



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON
EL SISTEMA CONSTRUCTIVO DE PANELES REFORZADOS EMMEDUE.**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Jessika Zuhad Zelaya Lazo
Br. Lester Alexander Pérez Zamora

Tutor

Msc. Ing. Julio Maltez Montiel

Managua, Abril 2019

Contenido

CAPITULO I	5
1. GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCION.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	4
1.4.1 Objetivo General:	4
1.4.2 Objetivos Específicos:	4
CAPITULO II	5
2. GENERALIDADES DEL SISTEMA EMMEDUE.....	6
2.1 DESCRIPCION	6
2.1.1 Materiales componentes	7
2.1.2 Clasificación de los productos EMMEDUE	8
2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SISTEMA EMMEDUE PARA MODELOS ESTRUCTURALES	19
2.2.1 Propiedades mecánicas.....	20
2.2.2 Propiedades geométricas.....	21
CAPITULO III	27
3. METODOLOGIA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	28
3.1 IDEALIZACIÓN DE CARACTERÍSTICAS PRELIMINARES DEL MODELO A DESARROLLAR.....	28
3.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE ANÁLISIS	28
3.2.1 Carga muerta	28
3.2.2 Carga viva	28
3.2.3 Aplicación de las cargas en el modelo.	28

3.3	EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD	29
3.3.1	Estructura regular.....	29
3.3.2	Estructura irregular.....	29
3.3.3	Estructura fuertemente irregular.....	29
3.4	CLASIFICACIÓN SÍSMICA SEGÚN RNC-07	30
3.4.1	Grupos (Arto 20.)	30
3.4.2	Factor por reducción por ductilidad (Arto.21)	30
3.4.3	Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto. 22)	33
3.4.4	Factor de amplificación por tipo de suelo (Arto. 25)	33
3.4.5	Coeficiente sísmico, c (Arto. 24).....	33
3.5	Método estático equivalente (RNC-07 Art.30).....	33
3.5.1.	Efectos Bidireccionales (RNC-07 Art.32).	34
3.6	Desplazamientos Laterales (RNC-07 Art.34)	34
3.6.1	Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio	34
3.6.2	Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso	35
3.6.3	Revisión de desplazamientos laterales	35
3.7	COMBINACIONES DE CARGAS (RNC-07, ART. 15).....	35
3.8	Diseño Estructural.....	38
3.8.1	Calculo de los momentos resistentes en paneles estructurales.....	38
CAPITULO IV.....		39
4.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	40
4.1	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA	40
4.2	ELABORACIÓN DEL MODELO	40
4.2.1	Definición de materiales	40
4.2.2	Definición de secciones	42

4.3 CARGAS GRAVITACIONALES.....	45
4.3.1 Peso propio.....	45
4.3.2 Sobrecarga.....	46
4.3.3 Carga viva.....	46
4.4 CONDICIONES DE REGULARIDAD.....	47
4.5 Período estructural	50
4.6 ANALISIS ESTATICO EQUIVALENTE.....	52
4.6.1 Caracterización sísmica según el RNC-07.....	52
4.7 REVISION DE LOS DESPLAZAMIENTOS.	55
4.8 Diseño de los elementos estructurales	58
4.8.1Diseño del sistema de techo	58
4.8.2 Diseño de panel de entepiso.	62
4.8.3 Diseño de panel PSM 80 utilizado como muro estructural	71
4.8.4 Diseño de Escalera de M-2.....	77
4.8.5 Diseño de cimentaciones	81
CONCLUSIONES.....	89
RECOMENDACIONES	90
BIBLIOGRAFIA	91

CAPITULO I
GENERALIDADES

1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION

Una estructura es un conjunto de elementos y conexiones unidos de tal modo que, ante las sollicitaciones de carga y esfuerzos, estos puedan deformarse sustancialmente y de manera controlada (prevista) sin fallar. Es por eso que el diseño estructural de cualquier obra requiere, además de criterios de desempeño prescritos, el criterio del ingeniero para desarrollar un sistema estructural que satisfaga los problemas respectivos de cada tipo de estructura.

La estructura a diseñar consiste en una vivienda de dos plantas para uso familiar, con un área de construcción de 110.00 m² por planta, ubicada en la ciudad de Managua. El sistema estructural empleado será sistema constructivo de paneles reforzados EMMEDUE compuesto por un núcleo de Poliestireno y malla electro soldada de acero galvanizado de alta resistencia, funcionando como muros diafragmas, losa de entrepiso diseñada con el mismo sistema, techo a base de estructura metálica y fundaciones con zapatas corridas. En este trabajo se presentarán paso a paso todos los procedimientos necesarios para realizar un análisis y diseño estructural.

Cabe señalar que en el diseño estructural de la estructura en mención se empleará el método estático equivalente especificado en Reglamento Nacional de la Construcción y se utilizará el software para análisis y diseño de estructuras ETABS v17.0.1.

1.2 ANTECEDENTES

En Nicaragua la tendencia de construcción es siempre inclinada hacia los sistemas tradicionales como mampostería confinada, reforzada, cantera confinada o de ladrillo cuarterón. La Idiosincrasia de los nicaragüenses tiene una marcada personalidad tradicionalista y debido a los antecedentes de eventos sísmicos cuando se les presentan sistemas constructivos innovadores y de última generación a base de materiales livianos con gran capacidad dúctil siempre resulta la incógnita de la seguridad estructural que este ofrece.

Sistemas constructivos similares a EMMEDUE llegaron a Nicaragua en los años 90, tales como el sistema constructivo COVINTEC, tomando notoriedad con la construcción de diferentes tipos de edificios y viviendas; tales como, las bibliotecas de la Universidad Nacional de Ingeniería, distintos centros comerciales, tales como Plaza Caracol, Galería Santo Domingo, etc., y un sin número de viviendas de uno, dos y tres niveles.

El sistema constructivo EMMEDUE fue introducido en el país en enero de 2010. Éste ha alcanzado gran notoriedad y aceptación en el medio estructural, ya que se ha comprobado su eficiencia y comportamiento como diafragma estructural a través de ensayos mecánicos en laboratorios y universidades de prestigio a nivel mundial. En Nicaragua existen diversas edificaciones construidas con este sistema, a saber: Residencial Las Delicias, Residencial Monte Cielo, El Centro No.II, viviendas unipersonales, etc.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El propósito que se desea lograr es hacer el diseño estructural donde se permitirá ilustrar a los demás estudiantes, paso a paso y de manera detallada el procedimiento para realizar un diseño completo, partiendo desde el pre-diseño de los elementos, modelado de las gradas, diseño de fundaciones, hasta llegar al análisis estático equivalente y determinar las deformaciones y esfuerzos de la estructura.

La elaboración de esta tesina tiene como objetivo servir como trabajo para culminación de curso, además de tener la finalidad de poner en práctica cada uno de los elementos y herramientas técnicas suministradas a lo largo de nuestro aprendizaje en la universidad nacional de ingeniería, siguiendo una secuencia lógica y apoderándose de cada concepto para así poderlo aplicar en el diseño de una estructura, tomando en cuenta las ventajas que presenta el sistema constructivo y sus propiedades sismo resistentes.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General:

Realizar el análisis y diseño estructural de una vivienda de dos plantas con el sistema constructivo de paneles reforzados EMMEDUE.

1.4.2 Objetivos Específicos:

1. Aplicación de los requisitos del RNC-07 y RNC 17, en la realización del análisis estructural.
2. Proporcionar mediante un análisis estructural adecuado un diseño que aporte seguridad y funcionamiento.
3. Analizar la estructura aplicando el software ETABS v17.0.1.

CAPITULO II
GENERALIDADES DEL SISTEMA EMMEDUE

2. GENERALIDADES DEL SISTEMA EMMEDUE

2.1 DESCRIPCION

El sistema se fundamenta en un panel portante, aislante térmico y acústico, cuya función estructural está garantizada por dos mallas de acero galvanizado electro-soldadas, unidas entre sí a través de conectores dobles de acero, que encierran en su interior una placa de poliestireno expandido (EPS). El espesor del panel, el diámetro y espaciamiento de la malla de acero, dependen de la aplicación que vaya a tener el panel en la edificación. La densidad mínima normalmente utilizada es la de Clase III de 15 Kg/m³ y tipo F (auto extingible).

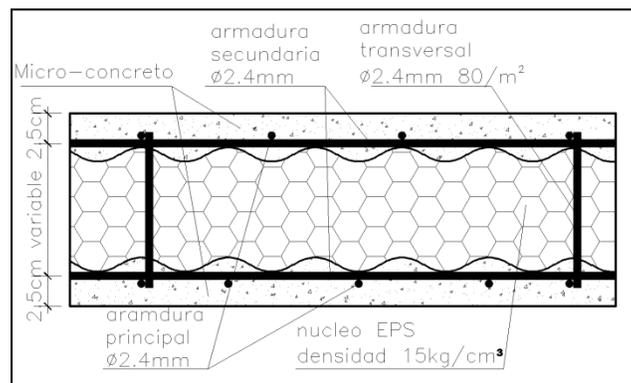


Figura 2.1 Sección típica de panel EMMEDUE

Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

Las mallas son de acero galvanizado de alta resistencia, con tensión última de 7,140kg/cm² y están conformados por barras de diámetro 2.4 mm con una separación promedio de 80 x 80 mm en ambas direcciones.

Las mallas sobresalen 50 mm en caras opuestas, de modo tal que al solaparse entre sí aseguran la continuidad por yuxtaposición de las armaduras, sin necesidad de colocar elementos adicionales de empalme. Para el encuentro entre cerramientos, la continuidad

se resuelve mediante las mallas angulares que se suministran a tal fin, siempre satisfaciendo los requerimientos exigidos por la normativa aplicable.

2.1.1 Materiales componentes

2.1.1.1 Núcleo central

Alma de poliestireno expandido, no tóxico, auto extinguido, químicamente inerte, densidad 15 Kg/m³ y morfología variable según modelo. Una de sus ventajas es que evita el paso del agua y la humedad, creando además una barrera térmica que evita la condensación en muros.

Los espesores varían desde 40mm hasta 400mm.

2.1.1.2 Acero de refuerzo

Malla electro soldada compuesta por alambres lisos de acero galvanizado, calibre 14, colocada en ambas caras del alma de poliestireno, unidas entre sí por conectores del mismo material con similares características.

Diámetros varían desde 2.40mm hasta 3.50mm. Esfuerzo mínimo de fluencia: $F_y=6,120.00 \text{ Kg/cm}^2$. El espaciamiento entre los alambres longitudinales y verticales varía entre 65, 75, 80, 100 y 160mm en ambas direcciones. El espaciamiento de los alambres transversales (conectores) es de 65mm.

2.1.1.3 Micro-concreto

Como revoque de los paneles se utiliza un micro-concreto¹ o mezcla de cemento, arena y material 0 en proporción 1:2.2:2.4 (para el caso de usar arena del banco de Motastepe en Managua) con una resistencia mínima a la compresión de $f'c=140 \text{ Kg/cm}^2$, con espesor en cada cara del panel de 2.50cm para el caso de paredes. Adicionalmente, se

¹Diseño de Mezcla Laboratorio de Materiales y Suelos Ing. Julio Padilla Mendez UNI-RUPAP

debe aplicar fibra de polipropileno (Sikafiber-1.50 lb/m³) para el control de la contracción plástica y controlar la aparición de fisuras durante la vida útil de la estructura. Una vez aplicado el micro-concreto, las superficies se mantienen continuamente húmedas al menos por 7 días.

2.1.2 Clasificación de los productos EMMEDUE

Se describen a continuación las distintas tipologías de paneles EMMEDUE, los relativos campos de aplicación junto con sus medidas estándar y los accesorios complementarios.

Pueden ser realizados paneles de medidas y espesores especiales en base a la exigencia requerida por el cliente.

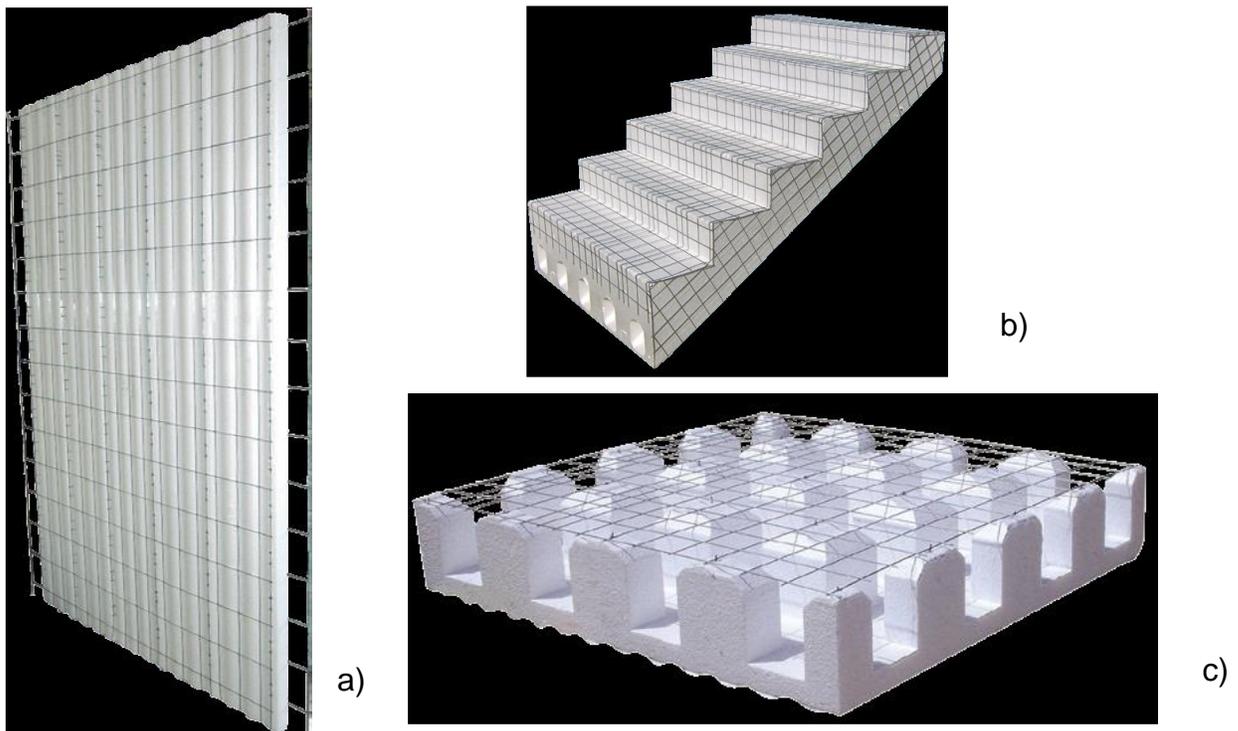


Figura 2.2 Secciones de paneles EMMEDUE. a) panel para muro estructural b) panel para escalera estructural c) panel descanso para escaleras

Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

2.1.2.1 Panel superior para muro estructural PSME

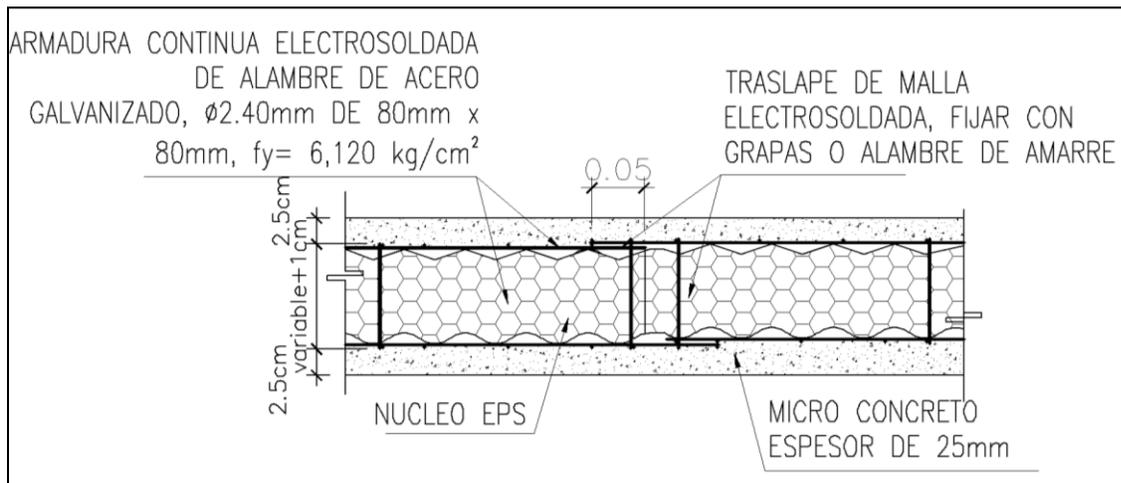


Figura 2.3 Sección típica de panel superior para muro estructural
Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

