>	127
----------	---	-----

VI.	INTERPRETACIÓN Y COMPARACIÓN	128
------------	-------------------------------------	-----

6.1.	CORTANTE EN EL POLIURETANO	129
------	-----------------------------------	-----

6.2	COMPRESIÓN EN EL POLIURETANO	129
-----	-------------------------------------	-----

6.3	APLASTAMIENTO DE LAS ESQUINAS EN EL ACERO	130
-----	--	-----

6.4	FLEXIÓN PANELES MONOWALL	132
-----	---------------------------------	-----

6.5	FLEXIÓN PANELES TECHMET	132
-----	--------------------------------	-----

6.6	FLUENCIA EN LAS LÁMINAS DE ACERO	133
-----	---	-----

6.7	CORTE Y EXTRACCIÓN DE ANCLAJES TIPO ZAMAC	133
-----	--	-----

	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	135
--	-----------------------------------	-----

	BIBLIOGRAFÍA	139
--	---------------------	-----

	ANEXOS	140
--	---------------	-----

ANEXO A: INVENTARIO DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA VIS

ANEXO B: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

ANEXO C: DETALLES DE LA MODELACIÓN EN SAP 2000

ANEXO D: REQUISITOS PARA LA HOMOLOGACIÓN

I. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.

El trauma causado por el colapso parcial o total de las estructuras hechas por el hombre es la causa más común de muerte y lesión en la mayoría de los terremotos. Cerca del 75% de las muertes atribuidas a terremotos en el siglo XX fueron causadas por el colapso de edificaciones que no tuvieron un adecuado diseño sísmo resistente, construidas con materiales inapropiados o simplemente arrasados por la capacidad destructiva de un sismo de grandes proporciones. Las estructuras de adobe, frecuentes en las zonas altamente sísmicas del mundo (entre ellas Colombia) no sólo tienen paredes propensas al colapso sino cubiertas muy altas y pesadas. Cuando colapsan, estas paredes y cubiertas pueden afectar significativamente las personas dentro de las casas. Por su parte las edificaciones de mampostería no reforzada aunque no tienen un comportamiento tan malo como las edificaciones de adobe, tienen un comportamiento frágil que no las hace adecuadas ante cargas sísmicas. Las casas con estructura en concreto reforzado son generalmente seguras, pero también son vulnerables principalmente por los deficientes procesos constructivos y los errores conceptuales de diseño. Cuando las estructuras de concreto reforzado colapsan son letales, ya que hieren o matan a sus ocupantes en un porcentaje mayor que las de mampostería. En la segunda mitad del siglo XX, la mayoría de los terremotos que sacudieron centros urbanos ocasionaron colapsos de edificios de concreto reforzado y las muertes debidas al colapso de estos edificios fueron significativas.

En el caso colombiano, diversos sismos han afectado el país como el del eje cafetero del 25 de enero de 1999, el cual causó graves daños en las ciudades de Armenia, Pereira y en un amplio número de pequeños poblados cercanos. Las estadísticas indican que aproximadamente 1250 personas perdieron la vida y que 5300 heridos se atendieron en los hospitales. El número de afectados se calculó en 200.000, que perdieron su vivienda y sus espacios de trabajo. El terremoto causó daños a cerca de 50.000 edificaciones en la zona cafetera concentrándose los daños en edificaciones antiguas, edificios de mampostería no reforzada ni confinada y casas diseñadas y construidas sin especificaciones de diseño

sismorresistente. En la mayoría de los casos fueron las personas de bajos recursos (estratos 1, 2 y 3) las más afectadas por el colapso de sus viviendas.

Por las razones expuestas anteriormente es necesario investigar e implementar nuevos métodos y sistemas constructivos y optimizar los existentes, en los que se utilicen materiales de bajo peso, fácil manejo y bajo precio que cumplan con los estándares sismorresistentes internacionales. Estos nuevos sistemas estructurales deben ser resistentes, durables, livianos y con costos no muy elevados. La investigación necesita un estudio experimental a fondo de manera que se puedan sustentar satisfactoriamente desde el punto de vista técnico y científico las fortalezas y debilidades de los sistemas estructurales ante diferentes solicitaciones de carga dependiendo del riesgo sísmico de cada región del país.

Por otro lado, de acuerdo con la norma NTC 2246, todo elemento destinado a formar parte de una edificación, ya sea que estén formados por un solo material o por diversos materiales, debe clasificarse y someterse a un estudio de sus propiedades físicas y mecánicas con el fin de aceptarlos o no como elementos de la construcción. Además, con base en estas propiedades medidas en el laboratorio, deben establecerse los esfuerzos admisibles o resistentes con el fin de adelantar los diseños respectivos que se ajusten a las condiciones particulares de cada proyecto tales como configuración general y disposición de cargas actuantes.

La aparición en el mercado colombiano de la empresa METCOL en el año de 1999, constituyó una alternativa importante en cuanto a la innovación en sistemas constructivos prefabricados para la producción en serie de unidades de vivienda de bajo peso y costo. La multinacional Metecno ha construido una moderna planta para la producción de paneles y prefabricados metálicos en el sector de Santander de Quilichao, Departamento del Cauca. No obstante, los paneles se usan actualmente para acabados.

La idea para la fabricación de paneles en línea con paneles en línea continua con láminas prepintadas y aislamiento termoacústico surgió en los años 60 (1967 exactamente)

concebido por la firma italiana Metecno, como resultado de una investigación para el desarrollo de sistemas modulares con el fin de agilizar la construcción; desde entonces el sistema ha sido perfeccionado para garantizar al cliente un sistema cómodo, seguro y con un precio adecuado. La empresa se ha encargado de difundir su idea a nivel mundial suministrando plantas y asesoría técnica para la fabricación de paneles metálicos.

Desde su introducción en el mercado colombiano, Metecno ha estado adelantando estudios para certificar estructuralmente el sistema y hacer las adecuaciones para un adecuado desempeño, con base en las especificaciones de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente (NSR-98). Inicialmente se hicieron unos ensayos por parte de la empresa para caracterizar los paneles, los cuales han sido el fundamento para el diseño estructural hasta ahora; sin embargo, es necesario revisar estos estudios cuatro años después de estar en el mercado y ya con las plantas de producción trabajando normalmente..

Adicionalmente debe mencionarse que para que un sistema constructivo cuyos materiales no estén contemplados en la Norma Sismorresistente pueda ser utilizado en la República de Colombia, debe ser sometida a la aprobación por parte de la “Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes”. A esta institución se le deben entregar documentos en donde se presente una descripción del sistema con sus características y bondades, toda la información experimental y analítica que permita constatar que el sistema es apropiado para zonas de amenaza sísmica intermedia y/o alta, y finalmente una propuesta de régimen de excepción del sistema por medio del cual se regiría la obtención de licencias de construcción para el sistema presentado (ver capítulo D de los anexos). En estos documentos debe indicarse taxativamente las secciones del Reglamento NSR-98 que el sistema propuesto no cumple; y las prescripciones alternas que deben utilizarse en el diseño y construcción de las edificaciones.

De acuerdo con lo anterior, con el fin de utilizar un nuevo sistema estructural, se debe llevar a cabo una caracterización basada en ensayos mecánicos de resistencia (evaluación

de tipo experimental) así como una serie de modelaciones analíticas en computador que permita conocer el comportamiento del sistema estructural ante diferentes solicitaciones de carga y condiciones de apoyo. La evaluación experimental debe incluir ensayos de laboratorio sobre probetas pequeñas y sobre paneles funcionando como muros y placas. Dado que el sistema constructivo que se pretende estudiar es prefabricado, la caracterización mecánica se debe efectuar mediante el uso de las normas ICONTEC NTC 2446 - Paneles Prefabricados clasificación y Requisitos y la ASTM E72-98 - Standard Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction. Dentro de la modelación analítica del comportamiento estructural del sistema en estudio se busca evaluar, aspectos como eventuales deslizamientos, volcamientos o inestabilidades de la edificación, esfuerzos resistentes y actuantes ante diferentes solicitaciones de carga, conexiones entre elementos estructurales, detalles específicos de cimentaciones, etc. Entre las cargas que se deben evaluar desde el punto de vista analítico están las fuerzas horizontales (cargas sísmicas, cargas de viento), cargas vivas, muertas, granizo, entre otros, tal como se estipula en la Norma de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR 98. Para el sistema estructural que se plantea estudiar (láminas delgadas de acero con poliuretano en su interior), se cuenta en algunos casos con estudios preliminares en los cuales no se tuvieron en cuenta consideraciones desde el punto de vista sísmico.

Dentro del presente trabajo de grado titulado “Modelación de un sistema estructural prefabricado de bajo peso sometido a cargas sísmicas para la construcción de viviendas” que se explica y desarrolla en este documento, se buscará analizar el comportamiento sísmico obtenido mediante la modelación por elementos finitos del sistema constructivo de vivienda planteado y elaborado por la empresa METCOL (Metecno de Colombia).

II. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar un sistema estructural alternativo prefabricado de bajo peso para la construcción de viviendas sismorresistentes.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar algunas de las principales propiedades mecánicas de los elementos y caracterizar los tipos de falla predominantes ante diferentes solicitaciones impuestas.
- Elaborar modelos analíticos computacionales para una edificación típica (construida con el sistema estructural modulado con Metecno) sometida a las diferentes cargas establecidas en el Código Colombiano de Diseño Sismo Resistente (NSR 98), con el fin de comparar la resistencia de sus diferentes elementos a las solicitaciones impuestas.

III. VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL (VIS)

3.1. SITUACIÓN ACTUAL DE LA VIS EN COLOMBIA

La VIS es un tema de amplia discusión en los países subdesarrollados por la importancia que tiene dentro de las políticas de desarrollo de los gobiernos, por la esperanza que genera en los más pobres y porque es una oportunidad de negocio atractiva dentro del sector global de la construcción.

Alrededor de ella se han creado muchas instituciones con el paso del tiempo y los diferentes gobiernos, encargadas única y exclusivamente de gestionar y controlar su construcción y posibilidad de acceso a la población, tales como el banco hipotecario, luego el instituto descentralizado constructor, hasta llegar hoy en día a contar con cajas de compensación privadas y un ministerio propio en el gobierno central.

A continuación se reúnen algunos conceptos de muchos protagonistas del fenómeno VIS quienes han producido conocimientos y experiencias alrededor del tema.

3.1.1. Calidad¹

El Instituto Javeriano de Vivienda y Urbanismo (INJAVIU) aportó en el año 1993 un estudio alrededor de los problemas actuales de calidad de la vivienda en Bogotá y en Colombia titulado *La calidad de la vivienda social: un reto posible*.

Con la expedición en el año 1991 de la Ley 3ª el Estado le dio un giro al proceso en cuanto al manejo de la política habitacional en Colombia. En ella se buscó que el Estado pasara de promotor a facilitador, dejando en manos de los promotores privados la responsabilidad de

¹ Revista CONSTRUDATA. *La calidad de la vivienda social: un reto posible*. Edición 126, Bogotá, Marzo – Mayo 2003. Pág. 17-23.

la producción de la vivienda para los sectores de bajos ingresos. Sin embargo, la reglamentación que se ha desarrollado para las normas mínimas de la calidad de la VIS no se ha podido mantener como un marco de obligatorio cumplimiento.

El Reglamento técnico dirigido a las soluciones de VIS en las cuales se aplique el subsidio familiar de vivienda, desarrollado por INJAVIU en 1995; la *Cartilla para usuarios. Modelos replicables para asistencia técnica*, elaborado por el Instituto Nacional de Vivienda de Interés Social y Reforma Urbana –Inurbe-, en 1995; la *Metodología de diseño y evaluación de proyectos de VIS* y la *Coordinación modular y estandarización de elementos de construcción y su aplicación a la VIS*, del Ministerios de Desarrollo Económico y el Viceministerio de Desarrollo Urbano, Dirección de Vivienda, Suelo y Construcción, de 1998, entre otros, son algunas de las reglamentaciones que se han estipulado para dar unas normas mínimas de calidad de la VIS, pero que como se dijo anteriormente, no se han logrado mantener como de obligatorio cumplimiento desde su creación.¹

Las investigaciones desarrolladas por el INJAVIU alrededor del problema de la calidad de la vivienda dirigida a los sectores de bajos ingresos, muestran como la falta de factores cualitativos alrededor de la VIS, ha permitido que el mercado ofrezca una calidad deficiente sin que el usuario tenga opción de satisfacer de manera adecuada sus necesidades básicas. Particularmente en la capital, se ha llegado a comprobar que las viviendas que han sido objeto de subsidio estatal por encontrarse en barrios desarrollados con el cumplimiento de las disposiciones normativas, se encuentran en niveles similares de calidad deficitaria a los barrios que son de origen clandestino.

En cuanto a las condiciones de habitabilidad, los aspectos de higiene, privacidad y comodidad no alcanzan a garantizar una calidad de vida apropiada tanto a nivel de salud física como de salud mental, debido a que todavía se pueden percibir índices altos de

¹ Revista CONSTRUDATA. *La calidad de la vivienda social: un reto posible*. Edición 126, Bogotá, Marzo – Mayo 2003. Pág. 17.

hacinamiento y un bajo nivel en las especificaciones constructivas con las que son entregadas las viviendas nuevas. En referencia al hacinamiento se tiene que la relación entre el número de habitantes de la familia y el número de cuartos, lleva a que por lo general se supere el promedio ideal de dos personas por cada uno, llegando a un promedio de personas por unidad de vivienda de 4,5 en los barrios de origen normal (por lo general con una distribución de mínimo 3 adultos y 1 niño, con una pareja conyugal) y de 7,7 en los barrios de origen clandestino (de los cuales 4 son adultos, 1 joven y 2 niños, además de un inquilino, y 1,12 parejas conyugales).

En cuanto a la localización en la ciudad de los desarrollos de VIS, los resultados son preocupantes. Las condiciones de la población para acceder con facilidad a los bienes y servicios que ofrece la ciudad no son suficientes. Las dificultades de conexión y movilidad, asociadas a la baja provisión de equipamientos colectivos, y las altas densidades de vivienda por hectárea, apartan a los residentes de estos barrios de alcanzar una buena calidad de vida urbana. Adicionalmente, se registra como un problema la tendencia a ubicar estos desarrollos de vivienda en terrenos con alto riesgo sísmico, de remoción en masa o inundación.

En cuanto a la espaciabilidad se resalta que hay una fuerte tendencia a la reducción del espacio privado, alcanzando unas densidades muy altas (en los barrios desarrollados en las décadas de los años 80 y 90 se encuentra en el origen normal una densidad promedio de 146 viv/ha, y en el clandestino 95 viv/ha). En los barrios de origen normal esta tendencia se inicia en la década de los años 80, en la que se utiliza la figura de la vivienda bifamiliar para reducir el frente del lote, de forma artificial. Si bien cumple con el mínimo permitido por la normativa urbana con lotes de 6 m. de frente, en la práctica se entregan unidades con frentes de 3 m., por cuanto el lote es dividido por la mitad a nivel de terreno, dando acceso independiente a dos unidades de vivienda. De esta manera, se dio inicio a una mutación tipológica de la vivienda unifamiliar en hilera hasta llegar a lo que coloquialmente se ha denominado “multifamiliar acostado”. Es decir, viviendas unifamiliares con áreas muy

pequeñas que desarrollan el programa en altura, en el sistema de agrupación, con acceso desde espacios colectivos a nivel de la calle.

En lo referido a la casa, en los barrios de origen normal los promotores privados han encontrado una vía alterna para acceder al mercado de la vivienda social. La estrategia seguida es la entrega de programas incompletos para su complementación en el tiempo a cargo de sus usuarios, con serias implicaciones técnicas que van en detrimento de su calidad de vida. Es así como las viviendas pierden cualidades tales como la ventilación e iluminación naturales, tienen un muy alto porcentaje de áreas de circulación respecto al de las útiles y presentan relaciones de servidumbre entre cuartos. De otra parte, al desarrollarse con sistemas estructurales compartidos con otras unidades, conduce a que los procesos de “ampliación” de cada una, que suceden en diferentes momentos y con características diversas, se pierda la continuidad de los elementos portantes. En los barrios de origen clandestino, la situación no es muy diferente, pues aunque las unidades de vivienda cuentan con lotes de mayores dimensiones y estructuras portantes individuales, la precariedad de conocimiento técnico de los autoconstructores de igual forma conduce a errores que derivan en situaciones de riesgo.

El impacto negativo en la calidad de vida es evidente, pues la reducción del programa de la vivienda, sus áreas y dotación ha llevado a que sus usuarios realicen intervenciones inadecuadas en términos de seguridad técnica y social. Además, si se tiene en cuenta los altos costos del suelo, que influyen en el costo final de la vivienda haciéndola inasequible para los sectores de bajos ingresos, y el esquema actual de financiación (con el cual muchas personas se sienten inseguras de invertir en su vivienda propia por no garantizar una atención efectiva del problema debido a los altos intereses llevándolos a perder su propiedad por incapacidad de mantener el pago de las cuotas del crédito hipotecario), tienen como consecuencia que se esté violando el mandato constitucional de garantizar a los ciudadanos colombianos su derecho a una vivienda digna por no permitirse un acceso adecuado y con garantías a ella.

3.1.2. Habitabilidad¹

El Centro Nacional de Estudios de la Construcción – CENAC- elaboró en 1985 un estudio con recomendaciones urbanísticas, arquitectónicas y constructivas las cuales quedaron consignadas en el documento CEN 156-85, del cual se extraerán dos indicadores importantes que hoy en día todavía tienen vigencia porque definen unos patrones mínimos de habitabilidad: el área mínima recomendada por persona y las áreas y dimensiones mínimas de los espacios de una vivienda.

Área mínima de la vivienda

Alcobas	Personas	Área por persona (m ²)		Área total (m ²)	
		Un piso	Dos pisos	Un piso	Dos pisos
1	2	18.0	23.0	36.0	46.0
2	4	12.0	14.5	48.0	58.0
3	6	10.0	11.0	60.0	66.0
4	8	9.0	9.8	72.0	78.4

Tabla 3.1. Área mínima construida cubierta²

Área construida cubierta privativa de la vivienda (incluyendo muros y circulaciones), medida a ejes de medianeras y a planos exteriores de fachada. En los apartamentos, esta área es mayor de la que figura en el reglamento de copropiedad para el mismo inmueble. En las viviendas de dos pisos se incluye el área de escaleras.

¹ Revista CONSTRUDATA. *Habitabilidad*. Edición 126, Bogotá, Marzo – Mayo 2003. Pág. 24.

² IDEM

Áreas y dimensiones netas mínimas de los espacios de la vivienda

Espacio	Área mínima (m²)	Lado menor mínimo (m)
Salón comedor ¹	13.50	2.70
Alcoba padres	7.29	2.70
Closet padres	0.70	0.60
Alcobas niños	7.29	2.70
Closet niños	0.50	0.60
Alcobas niñas	7.29	2.70
Closet niñas	0.50	0.60
Estudio ²	4.86	1.80
Baño completo ³	2.20	1.10
Cocina y ropas ⁴	4.05	1.50
Circulaciones ⁵	-	0.90
Escaleras privadas	-	0.90
Escaleras públicas	-	1.10
Muros ⁶	-	0.10
Muros medianeros	-	0.20

Tabla 3.2. Áreas y dimensiones netas mínimas de los espacios de vivienda⁷

Las medidas están en obra negra, excluyendo pañetes.

¹ Para viviendas de rango bajo (menos de un millón en el estudio original), el área podría bajar hasta 12m².

² Sólo se aceptará esta dimensión cuando existan además 3 alcobas.

³ Cuando el eje del inodoro está en el sentido longitudinal del baño, la dimensión mínima puede ser de 0,90m.

⁴ Con servicios de solo lado.

⁵ No son obligatorias estas áreas mínimas.

⁶ En las zonas de riesgo sísmico intermedio y alto, de acuerdo con el decreto 1400/84, pueden ser mayores

⁷ Revista CONSTRUDATA. *Habitabilidad*. Edición 126, Bogotá, Marzo – Mayo 2003. Pág. 24.

3.1.3. Tierra para la VIS¹

Metrovivienda, una empresa industrial y comercial del Distrito Capital que revolucionó la forma de urbanizar en Bogotá, publicó en el año 2002 el libro *Ciudadela El Recreo – Memoria del modelo de gestión de Metrovivienda* en el cual se describen los fundamentos y decisiones que llevaron a su creación, con el fin de instaurar un sistema eficiente para facilitar la adquisición masiva de vivienda a las familias de bajos ingresos.

Se resalta a continuación un capítulo importante de este libro con respecto a los principales problemas de la oferta de tierra para VIS: restricciones a la oferta de VIS. En este capítulo se explican los principales factores que han impedido la expansión de la oferta de VIS relacionados de diferentes maneras con la presencia simultánea de bajos márgenes de ganancia y altos riesgos de gestión. Los factores se describen a continuación:

- *Trámites previos a la construcción:* estos trámites para un terreno rústico pueden tomar cuatro años hasta el momento de iniciar edificación y ventas; esto se origina principalmente porque para cada predio son diferentes las posibilidades de respuesta que tienen las empresas de servicios públicos para atender los requerimientos de empate de redes de un urbanizador debido a que la producción de VIS en escala se localiza en zonas periféricas.
- *División predial de la tierra rústica:* esta es otra causa de encarecimiento de los desarrollos de vivienda social. La mayoría de los terrenos periféricos son pequeños y además tienen formas caprichosas, apropiadas para la explotación agropecuaria pero no para darle forma a las ciudades. Debido a esto, el desarrollo de las urbanizaciones en la periferia implica costos más altos a los que se generan en predios grandes y con libertad de diseño en trazados de vías y redes.

¹ Revista CONSTRUDATA. *Tierra para la Vivienda de Interés Social*. Edición 126, Bogotá, Marzo – Mayo 2003. Pág. 25-29.

- *Normas urbanísticas:* afectaciones, cesiones, densidades restringidas, alturas controladas y otras normativas buscan elevar la calidad de los desarrollos urbanos, pero presionan el alza de los precios en las urbanizaciones que las asumen generando, sin pretenderlo, la exclusión de franjas de población con pocos ingresos.
- *Desarrollo predio a predio:* este desarrollo encarece la ejecución de obras debido a que la gestión individual de predios involucra mayores inversiones en infraestructura por cada hectárea.
- *Las plusvalías:* Este fenómeno se refiere a que tan pronto como un terreno alcanza sus autorizaciones y asegura servicios, comercialmente su precio se eleva más allá de toda proporción, en relación con los costos de la infraestructura. Este fenómeno se da en todas las ciudades.
- *El suelo:* el suelo por sí mismo es un problema porque su mercado es altamente imperfecto y excluyente. Los terrenos urbanos siempre tienen precios superiores al costo de volverlos urbanos; este aumento del precio de la tierra que se urbaniza guarda entonces relación con el grado de escasez: entre menos tierra con estas características haya en oferta, bien porque no se produce o porque se retiene la existente, mayor es el precio que adquieren los predios urbanos. Estas son entre otras, las razones por las que la oferta de vivienda no evoluciona hacia las franjas poblacionales de menores ingresos, dejándole el espacio a los urbanizadores clandestinos.

3.1.4. Sostenibilidad¹

Un número importante de familias no tienen acceso a vivienda digna, conformando un déficit de vivienda superior al millón y medio de unidades en todo el país (UniAndes 2000). Esta situación de déficit debe ser mejorada para hacer sostenibles las ciudades pero el reto

¹ ECHEVERRY C, Diego. *Vivienda de Interés Social: retos y oportunidades*. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental UNIANDES. Tomado de CONSTRUDATA, Edición 126, Bogotá, Marzo – Mayo 2003. Pág. 30-33

no es fácil porque la oferta de vivienda legal, que garantiza el cumplimiento de todas las normas, es demasiado costosa para el poder adquisitivo de las familias más necesitadas (actualmente la oferta legal más económica se encuentra alrededor de los 50 SMMLV).

A pesar de que el gobierno nacional otorga subsidios para la adquisición de vivienda propia, el monto de cada uno escasamente alcanza para cubrir la mitad del costo total de la vivienda (teniendo en cuenta que solo se alcanzan a suplir hasta 100.000 subsidios al año), lo cual implica que el usuario tiene que buscar la forma de cubrir el resto de la deuda.

Ante este panorama, es necesario buscar la manera de lograr la adecuada satisfacción de las necesidades de vivienda de la población, con condiciones realmente sostenibles. A continuación se presentan y describen algunas de las actividades de diferentes actores que se están llevando a cabo en este aspecto en el país.

Metrovivienda y FOREC

Estos dos esfuerzos han sido pioneros en el país en desarrollar en forma masiva proyectos de VIS. Uno de ellos vinculado al Distrito capital, y el otro gestado como respuesta al sismo del Eje Cafetero de enero de 1999. En ambos casos ha habido logros muy importantes, así como un aprendizaje muy valioso de aspectos a repetir y mejorar en el desarrollo de VIS. Se han generado a través de estos esfuerzos soluciones de vivienda que han llegado a muchas familias en Bogotá y el Eje Cafetero.

Vivienda progresiva

Una manera de ofrecer vivienda más accesible económicamente a las familias más necesitadas es la de aprovechar la progresividad de la vivienda. En una actividad liderada por Metrovivienda y desarrollada por la Universidad de los Andes se propusieron prototipos de vivienda progresiva, consistentes en una unidad básica o embrión de un área mínimamente habitable, la cual se entrega a la familia para un desarrollo progresivo, que se

espera pueda ser acompañado técnicamente para no afectar las propiedades de sismorresistencia y otras relacionadas con el entorno.

Alianza de los participantes en la Cadena de Producción de Vivienda

El anterior Ministerio de Desarrollo, hoy en día fusionado con el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, llevó a cabo un liderazgo importante para concertar un acuerdo de colaboración de los principales participantes en la cadena de producción de vivienda (constructores, proveedores, agremiaciones, entidades financieras, etc.) para buscar soluciones a los retos que se oponen al desarrollo de vivienda.

Vinculación de las universidades y sus alumnos al problema de VIS

Desde agosto de 2000, y por iniciativa del anterior Ministerio de Desarrollo y de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, surgió un espacio de discusión sobre VIS denominado Mesa VIS. Como uno de los resultados de la Mesa VIS se discutió la posibilidad de vincular alumnos de último año de arquitectura y de ingeniería para apoyar procesos de desarrollo progresivo y de mejoramiento de vivienda.

3.1.5. Inventario de sistemas constructivos para VIS¹

En el año 2000 Metrovivienda contrató con la Universidad de los Andes de Bogotá la elaboración de un inventario sobre los principales sistemas de construcción de VIS disponibles en Bogotá, y como resultado publicó el libro *Vivienda de Interés Social: Inventario de Sistemas Constructivos*.

¹ METROVIVIENDA. “Vivienda de Interés Social: Inventario de sistemas constructivos”. Tomado de CONSTRUDATA, Edición 126, Bogotá, Marzo – Mayo 2003. Pág. 34-38

El estudio analizó los sistemas encontrados desde una óptica estándar, utilizando únicamente información existente obtenida de proveedores, constructores y fabricantes de esos sistemas.

En el capítulo de los anexos (Anexo A) se presentan las tablas de resumen del estudio, que en su versión completa cuenta con 285 páginas.

3.2 SISTEMA METCOL

El Sistema METCOL puede clasificarse como prefabricado e industrializado in situ, de acuerdo a la clasificación llevada a cabo por el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de los Andes en el año 2000¹, donde se recopiló y se hizo un inventario de los sistemas constructivos presentes en Bogotá. Prefabricado se refiere a “La fabricación preliminar de los módulos constructivos, e industrializado in situ a que permite elaborar, mediante un proceso repetitivo y frecuente, series de unidades de vivienda”. Además, se considera que es un sistema completo debido a que envuelve la totalidad de requerimientos constructivos de una unidad de vivienda, a excepción de la cimentación.

El sistema emplea paneles tipo sándwich (poliuretano expandido dentro de lámina metálica), perfiles de aluminio, y cubierta también en paneles tipo sándwich (en la figuras 3.1 y 3.2 se detallan el panel de muro tipo MONOWALL 1000/B² y el panel de cubierta tipo TECHMET A42-P1000-G4³ respectivamente, que serán utilizados en este estudio). Los perfiles de aluminio están anclados mediante pernos de expansión a la losa de concreto que sirve de cimentación. Las caras del panel llegan al sitio de montaje prepintadas ofreciendo un acabado superficial permitiendo una construcción eficiente; presenta aislamiento y es resistente a los agentes naturales.

¹ METROVIVIENDA. “Vivienda de Interés Social: Inventario de sistemas constructivos”. Bogotá D.C. – Sistema METCOL. Año 2000

² Panel metálico para muros, inyectado con poliuretano expandido de alta densidad, con recubrimiento por ambas caras en lámina de acero galvanizado prepintada.

³ Panel metálico para cubiertas, inyectado con poliuretano expandido de alta densidad, con recubrimiento por ambas caras en lámina de acero galvanizado prepintada.

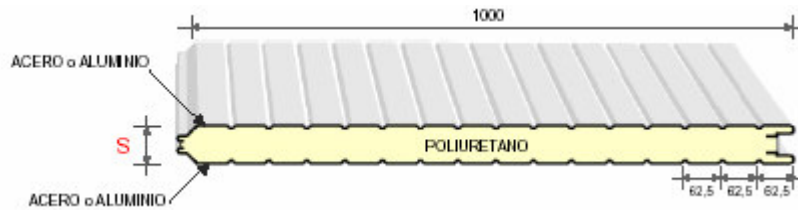


Figura 3.1. Panel para muro MONOWALL 1000/B¹

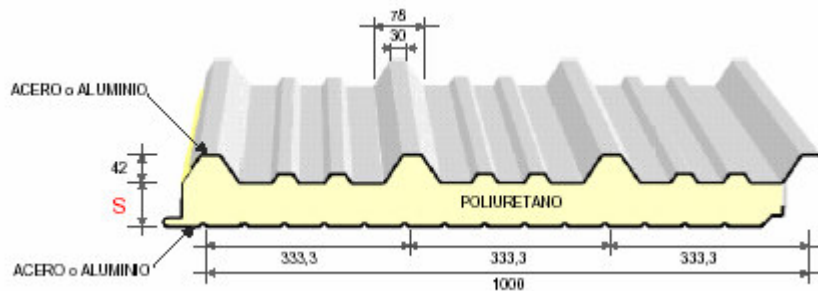


Figura 3.2. Panel para cubierta TECHMET A42-P1000-G4²

Los materiales son transportados desde la planta de producción de METCOL hasta el sitio de la obra, y se entregan al constructor los módulos para que sean armados. Si los perfiles no van a ser utilizados por un largo período de tiempo, se recomienda almacenarlos y protegerlos de las condiciones climáticas. El concreto es utilizado en la etapa de cimentación para fundir una placa con espesor de 10 a 15cm con refuerzo de malla electrosoldada, dependiendo de los requerimientos estructurales. En caso de construcciones de más de un piso, los paneles de muro pueden ser utilizados como entrepiso de acuerdo al diseño previo que garantice el comportamiento seguro del panel ante las cargas actuantes que generan esfuerzos de flexión y cortante en el material, así como desplazamientos verticales.

La mano de obra para el manejo de los elementos constructivos del sistema no requiere ser especializada por ser un proceso sencillo y repetitivo. Asimismo, no solicita un gran

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

² IDEM

número de personal por ser los paneles muy livianos y fácilmente manejables. Está estimado que un equipo de trabajo puede alcanzar 500m² diarios de panel en obra, trabajando con una cuadrilla de 6 personas. El equipo que se requiere no es muy especializado debido a que el manejo y el transporte de los paneles en obra lo pueden hacer los mismos trabajadores.

Dada la velocidad de construcción, el sistema minimiza los riesgos de variabilidad de precios en los elementos básicos del costo directo de construcción, como lo son: materiales, recursos humanos y equipos. También se reducen los costos indirectos y financieros. Se depende de un solo proveedor por lo que los sobrecostos por intermediación comercial desaparecen.

Por ser un sistema tan liviano y por sus características constructivas, es probable que pueda presentar un buen comportamiento ante acciones mecánicas y sismos. Sin embargo, es necesario hacer un estudio técnico que certifique este comportamiento según la NSR-98. Además presenta un buen comportamiento frente al agua debido a que no motiva a la generación de humedad en muros ni otros elementos, ni se oxida, corroe o enmohece, por ser impermeable.

3.2.1 Sistema de VIS propuesto por Metecno-México

Uno de los principales objetivos de este trabajo de grado es buscar la viabilidad de la aplicación de los paneles en la construcción de viviendas de interés social, que posean óptima calidad y buenos rendimientos en cuanto a tiempo de vida, resistencia a condiciones climáticas rigurosas y bajo costo de mantenimiento.

Para este proyecto se realizará el análisis sobre una vivienda de interés social de 36m² propuesta por la empresa Metecno-México (Figura 3.3)¹

¹ Metecno México. “Vivienda con paneles Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

Casa tipo de 36 m²:

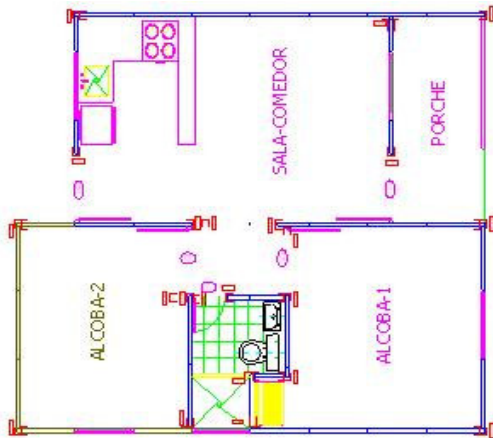


Figura 3.1. Plano y fotografía vivienda modelo a usar en el estudio¹

Este modelo de vivienda fue tomado del manual de construcción Metecno-México para vivienda de interés social; ha sido usado en diferentes proyectos de construcción en dicho país y será tomado como referencia para la investigación. Está construida con base en paneles tipo Monowall y Techmet, remates y fijaciones tipo Metecno. Algunas de sus principales características son:

- Es autoportante.
- Estructura de bajo peso, pocos requerimientos de cimentación.
- Construcción termoacústica.
- Sistema prefabricado de rápida instalación.
- Paneles instalados con acabados finales.

3.2.2 Proceso de montaje de casa tipo

El eficiente proceso de construcción de las casas es tal vez uno de los mayores atributos del sistema METCOL (Metecno de Colombia), ya que permite la edificación de una vivienda completa en tan solo 6 días, utilizando mano de obra poco calificada.

¹ Metecno México. “Vivienda con paneles paneles Metecno”.
<http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

Dentro de los equipos y herramientas que se deben tener preparadas para la instalación de los paneles se cuentan: sistemas de andamios apropiados, sistemas de fijación, taladro, atornillador, sierras recíprocante y/o caladora, aspiradora, “hombresolo”, alicates, cizallas, mazo, espátula, plomada y nivel.

Pese a que los paneles llegan a la obra con las longitudes solicitadas y listos para su instalación, es posible que algunos de ellos necesiten ser acondicionados en campo antes de ser montados, por ejemplo, cortes longitudinales y/o transversales, traslapes y vanos para instalaciones especiales (equipos, rejillas, ductos y redes).

Para llevar a cabo los cortes es necesario determinar una línea aproximada por donde se debe hacer el corte. Luego se debe colocar cinta de enmascarar para proteger de la mejor forma la superficie terminada del panel; una vez colocada la cinta se procede a trazar de nuevo sobre ella la línea definitiva por donde se desea el corte. A continuación se procede a cortar el panel con una sierra recíprocante o caladora. Es necesario previo al corte revisar la longitud de la hoja para penetrar el panel a la profundidad requerida. En el caso del TECHMET se debe realizar el corte con el panel en posición invertida (lado plano hacia arriba). Inmediatamente después del corte se deben limpiar cuidadosamente las partículas y residuos metálicos que puedan quedar en el borde y/o la superficie del panel. Se retiran las cintas de la superficie, se liman los filos para perfeccionar el acabado, se quita el plástico de recubrimiento y se retira el poliuretano sólo hasta después de que el panel ha sido montado.

A continuación se detalla el proceso constructivo de acuerdo con lo expuesto por la empresa en sus manuales técnicos¹:

3.2.2.1 Día 1 – Fundición de placa de cimentación y colocación de perfiles de soporte

Se ubican los elementos que van a ser instalados en posición paralela al muro por grupos en un punto próximo al sitio en el cual irán a ser colocados. Es importante tener en cuenta que

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

el traslado y los giros de los paneles se debe hacer en posición vertical para evitar daños por deformaciones.

Se realiza la fundición de la placa de cimentación (foto 3.1) con previa preparación de salida de las instalaciones eléctricas, hidráulicas, de gas, entre otras. Es necesario revisar previamente las condiciones de la estructura de soporte, verificar el estado y las cantidades disponibles de los paneles, accesorios, elementos complementarios y herramientas requeridas para el montaje; además es importante establecer un taller o sección de trabajo para la preparación previa de paneles y accesorios que lo necesiten.



Foto 3.1. Fundición de placa de cimentación e instalaciones¹

En cuanto a la inspección de la estructura de soporte donde serán fijados los paneles, bien sean vigas, columnas o elementos de soporte estructural, se debe verificar que se encuentren nivelados con la plomada y que las medidas correspondan a las especificadas. De haber alguna irregularidad o abolladura sobre la superficie de montaje que no permita el buen asentamiento y/o alineamiento de los paneles, es necesario removerla antes de llevar a cabo el montaje. La estructura de soporte debe estar alineada y nivelada tanto en sentido longitudinal como en el transversal, con el fin de dar un apoyo adecuado a los paneles garantizando que queden fijos y estables.

A continuación se instalan los accesorios de remate en “U” o con doble aleta , para el soporte de los paneles con la placa de base de concreto (foto 3.2). Se determina la secuencia de armado, se hacen los trazos y la instalación del perfil contra el piso, aplicando

¹ Metecno México. “Vivienda con paneles paneles Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

previamente un doble cordón de sellamiento de Butilo¹ y fijándolos con anclajes tipo Zamac al muro de soporte sobre la placa de concreto (figuras 3.2 y 3.3). Para el caso en el que se efectúa el montaje sobre una estructura de soporte, la fijación se lleva a cabo con tornillos autoroscantes.

La distancia entre fijaciones no debe ser mayor a 500mm para dar un soporte adecuado. Cuando los perfiles tengan que ir unidos, se deben instalar a tope uno seguido del otro, cuidando que la junta quede hermética y bien elaborada. Esta unión se puede utilizar sellantes de Butilo o poliuretano.



Foto 3.2. Instalación del accesorio de remate en “U”²

¹ Pasta que cura bajo condiciones normales de temperatura que forma un producto de bajo módulo de elasticidad. Este producto puede ser usado en una gran variedad de juntas tales como estructuras industriales, construcción y mantenimiento de autobuses, automóviles, construcciones metálicas, etc. Es especialmente indicado para aquellos casos donde existe la posibilidad de un futuro desensamblable. Tomado de Sika S.A. en www.sika.com.co producto SikaLastomer-710. Consultado en Mayo 08 de 2005

² Metecno México. “Vivienda con paneles paneles Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

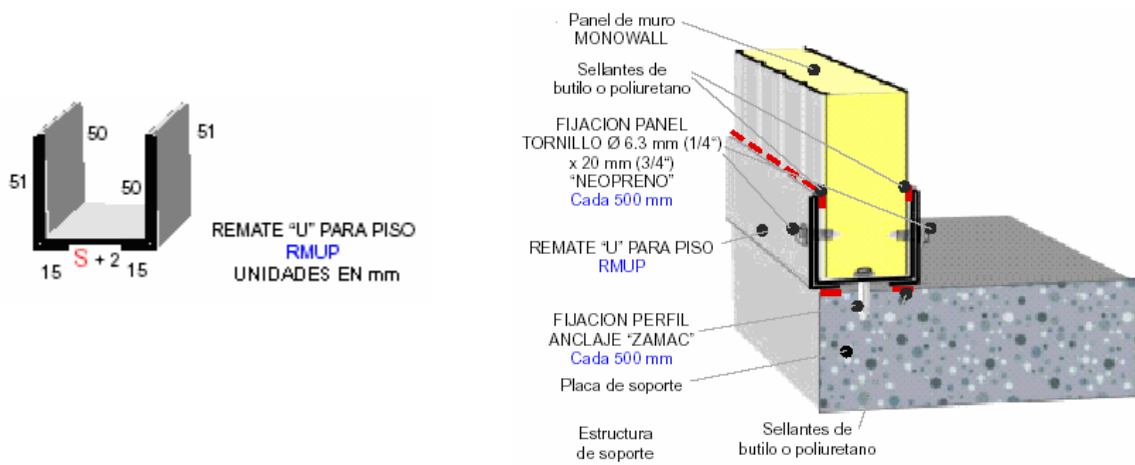


Figura 3.2. Esquema de la instalación del accesorio de remate en “U” de inicio sobre placa de concreto¹

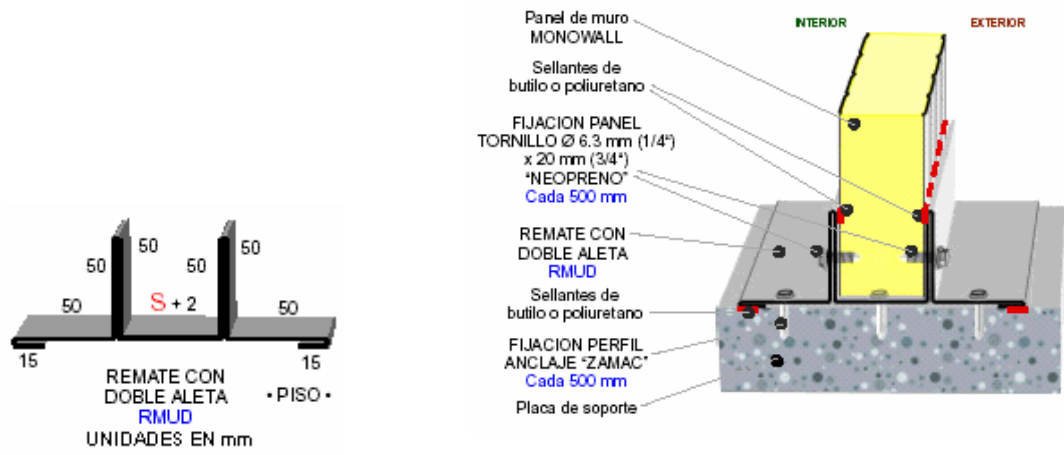


Figura 3.3. Esquema de la instalación del accesorio de remate con doble aleta de inicio sobre placa de concreto²

Se debe tener precaución de dejar listas las salidas de las instalaciones en el momento de colocar el accesorio de remate en U, para el soporte de los paneles tal como se muestra en la figura 3.3.

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

² IDEM



Figura 3.3. Disposición de las instalaciones de servicios¹

3.2.2.2 Día 2 – Colocación de paneles de fachada

Una vez terminada la etapa anterior se realiza el montaje de los paneles de fachada (foto 3.4), cuidando como con las anteriores la salida de las instalaciones. Se coloca en posición vertical el panel y se ajusta dentro del perfil inferior de guía según corresponda. Se gira el panel hasta quedar completamente plomado y se fijan primero al perfil inferior. El alineamiento superior se lleva a cabo durante la instalación de los perfiles que irán conectados entre los paneles de muro y los de cubierta. A medida que el montaje va avanzando, se van instalando los perfiles de remate de vanos y los perfiles verticales de conexión de esquinas y divisorios (figura 3.4), usando tornillos autoroscantes de ϕ 6,3 mm. (1/4") x 20 mm. (3/4") y *sellamiento de Butilo* o poliuretano. El sentido de ajuste de los paneles se muestra en la figura 3.5.



Foto 3.4. Instalación del primer panel de fachada²

¹ Metecno México. “Vivienda con paneles Metecno”.
<http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

² IDEM

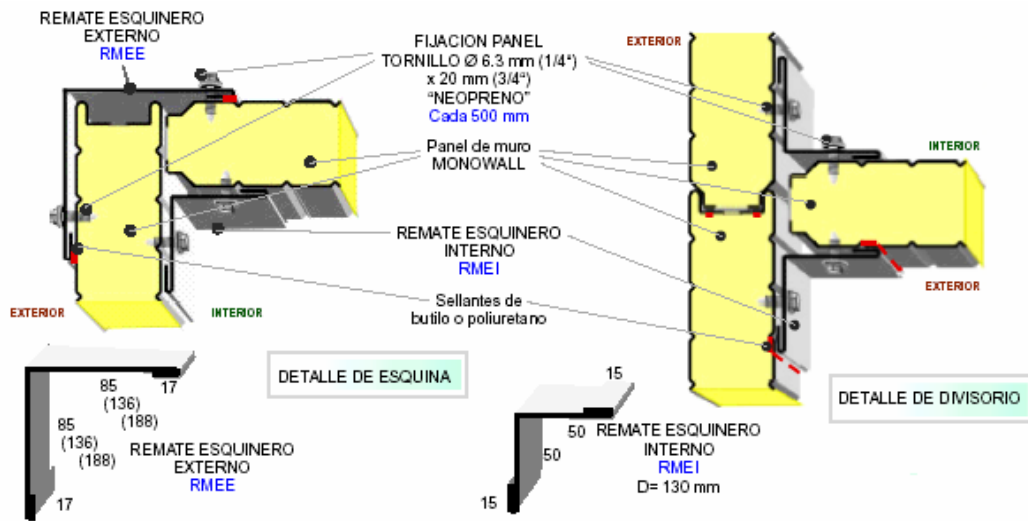


Figura 3.4. Esquema de los detalles de remate en esquinas y divisorios¹

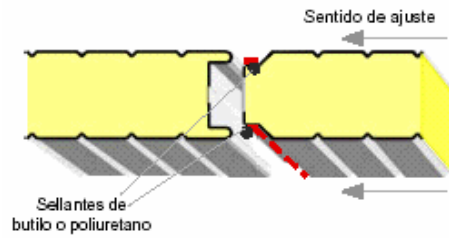


Figura 3.5. Sentido de ajuste panel de muro MONOWALL (machihembrado)²

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

² IDEM

3.2.2.3 Día 3 – Instalación de puertas, ventanas y redes de servicios

Se realiza la preparación de los páneces de fachada (foto 3.5) que llevan embebidas las instalaciones eléctricas, hidráulicas, entre otras. Se procede a efectuar los cortes necesarios en el sitio, tales como preparación de vanos de instalación de ventanas, puertas, compuertas y equipos, o la preparación del coronamiento de los muros con pendientes para recibir los páneces de cubierta. La descripción de los cortes se hizo previamente en este documento. No se debe olvidar hacer los ajustes a las medidas del vano para dar espacio a los perfiles de remate en “U” o con doble aleta, y los sellantes que dan terminación a los bordes de los vanos.



Foto 3.5. Preparación de páneces de fachada¹

Los elementos se instalan entre páneces ya fijados. La instalación debe hacerse en el sitio. El ancho de los elementos es semejante al ancho entre uno a dos páneces. El elemento es instalado conjuntamente con la perfilaría de unión y terminación configurando una unidad autoportante. Son de gran aplicación para ventanas de tamaño intermedio (figura 3.6), puertas (foto 3.6 y figura 3.7) y para la instalación de unidades de aire acondicionado independientes de ventana. La fijación se efectúa por medio de tornillos autoroscantes directamente al perfil de Remate “U” Normal (RMU) del vano aplicando previamente los salientes de Butilo o poliuretano.

¹ Metecno México. “Vivienda con páneces Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

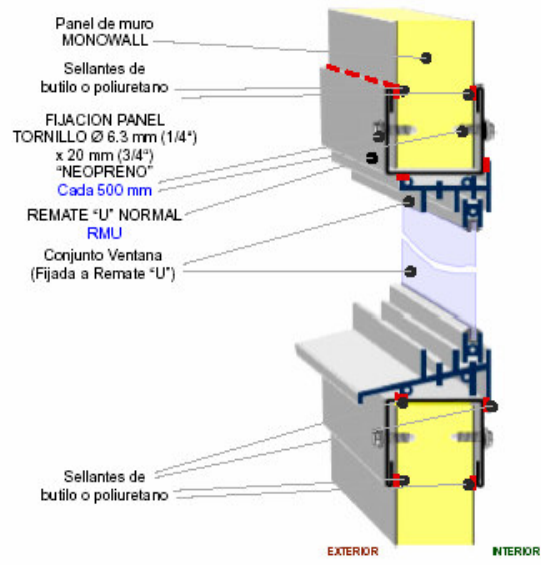


Figura 3.6. Esquema detalle de instalación ventana tamaño intermedio¹



Foto 3.6. Vista interior de la vivienda durante la construcción²

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

² Metecno México. “Vivienda con paneles Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

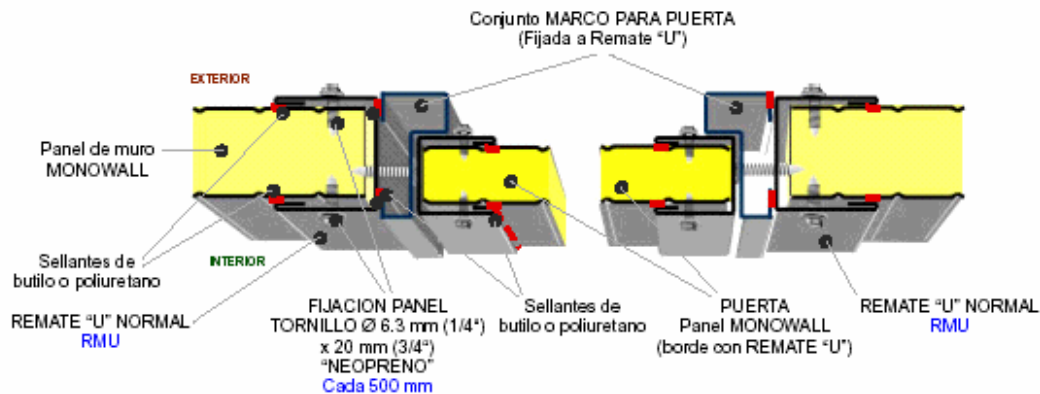


Figura 3.7. Esquema detalle de instalación puerta¹

Para instalaciones provisionales o de gran dimensión pueden instalarse todas sus redes sobrepuestas con los accesorios de fijación especificados por los fabricantes. En muros e inclusive en cubiertas con paneles que tengan espesores superiores a 60mm es posible taladrar el núcleo de poliuretano e incrustar las tuberías, cortar la lámina y remover el poliuretano sobrante para colocar las cajas para los aparatos de la instalación eléctrica como se ilustra en la foto 3.7 (tomacorrientes, interruptores y portalámparas). Las tuberías y accesorios de la red hidrosanitaria que deban ser escondidos por razones de protección y acabado de la construcción pueden ser fijados por el otro lado del muro de la instalación y ocultarlos usando una tapa desmontable para inspección y mantenimiento dejando compuertas para las válvulas de corte o registro (figuras 3.8 y 3.9)



Foto 3.7. Montaje de instalación eléctrica incrustada en el panel²

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

² Metecno México. "Vivienda con paneles Metecno".

<http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

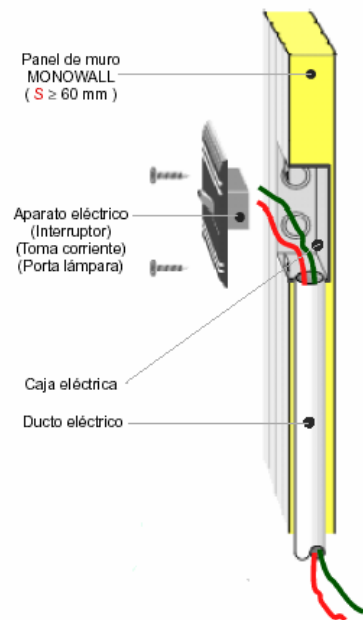


Figura 3.8. Esquema detalle de instalación eléctrica incrustada en el panel¹

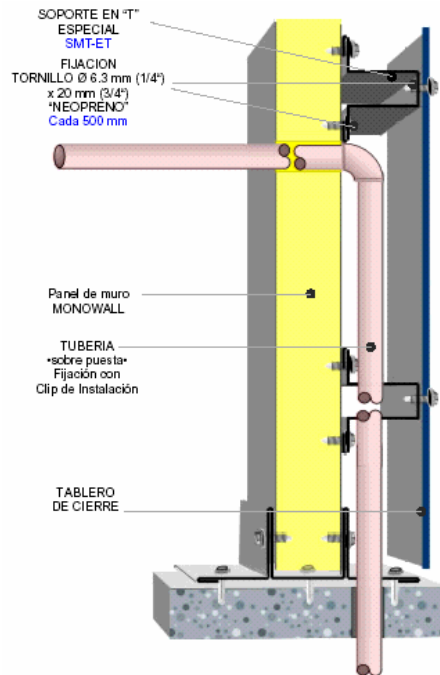


Figura 3.9. Esquema detalle de tubería sobrepuesta con tablero de acabado²

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

² IDEM

3.2.2.4 Día 4 – Instalación páneces de cubierta

Se empieza con la instalación de los páneces de cubierta. Para la instalación de las cubiertas se deben seguir los siguientes cinco pasos básicos:

- 1) Escuadra
- 2) Alineación
- 3) Instalación páneces de cubierta
- 4) Fijación

Escuadra

Para realizar el proceso de escuadra debe tomarse como punto de referencia la esquina inferior izquierda o derecha del área a cubrir, la cual se aprovechará como escuadra inicial de la instalación. Es recomendable demarcar el área colocando un hilo en el sentido transversal partiendo hacia la cumbrera y otro en el sentido longitudinal hacia el largo total a cubrir; una vez que se ha verificado la escuadra en el trazo, se procederá a alinear la primera pieza del panel.

Al colocarse la primera pieza es muy importante tener en cuenta que ésta marcará la disposición secuencial de los páneces. Este procedimiento se realiza por cada área plana y, en las cubiertas a dos o más aguas, debe escuadrarse la primera pieza de cada agua.

Alineación

La colocación de los páneces se inicia secuencialmente con la utilización de hilos o guías en el sentido longitudinal de acuerdo con la escuadra inicial; es recomendable el uso de hilos tanto en la parte superior como en la inferior, con el fin de garantizar que todas las piezas estén plomadas y alineadas. Este proceso es repetitivo tantas veces se comience una nueva área a cubrir; igualmente, es recomendable revisar la escuadra y la alineación en la instalación cada 10 o 15 piezas.

Instalación de páneles

La instalaci3n se empieza colocando los accesorios que van a quedar debajo de los páneles (canales y perfiles de acabado inferior de cumbreras o canales que se apoyen sobre la misma estructura de soporte). Los trabajos de cubierta deben siempre efectuarse en sentido contrario a la direcci3n de los vientos predominantes, y se inician colocando los elementos en el sentido opuesto a la forma como fluye el agua, desde la parte inferior y finalizando con los elementos de la cumbrera y perfiles de remate superiores. Cuando se presentan traslape, instalaci3n de perfiles especiales contra canales, o ajustes en la primera y/o últimas piezas, en los que sea necesario realizar cortes longitudinales del panel, se debe retirar el poliuretano sobrante tal como se muestra en la figura 3.10. A continuaci3n se debe desplegar la aleta de la cara superior del panel inicial para ajustarlo contra el muro. Se inicia el izaje (figuras 3.11 y 3.12) y la colocaci3n de los páneles siguiendo las líneas de gui a, escuadra y alineaci3n. Se debe evitar adelantar los trabajos de instalaci3n con condiciones atmosféricas desfavorables (tormentas o vientos fuertes).

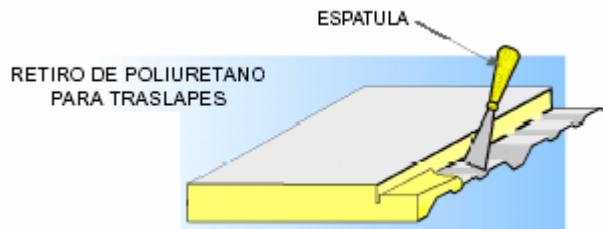


Figura 3.10. Retiro del poliuretano para traslape¹

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACI3N. Bogotá D.C. Colombia. 2005

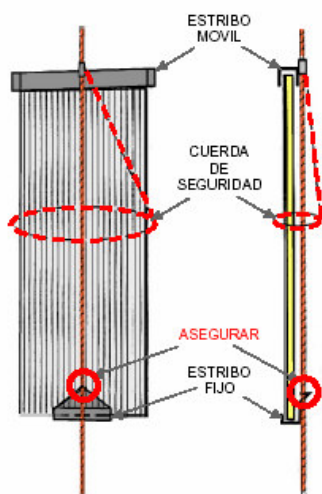


Figura 3.11. Izaje con estribos¹

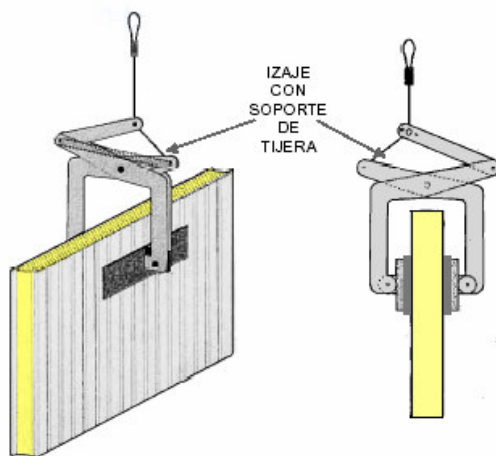


Figura 3.12. Izaje con soporte de tijera²

Fijación de la cubierta

La película de polietileno que protege ambas caras del panel, debe ser removida justo antes de la colocación de cada pieza para garantizar que esta proteja la lámina hasta el momento de la instalación. La fijación se realiza mediante tornillos galvanizados #14 – ϕ 6,3 mm. (1/4") – en longitudes que van desde 70mm hasta 200mm dependiendo del espesor del panel (figura 3.13). Los tornillos deben ser autoroscantes de cabeza hexagonal o poligonal

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

² IDEM

con sello de neopreno integrado y un clip de sujeción (“Cappellotto”). La fijación se realiza sobre las crestas de los paneles al centro de cada viga o soporte estructural como se muestra en la figura 3.14.

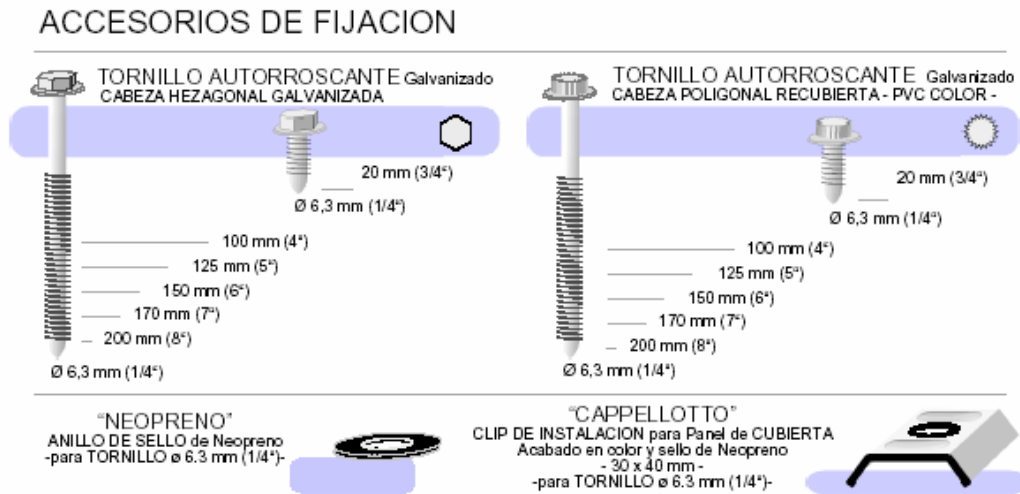


Figura 3.13. Accesorios de fijación para paneles de muro y cubierta¹

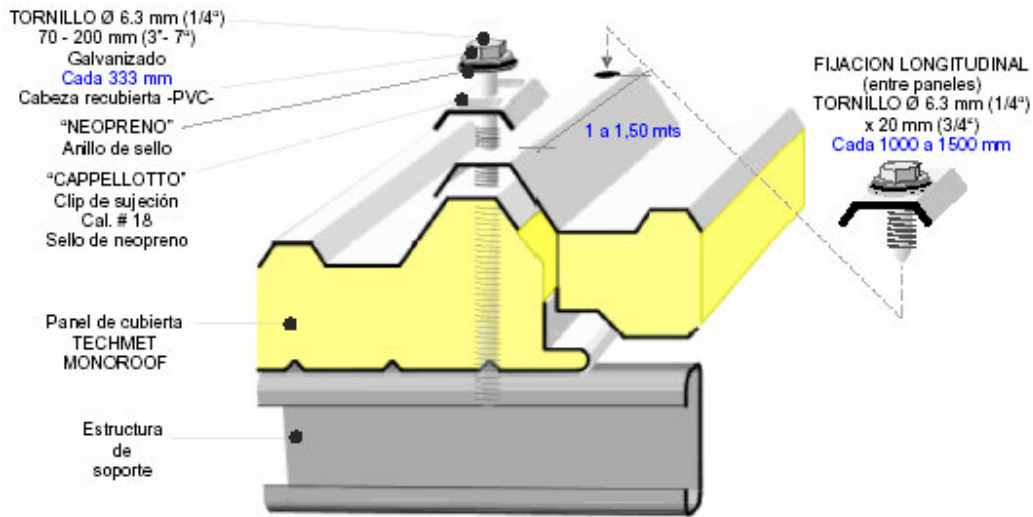


Figura 3.14. Esquema instalación paneles de cubierta²

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

² IDEM

La cantidad de puntos de fijación del panel de cubierta puede variar, de acuerdo con la fuerza del viento en el sitio a instalar, la zona donde se encuentra y la geometría del proyecto. Es necesario elaborar un cálculo y diseño adecuado para establecer el tipo de instalación más apropiado. En la foto 3.8 se ilustra una fotografía del proceso durante la colocación de la cubierta. Debido a que se usan tornillos autoroscantes, se debe perforar previamente cada punto de fijación con una broca de 5,5 mm. (7/32”) de diámetro. Para ello se requiere de un taladro de velocidad variable, reversible y con tope para llevar a cabo una correcta colocación. Con el fin de evitar problemas de ubicación y/o alineación de los tornillos durante el proceso de instalación, es recomendable usar un hilo que vaya por encima de los paneles y el centro de la viga donde se efectuará la fijación.

Los paneles deben ser fijados inmediatamente después de ser colocados y alineados sobre la estructura buscando evitar los inconvenientes que genera el viento o cualquier movimiento involuntario que los pueda desalinear o que una fuerte corriente de aire los levante y cause daños más graves. Las juntas laterales entre paneles deben estar unidas mediante tornillos galvanizados #14 – ϕ 6,3 mm. (1/4”) – con longitud de 20 mm. cada 1,0 a 1,5 metros. No se debe olvidar la perforación previa de cada punto de fijación con una broca de 5,5 mm. (7/32”) de diámetro.



Foto 3.8. Instalación paneles de cubierta¹

¹ Metecno México. “Vivienda con paneles Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

3.2.2.5 Día 5 – Instalación accesorios de cubierta

Se instalan los accesorios de remate y fijaciones para las cubiertas tales como las descargas en canales, traslape, cumbreras, y otros detalles de acuerdo al diseño arquitectónico y/o estructural que se requiera.

Para la llegada a canales o finales de vertiente de cubiertas libres se debe colocar el gotero Z o la tapa final TECHMET y la ubicación de la canal como se ilustra en la figura 3.15 (descarga en canal). Es importante en esta instalación cuidar las pendientes de las canales y determinar las dimensiones de los accesorios de acuerdo con el espesor del panel.

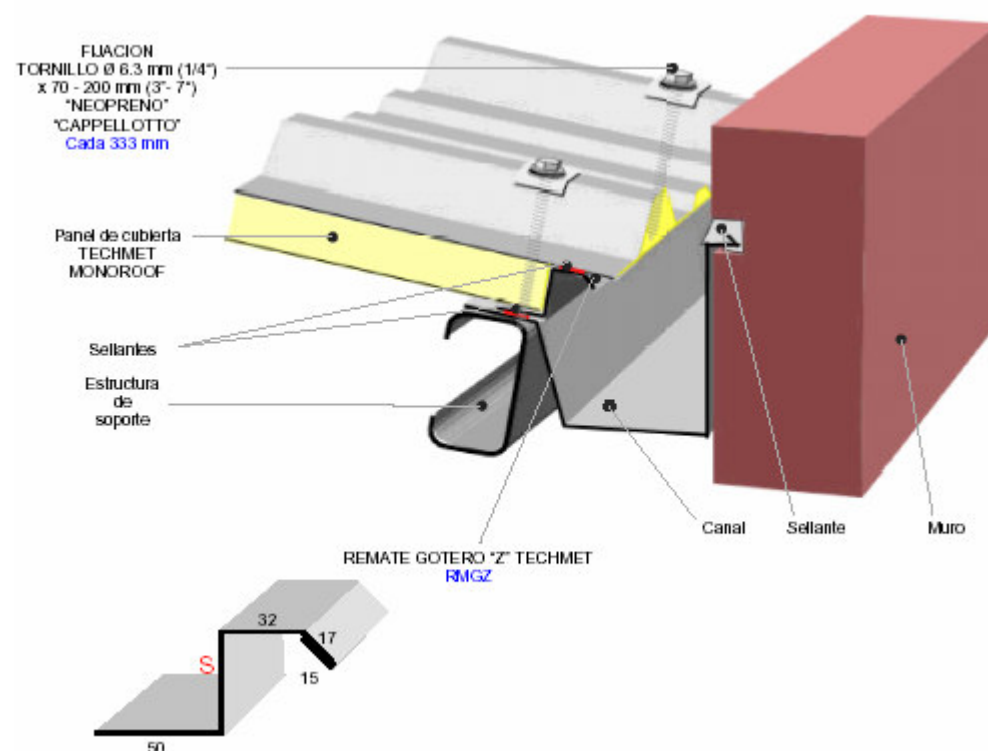


Figura 3.15. Esquema de instalación de la descarga en canal¹

En el caso que se requiera cubrir inclinaciones mayores de 12m (por la restricción de transporte y manejo de los paneles) es necesario el traslape transversal para dar continuidad

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

a la cubierta. Es importante previo a la fijación del traslape, realizar los cortes adecuados retirando el poliuretano tal como se indicó anteriormente. La figura 3.16 muestra el esquema de fijación de los traslapes. Es importante en este proceso que el instalador remueva con espátula la espuma del metal en su totalidad para garantizar un contacto perfecto entre las láminas de los paneles.