Tabla 2.1 Características técnicas del PSME

Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

Malla de acero galvanizado	
Acero longitudinal	$\Phi 2.40 \text{ mm}$ cada 80 mm
Acero transversal	$\Phi 2.40 \text{ mm}$ cada 80 mm
Acero de conexión	$\Phi 3.00 \text{ mm}$ (60 unidades por m^2)
Esfuerzo de fluencia	$F_y > 6,120 \text{ Kg/cm}^2$
Esfuerzo último	$F_u > 6,935 \text{ Kg/cm}^2$
Características del PSME80	
Densidad de la plancha de poliestireno	15 kg/m^3
Espesor de la plancha de poliestireno	Variable (de 40 a 400 mm)
Espesor de la pared terminada	Variable (espesor poliestireno + 70 mm)

2.1.2.2 Panel premium para muro estructural PPME

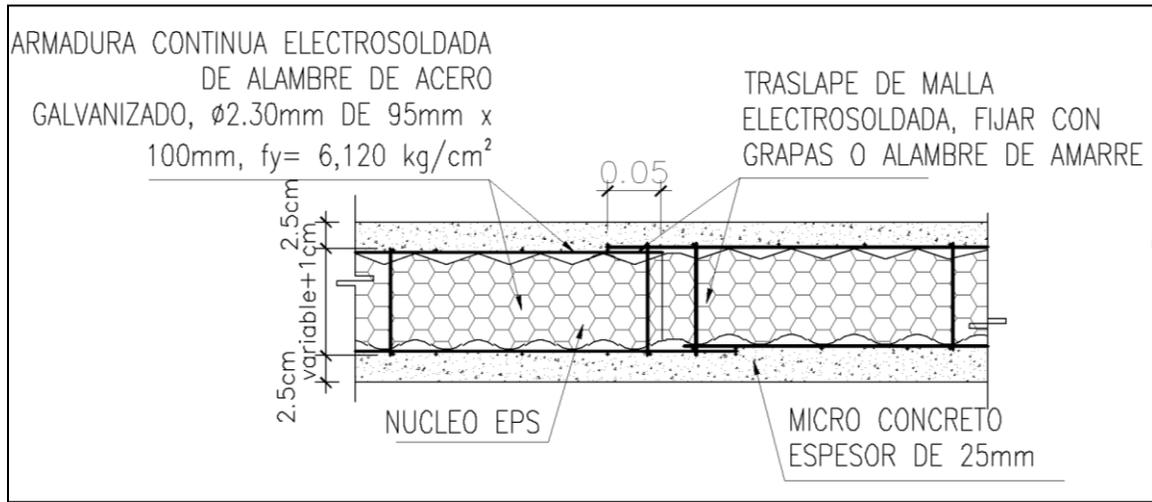


Figura 2.4 Sección típica de panel premium para muro estructural
Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Tabla 2.2 Características técnicas del PPME

Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Malla de acero galvanizado	
Acero longitudinal	Φ 2.3 mm cada 95 mm
Acero transversal	Φ 2.30 mm cada 100 mm
Acero de conexión	Φ 3.00 mm (60 unidades por m ²)
Esfuerzo de fluencia	Fy > 6,120 Kg/cm ²
Esfuerzo último	Fu > 6,935 Kg/cm ²
Características del PPME80	
Densidad de la plancha de poliestireno	15 kg/m ³
Espesor de la plancha de poliestireno	Variable (de 40 a 400 mm)
Espesor de la pared terminada	Variable (espesor poliestireno + 70 mm)

2.1.2.3 Panel estándar para muro estructural PEME

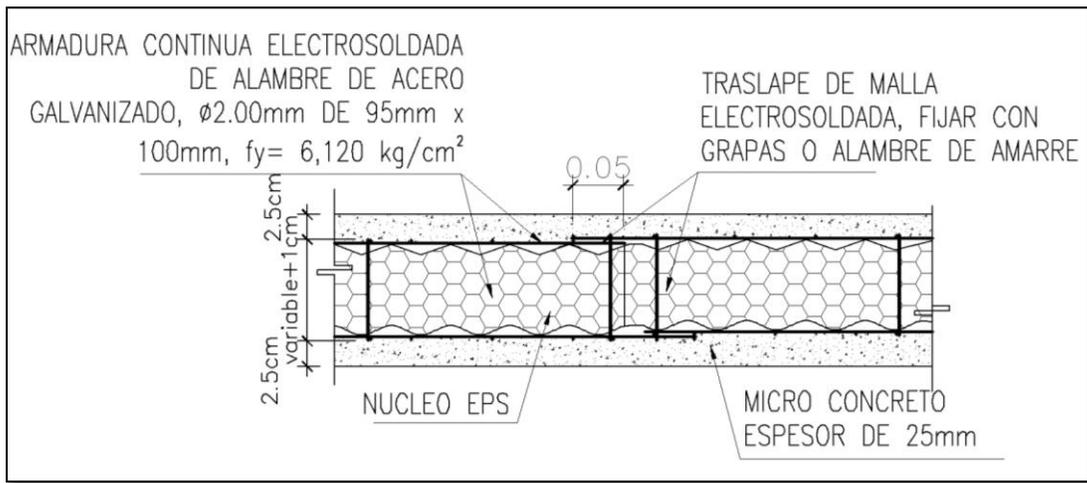


Figura 2.5 Sección típica de panel estándar para muro estructural
Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Tabla 2.3 Características técnicas del PEME

Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Malla de acero galvanizado	
Acero longitudinal	Φ 2.00 mm cada 95 mm
Acero transversal	Φ 2.00 mm cada 100 mm
Acero de conexión	Φ 3.00 mm (60 unidades por m ²)
Esfuerzo de fluencia	Fy > 6,120 Kg/cm ²
Esfuerzo último	Fu > 6,935 Kg/cm ²
Características del PEME80	
Densidad de la plancha de poliestireno	15 kg/m ³
Espesor de la plancha de poliestireno	Variable (de 40 a 400 mm)
Espesor de la pared terminada	Variable (espesor poliestireno + 70 mm)

2.1.2.4 Propiedades varias del panel para muro estructural

El panel para muro estructural, se utiliza en construcciones de 4-6 pisos como máximo, incluso en zonas sísmicas, además en entresijos y en losas de cubierta con luces hasta 5 m. En estos casos, debe considerarse la incorporación de acero adicional, según los cálculos efectuados y un mayor espesor de concreto en la cara superior (4 a 6 cm).

Tabla 2.4 Características termo-acústicas del panel
Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

Tipo de panel	Espesor de la pared terminada (cm)	Coefficiente de aislamiento térmico K_t ($W/m^2 \cdot K$) * (entre paréntesis los valores para conectores en acero inox.)	Resistencia al fuego REI	Índice de aislamiento acústico
PSME40	11	0.947 (0.852)		41
PSME60	13	0.713 (0.618)		
PSME80	15	0.584 (0.489)	150	41

2.1.2.5 Panel para losas estructurales

Los paneles para losas estructurales con nervaduras son utilizados en la realización de losas y cubiertas de edificios colocando para ello acero de refuerzo en las aberturas de las nervaduras correspondientes. Posterior el vaciado de concreto en la capa superior del panel y la proyección del mortero estructural en la capa inferior.

La resistencia mínima a compresión del concreto es: $f'_c=210$ Kg/cm² y el mortero $f'_m=140$ Kg/cm². Estos paneles representan una solución óptima para losas y cubiertas importantes (con una luz máxima de 9.50 m) y en donde la secuencia del montaje deba

ser optimizada, es posible la utilización de nervaduras pre-hormigonadas en obra, que le den rigidez.

Tabla 2.5 Características técnicas del panel para losa estructural con nervaduras

Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Malla de acero galvanizado	
Acero longitudinal	Φ 2.00 mm cada 80 mm
Acero transversal	Φ 2.00 mm cada 80 mm
Acero de conexión	Φ 3.00 mm (60 unidades por m ²)
Esfuerzo de fluencia	Fy>6,120 Kg/cm ²
Esfuerzo último	Fu>6,935 Kg/ cm ²
Características del EPS	
Densidad de la plancha de poliestireno	13 kg/m ³
Coefficiente de aislamiento térmico para PL3	Kt≤0.376 W/m ² *K (0.281 para conectores en acero inoxidable)
Índice de aislamiento acústico	I ≥38 dB en 500Hz

2.1.2.6 Panel escalera con vigas internas según diseño estructural PE1, PE2, PE3 y PE4.

Este panel es constituido por un bloque de poliestireno expandido, perfilado en planchas cuya dimensión está sujeta a las exigencias proyectadas y armado con una doble malla de acero ensamblada, unida al poliestireno por medio de numerosas costuras con conectores de acero soldados por electro-fusión.

El mismo es armado con la inserción de viguetas con barras nervadas en los espacios dispuestos que son sucesivamente llenados con concreto. Este panel es usado para la realización de rampas con una luz libre de hasta 6 m de luz libre.

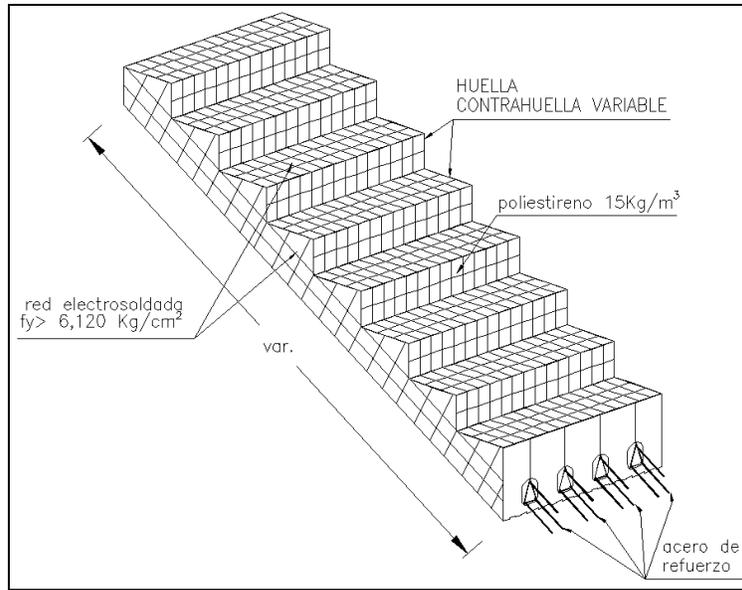


Figura 2.6 Sección típica de panel escalera con vigas internas
Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Tabla 2.6 Características técnicas de los paneles para escalera estructural

Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Malla de acero galvanizado, PE 1, PE 2, PE 3 Y PE 4	
Acero longitudinal	Φ 2.40 mm cada 80 mm
Acero transversal	Φ 2.40 mm cada 80 mm
Acero de conexión	Φ 3.00 mm
Esfuerzo de fluencia	Fy>6,120 Kg/cm ²
Esfuerzo último	Fu>6,935 Kg/ cm ²
Características del EPS	
Densidad de la plancha de poliestireno	15 kg/ m ³
Resistencia al fuego REI	120 (ensayo efectuado Universidad de Santiago de Chile)

2.1.2.7 Panel descanso escalera PD1, PD2, PD3 y PD4

El panel descanso es el complemento ideal del panel escalera. Está formado por un bloque de poliestireno expandido, con ranuras en dos sentidos para la instalación de la armadura de refuerzo, según cálculo y de acuerdo a los requerimientos del diseño. Se completa el panel con malla electrosoldada en las caras superior e inferior unidas mediante conectores de acero de alto resistencia soldados por electro-fusión. Se completa la estructura relleno con concreto los espacios habilitados para el refuerzo estructural y alcanzando el espesor correspondiente a la cara de compresión.

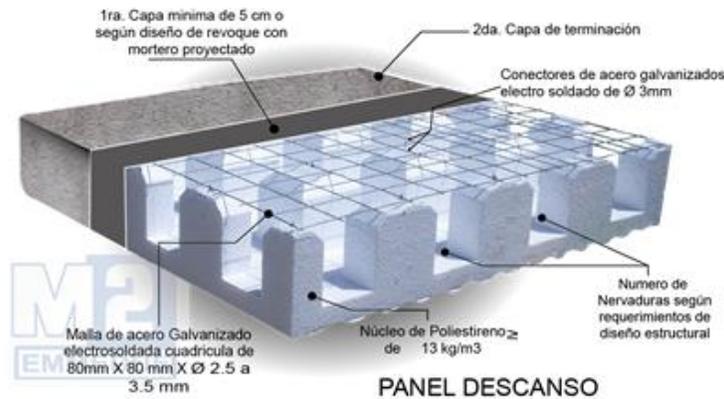


Figura 2.7 Sección típica de panel descanso para escalera
Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Tabla 2.7 Características técnicas del panel descanso para escalera estructural

Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

Malla de acero galvanizado PD 1, PD 2, PD 3 Y PD 4	
Acero longitudinal	Φ 2.40 cada 80 mm
Acero transversal	Φ 2.40 cada 80 mm
Acero de conexión	Φ 3.00 mm
Esfuerzo de fluencia	$F_y > 6,120 \text{ Kg/cm}^2$
Esfuerzo último	$F_u > 6,935 \text{ Kg/cm}^2$

Características del EPS80	
Densidad de la plancha de poliestireno	15 kg/m ³
Resistencia al fuego REI	120 (ensayo efectuado Universidad de Santiago de Chile)

2.1.2.8 Mallas de refuerzo

Las mallas de refuerzo se fabrican con alambre de acero galvanizado de alta resistencia, de 2.4mm de diámetro. Se utilizan para reforzar losas, vanos de ventanas y puertas, esquinas o uniones en ángulo, asegurando la continuidad de la malla estructural de acero. También se emplean para reconstituir mallas cortadas, o simplemente como refuerzo estructural adicional. Se fijan al panel con amarres realizados con alambre de acero o grapas.

- **Mallas angulares MRA**

Refuerza las uniones en las esquinas. Cantidad necesaria: 2 unidades por esquina (una interna y una externa).

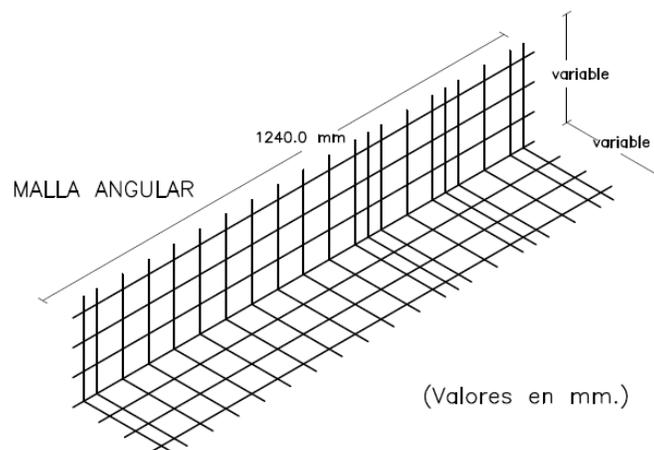


Figura 2.8 Malla angular MRA

Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

Tabla 2.8 Tipos de mallas angulares MRA

Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

LISTADO DE MALLAS ANGULARES			
Tipo	Dimensiones (mm)	Separación acero (mm)	Diámetro acero (mm)
MRA (1)	150 x 150 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRA (2)	200 x 200 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRA (3)	250 x 250 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40

- **Mallas planas MRP**

Refuerza (a 45°) los vértices de vanos. Reconstituye mallas cortadas. Eventuales empalmes entre paneles. Cantidad necesaria: 2 unidades por puerta. 4 unidades por ventana.

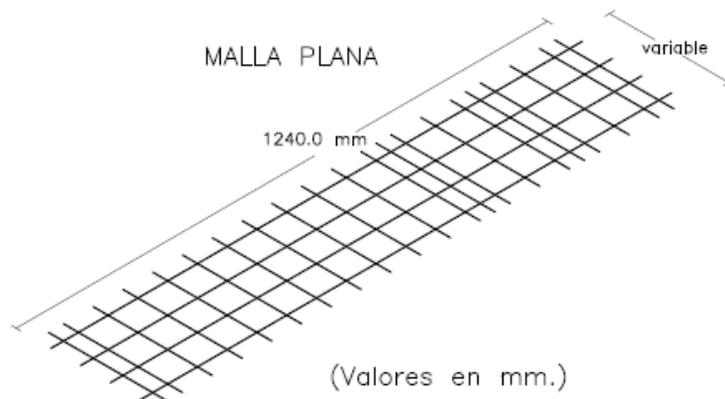


Figura 2.9 Malla plana MRP

Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

Tabla 2.9 Tipos de mallas planas MRP

Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

LISTADO DE MALLAS PLANAS			
Tipo	Dimensiones (mm)	Separación acero (mm)	Diámetro acero (mm)
MRP (1)	240 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRP (2)	320 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40

- **Mallas U MRU-P**

Reconstituye la continuidad de los paneles al costado de las puertas.