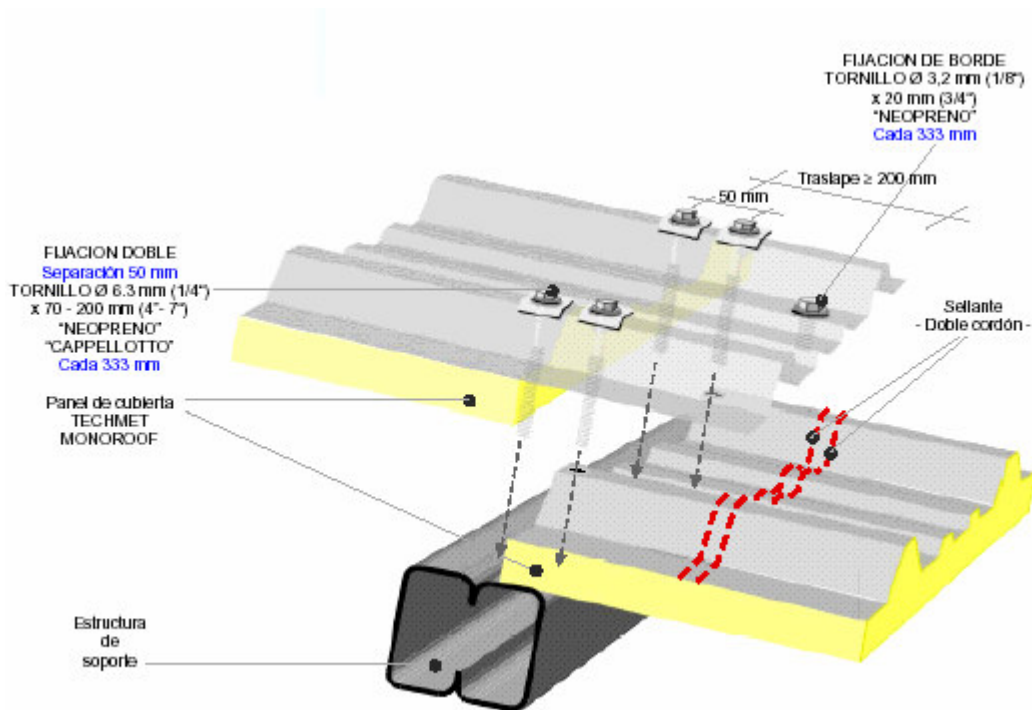


Figura 3.16. Esquema de fijación del traslape¹

La instalación de la unión de una cubierta a dos aguas en la cumbre, se realiza mediante un caballete articulado o fijo. El esquema de fijación de este accesorio se ilustra en la Figura 3.17

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

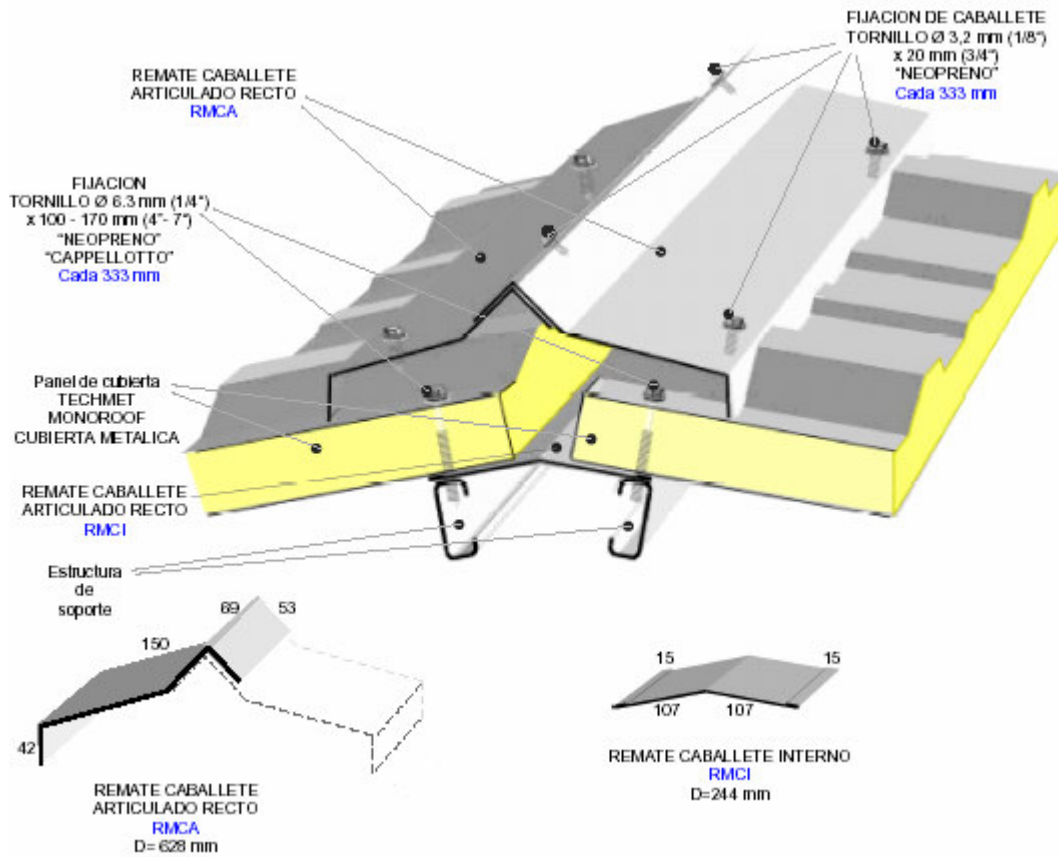


Figura 3.17. Esquema de fijación de la cumbrera¹

Finalmente, se ilustra en la Figura 3.18 el esquema de instalación del accesorio de remate longitudinal entre la cubierta y el muro. Este accesorio puede ser simple, de alero, y/o de alero con gotero, y su selección depende del diseño arquitectónico. La estructura de soporte de cubierta que se va a utilizar en este estudio es de tipo celosía con perfiles de acero; en dichos perfiles van colocados los tornillos de fijación entre el panel y la estructura de soporte.

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

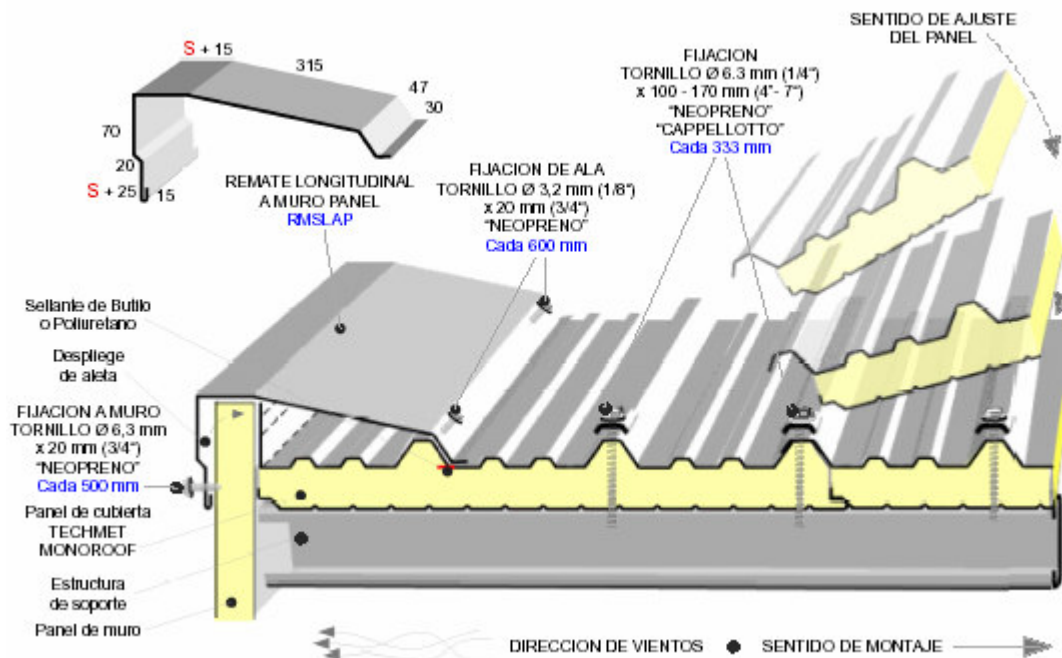


Figura 3.18. Esquema instalación accesorios de remate longitudinal entre cubierta y muro¹

Es importante aclarar que los accesorios de remate y de fijación ilustrados en los esquemas son proporcionados por METCOL, y que en el caso de requerir un dispositivo especial o de solicitar una asesoría en la instalación, es recomendable consultar al Departamento Técnico de la empresa. Además, es bueno mencionar que los dispositivos de remate y fijación ilustrados fueron considerados como los más importantes a tener en cuenta en este estudio en cuanto a la construcción de unidades de Vivienda de Interés Social de acuerdo al Sistema de Vivienda Autoportante que la empresa METCOL presenta dentro de sus aplicaciones; sin embargo, hay otros proporcionados por la empresa que pueden ser utilizados para otro tipo de aplicaciones de acuerdo a los diseños arquitectónicos y estructurales.

¹ METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005

3.2.2.6 Día 6 – Acabados interiores

Se afinan los detalles finales en acabados interiores. Se instala el enchape cerámico (foto 3.9) y se dan los últimos retoques como instalación de los aparatos hidrosanitarios, colocación de los guardarropas, entre otros.



Foto 3.9. Instalación enchape¹

Finalmente, se obtiene como resultado final una Vivienda Unifamiliar (foto 3.10) construida con los elementos propios del sistema constructivo siendo autoportante y con acabados finales de acuerdo al criterio del constructor y/o de los usuarios (foto 3.11)



Foto 3.10. Vista frontal de la casa terminada²

¹ Metecno México. “Vivienda con paneles Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

² IDEM



Foto 3.11. Vista interior de la casa con acabados finales¹

¹ Metecno México. “Vivienda con paneles Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

3.2.3 Análisis económico comparativo del Sistema Metcol

METCOL es un sistema competitivo desde el punto de vista de rendimientos en obra y que resulta económico desde el punto de vista del ahorro en los gastos de mano de obra y administración debido precisamente a su eficiencia en la construcción. Este es un sistema que puede resultar bastante viable en casos de soluciones de vivienda bajo situaciones de emergencia ya que es una alternativa que ofrece estabilidad y eficiencia, factores necesarios en el caso de la ocurrencia de fenómenos naturales adversos como terremotos, inundaciones o tsunamis.

Con este análisis se pretende revisar la viabilidad económica de la utilización de los paneles Metecno para la construcción de viviendas de interés social.

Para este fin se presenta a continuación un análisis de costos en el que se compararan los gastos de construir una vivienda (casa utilizada en el modelo) usando tres sistemas constructivos diferentes; mampostería confinada, mampostería estructural, sistema Metecno.

Para el análisis económico comparativo sólo se tuvieron en cuenta los aspectos que hacían diferencia entre un sistema y el otro, es por esta razón que en el análisis de costos directos no se tienen en cuenta aspectos como carpintería, loza, cimentación, etc. Ya que estos son iguales y generan el mismo costo utilizando cualquiera de estos sistemas

Estudio construcción utilizando mampostería confinada

ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS				
VIVIENDA DE INTERES SOCIAL 36M2				
ACTIVIDAD	Unidad	Valor unitario	Cantidad	Valor Total
1. CUBIERTA				
1.1 CANAL LATON D/0.50	ml	20.794	12,76	265.331,44
1.2 TEJA ETERNIT NO.8	m ²	26.757	39,24	1.049.944,68
2. ESTRUCTURAS EN CONCRETO				
2.1 COLUMNAS	m ³	587.248	1,98	1.162.751,04
2.2 VIGAS AEREAS	m ³	582.143	4	2.389.114,87
3. MAMPOSTERIA				
3.2 MURO PRENSADO SANTA FE 0.12	m ²	48.789	69,16	3.374.247,24
4. PAÑETE				
4.1 PAÑETE LISO MUROS 1:5	m ²	7.766	88,19	684,885
4. PINTURA				
4,1 PINTURA DOS MANOS SOBRE PAÑETE	m ²	2.935	88,19	258.837,65
TOTAL COSTOS DIRECTOS				\$8.500.226,92

Estudio construcción utilizando mampostería estructural.

ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS				
VIVIENDA DE INTERES SOCIAL 36M2				
ACTIVIDAD	Unidad	Valor unitario	Cantidad	Valor Total
1. CUBIERTA				
1.1 CANAL LATON D/0.50	ml	20.794	12,76	265.331,44
1.2 TEJA ETERNIT NO.8	m ²	26.757	39,24	1.049.944,68
2. MAMPOSTERIA				
2.1 MURO EN LADRILLO ESTRUCTURAL SANTA FE 0.15	m ²	96.446	69,16	6.670.205,36
3. PAÑETE				
3.1 PAÑETE LISO MUROS 1:5	m ²	7.766	88,19	684,885
4. PINTURA				
4.1 PINTURA DOS MANOS SOBRE PAÑETE	m ²	2.935	88,19	258.837,65
TOTAL COSTOS DIRECTOS				\$8.244.319,13

Estudio construcción utilizando paneles METECNO

ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS				
VIVIENDA DE INTERES SOCIAL 36m²				
ACTIVIDAD	Unidad	Valor unitario	Cantidad	Valor Total
1. CUBIERTA				
1.1 CANAL METECNO	ml	30.000	12,76	382.800,00
1.2 CUBIERTA EN PANEL TIPO TECHMET	m ²	70.000	39,24	2.746.800,00
2. MUROS				
2.1 MURO EN PANEL TIPO MONOWALL	m ²	60.000	69,16	4.149.600,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS				\$7.279.200,00

Como se puede ver en los estudios anteriores el sistema Metcol es viable desde el punto de vista económico ya que tanto sus costos directos, como eficiencia y rendimiento son mejores que los de los otros sistemas comúnmente usados para este tipo de construcciones.

IV. NORMAS Y ENSAYOS

4.1 NORMAS

Para la realización de esta investigación se tomaron como referencia las siguientes normas:

Norma Técnica Colombiana (NTC) 2246: Requerimientos que deben cumplir los elementos destinados a formar parte de una edificación.

Norma Técnica Colombiana (NTC) 2446; Ingeniería Civil y Arquitectura. Páneles Prefabricados. Clasificación y Requisitos: Clasifica y establece requisitos físicos y mecánicos para páneles.

Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismorresistente (NSR 98): Especificaciones técnicas para el análisis estructural del sistema constructivo.

American Standard Testing Methods (ASTM) E72; Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction: Cubre los procedimientos para determinar las propiedades estructurales de páneles destinados a la construcción de muros, pisos y cubiertas.

American Standard Testing Methods (ASTM) C393; Standard Test Method for Flexural Properties of Sandwich Constructions: hace referencia a los métodos para determinar las propiedades de elementos planos tipo Sándwich sometidos a flexión en el sentido plano.

American Standard Testing Methods (ASTM) C273; Standard Test Method for Shear Properties of Sandwich Core Materials: se refiere a los métodos para determinar las propiedades de elementos planos tipo Sándwich sometidos a fuerza cortante en el sentido plano.

American Standard Testing Methods (ASTM) C364; Standard Test Method for Edgewise Compressive Strength of Sandwich Constructions: Establece el método para determinar las propiedades a la compresión en dirección paralela al plano de las láminas de los elementos tipo sándwich de una construcción.

American Standard Testing Methods (ASTM) C365; Standard Test Method for Flatwise Compressive Properties of Sandwich Cores: Establece el método para determinar las propiedades a la compresión en dirección perpendicular al plano de las láminas de los elementos tipo sándwich de una construcción.

American Standard Testing Methods (ASTM) E519; Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages; Cubre el método para determinar la tensión diagonal de muros en mampostería de 1,2m x 1,2m al cargarlos en compresión a lo largo de su diagonal.

American Standard Testing Methods (ASTM) C271; Standard Test Method for Density of Sandwich Core Materials: hace referencia a los métodos para la determinación de la densidad de materiales de construcción tipo Sándwich.

Requisitos exigidos por la comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismorresistentes, para la homologación de sistemas estructurales que se salen de norma NSR-98.

4.2 ENSAYOS

La explicación de los ensayos se elaborará en dos etapas, de manera que se organice la información de manera clara y analítica; las etapas que se identifican a continuación son: descripción y resultados de los ensayos y, análisis y comparación de los resultados.

4.2.1 Descripción y resultados de los ensayos

A continuación se hará una descripción de los ensayos que son necesarios tener en cuenta para esta investigación. En esta parte se hará un breve resumen del método de elaboración y las consideraciones que se tuvieron en cuenta para la correcta realización de los ensayos, así como la explicación de qué hacer con los datos y qué información es necesaria reportar de cada uno. Se hace una discriminación entre los ensayos que fueron elaborados durante esta investigación en la Universidad Javeriana y los que se llevaron a cabo en el año 2000 en la Universidad de los Andes que tienen gran relevancia para los análisis posteriores de este estudio.

4.2.1.1 Elaborados en el estudio previo

Los ensayos que se describen a continuación fueron elaborados en la Universidad de los Andes en el estudio previo realizado por el CIMOC (Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles) al sistema METCOL. La descripción del montaje y los procedimientos de los ensayos para obtener los resultados fueron tomados del Informe Final que resultó de este estudio y que fue entregado en el año 2000 directamente a la Empresa Metecno de Colombia. Los ensayos que se describen a continuación se tomaron directamente de este estudio debido a que sus resultados (mostrados más adelante) tienen mucha importancia y relevancia en el desarrollo de esta investigación.

4.2.1.1.1 Densidad¹

Este ensayo consiste básicamente en determinar el peso y el volumen de una muestra para de esta forma obtener el valor de la densidad mediante la siguiente expresión:

$$D = \frac{P}{V}$$

D representa la densidad del espécimen, P corresponde al peso del espécimen y V representa el volumen de la muestra en cuestión.

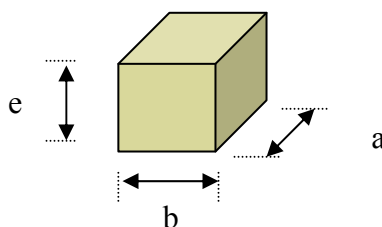


Figura 4.1 Esquema de las probetas utilizadas para el cálculo de la densidad²

La norma ASTM C271 especifica que el espécimen debe ser un paralelepípedo, cuyo espesor (e) debe ser el del panel que se usa habitualmente. Las otras dos dimensiones del paralelepípedo (a y b) deben ser cuadradas, tal como se ilustra en la Figura 4.1.

Por tanto el volumen se calcula así:

$$V = e \times b \times a$$

El peso del espécimen (P) con las dimensiones dadas por a, b y e se obtuvo a partir del uso de balanzas electrónicas de alta precisión.

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000. Pág. 7.

² IDEM

Se sacaron tres probetas por espesor (30mm, 40mm, 50mm y 60mm). La densidad se obtuvo midiendo las dimensiones de las probetas (ancho, largo y espesor) y tomando la masa de la misma. Al dividir la masa entre el volumen resultante de las dimensiones, se obtuvo la densidad para cada probeta. En la Tabla 4.1, se resaltan los resultados obtenidos en el ensayo de densidad para cada uno espesor. Esto implica que la densidad mostrada en la Tabla 4.1 corresponde a la densidad media de las tres probetas elaboradas para cada espesor.

Espesor (mm)	Densidad (g/cm³)	Densidad (kg/m³)	Peso del panel Por m²
30	0.255	255	8.27
40	0.196	196	7.76
50	0.168	168	9.17
60	0.159	159	9.41

Tabla 4.1. Resumen de resultados del ensayo de densidad¹

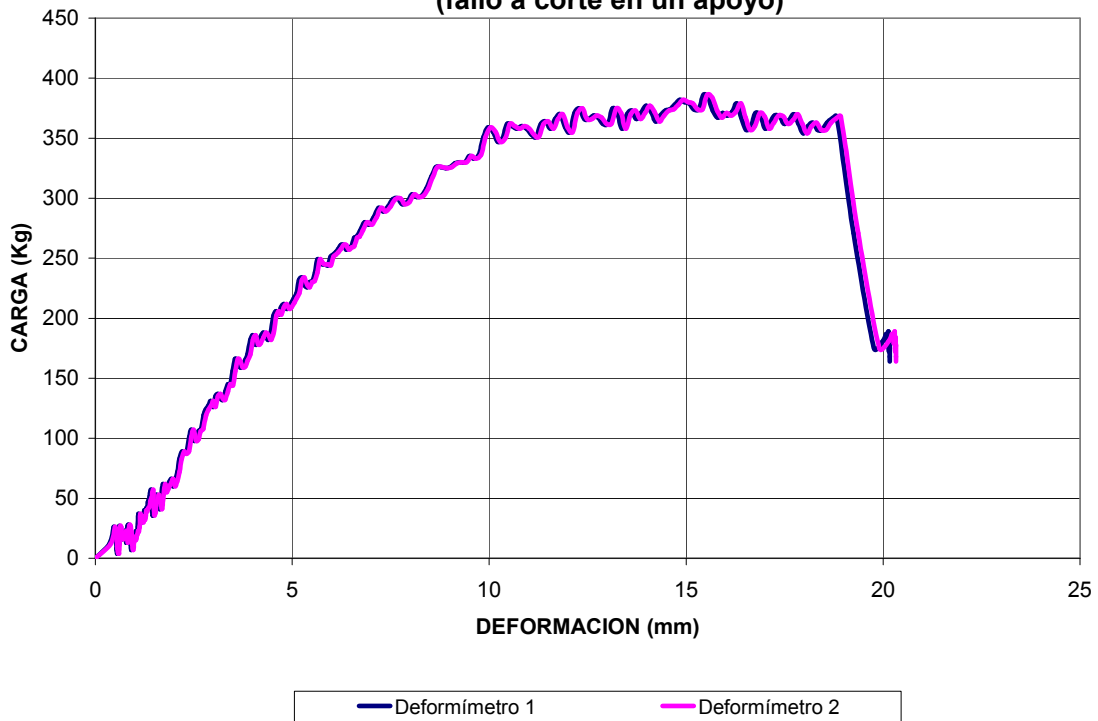
4.2.1.1.2 Cortante en el poliuretano²

A continuación se presenta una tabla resumen con los resultados obtenidos para cada una de las probetas ensayadas ante cargas que generan corte en el poliuretano (Tabla 4.2). Se debe tenerse en cuenta que se ensayaron únicamente especímenes con espesor de 50 mm. En la Gráfica 4.1 se puede observar la curva de Fuerza Aplicada contra Desplazamiento en el centro de la probeta. Los especímenes ensayados presentaron o bien una falla típica de cortante como lo es una grieta a 45 grados de inclinación en los puntos donde estaba apoyado el espécimen, que corresponde al lugar donde el diagrama de cortante es máximo, o presentaron un fenómeno de corte en el pegante que une el poliuretano a la lámina colaborante.

¹ IDEM. Pág. 41.

² IDEM. Pág. 44

**ENSAYO A CORTANTE DE ESPECIMEN CON ESPESOR DE 55.91 mm Y Luz=440 mm. Distancia entre apoyos: L/2. (corta3)
(fallo a corte en un apoyo)**



Gráfica 4.1. Curva de Fuerza Aplicada vs. Desplazamiento en el centro de las probetas para los ensayos de cortante en el poliuretano

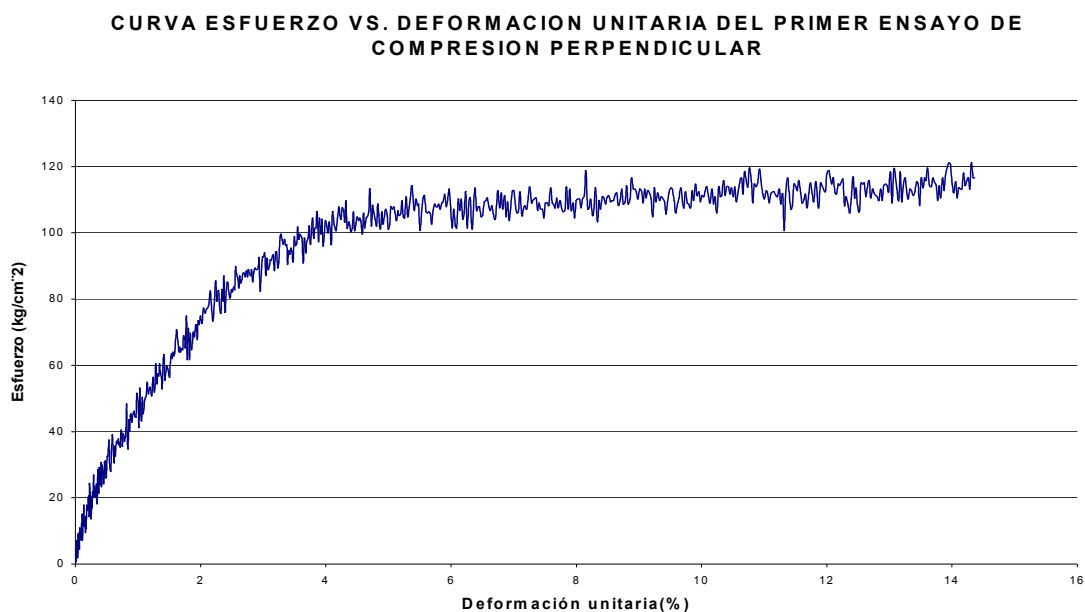
PROBETA N°	Resistencia al corte del poliuretano (kg/cm ²)
1	2.28
2	2.35
3	2.50
Promedio	2.38

Tabla 4.2. Resumen de resultados del ensayo de cortante en el poliuretano¹

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000. Pág. 45.

4.2.1.1.3 Compresión perpendicular¹

Este ensayo solo se elaboró para probetas con espesor de 50mm. Se obtuvo resultados de resistencia a la compresión para una deformación del 10% y del Módulo de elasticidad estimado para una deformación del 2%. En la Tabla 4.3, se resumen los resultados obtenidos para cada una de las probetas ensayadas ante dicha configuración de carga. Debe tenerse en cuenta que solamente se ensayaron especímenes con espesor de 50 mm. En la Gráfica 4.2 se puede observar la curva generalizada de Esfuerzo contra Deformación Unitaria obtenida.



Gráfica 4.2 Curva generalizada de Esfuerzo vs. Deformación Unitaria obtenida.²

¹ IDEM. Pág. 42

² Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000.

PROBETA N°	Resistencia a la compresión para una deformación del 10% (kg/cm²)	Modulo de elasticidad calculado para una deformación del 2% (kg/cm²)
1	111	3673
2	113	2718
3	143	4556
4	107	3997
Promedio	118.5	3736

Tabla 4.3. Resumen de resultados del ensayo de compresión con la carga perpendicular a las láminas de acero¹

4.2.1.1.4 Compresión paralela²

En la Tabla 4.4, se resumen los resultados obtenidos para cada una de las probetas ensayadas ante cargas de compresión paralela. Hay que tener en cuenta que todos los especímenes tenían un espesor de 50 mm. El esfuerzo reportado corresponde directamente con el esfuerzo resistente de pandeo de la sección. Todos los especímenes ensayados presentaron fenómenos de pandeo local en los lugares donde se estaba aplicando la carga. Este pandeo se presentó sobre la lámina colaborante y no sobre toda la sección del espécimen.

PROBETA N°	Esfuerzo máximo de pandeo (kg/cm²)	Deformación unitaria a la cual ocurre el pandeo local (%)
1	3.82	0.46
2	3.63	0.49
3	3.54	0.44
Promedio	3.66	0.46

Tabla 4.4. Resumen de resultados del ensayo de compresión con la carga paralela a las láminas de acero³

¹ IDEM. Pág. 42

² Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000. Pág. 42

³ IDEM

4.2.1.1.5 Corte en tornillos de fijación¹

Este ensayo consiste en estimar la resistencia al corte en tornillos sometidos a cargas puntuales perpendiculares a su plano de trabajo. El ensayo se lleva a cabo colocando la muestra sobre dos (2) soportes y asegurándolo a ellos mediante correas de manera que se pueda aplicar la carga puntual en el centro de la pequeña luz (Figura 4.2). El ensayo se puede hacer en tornillos, pasadores o pernos metálicos que tengan una longitud mínima de 8 cm. A continuación se presenta el esquema del ensayo:

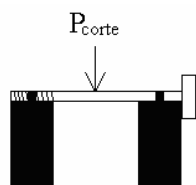


Figura 4.2. Esquema ensayo de cortante en tornillos²

Se somete al corte un tornillo prototipo # 14 ¼ de 3 pulg., mediante el cual se unen los paneles de muro y el accesorio de remate “U” de dos aletas (RMUT-40) el cual sirve para anclar el muro a la cimentación. Con este ensayo se busca establecer la resistencia a la cizalla del tornillo de fijación. Los resultados obtenidos para cada uno de los cuatro (4) tornillos probados bajo una fuerza cortante se ilustran en la Tabla 4.5.

Muestra No	Diámetro (mm)	Carga máxima (kg)	Zona de falla	Tipo de falla	Esfuerzo máximo (kg/cm ²)
1	0,55	2800	Roscada	Doble	5893
2	0,55	2650	Roscada	Doble	5577
3	0,55	2750	Roscada	Doble	5787
4	0,55	2850	Roscada	Doble	5998
Promedio					5814

Tabla 4.5. Resumen de resultados del ensayo de corte en tornillos roscados³

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000. Pág. 10.

² Esquema elaborado de acuerdo a la descripción del ensayo

³ IDEM 1. Pág. 46.

4.2.1.1.6 Resistencia al corte y extracción del anclaje ZAMAC¹

Los pernos de anclaje tipo ZAMAC código HD14114 cuyas dimensiones son de ¼” x 1 ¼” presentan sus propios valores correspondientes a la resistencia últimas a la tracción y al corte. La Tabla 4.6 se obtuvo en el catálogo técnico de Fijaciones Torres para el año 2000. Los resultados dados en la tabla correspondiente se obtienen asumiendo que el anclaje está instalado en un concreto de 28 MPa de resistencia a la compresión a los 28 días. Para el diseño del anclaje bajo cargas de trabajo el factor de seguridad de 4 es recomendado por el fabricante con respecto a la falla. En los ensayos para páneces tipo muro se utilizó este tipo de anclaje y un empotramiento de 7/8” en el concreto.

Distancia de empotramiento	Resistencia última a la tracción (extracción) (kg)	Resistencia última al corte (kg)
7/8”	372	680

Tabla 4.6. Resumen resistencias del anclaje tipo ZAMAC²

4.2.1.1.7 Carga horizontal sobre páneces funcionando como muro³

Se realizaron ensayos ante carga horizontal de acuerdo con la norma ASTM E 72 sobre páneces con espesor de 50 mm, con el fin de determinar la resistencia de la fijación de los páneces y la resistencia del mismo panel ante la aplicación de cargas paralelas al plano definido por las láminas colaborantes. Se realizaron en total 3 ensayos sobre muros individuales de 1m de ancho cada uno, y tres ensayos sobre muros compuestos por 3 páneces (3m de ancho). Todos los muros tenían una altura de 200 cm (2m).

Los resultados se interpretaron a la luz de los valores dados en la Norma ICONTEC NTC 2446. Un esquema del montaje usado para la realización de este ensayo se presenta en la

¹ Extractado de FIJACIONES TORRES, Catalogo Oficial de productos 2000.

² IDEM

³ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en páneces prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000. Pág. 25.

Figura 4.3. El experimento se llevó a cabo en el marco de pruebas del laboratorio de estructuras del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de los Andes ubicado en el CITEC (centro de innovación y desarrollo tecnológico).