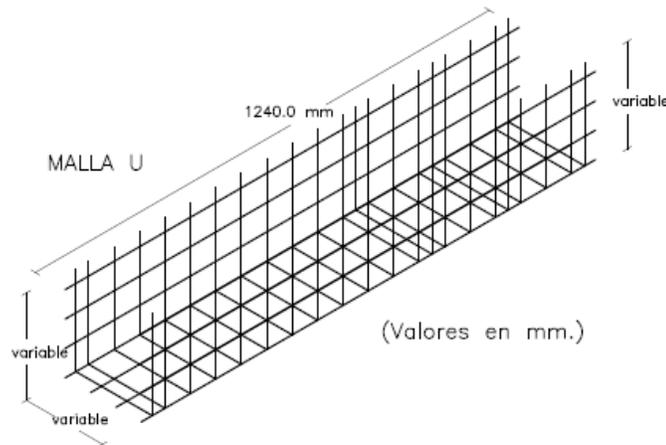


Figura 2.10 Malla U MRU-P

Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

Tabla 2.10 Tipos de mallas U MRU-

Fuente: Manual técnico "sistema constructivo EMMEDUE"

LISTADO DE MALLAS TIPO U			
Tipo	Dimensiones (mm)	Separación acero (mm)	Diámetro acero (mm)
MRU-P40	175 x 50 x 175 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRU-P60	165 x 70 x 165 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRU-P80	155 x 90 x 155 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRU-P100	185 x 110 x 185 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40

- **Mallas enteras de refuerzo RZ**

Reconstituye malla de paneles. Aplicaciones varias.

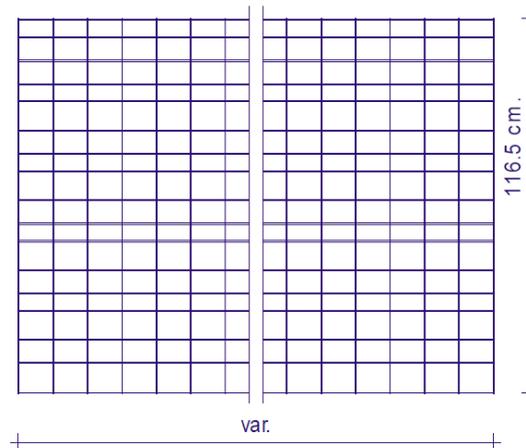


Figura 2.11 Malla entera de refuerzo RZ

Fuente: Manual técnico “sistema constructivo EMMEDUE”

2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SISTEMA EMMEDUE PARA MODELOS ESTRUCTURALES

Las propiedades mecánicas que deben definirse para elaborar modelos estructurales con

programas basados en el método de los Elementos Finitos, corresponden a: módulos de elasticidad, módulos de cortante, relaciones de Poisson, coeficientes de expansión térmica, pesos volumétricos, densidades volumétricas. Además, deben definirse las características geométricas de los elementos muros y losas.

La obtención de las propiedades mencionadas ha sido llevada a cabo a través de pruebas de laboratorios.^{2,3,4}

² Información técnico evaluación experimental del sistema constructivo M2, PUCP

³Sistema constructivo de paneles Aligerados con Poliestireno expandido y malla electrosoldada espacial: Estudio estructural y Optimización”. Mario Cansario, UPC

⁴ Report number: 3083303 SAT, 001, 002, 003, 004, 005, 006, 007 AND 008, Intertek Testing Service NA, Inc

2.2.1 Propiedades mecánicas

La figura No. 2.12 muestra la nomenclatura establecida para las propiedades mecánicas de los elementos estructurales con paneles EMMEDUE: losas y muros.

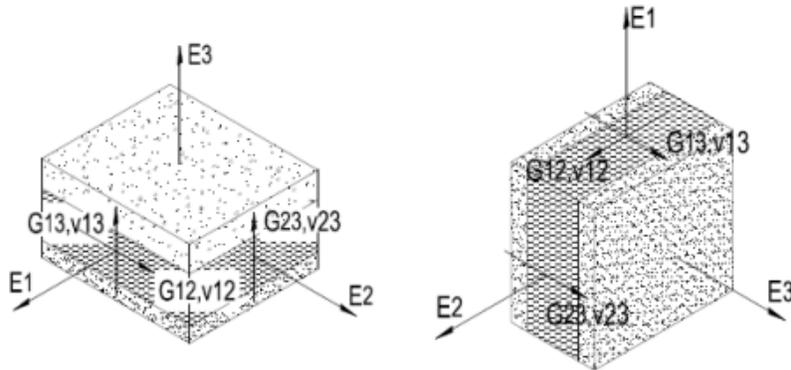


Figura 2.12 Nomenclatura de las propiedades mecánicas. Izquierda: elemento losa, derecha: elemento muro.
Fuente: Torrez Villavicencio, Palacios Orozco y Torres Martínez (2013)

En la tabla 2.11 se resumen las propiedades mecánicas para muros y losas.

Tabla 2.11 Propiedades mecánicas sistema constructivo EMMEDUE para losas y muros
Fuente: Torrez Villavicencio, Palacios Orozco y Torres Martínez (2013)

Propiedad	Muro	Losa
$E_1 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	8.096×10^7	6.76×10^7
$E_2 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	8.096×10^7	6.76×10^7
$E_3 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	4.048×10^7	3.38×10^7
ν_{12}	0.20	0.20
ν_{23}	0.25	0.25
ν_{13}	0.25	0.25
$G_{12} \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	3.238×10^7	2.704×10^7
$G_{23} \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	1.619×10^7	1.352×10^7
$G_{13} \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	1.619×10^7	1.352×10^7

2.2.2 Propiedades geométricas

2.2.2.1 Muros estructurales

- Inercia sección transformada

Los momentos de inercia de la sección transversal alrededor de los ejes principales se determinan despreciando la contribución de la plancha de poliestireno y considerando el aporte de las mallas de acero a través de la relación modular acero vs. micro-concreto⁵. Las imágenes siguientes muestran las secciones transversales antes y después de la consideración de transformación.

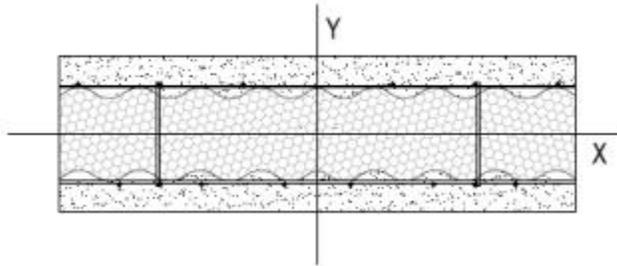


Figura 2.13 Ejes centroidales para cálculo de inercias

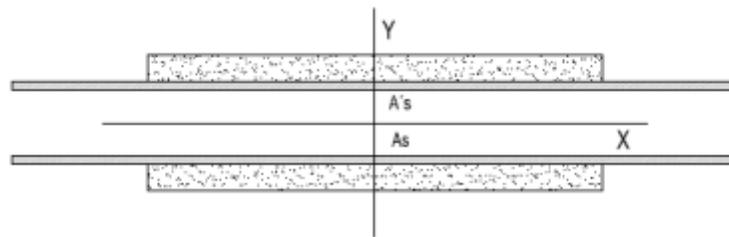


Figura 2.14 Transformación de la sección transversal según relaciones modulares

Por tanto, el valor de las inercias para la sección transformada se determina a partir de:

$$I_{xt} = \frac{1}{12} B x t_s^3 + B x t_s x \left(t_t - \bar{y} - \frac{1}{2} t_s \right)^2 + n x A'_s x \left(t_i + t_{EPS} - \bar{y} \right)^2 + n x A_s x \left(\bar{y} - t_i \right)^2 + \frac{1}{12} B x t_i^3 + B x t_i x \left(\bar{y} - \frac{1}{2} t_i \right)^2 \quad 2-1$$

⁵ Información técnico evaluación experimental del sistema constructivo M2, PUCP

$$I_{yt} = \frac{1}{12} t_s \times B^3 + \frac{1}{12} t_i \times B^3 \quad 2-2$$

Donde:

B = Ancho de análisis

t_s = espesor superior del micro-concreto

t_i = espesor inferior del micro-concreto

t_{EPS} = espesor de la plancha de poliestireno

t_t = espesor total sección EMMEDUE

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad acero mallas}}{\text{Módulo de elasticidad micro - concreto}}$$

$$E_c^6 = 3.86 \times f'c^{0.6}, \quad f'c \text{ en MPA}$$

A'_s = área de acero total de la malla superior en el ancho total

A_s = área de acero total de la malla inferior en el ancho total

\bar{y} = localización del eje centroidal de la sección transformada

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \times y_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{B \times t_s \times \left(t_t - \frac{1}{2} t_s \right) + n \times A'_s \times (t_i \times t_{EPS}) + n \times A_s \times t_i + \frac{1}{2} B \times t_i^2}{B \times t_s + n \times A'_s + n \times A_s + B \times t_i}$$

2-3

- **Inercia sección equivalente**

En el modelo estructural, los sistemas de muros se idealizan con un espesor equivalente igual a la suma de los dos espesores de micro-concreto. La imagen siguiente muestra esta consideración.

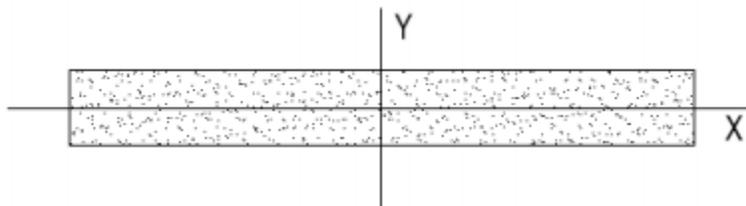


Figura 2.15 Sección equivalente de muros para modelos estructurales.

⁶ Shotcrete, Chang

El valor de las inercias de la sección equivalente se calcula con las expresiones:

$$I_{xe} = \frac{1}{12} x B x (t_s + t_i)^3 \quad 2-4$$

$$I_{ye} = \frac{1}{12} B^3 x (t_s + t_i) \quad 2-5$$

- **Factores de inercia**

En los modelos estructurales, los muros son creados con la sección equivalente, estos no consideran el valor correcto de la inercia calculada con la sección transformada. Por tanto, deben ingresarse factores de modificación de inercias, iguales a:

$$f_x = \frac{I_{xt}}{I_{xe}} \quad 2-6$$

$$f_y = \frac{I_{yt}}{I_{ye}} \quad 2-7$$

- **Peso volumétrico equivalente**

Dado que se propone un espesor equivalente para modelar los muros estructurales de paneles EMMEDUE, debe modificarse el valor del peso por unidad de volumen.

El peso por metro cuadrado de un sistema de muro es igual a

$$W_{muro} = \gamma_c x t_s + \gamma_{EPS} x t_{EPS} + \gamma_c x t_i \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad 2-8$$

El peso de la sección equivalente sería

$$W_{muro} = \gamma_{eq} x t_{eq} \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad 2-9$$

Igualando estas expresiones y despejando γ_{eq}

$$\gamma_{eq} = \frac{\gamma_c \times t_s + \gamma_{EPS} \times t_{EPS} + \gamma_c \times t_i}{t_{eq}} \quad (\text{kg}/\text{m}^3) \quad 2-10$$

Siendo γ_m , γ_{EPS} , γ_c el peso volumétrico del micro-concreto, poliestireno y concreto respectivamente.

2.2.2.2 Losas estructurales

- **Inercia sección transformada**

Se considera el aporte del concreto de la capa superior, del micro-concreto de la capa inferior y el acero de las mallas de refuerzo a como se muestra en las figuras 2.13 y 2.14.

Por tanto, el valor de las inercias para la sección transformada se determina a partir de:

$$I_{xt} = \frac{1}{12} B \times n_{cc} \times t_s^3 + B \times n_{cc} \times t_s \times (t_r - \bar{y} - \frac{1}{2} t_s)^2 + n_{sc} \times A'_s \times (t_i + t_{EPS} - \bar{y})^2 + n_{sc} \times A_s \times (\bar{y} - t_i)^2 + \frac{1}{12} B \times t_i^3 + B \times t_i \times (\bar{y} - \frac{1}{2} t_i)^2 \quad 2-11$$

$$I_{yt} = \frac{1}{12} t_s \times B^3 + \frac{1}{12} t_i \times B^3 \quad 2-12$$

Donde:

B = Ancho de análisis

t_s = espesor superior del micro-concreto

t_i = espesor inferior del micro-concreto

t_{EPS} = espesor de la plancha de poliestireno

t_t = espesor total sección EMMEDUE

$$n_{cc} = \frac{E_c}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad concreto}}{\text{Módulo de elasticidad micro - concreto}}$$

$$n_{sc} = \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad concreto}}{\text{Módulo de elasticidad micro – concreto}}$$

$$E_c^7 = 3.86 \times f'c^{0.6}, \quad f'c \text{ en MPA}$$

A's = área de acero total de la malla superior en el ancho total

As = área de acero total de la malla inferior en el ancho total

\bar{y} = localización del eje centroidal de la sección transformada

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \times y_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$= \frac{B \times n_{cc} \times t_s \times \left(t_t - \frac{1}{2}t_s\right) + n_{sc} \times A'_s \times (t_i \times t_{EPS}) + n_{sc} \times A_s \times t_i + \frac{1}{2}B \times t_i^2}{B \times n_{cc} \times t_s + n \times A'_s + n \times A_s + B \times t_i}$$

2-13

- **Espesor equivalente**

Las losas pueden idealizarse con un espesor equivalente igual a:

$$I_{xe} = \frac{1}{12}B \times t_e^3 \rightarrow t_e = \sqrt[3]{\frac{12 \times I_{xt}}{B}}; I_{xe} = I_{xt}$$

2-14

- **Peso volumétrico equivalente**

Las losas pueden idealizarse con un espesor equivalente igual a⁸

$$W_{losa} = \gamma_c \times t_s + \gamma_{EPS} \times t_{EPS} + \gamma_c \times t_i \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

2-15

El peso de la sección equivalente sería

$$W_{losa} = \gamma_{eq} \times t_{eq} \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

2-16

⁷ Shotcrete, Chang

⁸ Información técnico evaluación experimental del sistema constructivo M2, PUCP

Igualando estas expresiones y despejando Y_{eq}

$$\gamma_{eq} = \frac{\gamma_c \times t_s + \gamma_{EPS} \times t_{EPS} + \gamma_c \times t_i}{t_{eq}} \left(\frac{kg}{m^3} \right) \quad 2-17$$

Siendo Y_m , Y_{EPS} , Y_c el peso volumétrico del micro-concreto, poliestireno y concreto respectivamente.

CAPITULO III
METODOLOGIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3. METODOLOGIA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el desarrollo de este análisis se utiliza como norma general el Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07), el cual adopta las especificaciones de AISC para el diseño de estructuras de acero y el ACI para concreto.

3.1 IDEALIZACIÓN DE CARACTERÍSTICAS PRELIMINARES DEL MODELO A DESARROLLAR

Se construirá un modelo tridimensional del edificio utilizando el programa computacional ETABS 2017 incluyendo en este todas las características estructurales esenciales especificadas en los planos estructurales del edificio.

3.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE ANÁLISIS

3.2.1 Carga muerta

El peso propio de los elementos es considerado aplicando el factor de 1 al multiplicador de peso propio en el patrón de carga llamado "CM" del ETABS 2017. La sobrecarga del edificio es asignada mediante en el mismo caso de carga.

3.2.2 Carga viva

Se toman de la tabla 1 del RNC-07 según la ocupación del edificio.

3.2.3 Aplicación de las cargas en el modelo.

Las cargas gravitacionales se aplican en las losas EMMEDUE. Estas cargas se asignan a los patrones de carga CM (sobrecarga permanente), CV (carga viva) y CVR (carga viva reducida). Se realiza de esta manera para posteriormente seleccionar qué cargas considerar en determinado análisis.

3.3 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD

3.3.1 Estructura regular

Puede considerarse regular a toda estructura que cumpla cada una de las doce condiciones del Artículo 23.

3.3.2 Estructura irregular

El inciso *b)* del artículo 23 del RNC-07 establece que se considera irregular a toda estructura que no satisfaga uno o más de los doce requisitos del inciso *a)* en el mismo.

Los efectos de la irregularidad se consideran por medio del factor de corrección presentado en el inciso *d)* del artículo en cuestión. Este factor afecta al factor de reducción por ductilidad, Q' , definido en el artículo 21 del RNC-07.

Para estructuras que no cumplen solo un requisito, el factor de corrección por irregularidad es igual a 0.9; si no cumplen dos o más el factor es 0.8.

3.3.3 Estructura fuertemente irregular

Según el artículo 23, inciso *c)* del RNC-07, se considera fuertemente irregular a toda estructura que verifique al menos una de las siguientes condiciones:

- i. “La excentricidad torsional calculada estáticamente, e , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.”*
- ii. “La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.”*

El factor de corrección para estructuras fuertemente irregulares, según el artículo 23 inciso *d)* del RNC-07 es igual a 0.7.

3.4 CLASIFICACIÓN SÍSMICA SEGÚN RNC-07

3.4.1 Grupos (Arto 20.)

“Para efectos del diseño estructural se considerará que las estructuras se pueden clasificar en:

*a) Estructuras esenciales: (**Grupo A**) son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc. También se ubican dentro de este grupo las estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población como depósitos de sustancias tóxicas o inflamables, estadios, templos, salas de espectáculos, gasolineras, etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causarían pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.*

*b) Estructuras de normal importancia: (**Grupo B**) son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causarían pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales*

3.4.2 Factor por reducción por ductilidad (Arto.21)

“Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Artículo 27, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$Q' = \begin{cases} Q, & \text{si se desconoce } T \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1), & T \leq T_a \end{cases}$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el artículo 27. Q es el factor de ductilidad que se define en el

presente artículo. Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Arto. 23, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho artículo.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicado (se mencionan sólo los usados en este trabajo).

a) Requisitos para $Q=4$

1) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no arriostrados de acero o concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos arriostrados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos si hubieran, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

2) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en el artículo 27 inciso a), éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no arriostrados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros si hubiera que se hallen ligados como señala el artículo 27. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

4) Si hay marcos o muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos establecidos en el capítulo 21 del Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-05 para marcos y muros dúctiles. Si no existen marcos o muros de concreto se queda excluido de este requisito.

5) Si hay marcos rígidos de acero estos satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas de Diseño Sísmico de Edificios de Acero ANSI/AISC 341-02. Si no existen marcos rígidos de acero se queda excluido de este requisito.

b) Requisitos para $Q=3$

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen los requisitos 2, 4 y 5 del Artículo 21 en el inciso a) y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, o por marcos rígidos de acero, o por marcos de concreto reforzado, o por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, o por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de arriostramiento concéntrico dúctil según la norma del AISC.

c) Requisitos para $Q=2$

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, o por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de arriostramiento con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, o de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por el Artículo 21 inciso a) y b) de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por columnas o vigas de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará $Q=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.”

3.4.3 Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto. 22)

“La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor $\Omega=2$.”

3.4.4 Factor de amplificación por tipo de suelo (Arto. 25)

“Si no se dispone de [...] mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S:

Tabla 3.1 Factor de amplificación por tipo de suelo
Fuente: RNC-07

Zona sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

3.4.5 Coeficiente sísmico, c (Arto. 24)

$$c = \frac{S(2.7a_0)}{Q \cdot \Omega} < S a_0 \quad 3-1$$

3.5 MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE (RNC-07 ART.30)

Supone el efecto del sismo equivalente a un sistema de fuerzas horizontales estáticas que actúan independientemente y no simultáneamente, según la dirección de los pórticos o marcos principales y secundarios. Dichas fuerzas horizontales se consideran aplicables al nivel de cada piso y cuya línea de acción pasa por el centro de gravedad de las cargas verticales de dicho piso. Estas fuerzas horizontales se suponen con una variación lineal con un valor máximo en el nivel del techo y un valor cero en la base del edificio.

Por otra parte, es importante señalar que en el análisis estático se busca conocer los desplazamientos y esfuerzos que se generan en las estructuras cuando éstas se ven sometidas a cargas estáticas que no varían con el tiempo, además este método

suministra resultados basados en el modo fundamental de vibración del edificio, en el cual todas las fuerzas horizontales tienen el mismo sentido.

El método Estático equivalente puede ser utilizado para analizar estructuras regulares de altura no mayores de 40 m, y estructuras irregulares de no más de 30m.

3.5.1. Efectos Bidireccionales (RNC-07 Art.32).

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

3.6 DESPLAZAMIENTOS LATERALES (RNC-07 ART.34)

Cuando para el análisis sísmico se use el método estático o alguno de los dinámicos, será necesario calcular los desplazamientos de la estructura en el estado límite de servicio de acuerdo con los siguientes criterios:

3.6.1 Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio

- a) Si para el análisis se ha usado el método estático, pero se ha ignorado el efecto del periodo estructural los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q\Omega/2.5$.
- b) Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, o si se ha utilizado el método dinámico espectral, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. El valor de Q' se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

3.6.2 Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$.

3.6.3 Revisión de desplazamientos laterales

Cuando la estructura se analice por el método estático o el dinámico modal, se revisará que su rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el reglamento artículo 34 a), no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos capaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004.
- b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala reglamento artículo 34 b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla 4 de RNC -07, para los distintos sistemas estructurales. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden.

3.7 COMBINACIONES DE CARGAS (RNC-07, ART. 15)

Todos los elementos estructurales se diseñarán para resistir los efectos de cargas individuales y las combinaciones de carga a las cuales puedan estar sometidos.

La nomenclatura usada los estados de carga o acciones utilizados se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 3.2 Descripción de los casos de carga

Fuente: RNC-07

ESTADO	DESCRIPCIÓN
CM	Peso propio más carga muerta adicional
CV	Carga Viva
CVR	Carga Viva Reducida
SX	Carga Sísmica en la dirección X más excentricidad accidental positiva
SY	Carga Sísmica en la dirección Y más excentricidad accidental negativa
PZ	Carga de Viento dirección
PS	Carga de suelo

Las combinaciones de diseño expuestas en el RNC-07, las que se detallan a continuación:

Tabla 3.3 Combinaciones de cargas por métodos elásticos y últimos

Fuente: RNC-07

COMBINACIONES DE CARGAS POR M. ELÁSTICO O ESFUERZOS PERMISIBLES	COMBINACIONES DE CARGAS POR M. RESISTENCIA ÚLTIMA
$C = CM + CV + Ps$	$C = 1.4CM$
$C = CM + Ps + Pz$	$C = 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 Ps$
$C = CM + 0.70 S + Ps$	$C = 1.2 CM + CV + 1.6 Pz$
$C = 0.6 CM + Ps + Pz$	$C = 1.2 CM + CV + S$
$C = 0.6 CM + 0.7 S + Ps$	$C = 0.9 CM + 1.6 Pz + 1.6 Ps$
	$C = 0.9 CM + S + 1.6 Ps$

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales (sismo) ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno (Efectos bidireccionales, inciso f) Arto. 32 RNC-07). Estos se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. Se verificará además que la estructura y su

cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio. Las combinaciones últimas que resultan de esto son:

Tabla 3.4 Combinaciones de cargas por métodos últimos introducidos al software

Fuente: Elaboración propia

Combinación	Descripción
CULT1	$1.4*CM$
CULT2	$1.2*CM + 1.6*CV + 1.6*PS$
CULT3	$1.2*CM + 1.0*CV + 1.0*SX + 0.3*SY$
CULT4	$1.2*CM + 1.0*CV + 1.0*SX - 0.3*SY$
CULT5	$1.2*CM + 1.0*CV - 1.0*SX + 0.3*SY$
CULT6	$1.2*CM + 1.0*CV - 1.0*SX - 0.3*SY$
CULT7	$1.2*CM + 1.0*CV + 0.3*SX + 1.0*SY$
CULT8	$1.2*CM + 1.0*CV - 0.3*SX + 1.0*SY$
CULT9	$1.2*CM + 1.0*CV + 0.3*SX - 1.0*SY$
CULT10	$1.2*CM + 1.0*CV - 0.3*SX - 1.0*SY$
CULT11	$1.2*CM + 1.0*CV + 1.6*PZ$
CULT12	$0.9*CM + 1.0*SX + 0.3*SY + 1.6*PS$
CULT13	$0.9*CM + 1.0*SX - 0.3*SY + 1.6*PS$
CULT14	$0.9*CM - 1.0*SX + 0.3*SY + 1.6*PS$
CULT15	$0.9*CM - 1.0*SX - 0.3*SY + 1.6*PS$
CULT16	$0.9*CM + 0.3*SX + 1.0*SY + 1.6*PS$
CULT17	$0.9*CM - 0.3*SX + 1.0*SY + 1.6*PS$
CULT18	$0.9*CM + 0.3*SX - 1.0*SY + 1.6*PS$
CULT19	$0.9*CM - 0.3*SX - 1.0*SY + 1.6*PS$
CULT20	$0.9*CM + 1.6*PZ + 1.6*PS$

El criterio para generar dichas combinaciones obedece a la obtención de las condiciones más críticas al diseñar los miembros estructurales, combinando aquellas cargas que pudieran razonablemente ocurrir simultáneamente.

3.8 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se define las características de un sistema de manera tal que cumpla en forma óptima con sus objetivos; precisamente el objetivo de un sistema estructural es equilibrar las fuerzas a las cuales este va a estar sometido y resistir las sollicitaciones sin colapso a mal comportamiento y excesivas deformaciones. La bondad del diseño depende esencialmente del acierto que se haya tenido en componer un sistema estructural o mecanismo resistente que resulte el más idóneo para resistir las acciones exteriores.

Los sismos han demostrado repetidamente que las estructuras más simples y regulares tienen la mayor oportunidad de sobrevivir teniendo en cuenta que el sismo es un hecho físico eminentemente dinámico.

3.8.1 Cálculo de los momentos resistentes en paneles estructurales.

Para el cálculo de los momentos resistentes de los paneles estructurales para losas se utilizan las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. según ACI 318-14 el diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe considerar que las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

Para el cálculo de los momentos resistentes en los paneles estructurales utilizados como muros ACI 318 -14 permite se realicen dos consideraciones para fuerzas horizontales perpendiculares al muro los cuales deberán diseñarse como losas y para fuerzas horizontales en el plano del muro las cuales además de ser fuerzas cortantes generan esfuerzos de flexión en el muro estructural.

CAPITULO IV
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

4. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 DESCRIPCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA

Se tomó para el análisis y diseño una vivienda de 2 niveles formada a base de paneles estructurales EMMEDUE, desde sus paredes hasta su sistema de entrepiso y el sistema de techo es a base de perfiles metálicos.

El análisis y diseño de la estructura se realizará con ayuda del software ETABS v17.0.1 para la estructura principal.

4.2 ELABORACION DEL MODELO

Considerando las diferentes ventajas que nos ofrecen los Software estructurales como ETABS v17.0.1 se realizará el modelo tridimensional al cual se le definen los materiales, características propias de cada sección transversal de los elementos a diseñar combinaciones de cargas y condiciones propias para cada diseño según código a utilizar. Las siguientes condiciones se consideran en el modelo:

4.2.1 Definición de materiales

4.2.1.1 Panel estructural reforzado EMMEDUE (M-2)

Se hará de acuerdo a la tabla 2.11 descrita anteriormente.

Material Mechanical Property Data

Material Name and Type

Material Name: EMMEDUE MURO

Material Type: Other, Orthotropic

Modulus of Elasticity

E1: 80960000 kgf/m²

E2: 80960000 kgf/m²

E3: 40480000 kgf/m²

Shear Modulus

G12: 32380000 kgf/m²

G13: 16190000 kgf/m²

G23: 16190000 kgf/m²

Coefficient of Thermal Expansion

A1: 0.000055 1/F

A2: 0.000055 1/F

A3: 0.000055 1/F

Poisson's Ratio

U12: 0.2

U13: 0.25

U23: 0.25

OK

Cancel

Figura 4.1 Propiedades de EMMEDUE para muros

Material Mechanical Property Data

Material Name and Type

Material Name: EMMEDUE LOSA

Material Type: Other, Orthotropic

Modulus of Elasticity

E1: 67600000 kgf/m²

E2: 67600000 kgf/m²

E3: 33800000 kgf/m²

Shear Modulus

G12: 27040000 kgf/m²

G13: 13520000 kgf/m²

G23: 13520000 kgf/m²

Coefficient of Thermal Expansion

A1: 0.000055 1/F

A2: 0.000055 1/F

A3: 0.000055 1/F

Poisson's Ratio

U12: 0.2

U13: 0.25

U23: 0.25

OK

Cancel

Figura 4.2 Propiedades de EMMEDUE para losas

4.2.1.2 Elementos metálicos de techo

Todas las secciones serán de ASTM A36.

4.2.1.3 Elementos de concreto

Se considera concreto con una resistencia mínima a la compresión de 210 kg/cm² (3000 psi) a los 28 días.

4.2.1.4 Acero de refuerzo

Considerando que el acero del panel M-2 tiene un esfuerzo de fluencia de 6125 Kg/cm² se considera que el acero de refuerzo para cimentaciones tiene un grado de fluencia f_y de 2,800 Kg/cm² deberán de estar libres de grasa, lodo, pintura, oxidación excesiva o cualquier otro material que perjudiquen la adherencia con el concreto. Deberán tener el suficiente recubrimiento mínimos del concreto: Cuando la cara del elemento es colocada directamente contra el suelo el recubrimiento será de 7.5cm. Cuando no esté en contacto con el suelo y es repellada el recubrimiento será el indicado en los planos.

4.2.2 Definición de secciones

4.2.2.1 Panel estructural reforzado EMMEDUE (M-2)

Para los muros se iniciará el análisis con un PSME80, se calculará una inercia para la sección transformada, y una inercia de la sección equivalente. En los modelos estructurales, los muros son creados con la sección equivalente, estos no consideran el valor correcto de la inercia calculada con la sección transformada. Por tanto, deben ingresarse factores de modificación de inercias según la fórmula 2-6 y 2-7 y al suponer un espesor equivalente para modelar los muros estructurales de paneles EMMEDUE, debe modificarse el valor del peso por unidad de volumen.

Para las losas se iniciará el análisis con un PSME100, se calculará una inercia para la sección transformada, luego se calcula el espesor equivalente y posteriormente el peso volumétrico equivalente.

Los paneles para los muros tienen una malla de diámetro 2.50mm con un revoque estructural de 3 cm de espesor, logrando un espesor final de muro de 6cm más espesor de poliestireno. La malla es de acero galvanizado de alta resistencia, con un

esfuerzo de fluencia de $6,125 \text{ Kg/cm}^2$, con una separación de 8cm tanto para el refuerzo vertical como el horizontal. Entre armaduras se incorpora el alma de poliestireno expandido y densidad 15 kg/m^3 . Como repello de estos paneles se utilizará micro-concreto o mezcla de arena - agua - cemento con una resistencia mínima a la compresión de $f'c=175\text{kg/cm}^2$ (2,500 psi), además se deberá aplicar fibra de polipropileno (Sikafiber-1 lb/m^3) para el control de la contracción plástica y controlar la aparición de fisuras durante la vida útil de la estructura y una vez aplicado éste, las superficies deben mantenerse continuamente húmedas al menos por 7 días. Según el procedimiento explicado anteriormente el factor de inercias es 7.07 y el espesor equivalente es de 60mm.

Los paneles para las losas tienen una malla de diámetro 2.50mm con un revoque estructural superior de 5cm de espesor e inferior de 3cm, logrando un espesor final de muro de 6cm más espesor de poliestireno. La malla es de acero galvanizado de alta resistencia, con un esfuerzo de fluencia de $6,125 \text{ Kg/cm}^2$, con una separación de 10cm tanto para el refuerzo vertical como el horizontal. Entre armaduras se incorpora el alma de poliestireno expandido y densidad 15 kg/m^3 . Como repello inferior de estos paneles se utilizará micro-concreto o mezcla de arena - agua - cemento con una resistencia mínima a la compresión de $f'c=140\text{kg/cm}^2$ (2,000 psi) y en la parte superior se utilizará un concreto con resistencia mínima a la compresión de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ (3,000 psi). Según el procedimiento explicado anteriormente el espesor equivalente es de 169.50mm y un peso volumétrico equivalente de 1105.99 kg/m^3 .

La fijación de los paneles a la fundación se realizará mediante aceros de anclaje de diámetro 7.01mm Grado 75ksi, fijados al hormigón de la zapata corrida en perforaciones de 10cm (mín.) de profundidad con aditivo epoxi y separados entre sí una distancia de 40cm con una longitud por encima de la fundación de no menos de 35cm, ubicados a ambos lados del panel en zig-zag. Dichos anclajes se atarán al panel en al menos dos puntos, previo a la proyección del micro-concreto.