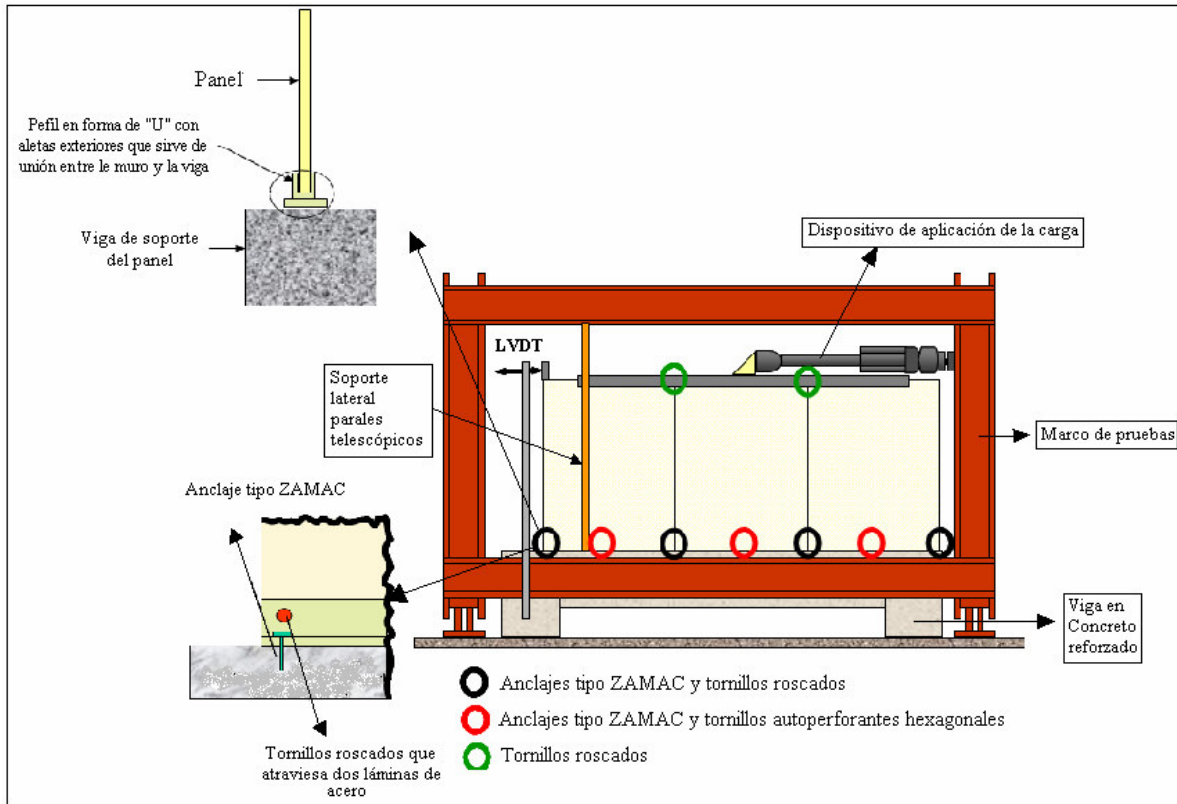


Figura 4.3. Esquema del montaje de carga horizontal en muros de tres paneles¹

Se llevaron a cabo pruebas ante carga horizontal sobre paneles de 50 mm de espesor, para establecer la resistencia de la fijación de los paneles y la resistencia del mismo panel bajo la imposición de cargas paralelas al plano. Los resultados se interpretaron a la luz de los valores dados en la Norma ICONTEC NTC 2446.

En la Tabla 4.7 se detallan los valores obtenidos para cada tipo de muro ensayado. En esta tabla se señala el número de paneles del muro, la máxima carga y falla típica presentada.

¹ Esquema elaborado de acuerdo a la descripción del ensayo. El ensayo para un (1) solo panel es muy similar y por eso no se ilustra

PROBETA N°	Número de paneles que componen el muro	Ancho del muro (cm)	Carga máxima aplicada al muro (kg.)	Tipo de falla
1*	1	100	187	Falla por desgarramiento de la lámina colaborante del panel
2*	1	100	295	Falla por desprendimiento de los anclajes
3*	1	100	483	Falla por desgarramiento de la lámina colaborante del panel
5	3	300	1231	Falla por desprendimiento de los anclajes
6	3	300	1234	Falla por desprendimiento de los anclajes
7	3	300	1158	Falla por desprendimiento de los anclajes

Tabla 4.7. Resumen de resultados del ensayo ante carga horizontal¹

4.2.1.1.8 Flexión en paneles de cubierta TECHMET²

El sistema consiste en colocar el panel sobre apoyos simples y aplicarle una serie de cuatro cargas puntuales a lo largo de la luz libre del elemento y separadas entre sí una distancia de $L/5$, donde L corresponde a la luz libre del panel tipo muro, de esta manera puede simularse con cierta aproximación una configuración de carga distribuida.

Los ensayos de flexión fueron realizados para tres espesores típicos: 30 mm, 40 mm, y 60 mm. Para cada espesor ensayado se utilizaron dos luces diferentes, excepto para el espesor

* Diferentes condiciones de anclaje

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000. Pág. 31.

² IDEM

de 60 mm, ya que en este espesor podría presentarse una falla temprana por aplastamiento en los puntos de aplicación de la carga si se utilizaran luces pequeñas. Para el espesor de 60 mm se utilizó solamente una luz de 2.95m. Para la medición de las deflexiones verticales se elaboró una mesa en acero para apoyar los deformímetros.

Mediante el uso del teorema de área momento se puede determinar el valor de la deflexión en el centro de la luz de una viga como la mostrada en el esquema de la Figura 4.4. Aplicando la teoría de la elasticidad se puede obtener la deflexión en el centro de la luz como el primer momento de área del diagrama de momentos, dividido entre la rigidez de la sección dada por EI. Para encontrar el primer momento del área se elaboró la Tabla 4.8.

Area número	Area (Ai)	Centroide medido desde A (Xi)	Ai*Xi
A1	$\left(\frac{PL}{10}\right)\left(\frac{L}{5}\right)\left(\frac{1}{2}\right)$	$\left(\frac{2}{3}\right)\left(\frac{L}{5}\right)$	$\left(\frac{PL^2}{100}\right)\left(\frac{2L}{15}\right) = \left(\frac{PL^3}{750}\right)$
A2	$\left(\frac{PL}{10}\right)\left(\frac{L}{5}\right)$	$\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{L}{5}\right) + \left(\frac{L}{5}\right)$	$\left(\frac{PL^2}{50}\right)\left(\frac{3L}{10}\right) = \left(\frac{3PL^3}{500}\right)$
A3	$\left(\frac{3PL}{20}\right)\left(\frac{L}{10}\right)$	$\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{L}{5}\right) + \left(\frac{L}{5}\right)$	$\left(\frac{3PL^2}{200}\right)\left(\frac{9L}{20}\right) = \left(\frac{27PL^3}{4000}\right)$
A4	$\left(\frac{3PL}{20} - \frac{PL}{10}\right)\left(\frac{L}{5}\right)\left(\frac{1}{2}\right)$	$\left(\frac{2}{3}\right)\left(\frac{L}{5}\right) + \left(\frac{L}{5}\right)$	$\left(\frac{PL^2}{200}\right)\left(\frac{L}{3}\right) = \left(\frac{PL^3}{600}\right)$
			$\Sigma = \frac{63PL^3}{4000}$

Tabla 4.8. Tabla de resumen del teorema de área Momento¹

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000. Pág. 33.

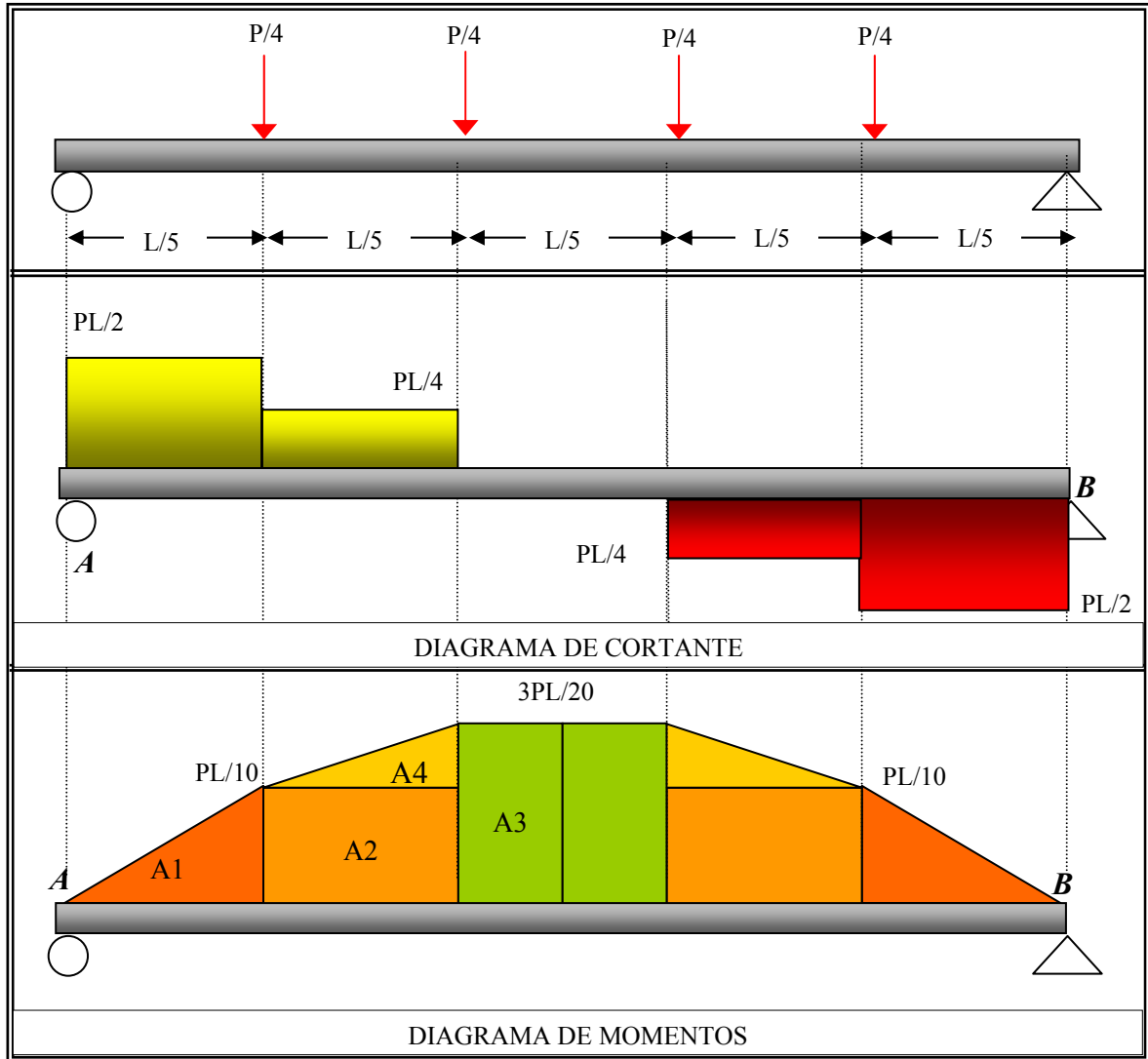


Figura 4.4. Esquema de los diagramas de cortante y de momentos en páneces sometidos a flexión¹

¹ IDEM 2. Pág. 32.

Por lo tanto se tiene que la deflexión en el centro de la luz para la configuración de carga utilizada está dada por la Ecuación 4.1. En esta ecuación “E” representa el módulo de elasticidad equivalente de la sección, e “I” representa la inercia de la sección transversal.

$$\delta = \frac{63PL^3}{4000EI} \quad \text{Ecuación (4.1)}$$

Partiendo de la expresión dada en la Ecuación 4.1 puede determinarse el valor de EI usando para este efecto las curvas de fuerza contra deformación obtenidas en los ensayos experimentales. La relación existente entre δ y P (donde δ corresponde a la deformación en el centro de la luz y P corresponde a la carga total aplicada sobre el espécimen) está dada por una línea cuya ecuación es de la forma $P=M\delta$. Por esta razón a cada experimento de flexión se le realiza una regresión lineal sobre los primeros puntos de la curva de carga contra deformación con el fin de determinar la pendiente de la recta que relaciona la carga y la deformación del espécimen ensayado a flexión. Mediante esta última recta de regresión de la forma $P=M\delta$, puede determinarse el valor de EI (módulo de rigidez de la sección según la teoría de la elasticidad) para cada curva experimental como se indica a continuación:

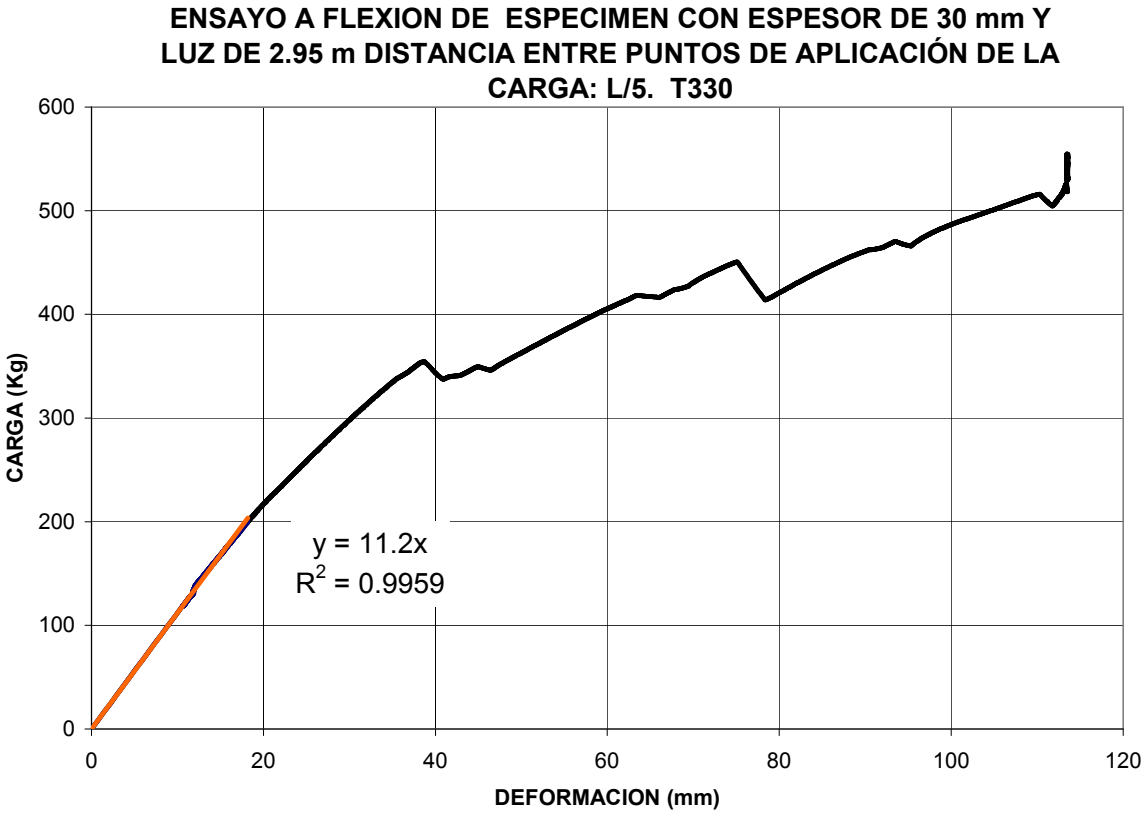
$$EI = \left(\frac{63L^3}{4000} \right) \left(\frac{P}{\delta} \right) = \left(\frac{63L^3}{4000} \right) M \quad \text{Ecuación (4.2)}$$

Por otro lado para cada curva de P vs. δ se obtiene una carga última (P_u) que define el momento último resistente de la sección (M_u). Este momento está dado por la siguiente expresión:

$$M_U = \frac{3P_U L}{20} \quad \text{Ecuación (4.3)}$$

Por lo tanto de cada ensayo se obtienen dos valores representativos de la sección: M_u y EI dados por las ecuaciones 4.2 y 4.3.

Se elaboraron 20 ensayos a flexión de acuerdo a las variables principales de los paneles (espesor y luz). Los resultados se interpretaron a la luz de los valores dados en la Norma ICONTEC NTC 2446. En la gráfica 4.3 se puede observar una de las curvas típicas de Fuerza vs. Desplazamiento en el centro de la luz. A partir de una regresión lineal elaborada sobre los puntos iniciales de la curva (solamente en el rango elástico) se obtuvo la recta antes mencionada. De esta manera se determina el módulo de la sección transversal (EI) y el momento resistente. En la Tabla 4.9 puede observarse un resumen de los resultados obtenidos para cada espesor (panel TECHMET)



Gráfica 4.3. Curva de Fuerza vs. Desplazamiento para un panel de muro TECHMET¹

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000.

ESPESOR	ANCHO DE LA MUESTRA	Mu promedio (ancho muestra)	Mu promedio (ancho de 1,0m)	EI promedio (ancho muestra)	EI promedio (ancho de 1,0m)
(mm)	(cm)	(kg*m)		(kg*cm²)	
30	67	209	312	39.469.355	58.909.485
40	67	379	566	55.147.540	82.309.761
60	67	369	551	76.492.518	114.167.937

Tabla 4.9. Reporte resumido de los resultados obtenidos en los experimentos de flexión sobre paneles tipo TECHMET con ambas láminas colaborantes en acero, clasificados por espesor¹

4.2.1.1.9 Flexión en paneles de muro MONOWALL²

Se elaboraron 16 ensayos a flexión de acuerdo a las variables principales de los paneles (espesor y luz). Los resultados se interpretaron a la luz de los valores dados en la Norma ICONTEC NTC 2446. En la Gráfica 4.4 se puede observar la curva de Fuerza vs. Desplazamiento para una probeta. La curva se obtuvo a partir de los registros de fuerza y deformación medidos con una celda de carga y un deformímetro. A partir de una regresión lineal elaborada sobre los puntos iniciales de la curva (solamente en el rango elástico) se obtuvo la recta antes mencionada; de esta manera se determina el módulo de la sección transversal (EI) y el momento resistente. En la Tabla 4.10 puede observarse un resumen de los promedios para cada espesor (panel MONOWALL)

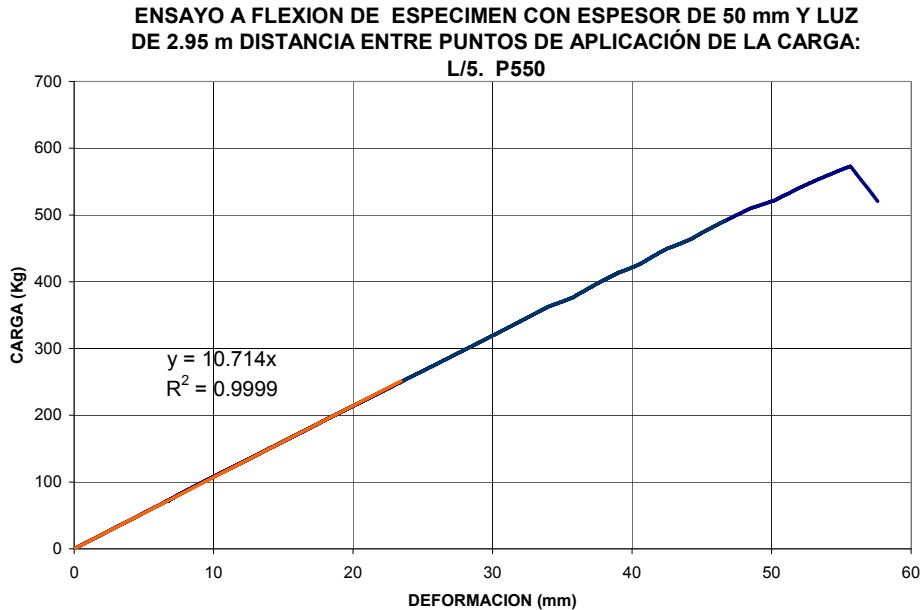
ESPESOR	ANCHO DE LA MUESTRA	Mu promedio (ancho muestra)	Mu promedio (ancho de 1,0m)	EI promedio (ancho muestra)	EI promedio (ancho de 1,0m)
(mm)	(cm)	(kg*m)		(kg*cm²)	
30	67	126	188	15.927.570	23.772.493
40	67	212	316	40.570.439	60.552.894
50	67	249	372	49.428.565	73.773.978
60	67	331	494	66.084.556	98.633.666

Tabla 4.10. Reporte resumido de los resultados obtenidos en los experimentos de flexión sobre paneles tipo MONOWALL clasificados por espesor³

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000.

² IDEM

³ IDEM



Gráfica 4.4. Curva de Fuerza vs. Desplazamiento para un panel de muro MONOWALL¹

4.2.1.2 Elaborados en el presente estudio

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de resistencia de materiales de la Pontificia Universidad Javeriana; se utilizaron las máquinas presentes en el laboratorio de resistencia de materiales tales como la máquina universal y sus respectivos accesorios según el ensayo en probetas pequeñas, así como gatos hidráulicos y el marco de acero para transmitir la carga a los especímenes de mayor tamaño.

Las probetas y/o especímenes que fueron ensayados requirieron un proceso previo de alistamiento en el cual fue necesario llevar a cabo los cortes a las medidas requeridas para cada ensayo (en el caso de los paneles grandes fue necesario retirar el machihembrado). Los cortes se realizaron con sierra caladora tal como se sugiere en el manual técnico de METCOL. En el capítulo B de los anexos (ensayos elaborados en la Universidad Javeriana) se reportan las dimensiones de las probetas y las fotografías de los montajes de cada ensayo.

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000.

4.2.1.2.1 Cortante en el poliuretano

Este ensayo se elaboró con probetas de tamaño reducido alargadas en forma de paneles. Se ensayaron 2 tipos diferentes de probetas; las medidas estándar aproximadas del Tipo A fueron de 20 cm. de ancho x 40 cm. de longitud y con el espesor estándar del material (50 mm. aproximadamente de los cuales las láminas de acero tienen 0,5 mm. de espesor cada una); las medidas estándar aproximadas del Tipo B fueron de 20 cm. de ancho x 65 cm. de longitud y con el espesor estándar del material. Con el fin de obtener una muestra estadística representativa se ensayaron tres (3) probetas del Tipo A y tres (3) del Tipo B.

El esquema del ensayo se muestra en la Figura 4.4, el cual es un sistema estandarizado acoplado a la máquina universal para la aplicación de la carga y la lectura de deformación en el panel. Se tiene que garantizar que se apliquen dos cargas puntuales exteriores de un elemento sometido a flexión. La falla tiene que aparecer en los apoyos de la probeta; de todas maneras el pegante también puede fallar previamente.

La norma que rige este ensayo es la ASTM C393 resalta que a lo largo de todo el ensayo y hasta el momento de la falla, se deben registrar la carga aplicada sobre la muestra y la deformación de la probeta en el centro de la luz. Igualmente es necesario tomar las dimensiones iniciales de la probeta para determinar el máximo esfuerzo cortante aplicado sobre el poliuretano.

Los datos obtenidos directamente del ensayo fueron procesados para obtener las gráficas de Carga vs. Deformación, determinándose la carga máxima en kilogramo-fuerza y el esfuerzo máximo de corte en kgf/cm^2 que se obtiene de dividir la carga máxima entre el área de corte, la cual resulta de multiplicar el espesor por el ancho de la probeta, y a su vez se divide entre 2 que corresponde a los dos puntos de aplicación de la carga sobre los especímenes. Se reportó también el mecanismo de falla de cada espécimen para comprobar que efectivamente se obtenga la falla esperada.

En el anexo B se reportan las dimensiones de las probetas, las fotografías del montaje y los procedimientos de cálculo para la obtención de los resultados finales, para el ensayo de cortante en el poliuretano, llevado a cabo en el laboratorio de resistencia de materiales de la Universidad Javeriana.

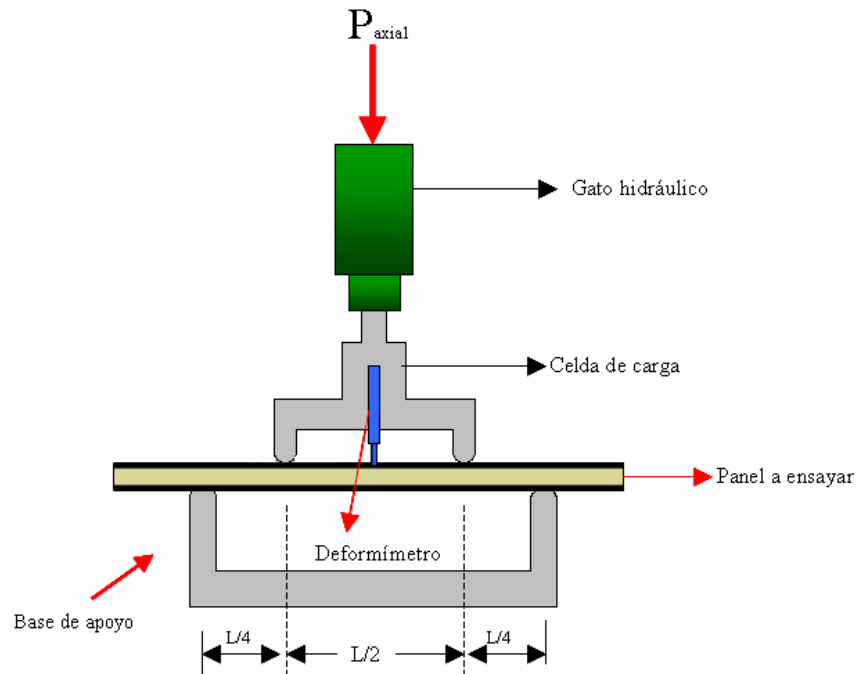


Figura 4.4. Esquema del ensayo de corte en probetas

A continuación se muestran las tablas resumen de los resultados finales obtenidos para cada una de las probetas del Tipo A (Tabla 4.11) y del Tipo B (Tabla 4.12).

Probeta	Resistencia al corte del poliuretano (kg/cm ²)
1	1,30
2	1,57
3	1,28
4	1,45
Promedio	1,40

Tabla 4.11. Resistencia al corte del poliuretano obtenida para las probetas del Tipo A

Probeta	Resistencia al corte del poliuretano (kg/cm²)
1	0,99
2	0,91
3	0,96
Promedio	0,95

Tabla 4.12. Resistencia al corte del poliuretano obtenida para las probetas del Tipo B

4.2.1.2.2 Compresión perpendicular

Este ensayo se llevó a cabo con probetas de tamaño reducido en forma de cubos con aristas de 50 mm. La probeta se dispuso de manera que las láminas de acero estuviesen en posición horizontal y perpendicular con respecto al sentido de aplicación de la carga. Con el fin de obtener una muestra estadística representativa fue necesario ensayar 3 probetas de este tipo. El esquema (Figura 4.5) del ensayo se muestra a continuación en el cual se observa que el sistema está acoplado de manera que la carga pueda ser aplicada uniformemente por la máquina universal.

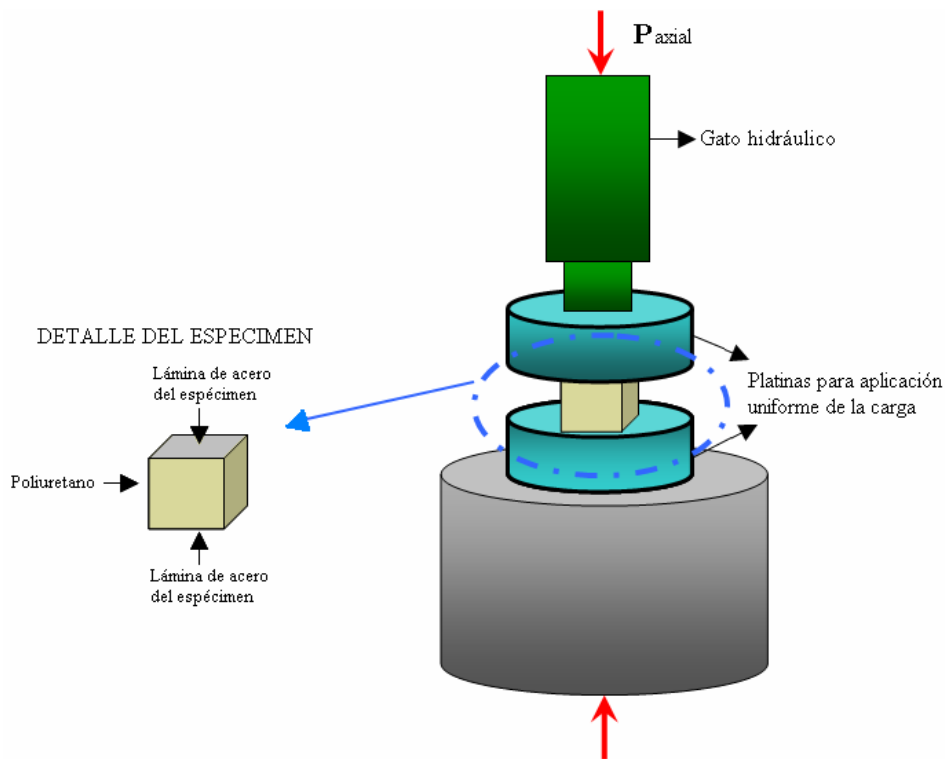


Figura 4.5. Esquema del ensayo de compresión perpendicular en probetas¹

La norma ASTM C365 exige la medición continua de la carga de compresión y la deformación de la probeta, al igual que las dimensiones iniciales de la misma. Se elaboraron de esta manera las gráficas de Carga vs. Deformación y de Esfuerzo vs. Deformación Unitaria. El esfuerzo se obtiene de dividir los datos de carga entre el área transversal de aplicación de la carga. A partir de esta última gráfica se estimó el *esfuerzo de fluencia* y el *módulo de elasticidad a compresión* del material. El *esfuerzo de fluencia* se halló a partir del resultado del esfuerzo perteneciente a una deformación unitaria del 10%. Mediante el cálculo de la pendiente de la recta secante desde el origen hasta el punto del 2% de la deformación unitaria se obtuvo el *módulo de elasticidad a compresión*.

En el capítulo de los anexos se reportan las dimensiones de las probetas y las fotografías del montaje y los procedimientos de cálculo para la obtención de los resultados finales, para el

¹ Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000

ensayo de compresión con la carga perpendicular a la lámina de acero, llevado a cabo en el laboratorio de resistencia de materiales de la Universidad Javeriana. (Ver anexo B).

A continuación se muestra la tabla resumen de los resultados finales obtenidos para cada una de las probetas del ensayo (Tabla 4.13)

Probeta	Resistencia a la compresión para una deformación de 10% (kg/cm²)	Módulo de elasticidad calculado para una deformación de 2% (kg/cm²)
1	440,5	2344,2
2	365,2	2299,6
3	95,7	800,0
Promedio	300,5	1814,6

Tabla 4.13. Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad para las probetas del ensayo de compresión perpendicular

4.2.1.2.3 Compresión paralela

En este ensayo se buscaba establecer el máximo esfuerzo de compresión que soporta un panel de forma tal que se garantice la falla por fenómeno de pandeo local o general. En la Figura 4.6 se encuentra el esquema del montaje que se llevó a cabo para este ensayo. La carga es aplicada sobre el plano que definen el espesor y el ancho de la probeta como se ilustra. El experimento consistió en aplicar una carga distribuida de compresión sobre un espécimen con espesor de 50 mm, ancho de 20 cm y altura de 40 cm.

La norma ASTM C364 exige que en todo momento se mida la carga de compresión aplicada y la deformación del espécimen, así como la distancia sobre la cual se está midiendo la deformación de la probeta. Sin embargo, en este ensayo no se tomaron estas lecturas de tal manera que solo se registró la carga máxima a la compresión que soportaba cada probeta; con esta carga máxima y el área transversal de aplicación de la carga antes del ensayo se obtiene el esfuerzo máximo resistente a la compresión en la dirección establecida. Debido a lo descrito anteriormente no se obtuvo curvas de Carga contra Deformación ni de Esfuerzo contra Deformación Unitaria. Únicamente la carga máxima.

En el capítulo de los anexos se reportan las dimensiones de las probetas y las fotografías del montaje y los procedimientos de cálculo para la obtención de los resultados finales, para el ensayo de compresión con la carga paralela a la lámina de acero, llevado a cabo en el laboratorio de resistencia de materiales de la Universidad Javeriana. (Ver anexo B).

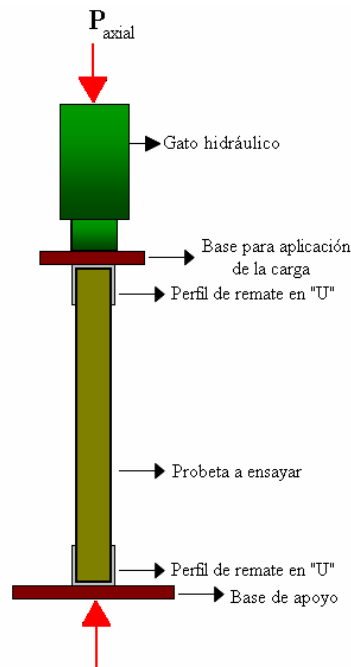


Figura 4.6. Esquema del ensayo de compresión paralela en probetas

A continuación se muestra la tabla resumen de los resultados finales obtenidos para cada una de las probetas del ensayo (Tabla 4.14)

Probeta	Esfuerzo máximo de pandeo (kg/cm ²)
1	5,0
2	3,0
3	6,3
Promedio	4,8

Tabla 4.14. Esfuerzo máximo de pandeo para las probetas del ensayo de compresión paralela

4.2.1.2.4 Flexión en paneles de muro MONOWALL

Este ensayo se llevó a cabo con seis (6) probetas (3 para dos longitudes distintas) con elementos cargados simétricamente, cada una teniendo una longitud igual a la longitud del elemento y un ancho nominal dado por el dispositivo de ensayo (para este caso en particular, la muestra debía tener un ancho menor de 92 cm. que es el ancho del dispositivo que se tiene para realizar en el ensayo, por lo cual es necesario cortar los paneles que vienen de fábrica con una medida de 1 m.). Los ensayos de flexión se realizaron para un solo espesor típico de 50 mm. y para este espesor se utilizaron longitudes del elemento diferentes de 2,0 m y 3,0 m.

El ensayo fue similar al de cortante en probetas para caracterización del material pero con una mayor longitud y ancho debido a que estos ensayos buscan establecer la resistencia de los paneles ante cargas perpendiculares a su plano. La idea era aplicar una carga relativamente distribuida sobre la franja central de la superficie del muro a través de un dispositivo en madera en forma de “T” que llevaba la carga producida por la maquina universal hacia dos vigas de madera que a su vez la distribuían a 4 soportes ubicados equidistantes sobre el panel. En la Figura 4.7. se puede observar el montaje implementado para este ensayo.