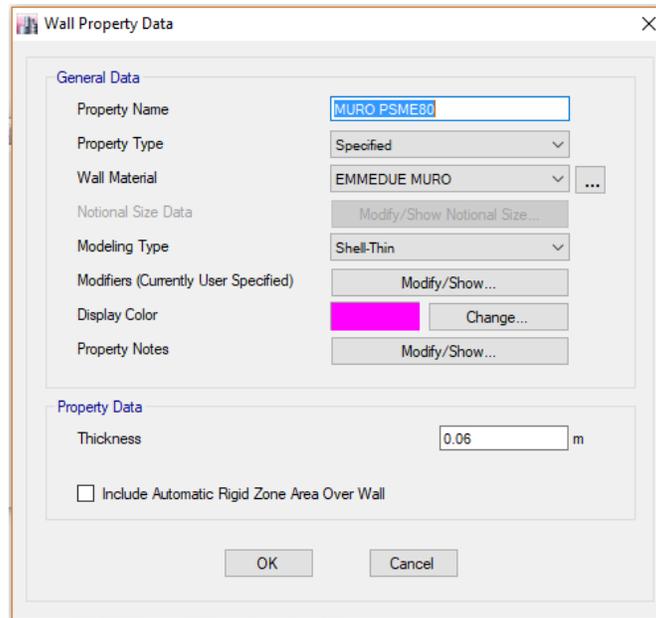


Figura 4.3 Sección para el muro

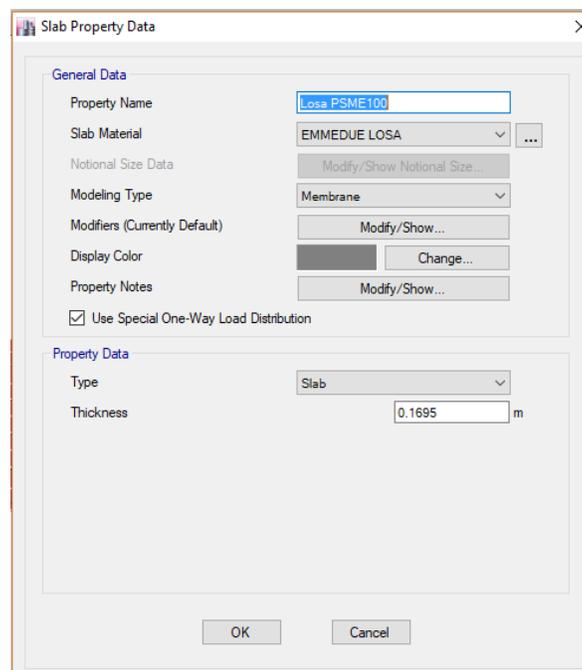


Figura 4.4 Sección para la losa

4.2.2.2 Elementos metálicos de techo

Las vigas de techo principales son cajas y los cavadores son secciones en C laminadas en frío, ambos fueron modelados como tipo “*frame*” en el programa.

4.2.2.3 Diafragma

El diafragma de entrepiso es modelado como infinitamente rígido en el plano, e infinitamente flexible fuera del plano. Pesos adicionales son considerados para representar los elementos de cerramientos y otros pesos concentrados.

4.2.2.4 Fundaciones

Debido al sistema constructivo la fundación será a base de zapatas corridas.

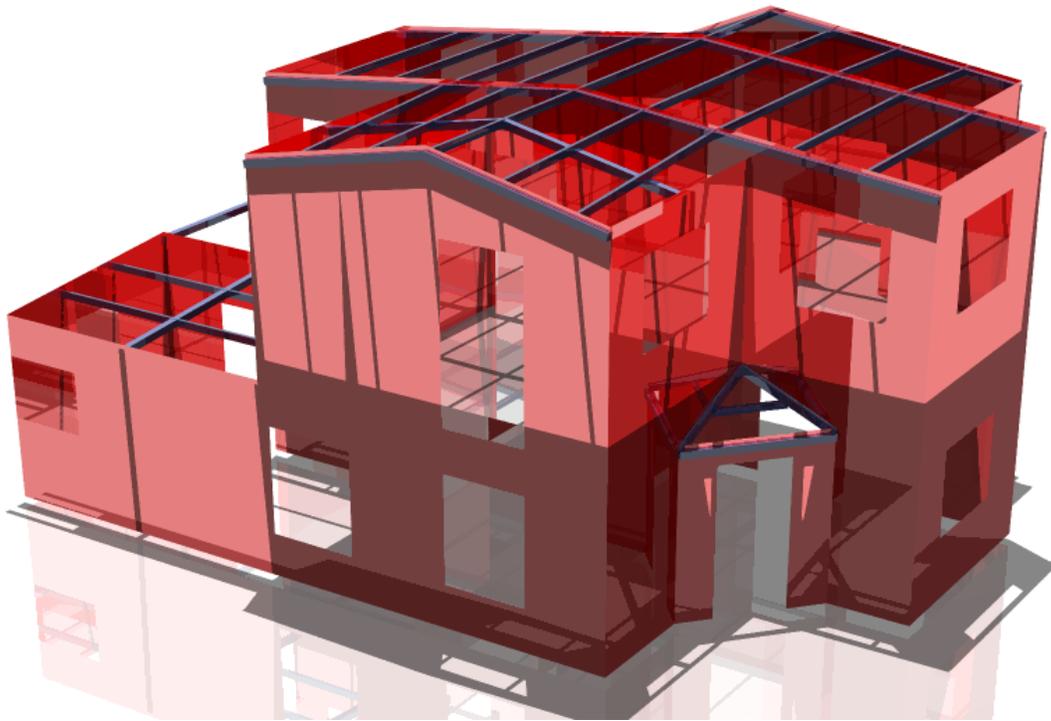


Figura 4.5 Vista en 3D de la vivienda

4.3 CARGAS GRAVITACIONALES

4.3.1 Peso propio

No se asigna una carga adicional en el peso propio debido a que el programa lo considera en los respectivos análisis.

4.3.2 Sobrecarga

Los pesos de los materiales son tomados de las tablas 1A, 2A, 3A, 4A, 5A y 6A del RNC-07.

Tabla 4.1 Sobrecarga en el entrepiso

Descripción	Peso (kg/m ²)
- Cascote de mortero, t = 1.5 cm	33.00
- Ladrillos de cerámica para pisos	30.00
- Paredes interiores de EMMEDUE PSM80	135.00
- Cielo falso de Gypsum	12.00
- Bondes cerámica t=1.5cm	30.00
- Lámparas y accesorios	25.00
Total:	190

Tabla 4.2 Sobrecarga en el techo

Descripción	Peso (kg/m ²)
- Lámina de zinc corrugado cal. 24	6.10
- Cielo falso de Gypsum	12.00
- Lámparas y accesorios	25.00
Total:	43.1

4.3.3 Carga viva

Según la Tabla 1 del RNC-07, para entrepisos destinados a residencias,

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CVR = 80 \text{ kg/m}^2$$

Según el Arto. 11 para techos livianos.

$$CV = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$CVR = 10 \text{ kg/m}^2$$

4.4 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Según el artículo 23 del Reglamento Nacional de la Construcción una estructura se puede clasificar en regular, irregular o fuertemente irregular; para conocer en que categoría se encuentra el edificio en estudio se analiza cada una de las condiciones.

1. “Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.”

No cumple ya que no existe simetría en ambos ejes

2. “La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.”

$$\frac{8.37m}{6.5m} = 0.78 < 2.5$$

El resultado es satisfactorio, por lo tanto, si cumple.

3. “La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.” Tomando como largo el eje en Y como ancho el eje en X:

$$\frac{12.08m}{8.37m} = 1.44 < 2.5$$

El producto del cálculo da conforme a lo que dicta la norma, por ello si cumple.

4. “En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.”

Tabla 4.3 Longitud de entrantes en la estructura.

Nivel	$L_{entr\ x}$ [m]	$L_{entr\ y}$ [m]	$\%L_x$	$\%L_y$
ENTRE	3.20	2.50	✘ 50.00	✘ 20.70
PLANTA B	0.00	0.00	✔ 0.00	✔ 0.00

Se observa en la anterior tabla que las dimensiones de entrantes en el entrepiso no cumplen.

5. “En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.”

No cumple ya que el techo es de estructura flexible

6. “No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.”

Como no tiene aberturas en el entrepiso o techo, entonces cumple.

Las condiciones 7-8-9-10 y 11 no aplica ya que es una estructura de dos plantas

12. “En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.”

La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de ubicación.

Centro de masa y de rigidez por nivel

El centro de masa (cm) de un sistema es el punto geométrico que dinámicamente se comporta como que si en él estuviera aplicada la resultante de las fuerzas externas del sistema.

El centro de rigidez (cr) es el punto con respecto al cual el edificio se mueve desplazándose como un todo, es el punto donde se pueden considerar concentradas las rigideces de todos los marcos. Si el edificio presenta rotaciones será con respecto a este punto.

Tabla 4.4 Centro de masa y de rigidez

Nivel	x_{CM} [m]	y_{CM} [m]	x_{CR} [m]	y_{CR} [m]	e_x [m]	e_y [m]
ENTRE	3.96	7.18	4.40	7.83	-0.43	-0.65

Por lo tanto, el porcentaje de la excentricidad torsional estática con respecto a la longitud medida paralelamente

Tabla 4.5 Porcentaje de excentricidad

Nivel	$\%e_x$	$\%e_y$
ENTRE	✓ 5.19	✓ 6.46

En los ejes “X” y “Y” se presenta una leve excentricidad que cumple con el requisito establecido por el reglamento, en donde se presentó una mayor excentricidad fue en el eje en Y debido a que al tener una mayor relación entre el largo y el ancho el centro de rigidez de aleja del centro de masa.

Tabla 4.6 Resumen de cumplimiento de los requisitos de regularidad según el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).

Condición	Cumplimiento
1	NO
2	SI
3	SI
4	NO
5	NO
6	SI
12	SI

Según el artículo 23 inciso B, la estructura al no cumplir una de las condiciones se considera que es una estructura irregular.

4.5 PERÍODO ESTRUCTURAL

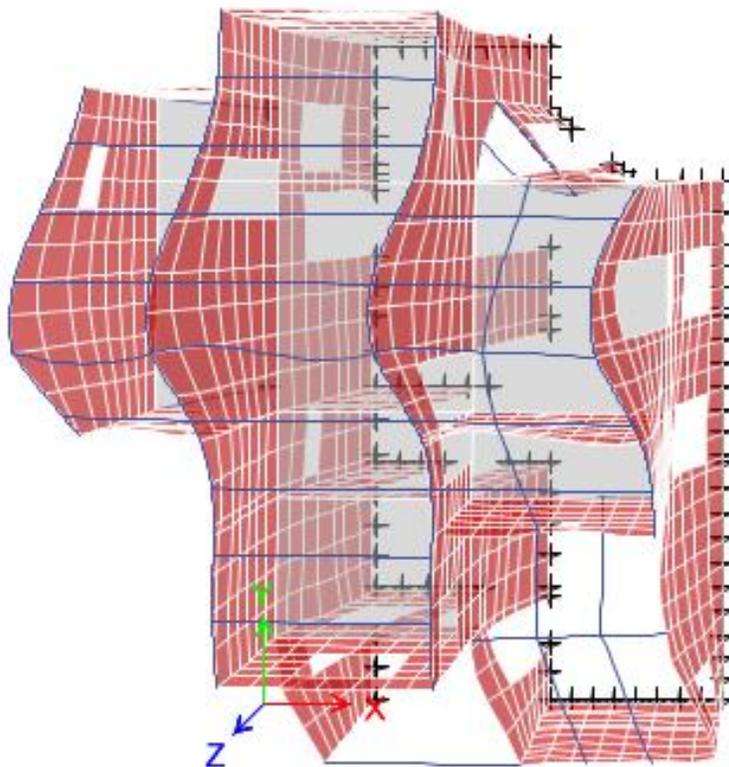


Figura 4.6 Modo 1 con traslación en X

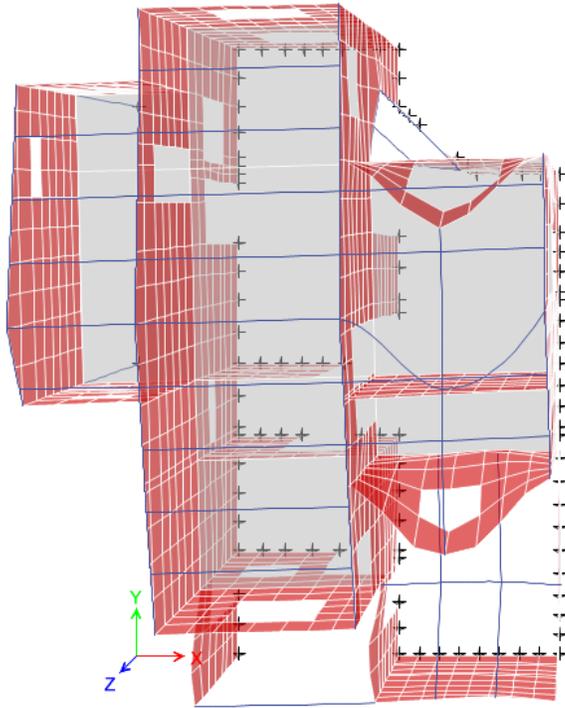


Figura 4.7 Modo 4 con traslación en Y

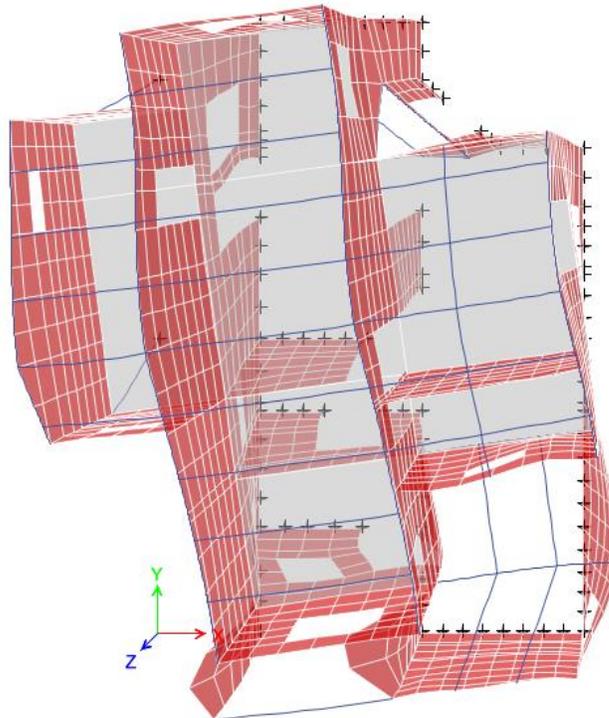


Figura 4.8 Modo 3 con rotación en Z

Tabla 4.7 Porcentaje de participación de masa.

Modo	Período (seg)	Participación % de masa		
		X	Y	R
1	0.201	96.00	0	0
2	0.15	0	43.08	58.01
3	0.134	2.33	6.53	0
4	0.124	0	47.56	37.55
5	0.094	0	0	0
6	0.092	0	2.44	1.27
7	0.081	0	0	0
8	0.06	0	0	0
9	0.058	0	0	0
10	0.057	0	0	0
TOTAL		98.33	99.53	96.83

La tabla 4.7 muestra los periodos de vibración de la estructura, así como los pesos modales efectivos para los primeros diez modos fundamentales, se puede observar que el primer modo tiene una participación predominantemente en X, el cuarto modo tiene una mayor participación en el eje Y, finalmente el segundo modo tiene su participación en la rotación en Z. Adicionalmente se aprecia que al considerar los primeros diez modos se aporta más del 90% de la masa de la estructura.

4.6 ANALISIS ESTATICO EQUIVALENTE

4.6.1 Caracterización sísmica según el RNC-07

El Reglamento Nacional de la construcción en el artículo 17 señala que toda estructura deberá ser diseñada y construida para resistir las cargas sísmicas que se calcularán a continuación.

4.6.1.1 Grupo (Arto. 20)

El edificio está destinado para ser una vivienda, por lo cual queda clasificada como una estructura de normal importancia y perteneciente al Grupo B.

4.6.1.2 Factor de reducción por ductilidad (Arto. 21)

El RNC-07 no toma en consideración las estructuras de EMMEDUE en este artículo, por lo cual se apoyó de referencias bibliográficas la cual expresa lo siguiente:

“Con lo cual. para fines de analizar sísmicamente una estructura hecha con el sistema M2, puede emplearse un factor de reducción de la fuerza sísmica elástica $R = \sqrt{2\mu - 1} = 2.5...$ ” (Información técnico evaluación experimental del sistema constructivo M2, PUCP, pg.41)

$$Q = 1.25$$

Corrigiendo por el factor 0.8 para estructuras irregulares (RNC-07 Arto. 23 inciso b), resulta

$$Q' = 1.25 \times 0.8 = 1$$

Este valor es válido para toda dirección de la estructura.

4.6.1.3 Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto. 22)

$$\Omega = 2$$

4.6.1.4 Factor de amplificación por tipo de suelo

Managua está en la Zona C. Suponiendo un suelo tipo II

$$S = 1.5$$

Aceleración máxima del terreno (del mapa de isoaceleraciones del RNC-07)

$$a_0 = 0.31$$

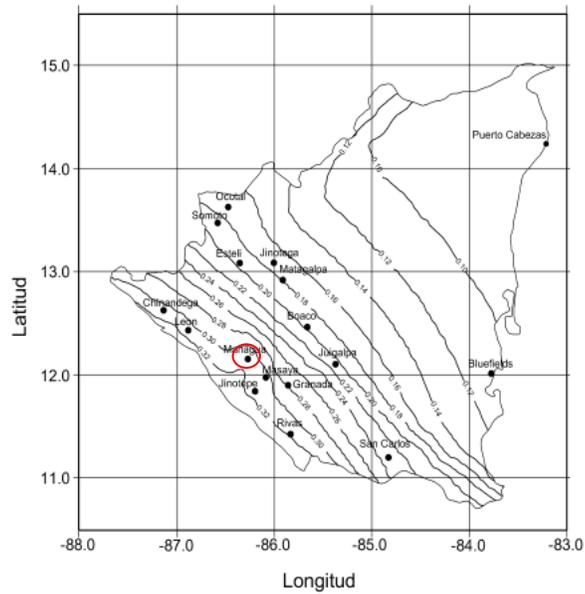


Figura 4.9 Mapa de isoaceleraciones

Fuente: Reglamento Nacional de la Construcción.

$$c = \frac{S(2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega} = \frac{1.5(2.7 \cdot 0.31)}{1 \cdot 2} = 0.628$$

Pero nunca menor que Sa_0 :

$$Sa_0 = 1.5 \times 0.31 = 0.465$$

Por lo cual el coeficiente es **0.628**

Cuando el período fundamental de la estructura no se conoce, estos son los valores del coeficiente sísmico a utilizar. Por el contrario, si el período se conoce o se calcula aproximadamente, el RNC-07 permite reducir el coeficiente según Arto. 32 b.

Para ello es necesario utilizar el espectro de diseño del Arto. 27.

Ordenada espectral

$$S \cdot d = S \cdot 2.7a_0 = 1.26$$

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Del espectro de diseño para Nicaragua en el RNC-07 se obtuvo que:

$$T_a = 0.1s$$

$$T_b = 0.6s$$

$$T_c = 2s$$

De la tabla 4.7 tomamos que el período en X es 0.201s y para Y es 0.124s. Así que:

$$T_a \leq T \leq T_b$$

$$a_{xóy} = S \cdot d = 1.2555$$

Por lo tanto, el coeficiente sísmico a utilizar en cada dirección es

$$c = \frac{a_{xóy}}{Q' \cdot \Omega} = \frac{1.26}{1 \cdot 2} = 0.628$$

4.7 REVISION DE LOS DESPLAZAMIENTOS.

Los desplazamientos fueron determinados mediante el programa de ETABS v17.0.1 considerando el esfuerzo de las fuerzas sísmicas en cada dirección de análisis. Los resultados se revisaron con las condiciones de límite de servicio y colapso como lo establece el artículo 34 del RNC-07.

De acuerdo al inciso a) del artículo 34, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. Mientras que el inciso b) del mismo artículo expresa que los desplazamientos en condiciones de colapso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$.

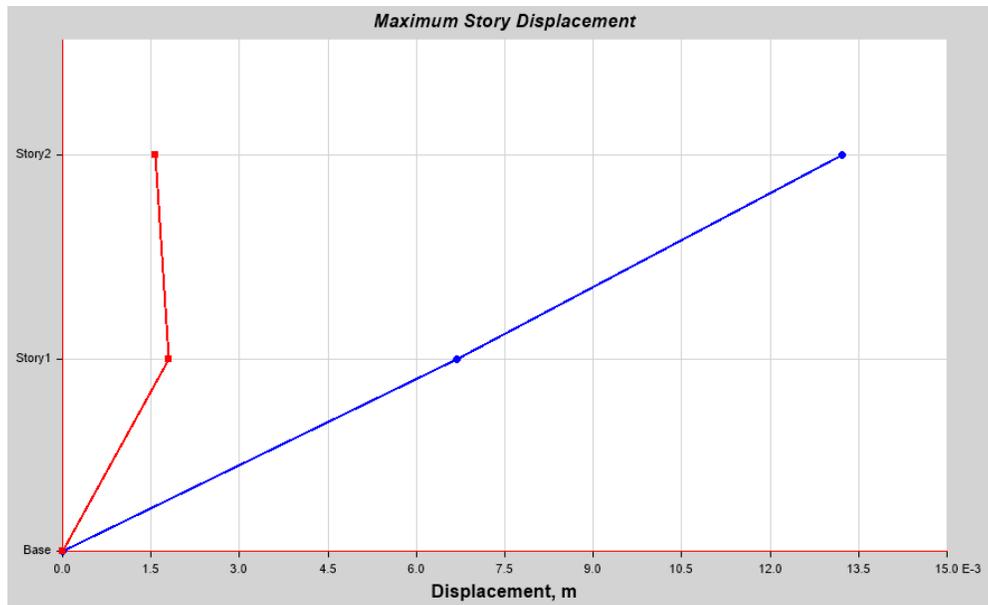


Figura 4.10 Máximos desplazamiento de la estructura para el sismo en la dirección X

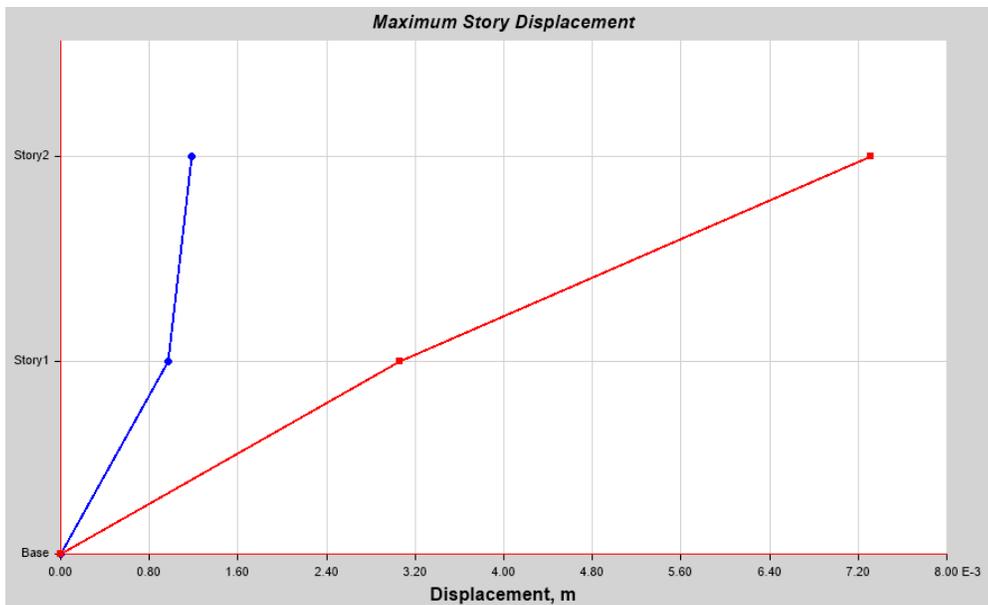


Figura 4.11 Máximos desplazamiento de la estructura para el sismo en la dirección Y

Según el Arto. 34c la distorsión de entrepiso máxima permisible para estado límite de servicio para muros o divisiones unidas a la estructura y sensibles a las deformaciones es de 0.002, mientras que la tabla 4 del RNC-07 establece que para muros diafragmas la distorsión de entrepiso máxima permisible para estado límite de colapso es de 0.006.

Tabla 4.9 Derivas con sismo en la dirección X

Nivel	H (m)	Δ calc (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ servicio	ESTADO LIMITE DE SERVICIO		ESTADO LIMITE DE COLAPSO	
						$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible servicio*	$\Delta_j - \Delta_i$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible colapso
1	3.00	0.0067	0.006683	0.0043	0.0014	0.0020	0.016709	0.0056	0.0060
2	3.50	0.0132	0.006532	0.0042	0.0012	0.0020	0.016331	0.0047	0.0060

Tabla 4.10 Derivas con sismo en la dirección Y

Nivel	H (m)	Δ calc (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ servicio	ESTADO LIMITE DE SERVICIO		ESTADO LIMITE DE COLAPSO	
						$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible servicio*	$\Delta_j - \Delta_i$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible colapso
1	3.00	0.0031	0.003060	0.0020	0.0007	0.0020	0.007650	0.0026	0.0060
2	3.50	0.0073	0.004252	0.0027	0.0008	0.0020	0.010630	0.0030	0.0060

Como se puede observar en las tablas 4.9 y 4.10, las derivas debido al sismo se encuentran por debajo de los estados límite de servicio y de colapso.

4.8 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.8.1 Diseño del sistema de techo

El sistema de techo al ser metálico se procedió a diseñar las vigas en el software ETABS 17.0.1, mientras que el perlín se diseñó con la ayuda de una hoja Excel.

4.8.1.1 Diseño del perlín P-1

DISEÑO DEL CLAVADOR DE TECHO

Tipo de elemento:

Secundario

Tipo de sección:

Laminado en frío

Método de diseño:

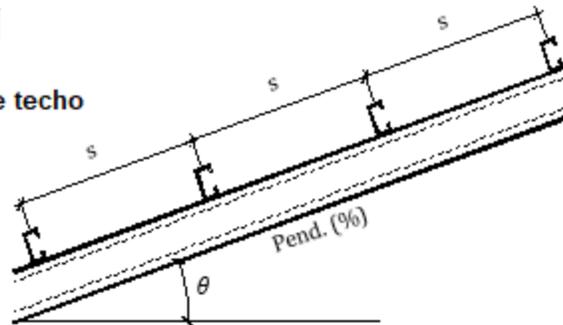
ASD

Sección de prueba

Perlín

Geometría del sistema de techo

Pend. = 10.00%
 $\theta = 5.711^\circ$
= 0.100 rad
sen $\theta = 0.100$
cos $\theta = 0.995$



Separación de largueros = 1.00 m
Claro $L_x = 3.20$ m

Soporte lateral del perlín =

Claro entre soportes $L_y = 3.20$ m

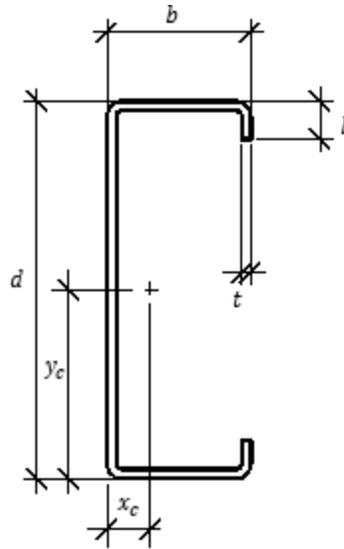
Propiedades del acero

$F_y = 36$ ksi $E = 2.9000E+04$ ksi
= 2531 kg/cm² = 2.0386E+06 kg/cm²

F.S. Flexión $\Omega_b = 1.67$ (AISI-2007)

Propiedades geométricas del perlin

$b =$	2.00 pulg
$d =$	2.00 pulg
$t =$	4.00 pulg
$p =$	0.09 pulg
$A =$	0.63 pulg ²
$y_{cg} =$	0.83 pulg
$x_{cg} =$	2.00 pulg
$I_x =$	0.70 pulg ⁴
$I_y =$	2.13 pulg ⁴
$S_x =$	0.47 pulg ³
$S_y =$	0.66 pulg ³



Cargas aplicadas al elemento

Carga muerta

Descripción	q (kg/m ²)	w (kg/m)
Peso propio		0.36
Lámina de zinc corrugado cal. 24	6.10	6.10
Cielo falso de Gypsum con perfiles de alumin	12.00	12.00
Lámparas y accesorios	25.00	25.00

TOTAL = 43.46 kg/m

Carga viva

Descripción	q (kg/m ²)	w (kg/m)	P (kg)
Carga uniformemente distribuida (RNC-07 Art	10.00	10.00	
Carga concentrada en el centro (RNC-07 Arto. 11)			100.00

TOTAL = 10.00 kg/m
+ 100.00 kg

Combinaciones de carga

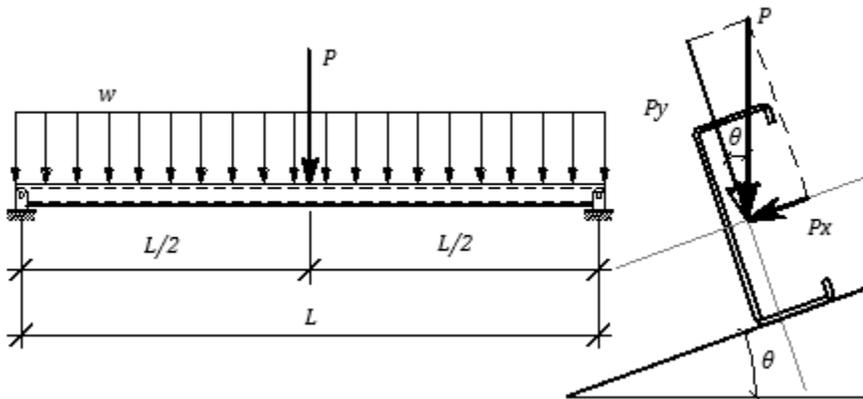
	CM (kg/m)	CV (kg/m)	Pz (kg/m)	COMB1 CM+CV	COMB2 CM+Pz	COMB3 0.6CM+Pz
$w_y =$	47.08	9.95	-22.07	57.03	25.01	6.18
$w_x =$	4.71	1.00	-	5.70	4.71	2.82
$P_y =$	-	99.50	-	99.50	0.00	0.00
$P_x =$	-	9.95	-	9.95	0.00	0.00

$$w_y = w \cos \theta \quad P_y = P \cos \theta$$

$$w_x = w \sin \theta \quad P_x = P \sin \theta$$

Reacciones en los soportes

	CM (kg)	CV (kg)	Pz (kg)	COMB1 CM+CV	COMB2 CM+Pz	COMB3 0.6CM+Pz
$R_y =$	75.70	66.00	-35.14	141.70	40.56	10.28



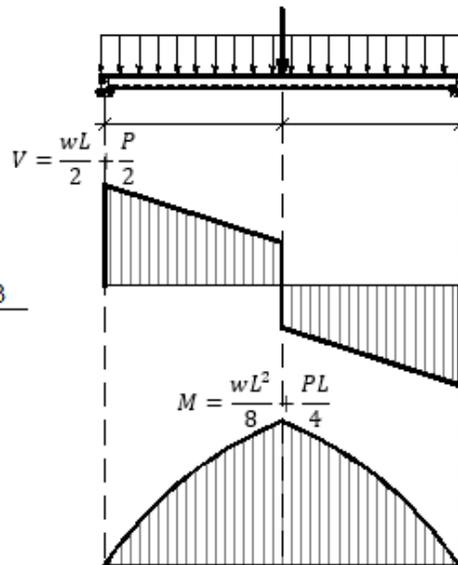
Acciones internas máximas

$$M_x = \frac{w_y L_x^2}{8} + \frac{P_y L_x}{4}$$

$$M_y = \frac{w_x L_y^2}{8} + \frac{P_x L_y}{4}$$

$$V_y = \frac{w_y L}{2} + \frac{P}{2}$$

	COMB1	COMB2	COMB3
M_x (kg-m)	152.60	32.01	7.90
M_y (kg-m)	15.26	6.03	3.62
V_y (kg)	250.45	40.01	9.88



Resistencia nominal por flexión

$$M_{nx} = F_y S_x = 442.51 \text{ kg-m}$$

$$M_{ny} = F_y S_y = 149.81 \text{ kg-m}$$

Verificación por medio de la ecuación de interacción

$$\frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} \leq 1.00$$

Ec. C.5.2.1-3 AISI-2007

	COMB1	COMB2	COMB3
Interacción	0.75	0.19	0.07

0.75 CUMPLE

Revisión del cortante

$$h = 3.8125 \text{ pulg} \quad \begin{array}{l} h/t = 40.67 \\ kv = 5.34 \end{array}$$

(Alma no reforzada, AISI 2007 C3.2)

$$\sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} = 65.59 \quad 1.51 \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} = 99.04$$

$$\text{Si } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} \rightarrow V_n = 0.6F_y ht \quad (\text{Ec. C3.2.1-2 AISI ASD 2007})$$

$$\text{Si } \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.51 \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} \rightarrow V_n \quad (\text{Ec. C3.2.1-3 AISI ASD 2007})$$

$$\text{Si } \frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} \rightarrow V_n = \frac{0.904Ek_v t^3}{h} \quad (\text{Ec. C3.2.1-4b AISI ASD 2007})$$

Usar Ec. C3.2.1-2

$$V_n = 0.6F_y ht = 7.72 \text{ klb} \quad 3501.28 \text{ kg}$$

Verificación de la capacidad por cortante

$$\text{F.S. Cortante } \Omega_v = 1.60 \quad (\text{AISI 2007})$$

$$\frac{\Omega_v V_y}{V_{ny}} = 0.11 \quad \text{CUMPLE}$$

Control de la deflexión

Deflexión total

$$\Delta = \frac{5w_y L^4}{384EI_x} + \frac{P_y L^3}{48EI_x}$$

$$\frac{5w_y L^4}{384EI_x} = 0.430 \text{ cm}$$

$$\frac{P_y L^3}{48EI_x} = 0.375 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.805 \text{ cm}$$

Deflexión permisible

RNC-07 Arto. 7

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{L}{240} + 0.5 = 1.83 \text{ cm}$$

$$\Delta < \Delta_{\text{perm}}$$

CUMPLE

10- Resultado del análisis

UTILIZAR PERLÍN 2"x4"x3/32"

4.8.2 Diseño de panel de entepiso.

4.8.2.1 Calculo de la resistencia a flexión para momentos positivos

Se propone la profundidad eje neutro C hasta que $T_t = C_c$. Esto es, las fuerzas de tensión y compresión están en equilibrio. Se acepta una variación máxima del 5%. Siempre el eje neutro se encuentre sobre la capa de concreto superior.