En el capítulo de los anexos se reportan las dimensiones de las probetas, las fotografías del montaje y los procedimientos de cálculo para la obtención de los resultados finales, para el ensayo de flexión en paneles de muro MONOWALL, llevado a cabo en el laboratorio de resistencia de materiales de la Universidad Javeriana. (Ver anexo B).

El ensayo tiene como fin obtener lecturas de carga y deformación hasta que el panel falla por flexión en donde se registra la carga máxima de falla para obtener el esfuerzo máximo resistente a flexión del módulo. Además se obtienen parámetros de rigidez y resistencia de la sección transversal de los paneles prefabricados ante cargas perpendiculares al plano. Se

reporta también el mecanismo de falla de cada espécimen para comprobar que efectivamente se obtenga la falla esperada.

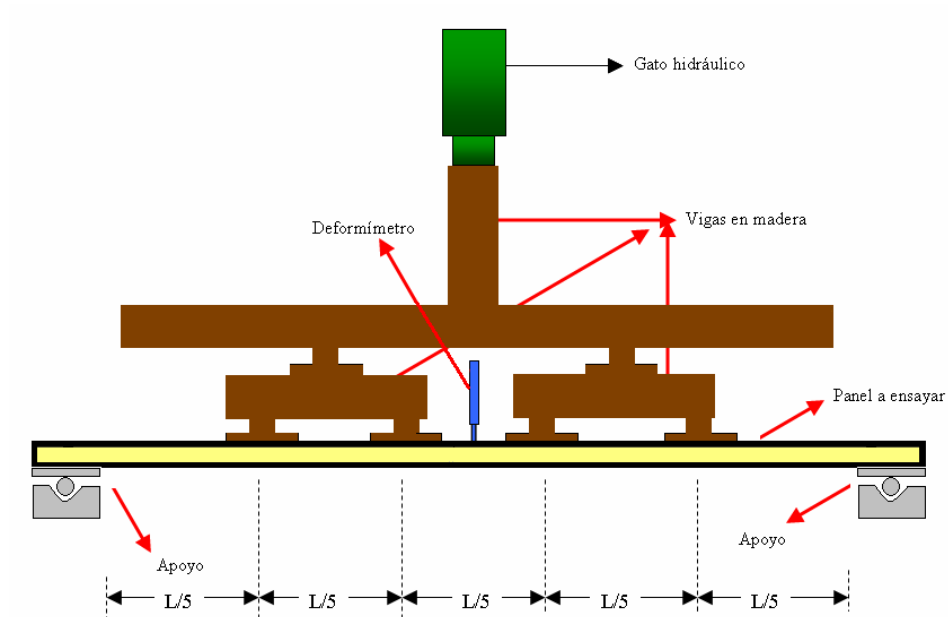


Figura 4.7. Esquema del ensayo de flexión en paneles de muro MONOWALL

Todos los ensayos se elaboraron de acuerdo con la norma ASTM E 72; esta exige que se apliquen dos cargas puntuales en los cuartos exteriores para obtener fallas a flexión. Sin embargo, en la referencia del estudio de la Universidad de los Andes se reportó que al usar una carga aplicada en dos (2) puntos se presenta una falla anticipada en los puntos de aplicación de la carga y es necesario repartir la carga en dos cargas puntuales más como se describió anteriormente.

El cálculo del esfuerzo resistente se realizó usando la ecuación 4.4

$$\sigma_{\max} = \frac{Mc}{I} \quad \text{Ecuación (4.4)}$$

Donde σ_{\max} es el esfuerzo máximo que ocurre en el punto de la sección transversal mas alejado del eje neutro, M es el momento interno resultante, c es la distancia perpendicular del eje neutro al punto mas alejado de este, e I es el momento de inercia de la sección transversal calculado respecto al eje neutro.

A continuación se muestran las tablas resumen de los resultados finales obtenidos para cada una de los paneles de 2,0 m. por 1,0 m (Tabla 4.15) y de 3,0 m por 1,0 m (Tabla 4.16).

Probeta	EI	M _U	σ_{\max}
	kg*cm ²	kg*m	kg/cm ²
Ancho de 1,0m			
1	52.814.276	500,7	1540,5
2	40.069.448	277,6	854,1
3	41.858.069	431,7	1328,2
Promedio	44.913.931	403,3	1241,0

Tabla 4.15. Resultados obtenidos en los experimentos de flexión sobre paneles de 2,0 m tipo MONOWALL

Probeta	EI	M _U	σ_{\max}
	kg*cm ²	kg*m	kg/cm ²
Ancho de 1,0m			
1	77.366.172	442,2	1360,5
2	73.318.965	427,8	1316,2
3	71.955.233	405,5	1247,6
Promedio	80.567.767	425,2	1308,1

Tabla 4.16. Resultados obtenidos en los experimentos de flexión sobre paneles de 3,0 m tipo MONOWALL

Es importante tener en cuenta que los resultados reportados de esfuerzo máximo resistente a flexión son representativos para las probetas 1 y 2 de 3,0m de largo que fueron las que presentaron la falla típica por flexión, en la cual la lámina superior se desprendió del poliuretano y se arrugó en la mitad del panel; las demás probetas fallaron por corte en el poliuretano en zonas específicas donde presentaban discontinuidades por la presencia de vacíos en el material. Sin embargo se tendrán en cuenta los valores registrados para todas

las probetas en el promedio para el cálculo del esfuerzo máximo resistente a flexión, el cual será comparado más adelante con los esfuerzos actuantes resultantes del modelo.

4.2.1.2.5 Tracción diagonal

La norma ASTM E519 es la que da los parámetros a seguir en este ensayo. Este método de ensayo fue desarrollado para medir el esfuerzo cortante en paneles de sistemas de mampostería. No obstante se adaptó esta norma para el ensayo de módulos de paneles del sistema METCOL. La medida del espécimen es seleccionada de manera que el panel sea un modelo representativo del comportamiento del sistema modular a mayor escala y que permita el uso de las máquinas y dispositivos de prueba tal como son usadas en muchos laboratorios.

Este método de ensayo se encarga de la determinación directa de la tracción diagonal o esfuerzo cortante de un panel estándar del sistema en estudio de 1,0 m. x 1,0 m, bajo una carga actuante lo cual causa un mecanismo de falla propio de acuerdo al tipo de material. Este ensayo se llevó a cabo en tres (3) paneles de 1,0 m x 1,0m y en una probeta de menor tamaño de 50 cm x 50 cm.

Para los paneles de 1,0 m x 1,0 m se hizo el montaje en el marco de acero disponible en el laboratorio de resistencia de la Universidad Javeriana de manera que la carga aplicada por la máquina universal a cada panel fue transmitida a través de gatos hidráulicos. Para el segundo y el tercer ensayo de estos paneles se reforzaron las esquinas opuestas sobre las cuales se aplicaría la carga en dirección axial con los perfiles de remate en “U” agarrados a los paneles con los tornillos autoroscantes suministrados por METCOL, con el fin de que la carga se transfiriera de manera uniforme al panel y no solo directamente sobre las láminas de acero. En la Figura 4.8. se muestra el esquema del montaje realizado para el ensayo en paneles de 1,0 m. x 1,0 m.

Para la probeta de menor tamaño la carga fue aplicada directamente en la máquina universal y también fueron reforzadas sus esquinas con los accesorios descritos anteriormente.

En el capítulo de los anexos se reportan las dimensiones de las probetas, las fotografías del montaje y los procedimientos de cálculo para la obtención de los resultados finales, para el ensayo de tracción diagonal, llevado a cabo en el laboratorio de resistencia de materiales de la Universidad Javeriana. (Ver anexo B).

Se registraron para este ensayo únicamente las dimensiones de los paneles y la carga máxima que resistieron cada uno de ellos. No se reportaron lecturas de deformación durante la aplicación de la carga en los paneles debido a que durante la elaboración del ensayo no hubo expansión ni contracción en las diagonales, tal como lo exige la norma. Se reportó para todos los ensayos que el mecanismo de falla de cada espécimen fue el de aplastamiento en las esquinas tanto en la de aplicación directa de la carga como en la de apoyo.

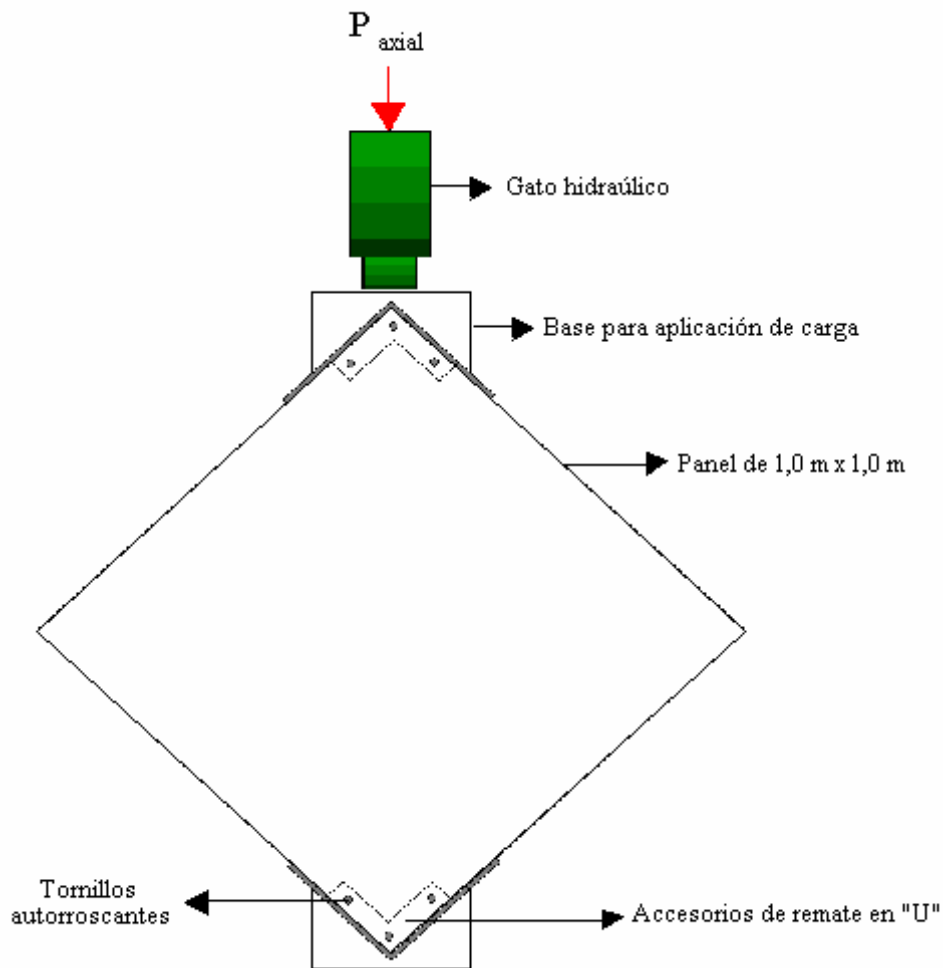


Figura 4.8. Esquema del ensayo de tracción diagonal

Para evaluar los resultados obtenidos en este ensayo se hizo una variación de la norma en cuanto a la evaluación de los datos obtenidos, debido a que no se obtuvo una falla por corte como se tiene en los ensayos hechos en mampostería sino que se presentó una falla por aplastamiento en las esquinas (falla por compresión). Este cambio consistió en realizar un modelo del ensayo en el programa SAP 2000 teniendo en cuenta la carga máxima promedio que soportaron los paneles, la cual se reporta en la Tabla 4.17.

Probeta	Carga máxima aplicada (kgf)
1	1073,0
2	1256,0
3	1215,0
4	1354,0
Promedio	1224,5

Tabla 4.17. Resultados obtenidos de carga máxima aplicada en los ensayos de tracción diagonal

El modelo consistió en la simulación del panel sometido a la carga máxima promedio registrada en los ensayos (Tabla 4.17) en una de sus esquinas y en la otra soportado por apoyos. Además se modeló el ensayo con los perfiles de remate en “U” como se describió con anterioridad. En la Figura 4.9a se presenta el montaje simulado en el programa antes de ser ejecutado para ver los resultados. La Figura 4.9b se exhibe el mecanismo de falla del panel luego de ser ejecutado y se observa que es muy similar al presentado luego de la realización del ensayo en la realidad. En la Figura 4.9c se muestran los esfuerzos de compresión máximos que generan el aplastamiento en las esquinas y se muestran los cuadros de presentación del valor de estos esfuerzos.

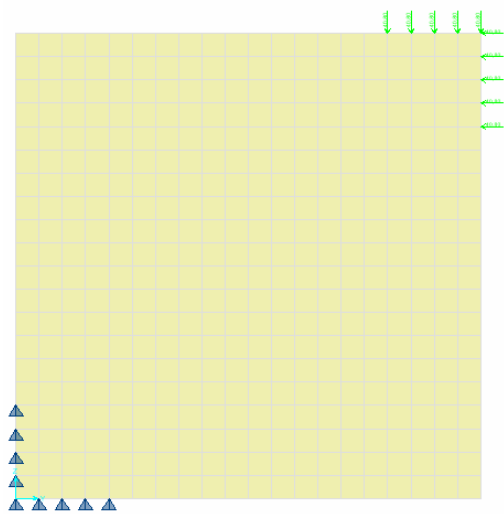


Figura 4.9a. Simulación del montaje en SAP 2000

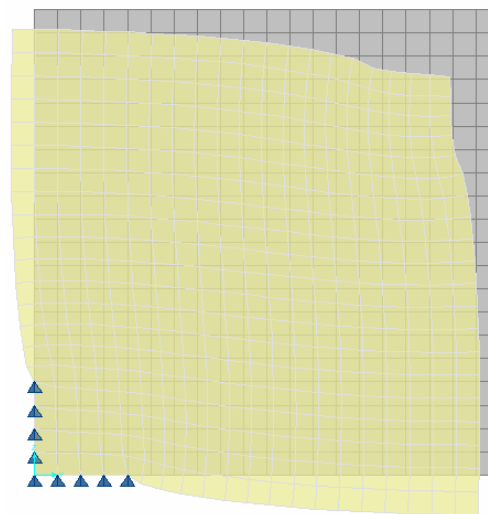


Figura 4.9b. Simulación después de la ejecución

El máximo valor de esfuerzo en la zona donde se presenta la falla por aplastamiento es de $392,7\text{kg/cm}^2$ en los elementos de la esquina superior donde se aplica la carga tal como se

muestra en la figura 4.9c, la cual corresponde a la interfaz gráfica de los resultados de esfuerzos de compresión. El resultado de la deformada mostrado las figuras 4.9b y 4.9c resultó ser muy similar al mecanismo de falla obtenido del ensayo de tracción diagonal en las diferentes probetas.

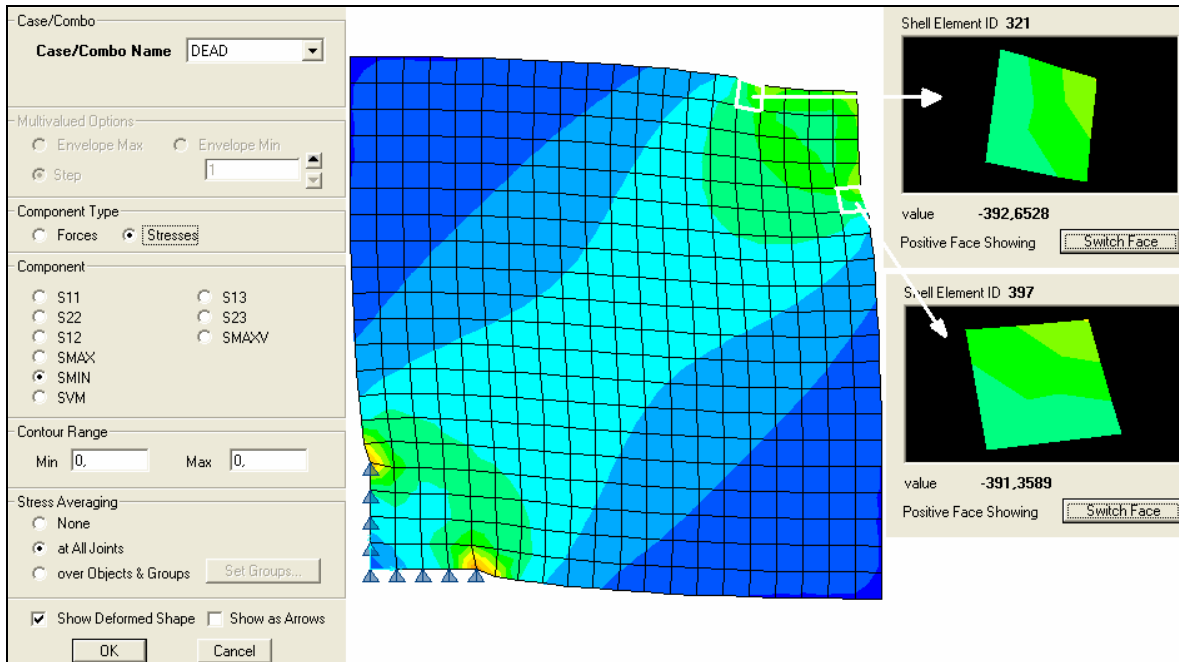


Figura 4.9c. Resultados de los esfuerzos máximos de compresión en kg/cm^2

4.2.2 Análisis y comparación de ensayos en común

Durante el desarrollo de los ensayos se evidenció una alta variabilidad en los resultados y tipos de falla debido a problemas que presentaban los paneles estudiados en su composición (Ver Fotografía 4.1). Estas fallas consistían en vacíos en el relleno de poliuretano que alteraban el resultado de los ensayos ya que modificaban las propiedades del material.

Esta falta de regularidad entre los paneles ensayados lleva a variaciones entre un ensayo y otro dentro de esta investigación y a diferencias aun mayores entre los resultados de esta investigación y la realizada por la Universidad de los Andes.

El principal inconveniente que muestra la presencia de estos vacíos en el material es su alta incidencia en las características de resistencia de los paneles, que lleva a que en la mayor parte de los ensayos en la que los paneles presentan estas imperfecciones se presente una falla por corte en la zona del vacío.



Fotografía 4.1. Detalle vacío en el poliuretano

4.2.2.1 Cortante en el poliuretano

Se encontró que la resistencia obtenida promedio de los ensayos elaborados para los dos tipos de probetas en el presente estudio, está por debajo en un 50,4% (ver tabla 4.18) con respecto a la obtenida en el estudio previo elaborado en la Universidad de los Andes. Se cree que esta reducción tan notable en la resistencia se originó debido a la discontinuidad en el material explicada anteriormente.

PROBETAS	ENSAYO DE CORTANTE EN EL POLIURETANO	
	JAVERIANA	ANDES
	Esfuerzo máximo CORTANTE (kg/cm ²)	Esfuerzo máximo CORTANTE (kg/cm ²)
20cmx40cm	1,402	
20cm*65cm	0,954	
PROMEDIO	1,178	2,375

Tabla 4.18. Comparación entre los resultados de cortante en el poliuretano

En el registro fotográfico que se encuentra en el capítulo de los anexos para este ensayo se muestran los vacíos de los que se hace mención en las probetas utilizadas y sus mecanismos de falla que por lo general se presentan en estas discontinuidades.

Este valor de esfuerzo máximo cortante en el poliuretano registrado será utilizado más adelante para comparar este esfuerzo admisible o resistente del material con el obtenido como esfuerzo actuante del modelo.

4.2.2.2 Compresión perpendicular

Se obtuvo un incremento del 172% en la resistencia a la compresión ante una deformación del 10%. El módulo de elasticidad encontrado calculado para una deformación del 2% se redujo en un 47% (Ver Tabla 4.19)

El porcentaje más significativo corresponde al de la reducción del 47% en el módulo de elasticidad del poliuretano debido a que esta propiedad es la que tendrá más incidencia en esta investigación ya que hace parte de las variables que requiere el modelo para la caracterización del poliuretano.

PROBETA	JAVERIANA		ANDES	
	Resistencia a la compresión para una deformación de 10% (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad calculado para una deformación de 2% (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión para una deformación de 10% (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad calculado para una deformación de 2% (kg/cm ²)
1	440,47	2344,21	111	3673
2	365,24	2299,57	113	2718
3	95,74	800,00	107	3997
PROMEDIO	300,48	1814,59	110,33	3462,67

Tabla 4.19. Comparación entre los resultados de compresión perpendicular

4.2.2.3 Compresión paralela

Se obtuvo un incremento en el esfuerzo máximo de pandeo del 30,3% (Ver Tabla 4.20) a pesar de los defectos de producción del poliuretano, debido a que de acuerdo al modo de aplicación de la carga en este ensayo, esta es tomada por las láminas de acero y por lo tanto no depende del poliuretano, lo que indica que las láminas de acero tuvieron un mejor comportamiento en esta ocasión.

PROBETA	JAVERIANA	ANDES
	Esfuerzo máximo de pandeo (kg/cm ²)	Esfuerzo máximo de pandeo (kg/cm ²)
1	5,03	3,82
2	2,99	3,63
3	6,29	3,54
PROMEDIO	4,77	3,66

Tabla 4.20. Comparación entre los resultados de compresión paralela

Este valor de esfuerzo máximo de pandeo registrado será utilizado más adelante para comparar este esfuerzo admisible o resistente del material con el obtenido como esfuerzo actuante del modelo.

4.2.2.4 Flexión en paneles de muro MONOWALL

Se registraron los dos parámetros significativos que caracterizan el ensayo de flexión: EI ¹ (módulo de rigidez de la sección según la teoría de la elasticidad) y M_u (momento último resistente de la sección). El módulo de rigidez de la sección EI disminuyó aproximadamente en un 15,0%. El momento último resistente de la sección M_u se incrementó en un 11,4% (Ver Tabla 4.21).

¹ “E” representa el módulo de elasticidad equivalente de la sección, e “I” representa la inercia de la sección transversal.

Solo se reportan los datos para la investigación presente debido a que el procedimiento de obtención de estos resultados fue diferente entre ambos estudios.

La comparación se efectuó para anchos de panel iguales a 1,0m, por lo que fue necesario extrapolar linealmente los valores de EI y Mu en ambas investigaciones debido a que en el estudio previo el ancho estándar fue de 67cm y en la presente investigación fue de 87cm.

PROBETAS	ENSAYOS DE FLEXION			
	JAVERIANA		ANDES	
	EI (kg*cm ²)	Mu (kg*m)	EI (kg*cm ²)	Mu (kg*m)
2,0 m	44.913.931	403,3		
3,0 m	80.567.767	425,2		
PROMEDIO	62.740.849	414,3	73.773.978	372

Tabla 4.21. Comparación entre los resultados de flexión

Es importante resaltar aquí que en los paneles de 2,0m no se obtuvo en ninguno la falla por flexión esperada sino que esta se generó por cortante a través de los vacíos anteriormente mencionados. Por ello se obtuvo una resistencia mucho menor en los paneles de 2,0m que en los de 3,0m en los cuales si se obtuvo la falla por flexión en dos de los tres paneles ensayados.

Estos parámetros encontrados serán utilizados más adelante para comparar los esfuerzos resistentes contra los actuantes. El esfuerzo de flexión resistente se obtiene de estos valores y el esfuerzo actuante se obtiene del modelo.

V. MODELACIÓN ANALÍTICA COMPUTACIONAL DE LA EDIFICACIÓN

5.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El modelo se analizó en el programa de estructuras SAP 2000 mediante la metodología de los elementos finitos. Consistió en la simulación correspondiente al Sistema de Vivienda de Interés Social propuesto por la empresa Metecno México, con un área de 36 m², compuesta por paneles de muro tipo MONOWALL y paneles de cubierta tipo TECHMET; los apoyos se colocaron de manera que se hiciera una simulación de los anclajes que sostienen los perfiles de remate en “U” sobre los cuales se sostienen los paneles de muro. Se simuló la cubierta como una combinación de una estructura de soporte tipo cercha amarrada a los elementos tipo “Shell” de la cubierta asignándosele las propiedades del estudio elaborado en la Universidad de los Andes (ya que esta última no se modeló con elementos sólidos debido a que la empresa METCOL no suministró los paneles tipo TECHMET para su caracterización física y mecánica). Finalmente se aplicaron las cargas a las que estaría sometida la estructura.

5.1.1 Estructura

La estructura está compuesta por paneles de muro tipo MONOWALL 1000/B y de cubierta tipo TECHMET de la empresa METCOL. Además para darle mayor rigidez a la estructura se colocaron unos elementos de soporte descritos más adelante. A continuación se hará la descripción de cómo fue la elaboración del modelo paso a paso para cada elemento que lo compone.

5.1.1.1 Muros

Las asignaciones de materiales, secciones y demás elementos que componen los muros se hicieron de acuerdo a las propiedades encontradas en los paneles de muro tipo MONOWALL. A continuación se describe el procedimiento seguido para el ingreso de los datos y la elaboración de los muros en el programa.

5.1.1.1.1 Materiales

Se definieron dos materiales que componen los paneles de muro: acero y poliuretano. Las características que se dieron a cada uno de los materiales se muestran en las figuras 5.1 y 5.2 extraídas del modelo de SAP 2000.

Material Property Data	
Material Name	acero
Display Color	Color
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic <input type="radio"/> Anisotropic
Type of Design	Design: Steel
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	8,004E-06
Weight per unit Volume	7,849E-03
Modulus of Elasticity	2038902,
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05
Shear Modulus	784193,1
Design Property Data	
Minimum Yield Stress, Fy	2531,0507
Minimum Tensile Stress, Fu	4077,8038
Material Damping - Advanced...	
OK Cancel	

Figura 5.1. Asignación de las propiedades del acero (unidades en kgf y cm)

La información dada en la Figura 5.1 corresponde a los valores predeterminados y estandarizados en el programa SAP 2000 para el acero.

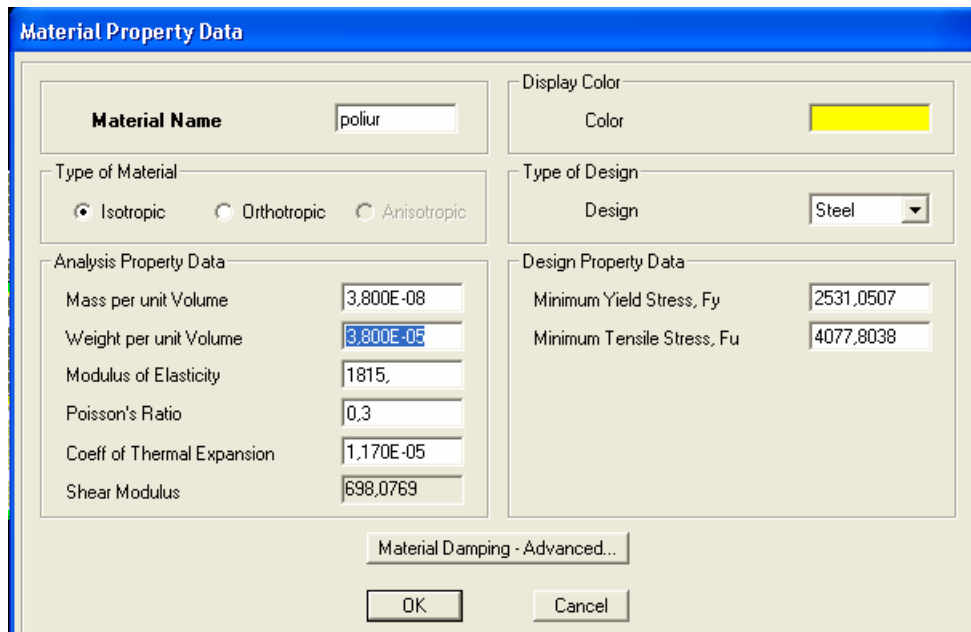


Figura 5.2. Asignación de las propiedades del poliuretano (unidades en kgf y cm)

La información registrada para el poliuretano en el modelo fue asignada de acuerdo a los datos extraídos de diferentes fuentes. La masa por unidad de volumen se determinó a partir del dato de densidad suministrado por la empresa Metcol en sus catálogos de productos donde se dan varias especificaciones entre las que se encuentran que el material que va entre las láminas de acero es poliuretano de alta densidad (38 kg/m^3). El peso por unidad de volumen se obtiene a partir del dato anterior multiplicándolo por la aceleración de la gravedad (1000 cm/s^2 aproximadamente). El módulo de elasticidad fue tomado de los ensayos de compresión perpendicular realizados durante el desarrollo de esta investigación en la Universidad Javeriana (las unidades de este ítem están dadas en kg/cm^2). La relación de Poisson de 0,3 es un valor característico para este material. Los demás valores especificados en la Figura 5.2 no tienen relevancia dentro del análisis estructural por lo tanto se dejaron los valores predeterminados especificados por el programa SAP 2000.

5.1.1.1.2 Secciones

Para la elaboración de los paneles de muro del modelo fueron definidas dos secciones de área para los elementos tipo “Shell” que constituyen el acero de los paneles y de los

remates en “u” sobre los que se encuentran apoyados los paneles. La única diferencia que se presentó entre las dos secciones es su espesor ya que en la realidad estos elementos están hechos en acero de diferente calibre. En las Figuras 5.3 y 5.4 se muestran los valores dados a estas secciones. Los espesores dados están en cm.

The image shows a software dialog box titled "Area Section". It contains the following fields and options:

- Section Name:** acpanel
- Material:**
 - Material Name: acero
 - Material Angle: 0,
- Area Type:**
 - Shell
 - Plane
 - Axisymmetric Solid (Asolid)
- Thickness:**
 - Membrane: 0,065
 - Bending: 0,065
- Type:**
 - Shell
 - Membrane
 - Plate
 - Thick Plate
- Buttons: Set Modifiers..., Display Color (unchecked), OK, Cancel

Figura 5.3. Asignación de las secciones de área para el acero de los paneles de muro (unidades en cm)

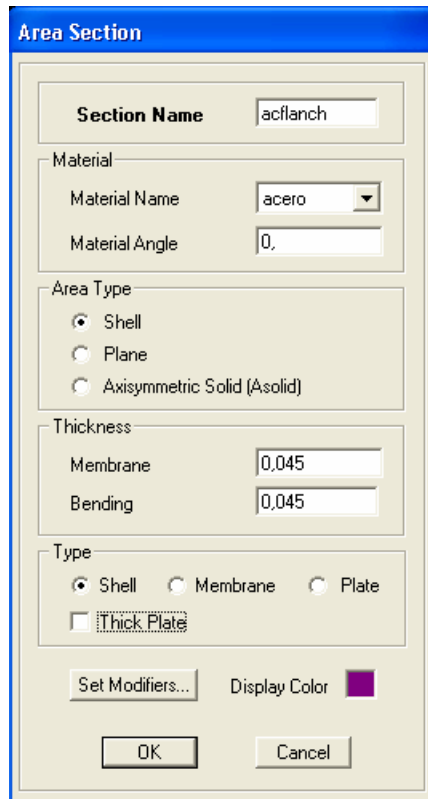


Figura 5.3. Asignación de las secciones de área para el acero de los remates en “U” (unidades en cm)

5.1.1.1.3 Elementos tipo “Shell”

Los elementos tipo “Shell” fueron utilizados para modelar las dos láminas de acero que componen los paneles tipo MONOWALL y los remates de muros en “U” para el soporte de los mismos. Inicialmente se hicieron los elementos con las medidas dadas para los muros que se estaban modelando. Posteriormente fueron seccionados en elementos de menor tamaño para dar una mayor precisión a los resultados obtenidos mediante el análisis por elementos finitos.

5.1.1.1.4 Elementos sólidos

Los elementos tipo “Solids” fueron utilizados para la simulación del poliuretano en los paneles tipo MONOWALL. Fueron creados a partir de los elementos tipo “Shell” que

componían las láminas de acero de los paneles de muro mediante la función “extrude”. Posteriormente se le asignaron las propiedades del material (poliuretano) descritas anteriormente. Una vez terminada esta etapa, se procedió a completar los paneles colocando la otra lámina que los componen replicando los elementos tipo “Shell” mediante la función “Replicate”. En la Figura 5.5. se muestra la composición final de los paneles dentro del modelo.

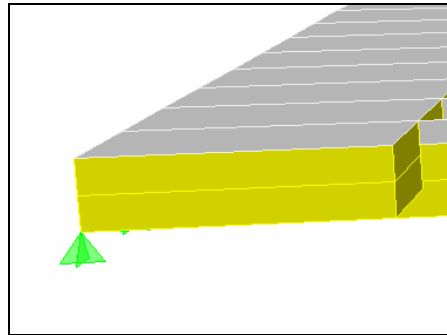


Figura 5.5. Composición de los paneles de muro en el modelo

5.1.1.1.5 Apoyos

Todos los muros utilizados en el modelo son soportados por apoyos de segundo grado en los que se restringen los desplazamientos en sentido vertical y horizontal pero no la rotación ya que en la realidad los remates tipo “U” que están representados en el modelo no tienen la suficiente rigidez para restringir fuerzas externas que generen momentos sobre la base. La distancia a la que fueron ubicados estos apoyos es la recomendada en el manual de instalación de METCOL para la colocación de los anclajes tipo ZAMAC la cual no debe ser mayor a 500 mm. En las figuras 5.6 y 5.7 se muestran como quedaron colocados los 75 apoyos en la base de los muros del modelo.