C propuesto = 0.5 cm.

Profundidad del bloque equivalente(a)

Considerando $\beta = 0.85$ Para concreto con F'_c menor a 4200 Kg/cm².

$$a = \beta c = 0.85 * 0.5 = 0.425 \text{ cm}$$

Deformación unitaria acero malla superior (ϵ'_s).

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{(ts - C)}{C}$$

ϵ_{cu} = Deformación unitaria del concreto (0.003cm/cm)

ts =Capa superior de concreto (cm).

$$\epsilon'_s = 0.003 \frac{(5 - 0.5)}{0.5} = 0.027 \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Deformación unitaria acero malla inferior.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - C}{C}$$

d=Peralte efectivo de la sección.

$$d = 5 + 11 = 16 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{16 - 0.5}{0.5} = 0.0093 \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Deformación unitaria del acero de refuerzo.

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{6125}{2030000} = 0.00301 \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

$\varepsilon_y < \varepsilon_s$: $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ Por tanto, el acero Fluye Usar $F_s = F_y = 6125 \text{ Kg/cm}^2$.

Fuerzas de tensión en el acero.

Área de la varilla (A_v).

$$A_v = \frac{\pi}{4} 0.25^2 = 0.049 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo en la sección de diseño.

Considerando una separación de 8 cm, entonces:

$$A_{vt} = \frac{100}{8} * 0.049 = 0.61 \text{ cm}^2$$

Capa en compresión $F'_s = A_{vt} * F_y$ $F'_s = 0.61 * 6125 = 3758.25 \text{ kg}$

Capa en tensión. $F_s = A_{vt} * F_y$ $F_s = 0.61 * 6125 = 3758 \text{ Kg}$

Fuerza en tensión Total = $3758.25 \text{ Kg} + 3758.25 \text{ Kg} = 7516.50 \text{ Kg}$.

Cálculo de las fuerzas en compresión.

$$C_c = 0.85 F'_c * a * b \quad C_c = 0.85 * 210 * 0.425 * 100 \\ = 7586.25 \text{ Kg}$$

Relación entre fuerzas en tensión y compresión.

$$\frac{7586.25 - 7516.50}{7586.25} * 100 = 0.92\% < 5\% \quad \text{El valor de C propuesto es adecuado.}$$

Cálculo del Momento Positivo Mn (+).

$$Mn(+) = Fs * (d - C) + F's (ts - C) + Cc * (C - \frac{a}{2})$$

$$Mn(+) = 3758.25(16 - 0.5) + 3758.25 * (5 - 0.5) + 7586.25 * \left(0.5 - \frac{0.425}{2}\right)$$

$$Mn(+) = 79037.26Kg - cm = 790.37Kg - m.$$

$$\Phi Mn(+) = 0.9 * 790.37 = 711.33 Kg - m$$

4.8.2.2 Calculo de la resistencia a flexión para momentos negativos

Se debe considerar que la capa en compresión cuando ocurren los momentos negativos es la capa de micro-concreto mientras las máximas tensiones se dan en la capa de concreto, por tanto, la resultante de las fuerzas en compresión debe quedar dentro de los 3 cm de micro-concreto.

C propuesto = 0.75 cm.

Profundidad del bloque equivalente(a)

Considerando $\beta=0.85$ Para $F'c$ menor a 4200 Kg/cm^2

$$a = \beta c = 0.85 * 0.75 = 0.6375cm$$

Deformación unitaria acero malla inferior ($\epsilon's$).

$$\epsilon's = \epsilon_{mu} \frac{(ts - C)}{C}$$

ϵ_{mu} = Deformación unitaria del micro-concreto (0.003cm/cm)

ts =Capa inferior de micro-concreto (cm).

$$\epsilon's = 0.003 \frac{(3 - 0.75)}{0.75} = 0.009 \frac{cm}{cm}$$

Deformación unitaria acero malla inferior.

$$\epsilon s = \epsilon_{cu} \frac{d - C}{C}$$

d=Peralte efectivo de la sección.

$$d = 3 + 11 = 14cm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{14 - 0.75}{0.75} = 0.081 \frac{cm}{cm}$$

Deformación unitaria del acero de refuerzo.

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{6125}{2030000} = 0.00301 \frac{cm}{cm}$$

$\varepsilon_y < \varepsilon_s$: $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ Por tanto, el acero Fluye Usar $F_s = F_y = 6125 \text{ Kg/cm}^2$.

Fuerzas de tensión en el acero.

Área de la varilla (A_v).

$$A_v = \frac{\pi}{4} 0.25^2 = 0.049 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo en la sección de diseño.

Considerando una separación de 8 cm, entonces:

$$A_{vt} = \frac{100}{8} * 0.049 = 0.61 \text{ cm}^2$$

Capa en compresión $F's = A_{vt} * F_y$ $F's = 0.61 * 6125 = 3758.25 \text{ kg}$

Capa en tensión. $F_s = A_{vt} * F_y$ $F_s = 0.61 * 6125 = 3758 \text{ Kg}$

Fuerza en tensión Total = $3758.25 \text{ Kg} + 3758.25 \text{ Kg} = 7516.50 \text{ Kg}$.

Cálculo de las fuerzas en compresión.

$$C_c = 0.85 F'_c * a * b \quad C_c = 0.85 * 140 * 0.6375 * 100 \\ = 7586.25 \text{ Kg}$$

Relación entre fuerzas en tensión y compresión.

$$\frac{7586.25 - 7516.50}{7586.25} * 100 = 0.92\% < 5\% \quad \text{El valor de C propuesto es adecuado.}$$

Cálculo del Momento Negativo $M_n(-)$.

$$M_n(-) = F_s * (d - C) + F's (ts - C) + C_c * (C - \frac{a}{2})$$

$$M_n(-) = 3758.25(14 - 0.75) + 3758.25 * (3 - 0.75) + 7586.25 * \left(0.75 - \frac{0.6375}{2}\right)$$

$$M_n(-) = 61524.45 \text{ Kg} - \text{cm} = 615.24 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$\Phi M_n(-) = 0.9 * 615.24 = 553.72 \text{ Kg} - \text{m}$$

4.8.2.3 Momentos máximos

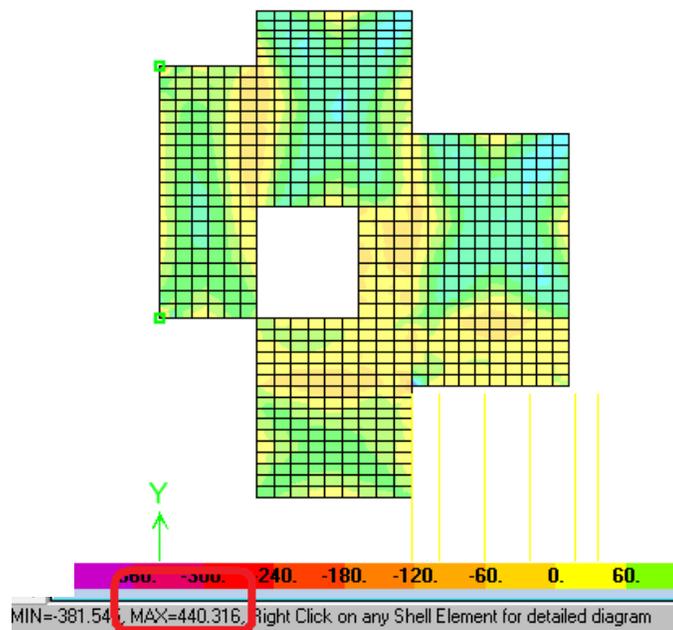


Figura 4.12 Máximo momento positivo Kg-m/m

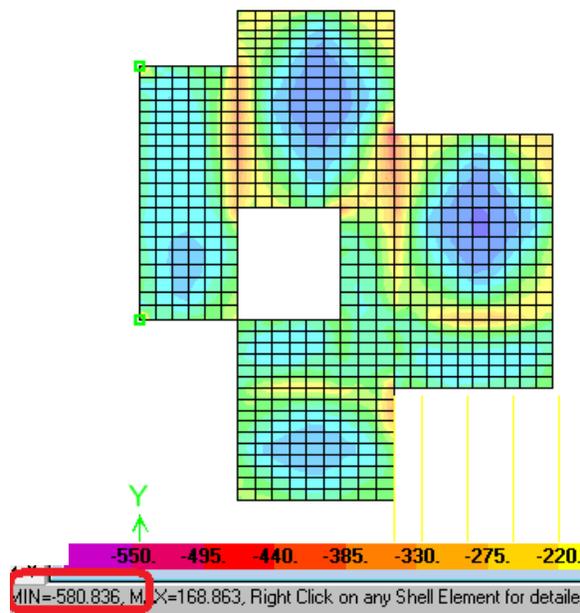


Figura 4.13 Máximo Momento Negativo Kg-m/m

$\Phi M_n (+)$ Kg-m	$\Phi M_n (-)$ Kg-m	$M_u (+)$ Kg- m	$M_u (-)$ Kg- m	Observación
711.33	553.72	440.316	580.836	El panel PSM100 es adecuado por flexión para momento positivo.

Para momento negativo se debe reforzar la sección ya que el momento último negativo excede al momento máximo nominal.

Cálculo del refuerzo adicional, considerando que el acero adicional tendrá un esfuerzo de fluencia (F_y) de 75 Ksi (5250 Kg/cm²) y conservadoramente que ($d-a/2 = 0.9 d$) con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{\Delta M_u}{0.9 F_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$\frac{A_s}{m} = \frac{(580.836 - 553.72) * 100}{0.9 * 5250 * 14 * 0.9} = 0.05 \frac{cm^2}{m}$$

Si se considera que el refuerzo se colocara a cada 30 cm entonces el área de acero requerido es:

$$A_s = 0.05 * 0.30 = 0.02 \text{ cm}^2$$

Se deberá reforzar el panel PSM 100 con 0.02cm² @ 30 cm para refuerzo negativo.

4.8.2.4 Chequeo de las deflexiones en el entrepiso.

Deflexión permanente (cm).



Figura 4.14 Máxima deflexión en entrepiso

Según el Arto. 24.2 del ACI 318-14 se deben considerar los efectos de larga duración en el cálculo de las deflexiones

La deflexión adicional a largo plazo, resultante del flujo plástico y retracción de elementos en flexión (concreto normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga permanente por el factor λ_{Δ} .

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\epsilon}{1 + 50\rho'}$$

ϵ = factor dependiente del tiempo considerar 2 para 5 años a más.

Si no se considera el aporte del acero entonces $\rho'=0$.por tanto el factor $\lambda_{\Delta}=2$.

Deflexión a largo plazo= $2 \cdot 0.25\text{cm} = 0.50\text{cm}$.

Deflexión total= $0.50+0.25=0.75\text{ cm}$.

Deflexión permisible, considerando un claro de 3.20m

$$\frac{L}{240} = \frac{320}{240} = 1.33 \text{ cm} > 0.75 \text{ cm}$$

La deflexión está controlada.

4.8.2.5 Revisión de los efectos de torsión en la unión Losa-Muro de M-2.

Detalle de unión losa panel PSM100 con Muro panel PSM80.

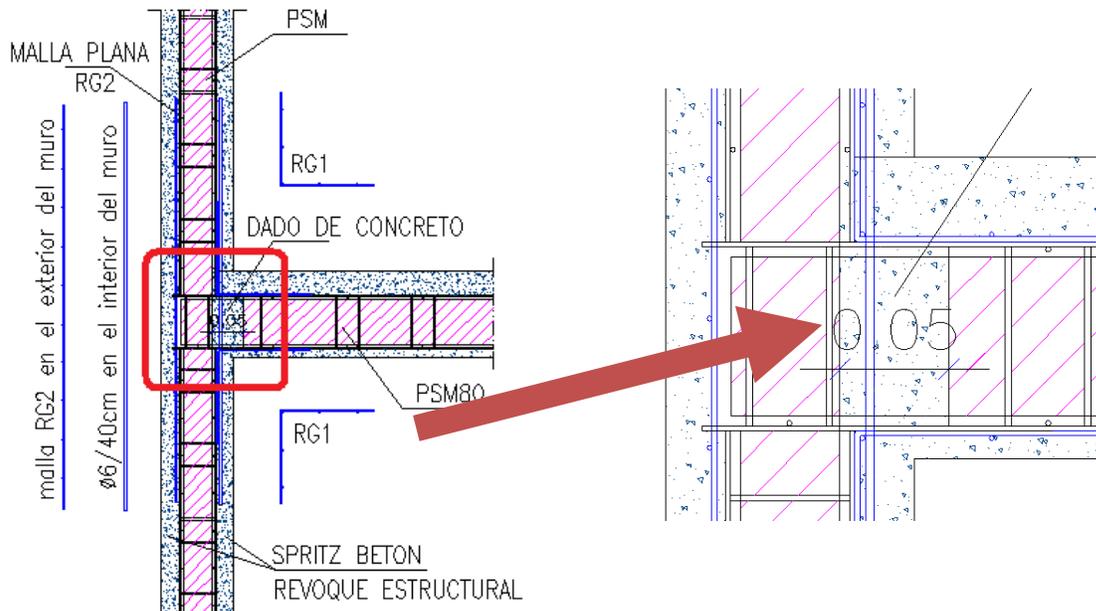


Figura 4.15 Detalle típico de unión Losa-Muro

Como puede apreciarse la unión muro –losa se da a través de un dado de concreto de 5 cm de ancho y una altura igual al espesor del poliestireno (PSM 100 =10 cm) más 5 cm (espesor de losa), el cual debe ser diseñado para resistir los efectos de torsión. Para este caso la altura del dado es 15 cm.

Según el Arto. 22.7.3 del ACI 318-14 se permite despreciar los efectos de torsión si el momento torsional mayorado es menor que:

$$T_u < \phi 0.27 \lambda \sqrt{F'c} \left(\frac{Acp^2}{P_{CP}} \right)$$

Donde:

Acp= Area encerrada por el perímetro exterior de concreto.

Pcp=perímetro exterior de la sección transversal de concreto.