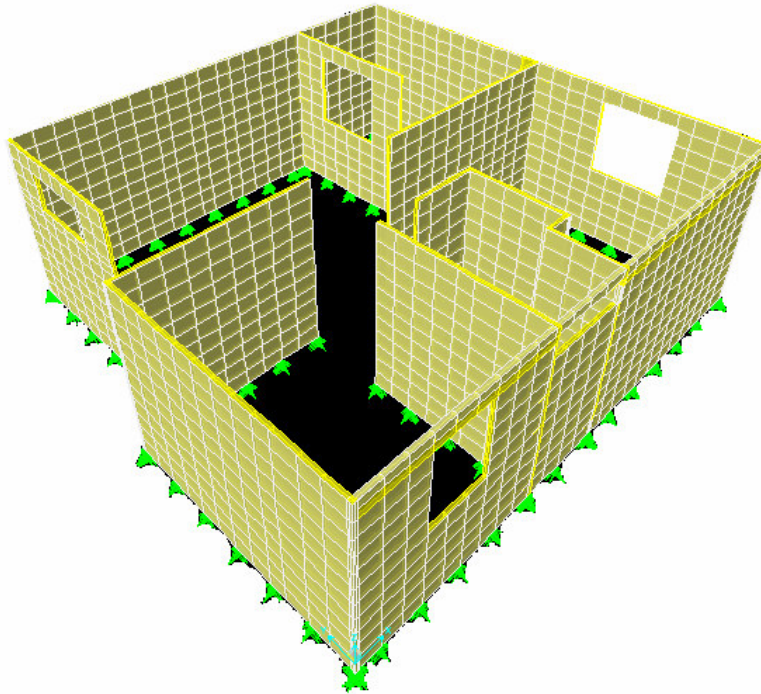


Figura 5.6. Distribución de los apoyos de los muros MONOWALL en la base del modelo. Vista en 3D.

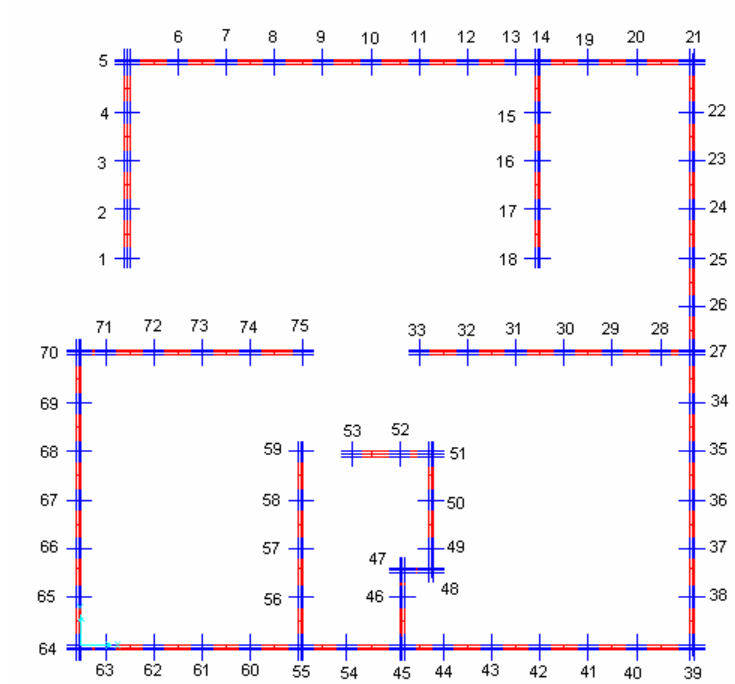


Figura 5.7. Distribución de los apoyos de los muros MONOWALL en la base del modelo. Vista en el plano XY

5.1.1.2 Cubierta

Las asignaciones de materiales, secciones y demás elementos que componen la cubierta se hicieron de acuerdo a las propiedades encontradas en los paneles de cubierta tipo TECHMET, teniendo en cuenta que no se modeló el material como una combinación de elementos de área (Shell) y elementos sólidos sino únicamente con elementos tipo “Shell” por lo aclarado en capítulos anteriores. A continuación se describe el procedimiento seguido para el ingreso de los datos y la elaboración de la cubierta en el programa.

5.1.1.2.1 Materiales

Los resultados mostrados en la Figura 5.7 para el material “cubierta” fueron tomados del estudio realizado en la Universidad de los Andes para los paneles tipo TECHMET utilizados precisamente para definir los elementos de las cubiertas (los datos mostrados están dados en kgf y cm). El procedimiento para asignar la masa por unidad de volumen fue tomando el valor de densidad registrado en este ensayo elaborado en la Universidad de los Andes para un espesor de 60mm. El módulo de elasticidad se obtuvo a partir del valor de EI para un espesor de 60mm del ensayo a flexión en paneles tipo TECHMET también llevado a cabo en la Universidad de los Andes, el cual se dividió entre la inercia de las láminas de acero.

Material Property Data	
Material Name	cubierta
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic <input type="radio"/> Anisotropic
Design	Steel
Mass per unit Volume	1.590E-07
Weight per unit Volume	1.590E-04
Modulus of Elasticity	487900
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	187653,85
Minimum Yield Stress, Fy	2531,0507
Minimum Tensile Stress, Fu	4077,8038

Figura 5.7. Asignación de las propiedades del material “cubierta” (unidades en kgf y cm)

5.1.1.2.2 Secciones

Para la elaboración de los paneles de cubierta del modelo fue definida una sección de área para los elementos tipo “Shell” que constituyen el acero de los paneles tipo TECHMET de cubierta. En la Figura 5.8 se muestran los valores dados a esta sección. Los espesores dados están en cm.

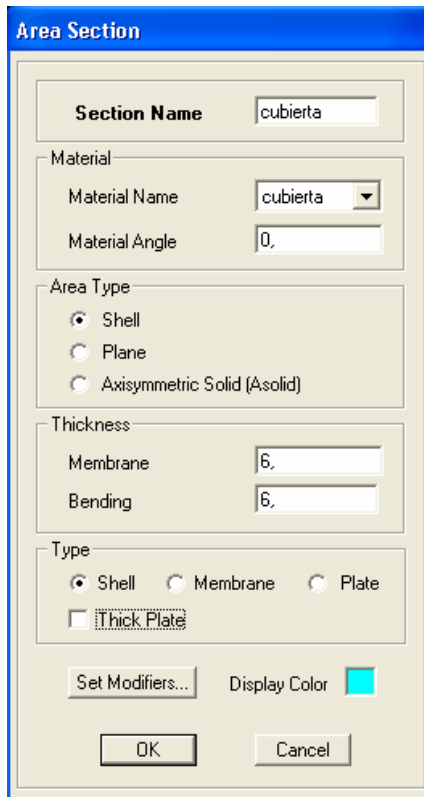


Figura 5.8. Asignación de las secciones de área para la cubierta (unidades en cm)

5.1.1.2.3 Elementos tipo “Shell”

Se crearon unos elementos tipo “Shell” para la modelación de la cubierta con los que se buscaba modelar las propiedades del panel TECHMET. A estos elementos le fueron asignadas las propiedades del material y las secciones para “cubierta” descritas en los numerales anteriores.

5.1.1.2.4 Estructura de soporte

Como el sistema constructivo permite la utilización de estructuras de soporte alternativas para el correcto funcionamiento del sistema en general, para este modelo se adaptó como soporte de cubierta una estructura tipo cercha compuesta por barras de acero modeladas con elementos tipo “frame” cuyas secciones fueron establecidas mediante secciones en ángulo.

Además, se modelaron unos elementos tipo “frame” para modelar unas vigas que van colocadas encima de los muros con el fin de darle mayor soporte a la cubierta y rigidizar la estructura completa haciéndola comportarse en cierta medida como un diafragma. La colocación de esta estructura adicional de soporte de la cubierta no está sugerida en el manual de instalación pero se sugiere su instauración al sistema por lo anteriormente explicado de manera que este tenga un comportamiento más estable ante la aplicación de cargas horizontales.

La estructura de soporte de la cubierta modelada en el programa se muestra en la Figura 5.9

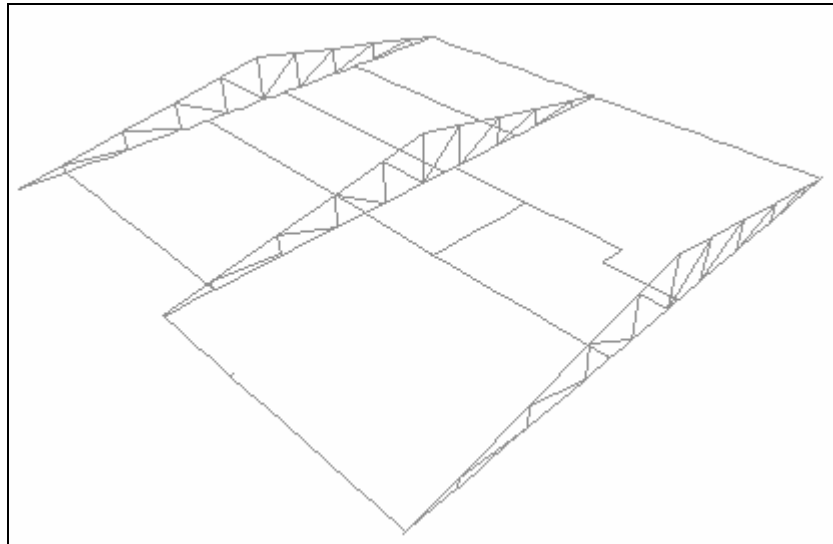


Figura 5.9. Estructura de soporte de la cubierta

Se definieron tres tipos de secciones de los elementos “frame”, todas definidas con acero como material; dos secciones para la cercha y una para las vigas. La sección que se definió para los elementos externos de la cercha fue de tipo Ángulo Doble con las especificaciones mostradas en la Figura 5.10; para los elementos internos de la cercha se definió otra sección tipo Ángulo simple con las especificaciones correspondientes mostradas en la Figura 5.11. Finalmente se definió para las vigas una sección tipo W cuyas especificaciones se muestran en la Figura 5.12.

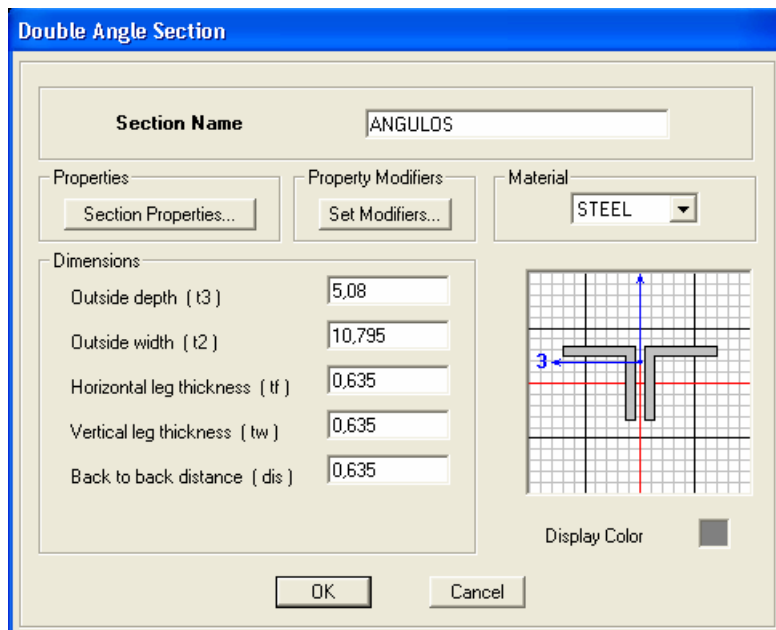


Figura 5.10. Especificaciones de la sección ángulos dobles (unidades en cm)

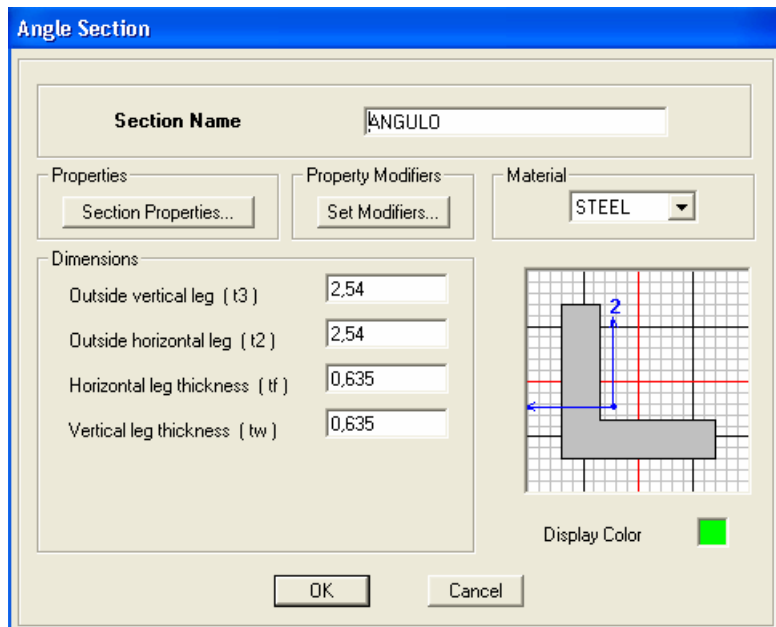


Figura 5.11. Especificaciones de la sección ángulo simple (unidades en cm)

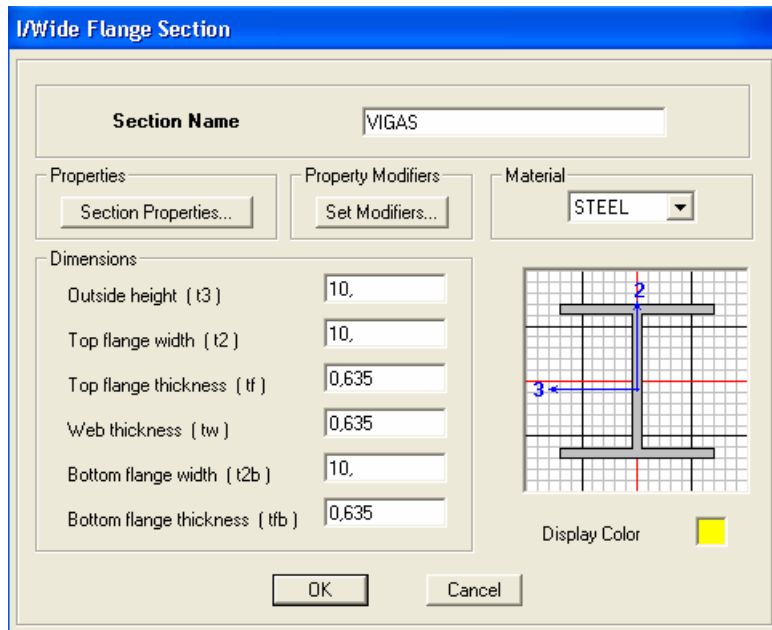


Figura 5.12. Especificaciones de la sección W (medidas en cm)

5.1.2 Cargas

La evaluación de las cargas se hizo acorde con la reglamentación colombiana en este aspecto. En este caso, se utilizaron los parámetros indicados por la Norma Sismorresistente Colombiana NSR-98 para el cálculo y aplicación de las cargas que se describen a continuación.

5.1.2.1 Carga muerta

Para la asignación de la carga muerta se tuvo en cuenta el peso propio de la estructura mediante el procedimiento que el programa tiene para realizar esta operación (Figura 5.13)

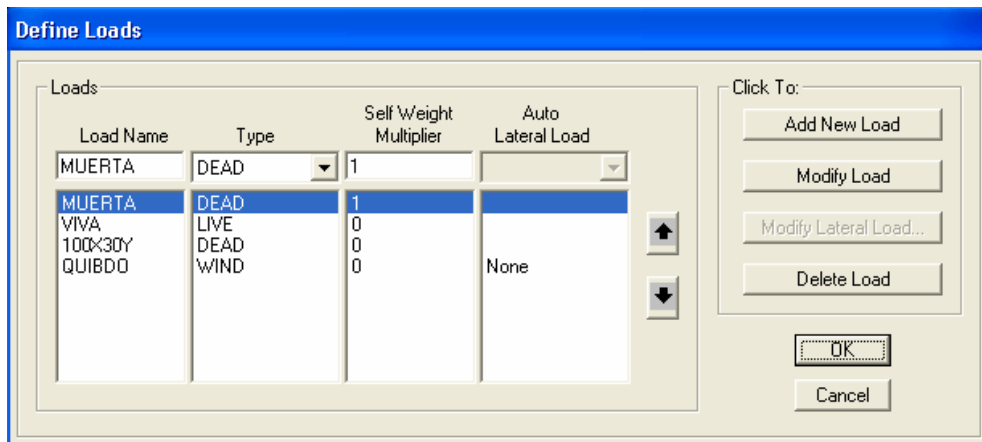


Figura 5.13. Asignación del peso propio de la estructura

5.1.2.2 Carga viva

La carga viva que se tuvo en cuenta dentro del modelo de la vivienda fue tomada de la norma NSR-98 que en su numeral B.4.2.1 establece las cargas vivas requeridas para el diseño de la estructura. Solamente se tuvo en cuenta la carga indicada para la cubierta, la cual es inclinada sobre una estructura metálica y con una pendiente menor del 20%; por lo tanto se le asignó un valor de $0,50\text{kN/m}^2$ (50kgf/m^2). La carga viva de vivienda no se tuvo en cuenta debido a que esta debería aplicarse sobre la losa de cimentación en concreto, lo cual no tiene mayor incidencia sobre el comportamiento del sistema como tal.

5.1.2.3 Carga de viento

La carga de viento fue calculada según lo indicado por el capítulo B.6 de la norma sismorresistente Colombiana. Según este método el viento produce una presión igual a $p = C_p q S_4$ (kN/m^2) en donde p es la presión ejercida por el viento, C_p es el coeficiente de presión que varía en consiste en la relación entre la presión que actúa en un punto de una superficie y la presión dinámica del viento incidente, este valor fue hallado en la tabla B.6.1.4-3 de la NSR-98; q es la presión dinámica que se da para la velocidad del viento de diseño y proviene de la tabla B.6.4-1 del mismo documento; finalmente, S_4 es un

coeficiente que tiene en cuenta la velocidad del aire y se encuentra en la tabla B.6.6 de la norma. Esta presión de viento fue calculada para Barlovento y Sotavento y fue aplicada sobre cada una de las aguas de la cubierta en sentido perpendicular a estas.

Para los muros de fachada se utiliza un coeficiente C_p para superficies verticales y se toma un valor de 1.4 correspondiente a superficies planas con poca profundidad, este valor sale de la tabla B.6.4-2 en la norma de diseño sismorresistente. Los valores asumidos y resultados de las presiones de viento para muros y cubierta barlovento y sotavento, tomando como referencia la ciudad de Quibdó, se muestran en la tabla 5.1.

Ciudad	Quibdó
Altura sobre el nivel del mar (msnm)	175
Velocidad de viento (km/h)	60
Presión dinámica, q (kN/m²)	0,60
Coeficiente de presión muros, C_{p1}	1,4
Coeficiente de presión barlovento, C_{p2} (18%)	-0,7
Coeficiente de presión sotavento, C_{p3} (18%)	-0,5
Coeficiente S₄	1
Presión muros , P₁ (kN/m²)	0,64
Presión cubierta barlovento, P₂ (kN/m²)	- 0,42
Presión cubierta sotavento, P₃ (kN/m²)	- 0,30

Tabla 5.1. Valores asumidos y resultados de presiones de viento

5.1.2.4 Carga de sismo

La modelación sísmica de la vivienda se llevó a cabo mediante un análisis dinámico modal elástico espectral, el cual se explica en la norma sismorresistente y que tiene como objetivo hacer un análisis más aproximado del comportamiento de este sistema estructural ante diferentes solicitaciones de carga, debido a que por lo general el análisis sísmico se lleva a cabo mediante la metodología de la Fuerza Horizontal Equivalente en estructuras de tipo aporticado, pero que en este caso no es el análisis más apropiado para este sistema.

5.1.2.4.1 Análisis modal espectral

Descripción del método

El análisis modal espectral consiste en el análisis dinámico de sistemas de varios grados de libertad utilizando espectros de respuesta (para sismos ya registrados) o de diseño (para movimientos sísmicos futuros). La metodología para el análisis del sistema en esta investigación permanece dentro del rango elástico en donde es aplicable el principio de superposición.

Es necesario tener en cuenta que los procedimientos de análisis dinámico, manuales o electrónicos que se vayan a utilizar, deben cumplir con los principios de la mecánica estructural como lo asegura la NSR-98 en su capítulo A-5. El reglamento no exige un procedimiento establecido, pero aclara que es responsabilidad del diseñador garantizar que los procedimientos electrónicos que sean usados en él, describan adecuadamente la respuesta dinámica de la estructura. Además, los modelos matemáticos a emplear deben representar la distribución espacial de la masa y de la rigidez de la estructura, de manera que sea adecuado para el cálculo de las características más importantes de la respuesta dinámica de la misma. En esta investigación el modelo matemático a seguir para el análisis es un *Modelo tridimensional con diafragma rígido*, el cual se describe en la norma sismorresistente colombiana en su numeral A.5.2.1.1 y se refiere a que:

En este tipo de modelo los entresijos se consideran diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. La masa de cada diafragma se considera concentrada en su centro de masa. Los efectos torsionales accidentales pueden ser incluidos haciendo ajustes apropiados en la localización de los centros de masa de los diafragmas. Los efectos direccionales pueden ser tomados en cuenta a través de las componentes apropiadas de los desplazamientos de los grados de libertad horizontales ortogonales del diafragma. Este procedimiento debe utilizarse cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 1P, 4P ó 5P, tal

como las define A.3.3.4 (tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, este es el procedimiento más adecuado.

Los resultados que arroja este análisis individual por modo, corresponden a la respuesta máxima de los diferentes parámetros relevantes causados por unas fuerzas inerciales aplicadas a la estructura como si fueran fuerzas estáticas externas. Estos parámetros comprenden las fuerzas internas en los elementos de la estructura, las derivadas de piso, el corte basal y el momento de vuelco, entre otros. Hay tantos conjuntos independientes de parámetros como modos tenga la estructura. Por lo tanto hay la necesidad de combinarlos.¹

Para combinar los modos de respuesta de un sistema es necesario recurrir a métodos estadísticos y conceptos de vibraciones aleatorias, las cuales permiten determinar un valor máximo factible de la respuesta. Algunas de las metodologías más empleadas en la actualidad son: Método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC), Método de la combinación cuadrática completa (CCC) y; Método de combinación de componentes horizontales. Según la NSR-98 es posible aplicar cualquiera de estos métodos, siempre y cuando sean apropiados y bien sustentados, para combinar las respuestas máximas para cada modo, m , de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos. Hace referencia al cuidado que hay que tener cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente.

El método para combinar la respuesta de los diferentes parámetros que tiene en cuenta la interacción modal y uno de los más utilizados es el de Combinación Cuadrática Completa (CCC). El método fue publicado inicialmente en 1981 y es el utilizado en la actualidad por el programa SAP 2000 en sus análisis. Este método está basado en las teorías de vibraciones aleatorias y ha encontrado amplia aceptación por la gran mayoría de ingenieros

¹ GARCIA R., Luis E. *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia. 1998

siendo incorporado como la opción principal en la mayoría de programas computacionales modernos para análisis sísmico.

Deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Según la NSR-98, *se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, p , se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales principales, j , por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura.* Lo anterior quiere decir que debe incluirse un número de modos tal que se active el 90% de la masa en cada dirección principal en la cual se presente excitación. Sin embargo, se ha comprobado que generalmente en la respuesta de desplazamientos de los sismos, el desplazamiento decrece a medida que el período de vibración disminuye; por ello, la influencia de modos superiores, con períodos cada vez menores, va a ser menor.

Finalmente, para determinar la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas se recurre al numeral A.3.6.3.2 del código sismorresistente en donde se afirma que:

Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

Aplicación al modelo

Para aplicar el análisis modal espectral al modelo en estudio se realizó primero una definición del espectro de diseño con base en el descrito en la NSR-98 para una zona de riesgo sísmico alto, tomándose como referencia de esta zona a la ciudad de Quibdó, capital del departamento de Chocó, de la cual se conoce su importante vulnerabilidad ante eventos naturales de este tipo. El espectro (mostrado en la Figura 5.14) se elabora a partir de los factores establecidos y que se definieron de la siguiente manera:

- ζ : Coeficiente de amortiguamiento crítico = 5%
- A_a : Coeficiente de aceleración pico efectiva para diseño = 0,30 (Quibdó)
- I : Coeficiente de importancia = 1,0 (Grupo I – Estructuras de ocupación normal)
- S : Coeficiente de sitio = 1,0 (Suelo superficial en roca o duro)
- S_a : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T
- T : Período de vibración del sistema elástico, en segundos

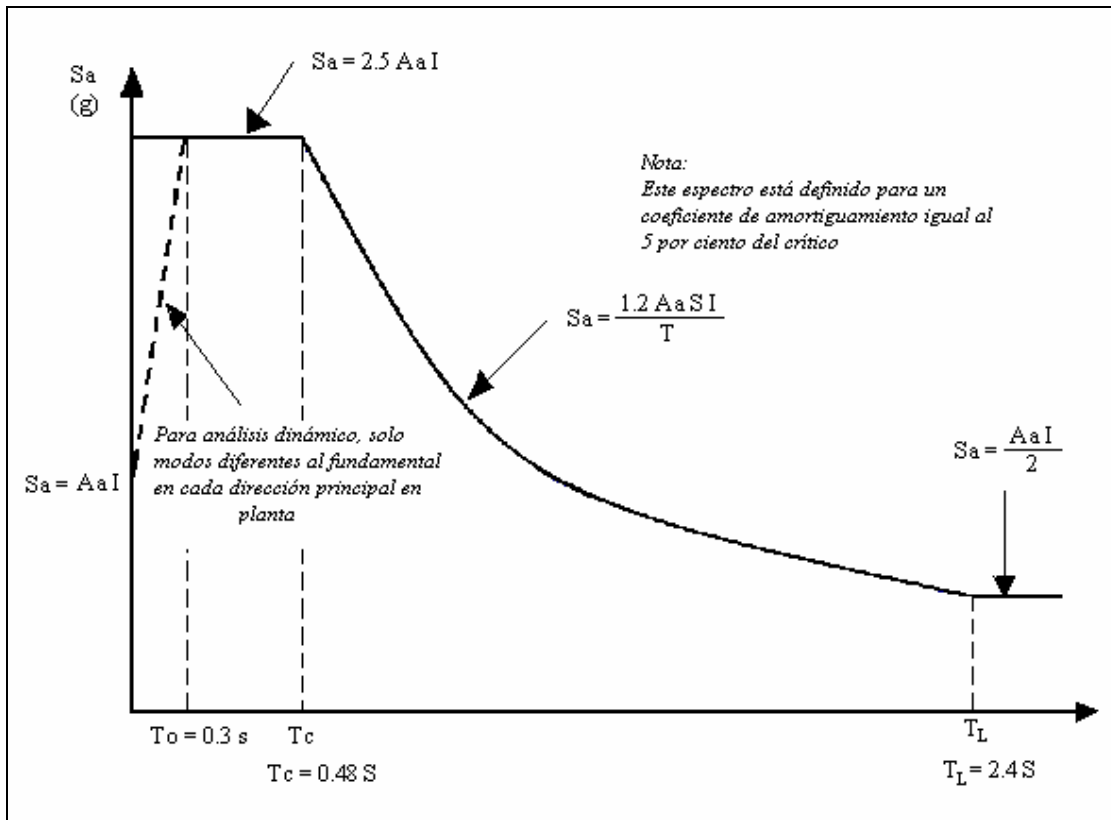


Figura 5.14. Espectro elástico de diseño teórico indicado por la NSR-98

El espectro de diseño para zona de amenaza sísmica alta, asumiendo los valores descritos en el paso anterior, se muestra en la figura 5.15, el cual corresponde al espectro de respuesta que se definió en el programa para obtener la fuerza sísmica.



Figura 5.15. Espectro de diseño para zona de amenaza sísmica alta

La manera como se definió fue utilizando la función “Response Spectrum” en donde se ingresan los datos de referencia de aceleración y período y se genera el espectro.

A continuación se procedió a definir los casos de análisis ingresando a la función “Analysis Cases” en la cual se define la combinación de cargas a aplicar teniendo en cuenta los modos de vibración y la utilización del espectro elástico de diseño ingresado anteriormente. También se definieron los factores relacionados con la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas teniendo en cuenta los efectos ortogonales como se explicó anteriormente. Se considera que la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección x y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección y, actuando ambas en su sentido positivo, es la combinación que requiere la mayor resistencia de los elementos. En la Figura 5.15 se muestra como es el cuadro de diálogo en donde se asigna lo descrito teniendo en cuenta que los factores de escala mostrados están dados para unidades en kgf. y cm. Hay que tener en cuenta que estos factores de escala se tienen que ingresar como la fuerza interna dividida entre el coeficiente disipación de energía R correspondiente, el cual para el caso de esta investigación es $R=1,0$, lo cual se demostrará más adelante.

Analysis Case Data - Response Spectrum

Analysis Case Name: 100X30Y-ALTA Set Def Name

Analysis Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC SRSS ABS GMC 10 Pct Dbl Sum

Directional Combination: SRSS ABS

GMC f1: GMC f2: ABS Scale Factor:

Modal Analysis Case: Use Modes from this Modal Analysis Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ALTADISE	1000,
Accel	U1	ALTADISE	1000,
Accel	U2	ALTADISE	300,

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show...

OK Cancel

Figura 5.15. Ingreso de datos para el caso de análisis de la fuerza sísmica (unidades en cm)

Como se observa en la Figura 5.15 los modos de vibración están referidos en el caso de análisis modal (Modal Analysis Case). Por lo tanto es necesario definir este caso de análisis determinando la cantidad de modos de vibración deseados para el análisis y el tipo de vectores a utilizar (Figura 5.16).

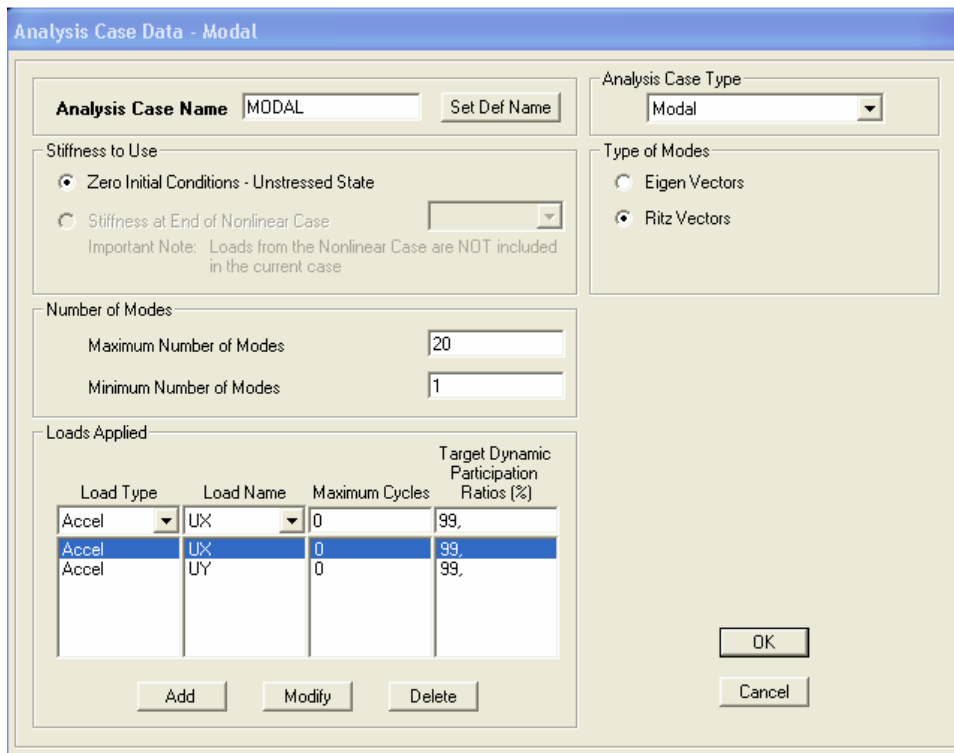


Figura 5.16. Ingreso de datos para el caso de análisis modal

5.1.2.4.2 Factor “R”¹

Descripción

El factor R corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño; es también conocido como el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica.

Según la NSR-98 en su numeral A.5.4.1 (metodología de diseño), letra f (fuerzas de diseño en los elementos), se afirma que *las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, $F_s...$ se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, del sistema de resistencia sísmica... para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E,*

¹ Documento [ATC-19, 1995]. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica

y se combinan con las otras cargas prescritas por este reglamento, de acuerdo con el Título B.

El factor “R” también se puede explicar como la relación que existe entre las fuerzas que puede llegar a desarrollar un sistema estructural bajo la excitación de movimientos sísmicos si el sistema se mantuviese elástico, y las fuerzas de diseño para esfuerzos y deformaciones de fluencia. Según el documento [ATC-19, 1995] presente en la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, para la obtención de este factor “R” en sistemas estructurales es necesario tener en cuenta la relación existente entre tres factores que aportan a la evaluación experimental del mismo: el primer aporte está asociado a la resistencia de los materiales y del sobrediseño, el segundo se refiere a la ductilidad que estos tienen, y el tercero corresponde a un factor que depende del amortiguamiento. De acuerdo con lo anterior, estos tres factores están relacionados con el factor “R” mediante la expresión de la ecuación 5.1.

$$R = R_S R_\xi R_\mu \quad \text{Ecuación 5.1.}$$

Donde:

R_S = Factor de resistencia

R_ξ = Factor de amortiguamiento

R_μ = Factor de ductilidad

El factor de resistencia R_S se puede determinar mediante un análisis no lineal estático de “Pushover”, en el cual para un nivel predeterminado (bien puede ser de resistencia o de deriva) se establece un valor de cortante basal V_O . Al dividir este V_O por el valor del cortante basal de diseño, V_d , se obtiene este factor de resistencia. Para esta investigación este valor se determina con un valor igual a 1,0 ($R_S = 1,0$).

El factor de amortiguamiento R_ξ se establece con base en la Tabla 5.2 de acuerdo al coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico. De allí se obtiene el valor de R_ξ es

igual a 1,0 ($R_{\xi} = 1$) debido a que el amortiguamiento para el espectro de diseño es del 5% con respecto al crítico

Coefficiente de amortiguamiento con respecto al crítico (%)	R_{ξ}
2	0,80
5	1,00
10	1,19
15	1,39
20	1,50

Tabla 5.2. Factor de amortiguamiento R_{ξ} ¹

El factor de ductilidad R_{μ} está asociado con el desplazamiento máximo adicional al desplazamiento máximo adicional al desplazamiento que define el límite elástico de un sistema de un grado de libertad, el cual generalmente describe su función de rigidez mediante una curva elasto-plástica. La ductilidad al desplazamiento está dada por la relación que expresa la ecuación 5.2.

$$\mu = \frac{\mu_m}{\mu_y} \quad \text{Ecuación 5.2.}$$

Donde:

μ_m = Desplazamiento máximo permisible (de acuerdo con lo límites establecidos en los códigos)

μ_y = Desplazamiento máximo elástico (límite de proporcionalidad elástica de la curva de Fuerza vs. Desplazamiento)

La hipótesis anterior se fundamenta en la posibilidad que el máximo desplazamiento inelástico sea igual al máximo desplazamiento elástico (principio de iguales

¹ Documento [ATC-19, 1995]. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica

desplazamientos). Con base es esto último, se pueden establecer relaciones para estimar el factor de ductilidad R_{μ} (para sistemas elastoplásticos de un grado de libertad) como se indica a continuación¹:

- Para frecuencias superiores a 33 Hz (períodos inferiores a 0,03 segundos)
 $R_{\mu} = 1,0$ Ecuación 5.3 [ATC-19, 1995]
- Para frecuencias entre 2 Hz y 8Hz (períodos entre 0,12 segundos y 0,5 segundos)
 $R_{\mu} = 2\mu - 1$ Ecuación 5.4 [ATC-19, 1995]
- Para frecuencias menores a 1 Hz (períodos mayores a 1,0 segundos)
 $R_{\mu} = \mu$ Ecuación 5.5 [ATC-19, 1995]

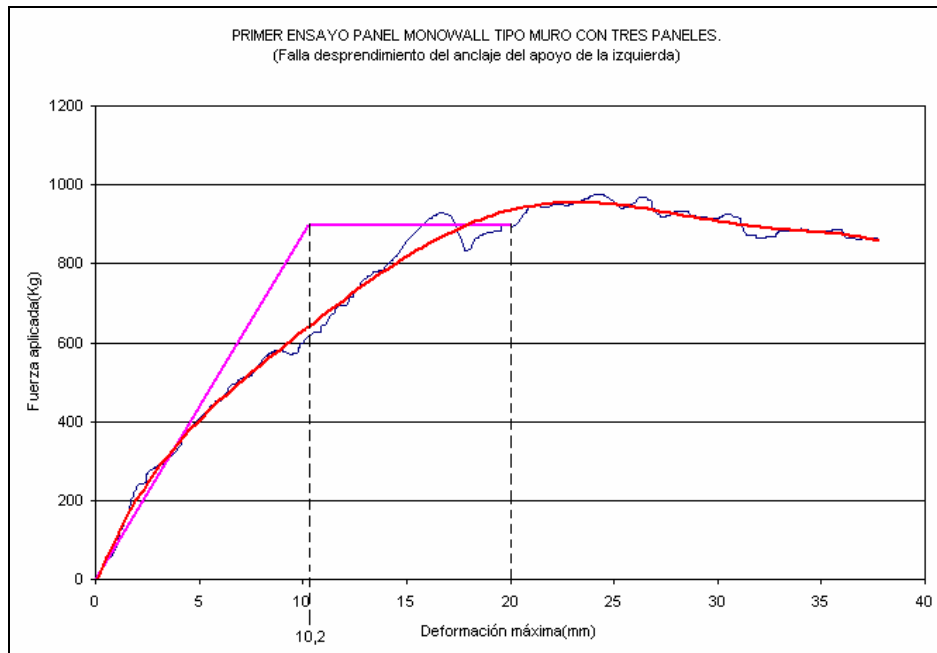
Aplicación

Los valores de R_S y R_{ξ} fueron determinados con anterioridad. Falta por determinar el valor de R_{μ} es necesario seguir el procedimiento descrito; para ello, se aplican aquí las gráficas de las curvas de Fuerza contra Deformación obtenidas en el ensayo de carga horizontal descrito en el capítulo IV (Gráficas 5.1 y 5.2). Este ensayo es el indicado para realizar esta evaluación porque para él, el (los) panel (es) se disponen de manera que el desplazamiento al aplicar la carga solo se dé en una dirección involucrando solamente un grado de libertad. Se tomaron como referencia los datos del primero y el tercero de los ensayos ante carga horizontal en muros MONOWALL con tres paneles por ser los más representativos y con los que mejor se puede evaluar la ductilidad. Los ensayos de muro con un solo panel no presentan un comportamiento adecuado para esta evaluación.

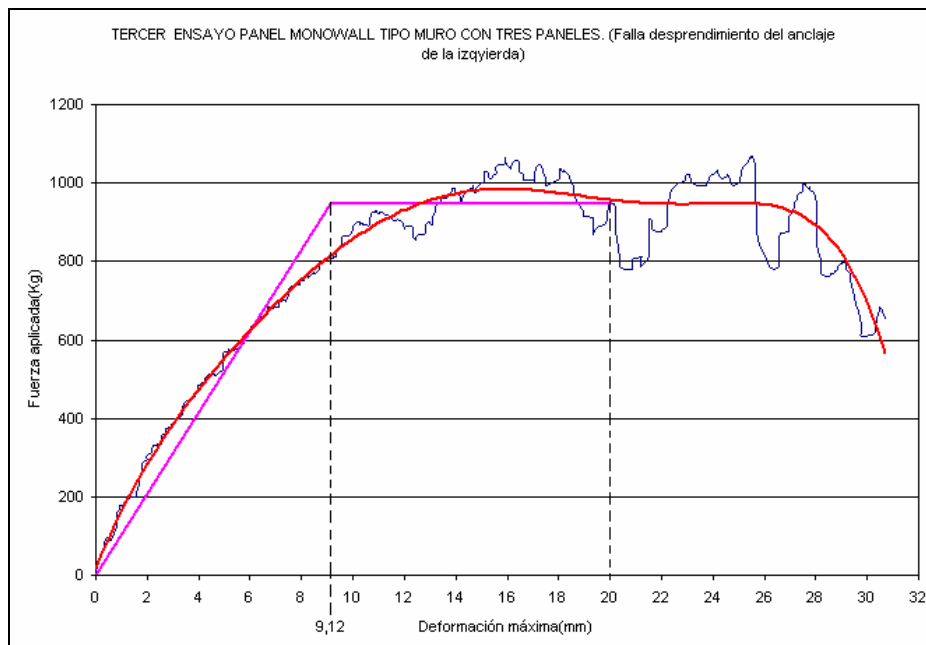
Al calcular la ductilidad al desplazamiento para las dos gráficas con la ecuación 5.2, se

obtuvo los siguientes valores: $\mu_1 = \frac{20}{10,2} = 1,96$ y $\mu_2 = \frac{20}{9,12} = 2,19$ respectivamente.

¹ Documento [ATC-19-1995] y [Newmark, 1982]



Gráfica 5.1. Primer ensayo panel MONOWALL con tres paneles



Gráfica 5.2. Tercer ensayo panel MONOWALL con tres paneles

Para determinar el factor de ductilidad R_{μ} que finalmente será el mismo factor “R” es necesario establecer el período fundamental de la estructura con el cual se va a definir el cálculo de este coeficiente. Se encontró al ejecutar el modelo que la estructura presenta su

modos de vibración principales a partir de períodos que se encuentran aproximadamente iguales y por debajo de 0,03 segundos. Por ello, de acuerdo a lo mencionado anteriormente y refiriéndose a la ecuación 5.3 por ser T menor o igual a 0,03 se define que R_u y por lo tanto el factor “R” es igual a 1,0 ($R = 1,0$).

5.1.2.5 Combinaciones de carga

Los casos de análisis que se tuvieron en cuenta finalmente para elaborar las combinaciones de carga se muestran en el cuadro de diálogo de la figura 5.17.

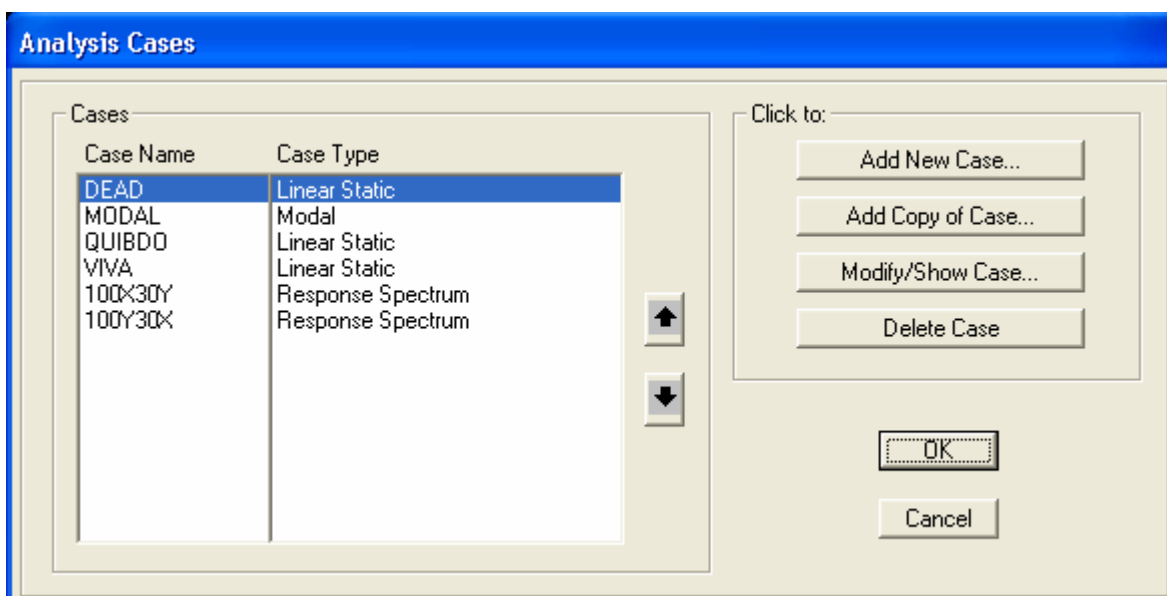


Figura 5.17. Casos de análisis

Las combinaciones de carga que se tomaron para elaborar el análisis del sistema corresponden a las establecidas en la norma NSR-98 en su numeral B.2.5.2 de acuerdo a las combinaciones básicas para estructuras de acero (material predominante en la resistencia del sistema en estudio), de donde se adaptaron las combinaciones más significativas dadas a continuación en la tabla 5.3, de manera que fueran útiles y tuvieran en cuenta todas las cargas descritas con anterioridad.

Nombre	Combinación	Numeral
COMB1	$1,2D + 1,6L_r + 0,8W$	B.2.5-3
COMB2	$1,2D + 1,3W + 0,5L_r$	B.2.5-4
COMB3	$1,2D + 1,0E$	B.2.5-5

Tabla 5.3. Combinaciones de carga adaptadas para el análisis

Las convenciones de las combinaciones dadas en la tabla 5.3 son las siguientes:

- D: Carga muerta (DEAD)
- L_r : Carga viva sobre cubierta (VIVA)
- W: Carga de viento (QUIBDO)
- E: Fuerzas sísmicas reducidas de diseño (100X30Y y 100Y30X)

La tercera combinación o COMB3 se aplicó en el modelo como la envolvente de las combinaciones respectivas para cada uno de los casos de análisis para sismo (100X30Y y 100Y30X).

5.2 RESULTADOS OBTENIDOS DE ESFUERZOS ACTUANTES

La información general del modelo después de ser ejecutado variando la cantidad de modos de análisis se muestra en el capítulo C de los anexos. Además en los anexos también se muestran las figuras correspondientes a la geometría descriptiva del modelo ejecutado.

Los resultados que se muestran en este capítulo corresponden a los obtenidos luego de la evaluación respectiva del modelo. Se revelarán los resultados de esfuerzos actuantes sobre los paneles de muro; para ello, se indicarán los esfuerzos principales que actúan sobre los elementos “shell” y sólidos.

La interpretación de los resultados se hace a partir de los fundamentos de la mecánica de materiales en cuanto a la interpretación de los esfuerzos tanto para los elementos “shell” como para los elementos sólidos. Además, se mirarán las fuerzas de reacción en la base para evaluar y comparar con la resistencia de los anclajes.

Hay muchos resultados que arroja el modelo, por ello es necesario seguir un orden para su interpretación. En primera instancia se clasificarán los resultados por el número de modos involucrados en el análisis, registrando para cada modo el valor del período; el segundo gran grupo corresponde al tipo de combinación de carga que se está evaluando (COMB1, COMB2 y COMB3); luego se identificarán los resultados por cada muro evaluado registrando los esfuerzos máximos y mínimos aplicados, registrando finalmente los esfuerzos actuantes más críticos que serán comparados más adelante con los resistentes obtenidos de los ensayos.

5.2.1 Número de modos igual a 10

Se registran a continuación los 10 de modos vibración con sus períodos respectivos en la tabla 5.4. Con base en la observación de los modos de vibración del modelo se detalla que el modo que mejor describe la respuesta del sistema ante los movimientos horizontales originados por fuerzas sísmicas es modo No 7.

Modo No	Período, T (seg)
1	0,08198
2	0,03303
3	0,03132
4	0,02476
5	0,02168
6	0,02073
7	0,01512
8	0,01336
9	0,00978
10	0,00895

Tabla 5.4. Período en segundos para cada modo de vibración

5.2.1.1 Esfuerzos internos en elementos “shell”

Todos los resultados de esfuerzos para un elemento “Shell” simple se muestran en la figura 5.18. Los esfuerzos que actúan sobre estos elementos que se van a tener en cuenta en este análisis son los denominados con σ_{11} y σ_{22} que corresponden a los esfuerzos normales ejercidos sobre las caras del elemento en las direcciones establecidas por el eje de referencia establecido, y σ_{12} que corresponde al esfuerzo cortante sobre el mismo elemento. Estos esfuerzos están calculados mediante las siguientes ecuaciones¹ correspondientes al programa SAP 2000:

¹ SAP 2000. Analysis Reference Volume 1. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. 1997

$$\sigma_{11} = \frac{F_{11}}{th} - \frac{12M_{11}}{thb^3}x_3 \quad \text{Ecuación 5.6}$$

$$\sigma_{22} = \frac{F_{22}}{th} - \frac{12M_{22}}{thb^3}x_3 \quad \text{Ecuación 5.7}$$

$$\sigma_{12} = \frac{F_{12}}{th} - \frac{12M_{12}}{thb^3}x_3 \quad \text{Ecuación 5.8}$$

Donde:

F_{11}, M_{11} = Fuerza y Momento aplicados sobre el plano 1 en la dirección 1

F_{22}, M_{22} = Fuerza y Momento aplicados sobre el plano 2 en la dirección 2

F_{12}, M_{12} = Fuerza y Momento aplicados sobre el plano 1 en la dirección 2

th = espesor de la membrana “membrane thickness” correspondiente al “Shell”

thb = espesor del arco “bending thickness” correspondiente al “Shell”

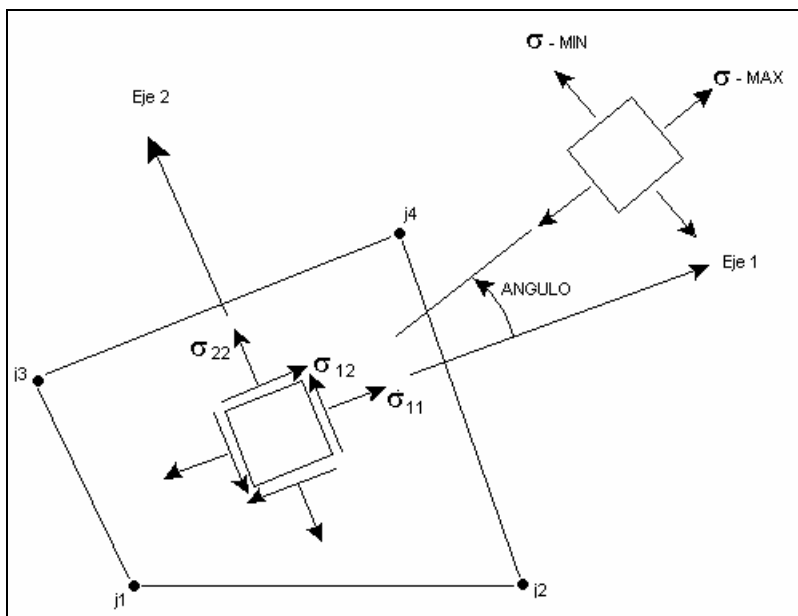


Figura 5.18. Esfuerzos sobre las membranas de los elementos “Shell”

Las ecuaciones para encontrar el ángulo de inclinación de los planos principales θ_p (Ecuación 5.9), los esfuerzos normales máximos $\sigma_{m\acute{a}x}$ y mínimos $\sigma_{m\acute{i}n}$ (Ecuación 5.10), y el esfuerzo cortante máximo $\tau_{m\acute{a}x}$ (Ecuación 5.11) son las siguientes:

$$\tan 2\theta_p = \frac{2\sigma_{12}}{\sigma_{11} - \sigma_{22}} \quad \text{Ecuación 5.9}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x, \min} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2}\right)^2 + \sigma_{12}^2} \quad \text{Ecuación 5.10}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2}\right)^2 + \sigma_{12}^2} \quad \text{Ecuación 5.11}$$

En el programa, el cuadro de diálogo que se tiene para observar los resultados de los esfuerzos se muestra en la Figura 5.19, lo cual depende principalmente de la combinación de carga a tener en cuenta y el esfuerzo que se desea evaluar. Es importante aclarar en este punto que los resultados de los esfuerzos se deben ver en alguno de los planos donde se encuentren los elementos “Shell”. Asimismo, es posible ver los resultados de los esfuerzos mediante las tablas que el programa registra.

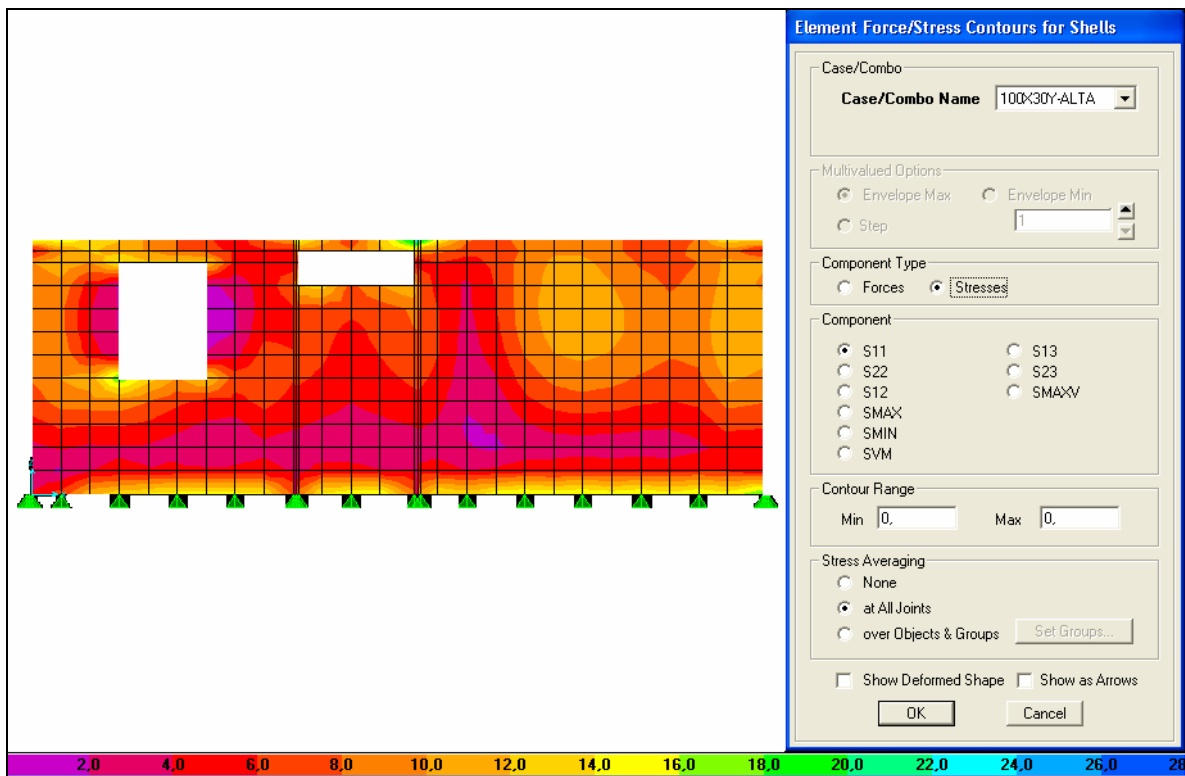


Figura 5.19. Interfaz gráfica y cuadro de diálogo de los resultados para elementos “Shell”

A continuación se dan los resultados definitivos de esfuerzos máximos.

Resultados de esfuerzos para la combinación de carga 1 (COMB1)

Los resultados registrados en la tabla 5.4 corresponden a los esfuerzos máximos arrojados por el programa para cada muro evaluado ante la aplicación de la carga muerta, valor obtenido a partir de la interpretación de la interfaz gráfica y de las tablas de resultados que SAP 2000 ofrece para interpretar los esfuerzos en los elementos tipo “Shell”.

Se obtuvo un esfuerzo normal máximo (esfuerzo de tracción) de $168,8 \text{ kg/cm}^2$, un esfuerzo normal mínimo (esfuerzo de compresión) de $287,7 \text{ kg/cm}^2$, y un esfuerzo cortante máximo de $166,1 \text{ kg/cm}^2$, luego de hacer la evaluación de los resultados obtenidos para cada muro. Se realizará el mismo procedimiento para los demás casos de análisis de carga existentes en el modelo.

Los valores de σ_{11} , σ_{22} y σ_{12} , de donde se obtuvieron los valores mostrados en la tabla 5.4 de $\sigma_{\text{máx}}$, $\sigma_{\text{mín}}$ y $\tau_{\text{máx}}$ se muestran en la tabla 5.5 (únicamente para los esfuerzos más críticos); en esta tabla también se registra el número del shell al que corresponde el esfuerzo encontrado y el muro donde se encuentra localizado.

COMB1			
MUROS	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\tau_{\text{máx}}$
	(kg/cm²)		
A	111,7	-205,6	95,1
B	15,0	-71,7	25,5
C	19,4	-75,7	27,2
D	25,1	-33,6	25,3
E	6,8	-42,2	19,4
F	130,8	-196,8	84,9
1	113,9	-158,3	68,7
2	168,8	-287,7	166,1
3	15,6	-36,8	17,1
4	20,6	-50,0	24,9
5	4,5	-11,5	4,9
6	17,0	-46,5	25,0
7	98,8	-134,1	63,5
Esfuerzos máximos	168,8	-287,7	166,1

Tabla 5.4. Resultados de esfuerzos críticos en las esquinas por muro para COMB1

COMB1								
#shell	MURO	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}	θ_p	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\tau_{\text{máx}}$
		(kg/cm²)			(°)	(kg/cm²)		
MUROS ESQUINAS								
1355	2	50,1	139,3	-59,2	26,5	168,8		
13388	2	-81,5	-249,4	88,9	23,3		-287,7	
13386	2	57,2	-56,5	-156,1	-35,0			166,1
MUROS CENTRO								
						65,5	-77,8	45,3
CUBIERTA								
2		0,1	1,9	2,0	-32,7	3,2		
2		-0,8	-2,6	1,7	30,9		-3,7	
2		0,1	1,9	2,0	-32,7			2,2

Tabla 5.5. Resultados de los componentes y número de shell para COMB1

Resultados de esfuerzos para la combinación de carga 2 (COMB2)

Se obtuvo un esfuerzo normal máximo (esfuerzo de tracción) de 287,4 kg/cm², un esfuerzo normal mínimo (esfuerzo de compresión) de -349,3 kg/cm², y un esfuerzo cortante máximo de 150,7 kg/cm². Los resultados se muestran en las tablas 5.6 y 5.7.

COMB2			
MUROS	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\tau_{\text{máx}}$
(kg/cm ²)			
A	227,6	-256,1	117,3
B	15,4	-70,5	24,7
C	26,0	-70,7	25,4
D	23,5	-30,6	23,5
E	9,4	-56,7	26,0
F	185,0	-195,3	85,2
1	207,6	-231,7	102,1
2	287,4	-349,3	150,7
3	17,0	-23,0	8,9
4	37,8	-69,6	30,0
5	6,2	-13,0	5,2
6	37,7	-74,3	37,4
7	180,1	-198,4	87,6
Esfuerzos máximos	287,4	-349,3	150,7

Tabla 5.6. Resultados de esfuerzos críticos por muro para COMB2

COMB2								
#shell	MURO	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}	θ_p	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\tau_{\text{máx}}$
		(kg/cm ²)			(°)	(kg/cm ²)		
MUROS ESQUINAS								
1355	2	83,3	240,4	-98,1	25,7	287,4		
1350	2	-88,4	-308,7	-102,9	-21,5		-349,3	
1350	2	-88,4	-308,7	-102,9	-21,5			150,7
MUROS CENTRO								
						107,8	-118,4	50,7
CUBIERTA								
2		1,7	0,9	-2,3	-40,5	3,6		
3		-3,9	-0,6	1,4	-20,2		-4,5	
2		1,2	0,0	-2,7	-38,7			2,8

Tabla 5.7. Resultados de los componentes y número de shell para COMB2

Resultados de esfuerzos para la combinación de carga 3 (COMB3)

Se obtuvo un esfuerzo normal máximo (esfuerzo de tracción) de 58,0 kg/cm², un esfuerzo normal mínimo (esfuerzo de compresión) de 113,6 kg/cm², y un esfuerzo cortante máximo de 58,6 kg/cm². Los resultados se muestran en las tablas 5.8 y 5.9.

COMB3			
MUROS	σ_{\max}	σ_{\min}	τ_{\max}
(kg/cm ²)			
A	26,1	-58,1	21,7
B	20,1	-84,3	31,0
C	26,5	-88,4	30,7
D	35,0	-65,4	28,1
E	19,2	-27,8	12,5
F	52,1	-52,3	27,9
1	22,0	-29,3	19,5
2	41,8	-113,6	58,6
3	29,8	-41,6	15,6
4	14,0	-24,4	10,3
5	16,2	-27,8	12,3
6	36,3	-42,0	16,7
7	58,0	-79,1	31,7
Esfuerzos máximos	58,0	-113,6	58,6

Tabla 5.8. Resultados de esfuerzos críticos por muro para COMB3

COMB3								
#shell	MURO	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}	θ_p	σ_{\max}	σ_{\min}	τ_{\max}
(kg/cm ²)					(°)	(kg/cm ²)		
MUROS ESQUINAS								
13141	7	50,8	1,7	20,0	19,6	58,0		
13386	2	-58,9	-87,1	-38,1	-34,9		-113,6	
13386	2	-42,1	-31,0	-58,3	42,3			58,6
MUROS CENTRO								
						16,9	-26,5	12,9
CUBIERTA								
2		0,4	0,9	0,7	-33,7	1,4		
4		-0,7	-0,5	-0,6	41,2		-1,2	
2		0,4	0,9	0,7	-33,7			0,8

Tabla 5.9. Resultados de los componentes y número de shell para COMB3

5.2.1.2 Esfuerzos internos en elementos sólidos

Cada material tiene su propio Sistema Local de Coordenadas del Material utilizada para definir sus propiedades elásticas y térmicas. Este sistema es representativo únicamente para materiales ortotrópicos y anisotrópicos. Los materiales isotrópicos son independientes de cualquier sistema de coordenadas particular. Los ejes del sistema de coordenadas locales del material están denotados con los números 1,2 y 3.

Las propiedades mecánicas elásticas relacionan el comportamiento de los esfuerzos y las deformaciones dentro del material. Los esfuerzos están definidos como las fuerzas por unidad de área actuando sobre un cubo elemental alineado con los ejes del material como se muestra en la Figura 5.20. Los esfuerzos σ_{11} , σ_{22} , y σ_{33} son conocidos como los esfuerzos principales y los que tienden a causar alargamiento. Sin embargo, no todas las componentes de los esfuerzos existen en todos los tipos de elemento. Por ejemplo, los esfuerzos σ_{22} , σ_{33} , y σ_{23} se asumen como cero en los elementos “frame”, y el esfuerzo σ_{33} se asume como cero en los elementos “shell”¹

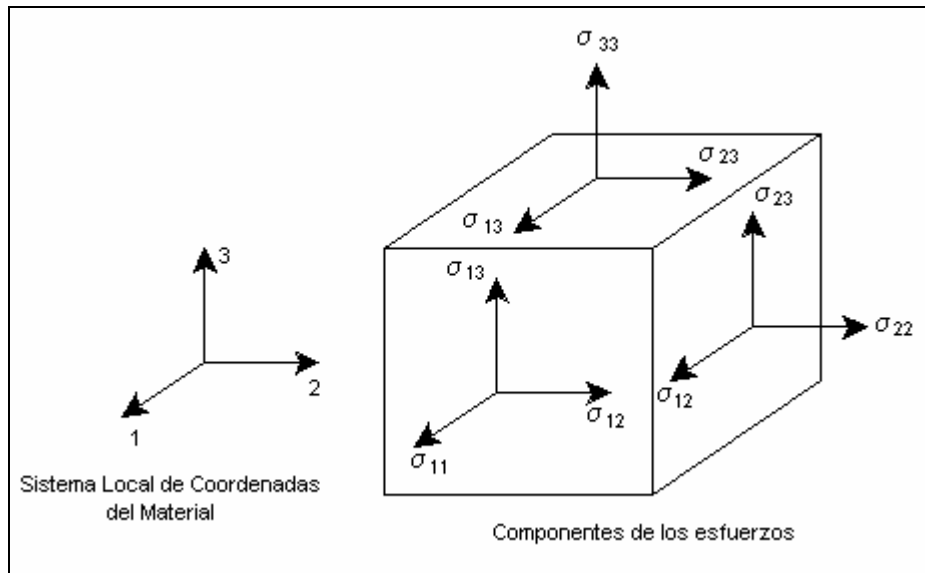


Figura 5.20. Componentes de los esfuerzos sobre los materiales de los elementos sólidos

¹ SAP 2000. Analysis Reference Volume 1. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. 1997

En el programa, el cuadro de diálogo que se tiene para observar los resultados de los esfuerzos se muestra en la Figura 5.21. Se aclara que los resultados de los esfuerzos se deben ver en 3D debido a que los elementos sólidos no se pueden observar sobre planos. Además, es posible ver los resultados de cada elemento sólido mediante las tablas que el programa registra para los esfuerzos.

Los esfuerzos encontrados son los correspondientes a los que actúan sobre el poliuretano directamente.

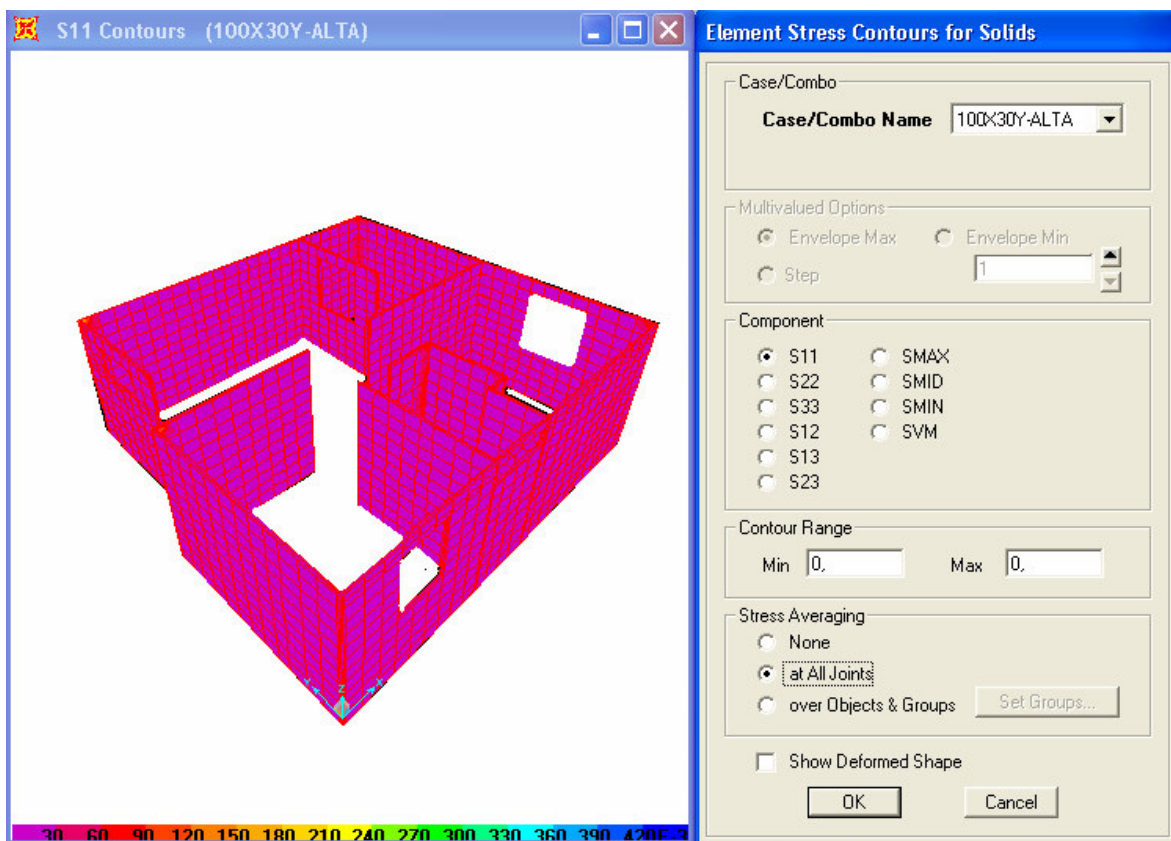


Figura 5.21. Interfaz gráfica y cuadro de diálogo de los resultados para elementos sólidos

Con las descripciones dadas anteriormente se procede a dar los resultados obtenidos dando al final los resultados de esfuerzos máximos.

Teniendo en cuenta las tres combinaciones de carga se obtuvo un esfuerzo normal máximo (esfuerzo de tracción) de 0,99 kg/cm², un esfuerzo normal mínimo (esfuerzo de compresión) de 1,17 kg/cm², y un esfuerzo cortante máximo de 0,70 kg/cm². Los resultados se muestran en la tabla 5.10.

Combinación de carga	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\tau_{\text{máx}}$
	(kg/cm ²)		
ESFUERZOS MÁXIMOS			
COMB1	0,62	-0,74	0,44
COMB2	0,99	-1,17	0,70
COMB3	0,22	-0,17	0,09
Esfuerzos máximos	0,99	-1,17	0,70

Tabla 5.10. Resultados de los esfuerzos críticos para los elementos sólidos

5.2.1.3 Reacciones máximas en los apoyos

Las reacciones en los apoyos serán tenidas en cuenta con el fin de evaluar las fuerzas de extracción y de corte que se generan en los anclajes de manera que se puedan comparar con las resistencias obtenidas en los mismos mediante los ensayos cuya información se suministra en el capítulo IV de este documento.

Las fuerzas registradas en la Tabla 5.11. corresponden respectivamente a: F_1 = Reacción máxima en valor absoluto de la reacción en la dirección del eje X; F_2 = Reacción máxima en valor absoluto de la reacción en la dirección del eje Y; y F_3 = Reacción máxima de extracción en la dirección del eje Z. Los resultados se registraron para los tres casos de análisis de carga.

Se tomaron los resultados de los 75 apoyos de la estructura que representan los anclajes tipo ZAMAC. Hay que tener en cuenta que por cada apoyo se tenía como mínimo tres reacciones debido a que en el modelo era necesario darle soporte tanto al poliuretano como a las dos láminas de acero. Por lo tanto los resultados registrados en la tabla 5.11 corresponden a los valores máximos de la suma de las reacciones de cada apoyo en las direcciones X, Y y Z representados en las fuerzas F1, F2 y F3 respectivamente, para las tres combinaciones de carga. Se registraron estos valores en kgf con el fin de hacer la comparación con la resistencia al corte y a la extracción de los anclajes tipo ZAMAC encontradas en el estudio previo.

Combinación de carga	Reacción máxima en los apoyos (kgf)					
	F1	Apoyo	F2	Apoyo	F3	Apoyo
COMB1	33,4	5	62,9	46	146,3	55
COMB2	52,1	67	77,5	46	181,4	47
COMB3	25,6	33	22,2	46	101,3	32
Máxima	52,1		77,5		181,4	

Tabla 5.11. Reacción máxima en los apoyos para cada caso de análisis de carga

5.2.2 Número de Modos igual a 30

Se registran a continuación los 30 de modos vibración con sus períodos respectivos en la tabla 5.12. Con base en la observación de los modos de vibración del modelo se detalla que el modo que mejor describe la respuesta del sistema ante los movimientos horizontales originados por fuerzas sísmicas es modo No 16.

Modo No	Período, T (s)
1	0,081977
2	0,033086
3	0,032838
4	0,027633
5	0,025924
6	0,025048
7	0,023253
8	0,021157

Modo No	Período, T (s)
9	0,020828
10	0,019924
11	0,019775
12	0,019354
13	0,018593
14	0,018242
15	0,016777
16	0,016348
17	0,014521
18	0,014375
19	0,013234
20	0,012787
21	0,011661
22	0,01059
23	0,009828
24	0,009463
25	0,00693
26	0,006721
27	0,004634
28	0,004334
29	0,002214
30	0,002075

Tabla 5.12. Período en segundos para cada modo de vibración

5.2.2.1 Esfuerzos internos en elementos “shell”

A continuación se registran únicamente las tablas de resultados de esfuerzos para la combinación COMB3 debido a que las otras dos combinaciones arrojan exactamente los mismos resultados para las combinaciones COMB1 y COMB2 porque no tienen estipulada la fuerza sísmica como si sucede con la tercera combinación.

Se obtuvo un esfuerzo normal máximo (esfuerzo de tracción) de $53,2 \text{ kg/cm}^2$, un esfuerzo normal mínimo (esfuerzo de compresión) de $114,7 \text{ kg/cm}^2$, y un esfuerzo cortante máximo de $60,4 \text{ kg/cm}^2$. Los resultados se muestran en las tablas 5.13 y 5.14.

COMB3			
MUROS	$\sigma_{\text{máx}}$	σ_{min}	τ_{max}
	(kg/cm²)		
A	27,5	-59,9	22,1
B	21,3	-80,7	29,4
C	26,2	-85,8	30,7
D	29,4	-59,8	27,8
E	15,8	-24,3	11,0
F	51,9	-51,8	28,4
1	19,7	-27,8	18,5
2	42,2	-114,7	60,4
3	27,5	-39,3	16,3
4	9,9	-22,0	9,0
5	14,5	-24,5	11,0
6	37,0	-42,9	16,8
7	53,2	-74,5	29,7
Esfuerzos máximos	53,2	-114,7	60,4

Tabla 5.13. Resultados de esfuerzos críticos por muro para COMB3

COMB3								
#shell	MURO	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}	θ_p	$\sigma_{\text{máx}}$	σ_{min}	τ_{max}
		(kg/cm²)			(°)	(kg/cm²)		
MUROS								
13141	7	45,4	1,5	20,0	21,1	53,2		
13386	2	-58,4	-88,0	-38,8	-34,5		-114,7	
13386	2	-41,7	-30,9	-60,2	42,4			60,4
MUROS CENTRO								
						16,6	-29,8	12,6
CUBIERTA								
2		0,4	1,0	0,7	-31,9	1,4		
2		-0,3	-0,9	-0,5	-27,1		-1,2	
2		-0,2	0,0	-0,7	41,0			0,7

Tabla 5.14. Resultados de los componentes y número de shell para COMB3

5.2.2.2 Esfuerzos internos en elementos sólidos

Teniendo en cuenta las tres combinaciones de carga se obtuvo un esfuerzo normal máximo (esfuerzo de tracción) de 0,99 kg/cm², un esfuerzo normal mínimo (esfuerzo de compresión) de 1,17 kg/cm², y un esfuerzo cortante máximo de 0,70 kg/cm². Los resultados se muestran en la tabla 5.15.

Combinación de carga	S _{máx}	S _{min}	t _{max}
	(kg/cm ²)		
ESFUERZOS MÁXIMOS			
COMB1	0,62	-0,74	0,44
COMB2	0,99	-1,17	0,70
COMB3	0,21	-0,17	0,09
Esfuerzos Máximos	0,99	-1,17	0,70

Tabla 5.15. Resultados de los esfuerzos críticos para los elementos sólidos

5.2.2.3 Reacciones máximas en los apoyos

Como se observa en la tabla 5.16. Las reacciones permanecen exactamente iguales para las combinaciones 1 y 2, mientras que para la combinación COMB3 se observa una leve variación

Tipo de carga	Reacción máxima en los apoyos (kgf)					
	F1	Apoyo	F2	Apoyo	F3	Apoyo
COMB1	33,4	5	62,9	46	146,3	55
COMB2	52,1	67	77,5	46	181,4	47
COMB3	25,6	75	21,6	59	104,1	74
Máxima	52,1		77,5		181,4	

Tabla 5.16. Reacción máxima en los apoyos para cada caso de análisis de carga

5.2.3 Número de Modos igual a 50

Se registran a continuación los 50 de modos vibración con sus períodos respectivos en la tabla 5.17. Con base en la observación de los modos de vibración del modelo se detalla que el modo que mejor describe la respuesta del sistema ante los movimientos horizontales originados por fuerzas sísmicas es modo No 24.

Modo No	Período, T (s)	Modo No	Período, T (s)	Modo No	Período, T (s)
1	0,081977	18	0,014617	35	0,009034
2	0,033086	19	0,014601	36	0,008407
3	0,032838	20	0,014311	37	0,007717
4	0,027633	21	0,013775	38	0,007319
5	0,025924	22	0,013728	39	0,006594
6	0,025048	23	0,0136	40	0,006451
7	0,023253	24	0,013014	41	0,005695
8	0,021157	25	0,012601	42	0,005302
9	0,020828	26	0,012287	43	0,004381
10	0,019934	27	0,012103	44	0,004231
11	0,019848	28	0,011509	45	0,003378
12	0,019479	29	0,011202	46	0,003165
13	0,018688	30	0,010695	47	0,002176
14	0,018248	31	0,01054	48	0,002102
15	0,016797	32	0,009931	49	0,001171
16	0,016464	33	0,009698	50	0,001098
17	0,015904	34	0,009503		

Tabla 5.17. Período en segundos para cada modo de vibración

5.2.3.1 Esfuerzos internos en elementos “shell”

A continuación se registran únicamente las tablas de resultados de esfuerzos para la combinación COMB3 debido a que las otras dos combinaciones arrojan exactamente los mismos resultados para las combinaciones COMB1 y COMB2 porque no tienen estipulada la fuerza sísmica como si sucede con la tercera combinación.

Se obtuvo un esfuerzo normal máximo (esfuerzo de tracción) de 52,5 kg/cm², un esfuerzo normal mínimo (esfuerzo de compresión) de 112,7 kg/cm², y un esfuerzo cortante máximo de 58,9 kg/cm². Los resultados se muestran en las tablas 5.18 y 5.19.

COMB3			
MUROS	$\sigma_{\text{máx}}$	σ_{min}	τ_{max}
	(kg/cm²)		
A	27,3	-59,9	22,2
B	21,5	-80,7	29,4
C	26,6	-85,9	30,6
D	29,3	-59,8	27,8
E	15,6	-24,1	10,9
F	52	-51,8	28,5
1	19,6	-27,8	18,4
2	41,4	-112,7	58,9
3	27,5	-39,2	16,3
4	9,9	-22	9,0
5	14,7	-24,3	10,9
6	36,7	-42,5	16,7
7	52,5	-72,8	29,5
Esfuerzos máximos	52,5	-112,7	58,9

Tabla 5.18. Resultados de esfuerzos críticos por muro para COMB3

COMB3								
#shell	MURO	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}	θ_p	$\sigma_{\text{máx}}$	σ_{min}	τ_{max}
		(kg/cm²)			(°)	(kg/cm²)		
MUROS								
13141	7	44,7	1,6	20,0	21,4	52,5		
13386	2	-58,2	-86,2	-38,0	-34,9		-112,7	
13386	2	-41,6	-30,4	-58,6	42,3			58,9
MUROS CENTRO								
						16,3	-29,7	12,4
CUBIERTA								
2		0,4	1,0	0,7	-32,3	1,4		
2		-0,3	-0,9	-0,5	-27,7		-1,2	
2		-0,2	0,0	-0,7	41,0			0,7

Tabla 5.19. Resultados de los componentes y número de shell para COMB3

5.2.3.2 Esfuerzos internos en elementos sólidos

Teniendo en cuenta las tres combinaciones de carga se obtuvo un esfuerzo normal máximo (esfuerzo de tracción) de 0,99 kg/cm², un esfuerzo normal mínimo (esfuerzo de compresión) de 1,17 kg/cm², y un esfuerzo cortante máximo de 0,70 kg/cm². Los resultados se muestran en la tabla 5.20.

Combinación de carga	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\tau_{\text{máx}}$
	(kg/cm ²)		
ESFUERZOS MÁXIMOS			
COMB1	0,62	-0,74	0,44
COMB2	0,99	-1,17	0,70
COMB3	0,21	-0,17	0,09
Esfuerzos máximos	0,99	-1,17	0,70

Tabla 5.20. Resultados de los esfuerzos críticos para los elementos sólidos

5.2.3.3 Reacciones máximas en los apoyos

Como se observa en la tabla 5.21. Las reacciones permanecen exactamente iguales para las combinaciones 1 y 2, mientras que para la combinación COMB3 se observa una leve variación.

Tipo de carga	Reacción máxima en los apoyos (kgf)					
	F1	Apoyo	F2	Apoyo	F3	Apoyo
COMB1	33,4	5	62,9	46	146,3	55
COMB2	52,1	67	77,5	46	181,4	47
COMB3	25,7	75	21,6	59	104,3	74
Máxima	52,1		77,5		181,4	

Tabla 5.21. Reacción máxima en los apoyos para cada caso de análisis de carga

VI. INTERPRETACIÓN Y COMPARACIÓN

A continuación se llevará cabo la interpretación de los resultados. El objetivo es comparar los esfuerzos admisibles o resistentes obtenidos de los ensayos con los esfuerzos actuantes tomados del modelo de la vivienda en SAP 2000.

Para realizar esta comparación es necesario establecer previamente los parámetros apropiados para el análisis de los resultados de manera que sean relacionados correctamente y no se confronten datos de diferentes características. Por ello, se establecieron las siguientes relaciones entre los resultados obtenidos de los ensayos y los obtenidos del modelo:

- Esfuerzo de cortante en el poliuretano (ensayo) vs. Esfuerzo cortante en los elementos sólidos (modelo)
- Esfuerzo de compresión en el poliuretano (ensayo) vs. Esfuerzo de compresión en los elementos sólidos (modelo)
- Esfuerzo de compresión en el acero obtenido del ensayo de tracción diagonal (ensayo) vs. Esfuerzo normal mínimo en los elementos tipo shell de las esquinas de los muros (modelo)
- Esfuerzo de flexión paneles MONOWALL (ensayo) vs. Esfuerzo normal mínimo en los elementos tipo shell en el centro de los muros (modelo)
- Momento último resistente de flexión paneles TECHMET (ensayo) vs. Momento mínimo en los elementos tipo shell de la cubierta (modelo).
- Esfuerzo de fluencia en las láminas de acero vs. Esfuerzos máximos de tensión para los elementos shell (modelo)
- Ensayo de corte y extracción de anclajes tipo ZAMAC (ensayo) vs. Reacciones en la base de la estructura (modelo)

A continuación se hará una descripción de cada una de las relaciones que se establecieron anteriormente y se evaluarán los resultados con base en la información obtenida:

6.1 CORTANTE EN EL POLIURETANO

Esta comparación se lleva a cabo para evaluar los efectos que se obtienen en el poliuretano originados por la aplicación de cargas externas que generan efectos de corte sobre este material.

De la experimentación llevada a cabo durante esta investigación se encontró que el valor promedio del cortante en el poliuretano fue de $1,18 \text{ kg/cm}^2$ mientras que en los ensayos elaborados en el estudio previo este valor promedio fue de $2,38 \text{ kg/cm}^2$.

En el modelo se obtuvo que el máximo valor de esfuerzo cortante (τ_{max}) sobre los elementos sólidos de todo el sistema fue de $0,70 \text{ kg/cm}^2$ que resultó de la aplicación de la segunda combinación de cargas donde se incluyen las cargas muertas vivas y de viento descritas en el modelo; las demás combinaciones de carga dan valores inferiores de esfuerzos cortantes.

Por lo anterior se puede interpretar que es probable que el sistema no presente problemas originados por fallas locales de cortante en el poliuretano debido a que el esfuerzo actuante está bien por debajo de los esfuerzos resistentes obtenidos de la experimentación.

6.2 COMPRESIÓN EN EL POLIURETANO

Esta comparación se lleva a cabo para evaluar los efectos que se obtienen en el poliuretano por la aplicación de cargas externas que inducen esfuerzos de compresión en el poliuretano.

En los ensayos elaborados en la Universidad Javeriana se obtuvo que el valor promedio de resistencia a la compresión para una deformación del 10% es igual a $300,5 \text{ kg/cm}^2$ mientras

que en los ensayos elaborados en la Universidad de los Andes este valor promedio fue de 110,3 kg/cm².

En el modelo se encontró que el esfuerzo máximo de compresión que soportan los elementos sólidos es de 1,17 kg/cm² que corresponde a la segunda combinación de carga.

La comparación entre los esfuerzos actuantes y resistentes podría resultar obsoleta en este caso al observar los valores obtenidos para cada uno debido a que el esfuerzo actuante está muy por debajo del esfuerzo resistente. Sin embargo, esta comparación sirve para concluir que debido al tipo y el modo de aplicación de las cargas en el modelo, en ningún momento se va a generar aplastamiento por cargas externas que generen compresión en el poliuretano.

6.3 APLASTAMIENTO DE LAS ESQUINAS EN EL ACERO

El ensayo de tracción diagonal llevado a cabo durante esta investigación sirvió para concluir que en los paneles tipo MONOWALL para muros del sistema Metecno, no se originan efectos de corte durante la aplicación de cargas horizontales y verticales simultáneas, sino que se presenta una falla de compresión o aplastamiento en las esquinas de los muros donde se concentran este tipo de esfuerzos.

Por ello, el ensayo que se elaboró en la Universidad Javeriana no reportó valores de esfuerzo cortante máximo como generalmente se hace con los ensayos de este tipo elaborados sobre otra clase de materiales (p. ej. mampostería), y como se sugiere en la norma que estandariza dicha prueba, sino que al observar el tipo de falla presentada se prefirió mejor evaluar los esfuerzos de compresión. Para ello se elaboró un modelo en el programa SAP 2000 que simulara las condiciones y características del ensayo, en donde se aplicó una carga equivalente al promedio de las cargas máximas soportadas por cada una de las probetas, como se describe en el capítulo IV.

Con base en el resultado que arrojó dicho modelo y de acuerdo a lo observado durante la elaboración de este ensayo, se encontró que los máximos esfuerzos de compresión se originan en la esquina donde es aplicada directamente la carga. El resultado de este esfuerzo de compresión máximo fue de $392,7 \text{ kg/cm}^2$.

Por lo descrito anteriormente, fue necesario tener en cuenta los esfuerzos de compresión originados por la aplicación de las cargas en el modelo para poder ser comparados con el valor dado. Como se esperaba, se encontró en el modelo que los esfuerzos más críticos a compresión se originaban en las esquinas de todos los muros. Al evaluar las diferentes combinaciones de carga para las diferentes cantidades de modos de vibración analizadas (10, 30 y 50) se encontró que el máximo valor fue de $349,3 \text{ kg/cm}^2$ para la segunda combinación de carga; sin embargo este valor no dice nada del comportamiento de la estructura ante solicitaciones de cargas sísmicas porque esta combinación no tiene estipulada la fuerza de sismo. Para la tercera combinación, la cual es la que tiene en cuenta los efectos de sismo, se obtuvo un valor máximo de $114,7 \text{ kg/cm}^2$ correspondiente a un número de modos de vibración igual a 30.

Por lo tanto, la evaluación de este parámetro es significativa debido a que los esfuerzos originados por la carga de viento y por las fuerzas sísmicas son bastantes diferentes. Teniendo en cuenta el efecto del viento, que como se puede observar es bastante significativo, se concluye que el esfuerzo actuante, a pesar de ser menor que el esfuerzo resistente obtenido, se encuentra un poco cerca de este valor; por lo tanto, sería recomendable que el diseño de la estructura en zonas donde las corrientes de viento produzcan esfuerzos actuantes similares o mayores a los obtenidos en esta modelación, se diseñaran las láminas de los paneles con espesores mayores a los tenidos en cuenta a lo largo de este estudio para tener un mayor rango de seguridad e incrementar el valor del esfuerzo resistente manteniéndolo un poco más distante del esfuerzo actuante. Si por el contrario se tiene en cuenta el efecto sísmico, se puede concluir que es probable que el sistema no presente este tipo de falla y pueda tener un buen comportamiento sin necesidad de hacer ningún tipo de modificaciones en el diseño de los paneles.

6.4 FLEXIÓN PANELES MONOWALL

En el capítulo IV, tablas 4.15 y 4.16, se establecen los esfuerzos resistentes máximos de flexión obtenidos para este estudio; se obtiene un valor promedio de $1241,0 \text{ kg/cm}^2$ para los paneles de longitud 2,0m y otro valor promedio de $1308,1 \text{ kg/cm}^2$ para los 3,0m. Al promediar estos valores se obtiene un valor de 1275 kg/cm^2 el cual se va a tomar como referencia para efectuar la comparación.

En los resultados del modelo, se obtuvo que el valor crítico de los esfuerzos normales mínimos el centro de los muros es de $118,4 \text{ kg/cm}^2$ para COMB2 y de $29,8 \text{ kg/cm}^2$ para COMB3. Es importante resaltar que para hallar estos esfuerzos se analizaron los esfuerzos en el centro de los muros en una franja entre los 80 y 140cm en alzado ya que allí en el centro de los muros era donde se presentaban los mayores esfuerzos.

Al comparar los esfuerzos actuantes obtenidos del modelo se puede mencionar que tanto para las cargas de sismo como para las de sismo, es probable que el sistema tenga un buen comportamiento y no se presenten fallas en el centro de los muros por desprendimiento y contracción de la lámina de acero como se observó que corresponde a la falla típica por flexión en los paneles.

6.5 FLEXIÓN PANELES TECHMET

A pesar de que no se reportó en el capítulo IV el esfuerzo máximo de flexión de los paneles tipo TECHMET debido a que no se hicieron ensayos de ningún tipo sobre ellos en esta investigación, se reportó un momento último resistente a flexión de $551,0 \text{ kg}\cdot\text{m}$ con la información extraída del estudio previo (ver tabla 4.9). Comparando con los resultados del modelo se puede concluir que el momento máximo actuante es prácticamente despreciable en comparación con el momento resistente debido a que el máximo valor del momento

actuante a la flexión fue de 2,9kg*m para la segunda combinación. Por lo tanto esta comparación no tiene mayor relevancia dentro del análisis técnico del sistema de vivienda.

6.6 FLUENCIA EN LAS LÁMINAS DE ACERO

A continuación se van a comparar los máximos esfuerzos de tensión registrados en el modelo (esfuerzos nominales máximos) con el esfuerzo de fluencia del acero de las láminas.

En el manual técnico de instalación y especificaciones del producto, Metecno proporciona la información acerca del límite de fluencia del acero que es utilizado para la fabricación de los paneles. Este límite de fluencia es de 320N/mm² equivalente a 3200 kgf/cm².

Al comparar este valor con el esfuerzo máximo de tensión obtenido en los elementos tipo shell del modelo, se concluye que no se va a presentar este tipo de falla en el acero porque está muy lejos. El máximo valor de esfuerzo nominal máximo o de tensión en los shell fue de 287,4kg/cm² para COMB2 y 58,0kg/cm² para COMB3. Por tanto se puede concluir que es mucho menos de una décima parte del valor para el esfuerzo de fluencia del acero.

6.7 CORTE Y EXTRACCIÓN DE ANCLAJES TIPO ZAMAC

Los registros suministrados de la resistencia a la extracción y al corte son 372,0kgf y 680,0kgf respectivamente. El fabricante recomienda un factor de seguridad de 4 en el diseño bajo cargas de trabajo.

En el modelo el valor máximo registrado para F1, F2 y F3 (reacciones de cada apoyo en las direcciones X, Y y Z respectivamente) fueron 52,1kgf; 77,5kgf; y 181,4kgf respectivamente para COMB2. Para la combinación COMB3 los máximos valores que se registraron fueron 25,7kgf; 21,6; y 104,3kgf para un número de modos de vibración igual a 50.

Con estos registros se puede concluir lo siguiente; en cuanto a la resistencia al corte, los anclajes probablemente no presentarán ningún problema de resistencia ya que según las fuerzas actuantes registrados multiplicados por el factor de seguridad de 4 recomendado por el fabricante, tanto F1 y F2 para las combinaciones COMB2 y COMB3 cumplen satisfactoriamente estando muy por debajo de la resistencia al corte del anclaje ZAMAC (p.ej. tomando 77,5kgf que es la máxima reacción registrada para F2, al multiplicarla por el factor de seguridad de 4, se obtiene una fuerza de 310kgf, la cual no alcanza a ser la mitad de la resistencia al corte del anclaje).

En cuanto a la resistencia a la extracción, es importante realizar una adecuación de un segundo anclaje muy cercano debido a que teniendo en cuenta el factor de seguridad de 4, los esfuerzos actuantes superarían la resistencia a la extracción de los anclajes para la combinación COMB3 que tiene en cuenta la fuerza sísmica; para la combinación COMB2 que tiene en cuenta los efectos del viento sería recomendable colocar también un segundo anclaje cercano por la misma razón que se explica para la combinación del sismo.

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Las conclusiones finales del trabajo están orientadas hacia el análisis del comportamiento del sistema de vivienda propuesto a lo largo de esta investigación. En el capítulo anterior se dieron las pautas para realizar este análisis mediante la comparación de los resultados de esfuerzos resistentes contra esfuerzos actuantes. En todas las comparaciones se llegó a establecer que el sistema puede llegar a cumplir con los parámetros establecidos teniendo en cuenta las recomendaciones dadas para el diseño y la construcción del sistema dadas en el capítulo VI. Es importante tener en cuenta que se está chequeando contra resistencia última y no contra resistencia máxima admisible, mediante el método de diseño de factores de carga y resistencia, más conocido como método LRFD (Load and Resistance Factor Design).

En general se pueden establecer las siguientes conclusiones sobre el comportamiento del sistema:

- En el análisis que se llevó a cabo, las fuerzas sísmicas y el viento actúan independientemente debido a que cada una se tiene en cuenta mediante combinaciones diferentes de carga. De acuerdo a los resultados del modelo se obtuvo que para la segunda combinación de carga (la que tiene en cuenta la fuerza del viento), todos los esfuerzos actuantes analizados estuvieron por encima de los esfuerzos que arrojó la tercera combinación (la cual tiene en cuenta las fuerzas sísmicas). Por ello, se concluye que en el diseño particular de este sistema de vivienda popular, es necesario darle una mayor importancia a las fuerzas producidas por el viento en zonas donde las corrientes de aire sean intensas y/o constantes debido a que pueden llegar a inducir mayores esfuerzos que los originados por las cargas sísmicas tal como sucedió en el caso particular de este estudio.

- En general, y realizando el análisis bajo el punto de vista de la sismoresistencia (solo teniendo en cuenta las fuerzas sísmicas), se puede concluir que el sistema Metecno podría llegar a resultar técnicamente viable a la luz de las normas sismorresistentes especificadas debido a que, según los resultados obtenidos en esta investigación, la estructura de la vivienda no presentaría esfuerzos actuantes por encima de los admisibles para ningún caso. Por lo tanto, se puede mencionar que, probablemente, el sistema no presenta problemas sísmicos por su característica primordial de ser demasiado liviano, lo cual lleva a que las fuerzas sísmicas no lleguen a ser tan altas debido precisamente a que estas se incrementan proporcionalmente con la masa de la estructura.

- El análisis elástico modal espectral aplicado en esta investigación para la obtención de las fuerzas sísmicas, es un análisis no tan complejo pero que requiere de mucho cuidado por parte del diseñador debido a que se debe tener un muy buen conocimiento tanto de las características del sistema en evaluación como de los parámetros que se deben tener en cuenta en él de manera que los resultados puedan ser validos y aplicables al diseño de estructuras. En esta investigación se llevó a cabo este tipo de análisis dinámico debido a que el método de la fuerza horizontal equivalente no podía representar de manera adecuada el comportamiento del sistema ante solicitaciones de carga sísmica.

- Con respecto al análisis económico elaborado para el sistema Metcol, es posible que este pueda llegar a ser competitivo en el mercado de la construcción siempre y cuando se logre cumplir con los rendimientos de construcción de unidades de vivienda que se proponen ya que esta es una sus principales ventajas, así como el ahorro de tiempo y dinero en acabados. Asimismo, precisamente por sus altos rendimientos de construcción, este es un sistema que puede resultar bastante viable y práctico en casos de soluciones de vivienda bajo situaciones de emergencia, debido a que es una alternativa que ofrece estabilidad y eficiencia, factores necesarios en el caso de la ocurrencia de fenómenos naturales adversos como

terremotos, tsunamis o inundaciones que lleven a pérdida total. No obstante, teniendo en cuenta los aspectos socioculturales en cuanto a los sistemas constructivos tradicionales que se conocen y que han sido acogidos a nivel general a través del tiempo en Colombia, es difícil que el sistema en estudio tenga una aceptación absoluta e inmediata entre las personas, independientemente de que se demuestre que sus características técnicas y económicas les puedan ser favorables.

TRABAJOS FUTUROS

- Respecto al alcance de este estudio, se pretende que este mismo sea una introducción al proceso de homologación del sistema constructivo de Metecno en Colombia ante la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismorresistentes ya que a partir de él se genera el primer análisis sísmico general del sistema. Sin embargo, este es solo un primer paso muy pequeño a todo el proceso de estudio y de análisis que requiere una homologación la cual debe ser elaborada y sustentada por profesionales y expertos en este campo.
- Esta investigación puede contar con estudios posteriores debido a que hay muchas especificaciones de ensayos y análisis que no se tuvieron en cuenta. Este es el caso de las conexiones, las cuales no se desarrollaron en la aplicación al modelo, pero que son fundamentales en el análisis del comportamiento de la estructura propuesta. Asimismo, no se llevaron a cabo los ensayos sobre los paneles de cubierta los cuales también son importantes para analizar con más detalle su comportamiento en el modelo. Otro aspecto que tiene cabida aquí, es que en el análisis de la fuerza sísmica solo se tuvo en cuenta el espectro de diseño pero no el espectro de umbral de daño, el cual es necesario analizar también.
- Por último, teniendo en cuenta que el método de diseño utilizado para realizar el análisis sismorresistente propuesto en este estudio fue el de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), puede involucrarse como un estudio futuro de

complemento a esta investigación el análisis de los factores de resistencia que se deben contemplar para los diferentes esfuerzos resistentes establecidos que se tuvieron en cuenta para realizar la evaluación del sistema constructivo en este estudio, ya que se cree que pueden llegar a ser un poco diferentes de los considerados para otros sistemas tradicionales. No obstante, en esta investigación estos factores no se tuvieron en cuenta para realizar esta comparación debido a que se encontró que la gran mayoría de los esfuerzos actuantes estaban muy por debajo de los esfuerzos resistentes.

BIBLIOGRAFÍA

- GARCÍA R. Luis E. *DINÁMICA ESTRUCTURAL APLICADA AL DISEÑO SÍSMICO*. Universidad de los Andes, Facultad de ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia, 1998
- BEER, Ferdinand P. & JOHNSTON, E. Russell Jr- *MECÁNICA DE MATERIALES*. Mc Graw Hill Tercera Edición. México, D.F. 2004.
- Documento [ATC-19, 1995]. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- NORMA SISMORESISTENTE COLOMBIANA NSR-98. Títulos A y B.
- SAP 2000. Analysis Reference Volume 1. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. 1997.
- Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). “Informe final ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas”. METCOL (Metecno de Colombia). Agosto de 2000.
- Revista CONSTRUDATA. Edición 126, Bogotá, Marzo – Mayo 2003.
- METROVIVIENDA. “Vivienda de Interés Social: Inventario de sistemas constructivos”. Bogotá D.C. – Sistema METCOL. Año 2000.
- METCOL (Metecno de Colombia S.A.). MANUAL DE INSTALACIÓN. Bogotá D.C. Colombia. 2005.
- Metecno México. “Vivienda con paneles Metecno”. <http://www.metecnomexico.com/VIVIENDA2.HTM>. Consulta de Marzo de 2005.

ANEXOS