Considerando el dado de concreto con dimensiones ancho 5 cm alto 13cm sin tomar en cuenta el aporte que el espesor de la losa para formar una sección en L para contrarestar los efectos de torsion

$$A_{cp} = 5 \times 15 = 75 \text{ cm}^2$$

$$P_{cp} = 5 \times 2 + 15 \times 2 = 40 \text{ cm}$$

$$T_u < 0.75 * 0.27 * 1 * \sqrt{210} * \left(\frac{75^2}{15} \right) = 344.40 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Con la ayuda del software ETABS v17.0.1 obtiene la torsion ultima la cual se muestra en la siguiente imagen:

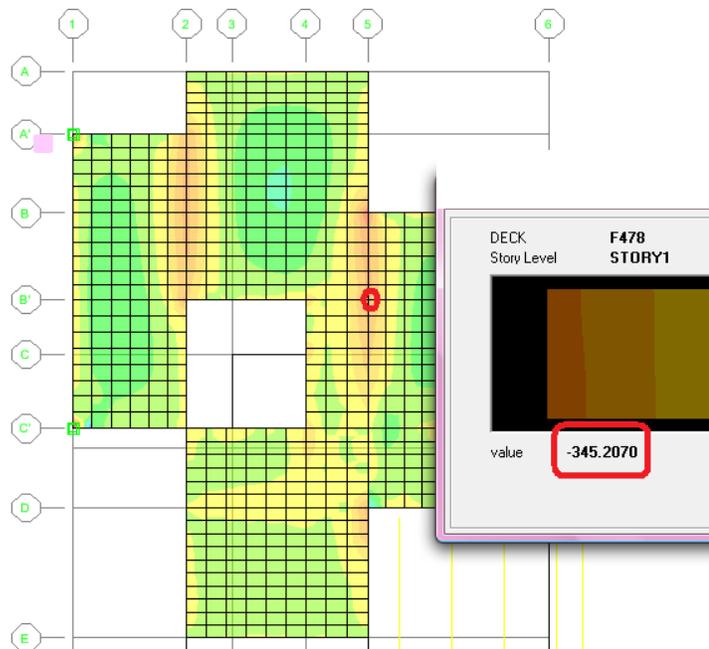


Figura 4.16 máxima torsión en entrepiso (Kg-cm)

$$T_u = 345.20 \text{ Kg-cm}$$

Como puede apreciarse la torsion ultima obtenida supera en un 0.23%, debido a que el porcentaje que lo excede es minimo los efectos de torsion pueden ser ignorados según ACI 318-14.

Sin embargo el ignorar dicha excedencia es criterio de cada diseñador, en caso de no ignorarlos se deben considerar vigas de concreto en los puntos de union losa-muro dichas secciones de vigas deberan cumplir con el Arto. 22.7.7 del ACI 318-14 para efectos de torsion.

4.8.3 Diseño de panel PSM 80 utilizado como muro estructural

El momento resistente de los paneles utilizados como muros o paredes en la vivienda se calculan de la misma manera que en losas con la salvedad que se utilizaran 2 capas de micro-concreto (140 Kg/cm²) de 3 cm de espesor a cada lado de la capa de poliestireno. Se considera siempre un diámetro de refuerzo de 2.5mm con un esfuerzo de fluencia de 87 ksi (6125 Kg/cm²) a cada 8 cm tanto horizontal como vertical y un ancho unitario de 1m.

4.8.3.1 Cálculo del momento Resistente Vertical.

Se propone la profundidad eje neutro C hasta que Tt=CC. Esto es, las fuerzas de tensión y compresión están en equilibrio. Se acepta una variación máxima del 5%. Siempre el eje neutro se encuentre sobre la capa de concreto superior.

C propuesto = 0.75 cm.

Profundidad del bloque equivalente(a)

Considerando $\beta=0.85$ Para F'c menor a 4200 Kg/cm².

$$a = \beta c = 0.85 * 0.75 = 0.6375 \text{ cm}$$

Deformación unitaria acero malla inferior ($\epsilon's$).

$$\epsilon's = \epsilon_{mu} \frac{(ts - C)}{C}$$

ϵ_{mu} = Deformación unitaria del micro-concreto (0.003cm/cm)

ts =Capa inferior de micro-concreto (cm).

$$\epsilon's = 0.003 \frac{(3 - 0.75)}{0.75} = 0.009 \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Deformación unitaria acero malla inferior.

$$\epsilon s = \epsilon_{cu} \frac{d - C}{C}$$

d=Peralte efectivo de la sección.

$$d = 3 + 9 = 12 \text{ cm}$$

$$\epsilon s = 0.003 \frac{12 - 0.75}{0.75} = 0.045 \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Deformación unitaria del acero de refuerzo.

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{6125}{2030000} = 0.00301 \frac{cm}{cm}$$

$\varepsilon_y < \varepsilon_s$: $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ Por tanto, el acero Fluye Usar $F_s = F_y = 6125 \text{ Kg/cm}^2$.

Fuerzas de tensión en el acero.

Área de la varilla (A_v).

$$A_v = \frac{\pi}{4} 0.25^2 = 0.049 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo en la sección de diseño.

Considerando una separación de 8 cm, entonces:

$$A_{vt} = \frac{100}{8} * 0.049 = 0.61 \text{ cm}^2$$

Capa en compresión $F'_s = A_{vt} * F_y$ $F'_s = 0.61 * 6125 = 3758.25 \text{ kg}$

Capa en tensión. $F_s = A_{vt} * F_y$ $F_s = 0.61 * 6125 = 3758 \text{ Kg}$

Fuerza en tensión Total = $3758.25 \text{ Kg} + 3758.25 \text{ Kg} = 7516.50 \text{ Kg}$.

Cálculo de las fuerzas en compresión.

$$C_c = 0.85 F'_c * a * b \quad C_c = 0.85 * 140 * 0.6375 * 100 \\ = 7586.25 \text{ Kg}$$

Relación entre fuerzas en tensión y compresión.

$$\frac{7586.25 - 7516.50}{7586.25} * 100 = 0.92\% < 5\% \quad \text{El valor de C propuesto es adecuado.}$$

Cálculo del Momento vertical.

$$M_{nv} = F_s * (d - C) + F'_s (t_s - C) + C_c * (C - \frac{a}{2})$$

$$M_{nv} = 3758.25(12 - 0.75) + 3758.25 * (3 - 0.75) + 7586.25 * \left(0.75 - \frac{0.6375}{2}\right)$$

$$M_{nv} = 54007.94 \text{ Kg} - \text{cm} = 540.08 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$\Phi M_{nv} = 0.9 * 540.08 = 486.07 \text{ Kg} - \text{m}$$

Debido a que la sección transversal, así como el refuerzo del muro es igual en planta como en elevación el momento nominal horizontal es igual al momento nominal vertical = 486.07 Kg-m incluyendo factor de reducción por flexión.

4.8.3.2 Momentos máximos

Con la ayuda del software Etabs se obtienen los momentos últimos a los cuales las paredes están expuestas según las combinaciones definidas.

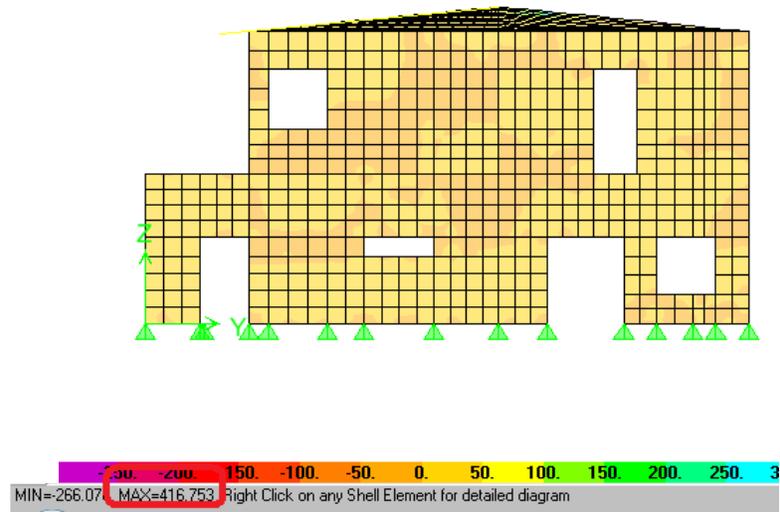


Figura 4.17 Momento máximo M22(Kg-m/m)

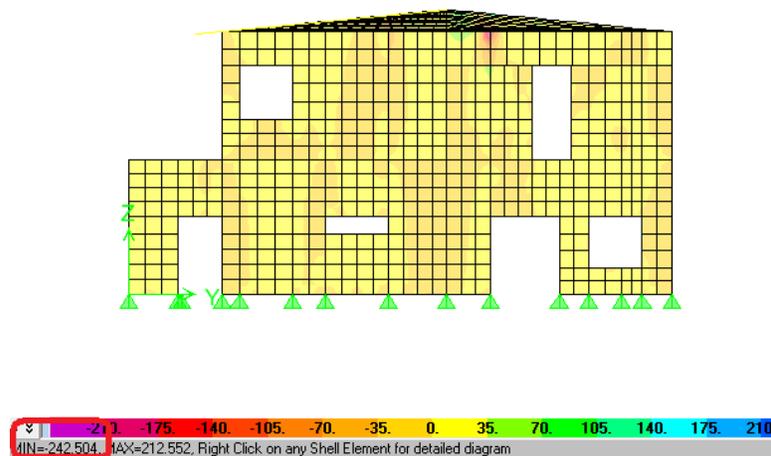


Figura 4.18 Momento máximo M11 (Kg-m/m)

Como puede apreciarse el momento ultimo M22 es 416.753 Kg-m/m y el momento ultimo M11 es 242.504 Kg-m/m ambos son menores al máximo momento resistente del panel PSM-80 ($\Phi M_n = 486.07$ Kg-m/m), por tanto, el panel PSME -80 es adecuado para soportar las máximas sollicitaciones sísmicas a las cuales estará expuesto ya que como puede apreciarse los máximos esfuerzos son productos de las acciones sísmicas.

4.8.3.3 Revisión del cortante en muros.

Según el Arto. 11.4.6 del ACI 318-14 el V_c debe ser el menor de los siguientes valores:

$$V_c = 0.88\lambda\sqrt{f'_c} t d + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + l_w \left(\frac{0.33\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2N_u}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) \right) t d \quad \text{no usar cuando } \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} < 0$$

Donde:

N_u : Fuerza axial en el muro signo positivo para fuerzas en compresión (Kg).

t: espesor del muro (cm).

d: peralte efectivo del muro considerado como $0.8 l_w$.

l_w : Longitud del muro completo considerado en dirección de la fuerza cortante (cm).

f'_c : Fuerza en compresión del concreto (kg/cm^2).

Si $V_u = 2243.309$ kg, $M_u = 50447.133$ Kg-cm y $P_u = 938.638$ Kg (en compresión) y espesor de muro de 5 cm (suma de las capas de micro concreto) y una longitud de muro de 230 cm, entonces:

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{50447.133}{2243.309} - \frac{230}{2} = -92.51 < 0 \text{ Arto. 11.4.6 del ACI 318 - 14 no aplica}$$

$$V_c = 0.88 * 1 * \sqrt{140} * 5 * 0.8 * 230 + \frac{938.638 * 0.8 * 230}{4 * 230} = 9767.04 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 9767.04 = 7325.28 \text{ Kg}$$

Debido a que $0.5\phi V_c > V_u$ el acero por cortante deberá disponerse por cuantía mínima.

Cálculo de acero horizontal por cuantía mínima.

Cabe destacar que el acero por unidad de longitud proporcionado por el software es considerando un espesor de 5 cm y una cuantía de 0.0020 según el Arto. 11.6.1 del ACI 318-14 para refuerzo de alambre electrosoldado permite una cuantía mínima de 0.002 para refuerzo horizontal, considerando cada capa de micro concreto por separado $t = 2.5$ cm

$$\frac{A_s}{m} = 0.002 * 2.5 * 100 = \frac{0.5 \text{ cm}^2}{m}$$

Si se coloca refuerzo @ 8 cm entonces el área de acero requerido se calcula como sigue:

$$A_{sreq} = \frac{0.5 \text{ cm}^2}{m} * 0.08 \text{ cm} = 0.04 \text{ cm}^2$$

El diámetro de la varilla es de 2.5 mm por tanto esta tiene un área de $0.049 \text{ cm}^2 > 0.04 \text{ cm}^2$ por tanto el panel PSME80 es adecuado por cortante.

4.8.3.4 Cálculo de la resistencia en compresión del panel

Cuando se tiene una losa que descarga en un muro de borde con concavidad (Ver figura 4.19) se toma como hipótesis una descarga triangular, debido a que, al poder deformarse, la losa cargara más el borde interior que el exterior, esta introducción de cargas genera una excentricidad en la sección superior cuyo valor es $t/3$.

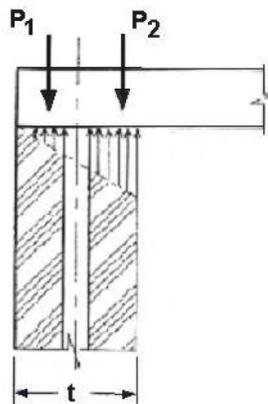


Figura 4.19 Distribución de fuerza axial en panel con concavidad

Debido a que la distribución de los esfuerzos es triangular se aprecia que la resultante se ubicara a una distancia de 2/3 del espesor total medidos desde el lado exterior del muro, por tanto, se calculara la resistencia de una capa de micro-concreto y se comparara con la fuerza axial ultima que soportara el muro estructural.

Con la siguiente ecuación se calcula la resistencia de los elementos sometidos a compresión.

$$\Phi P_n = 0.80 \Phi (0.85 F'_c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st})$$

$\Phi = 0.65$ para elementos controlados por compresión sin refuerzo en espiral.

Considerando un ancho unitario de 1 m

$$A_g = 2.5 * 100 = 250 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{100}{8} * 0.049 = 0.6125 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.80 * 0.65 * (0.85 * 140 * (250 - 0.6125) + 6125 * 0.6125) \\ &= 17382.911 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Según el software ETABS v17.0.1 la fuerza axial máxima es 278.58 Kg/m.

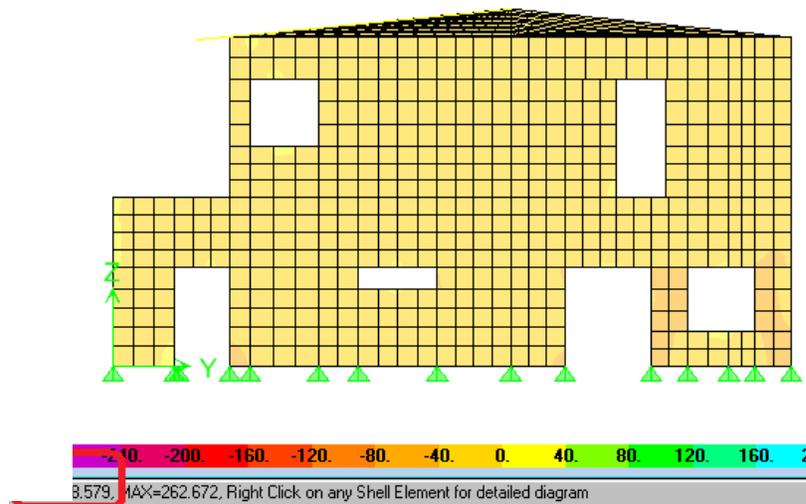


Figura 4.20 Fuerza axial máxima en kg/m/m

Como puede apreciarse el panel PSME 80 es adecuado por compresión ya que $17382.911 \text{ Kg/m} > 278.58 \text{ Kg/m}$.

4.8.4 Diseño de Escalera de M-2.

Las escaleras serán a base de paneles M-2 las cuales tienen la configuración mostrada en la siguiente figura.

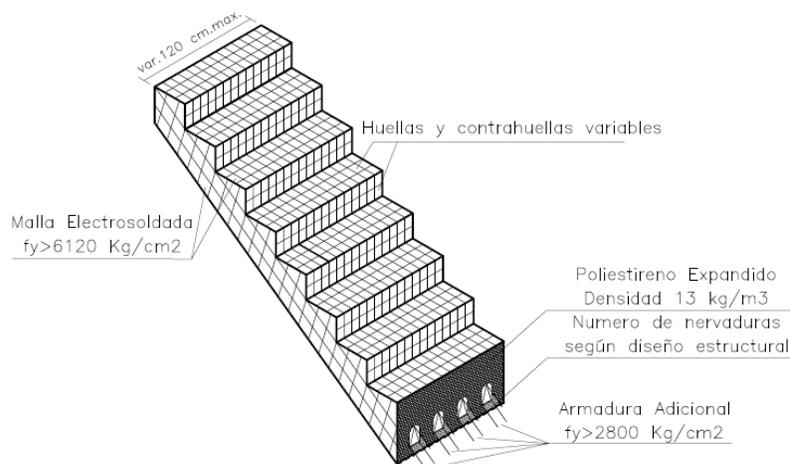


Figura 4.21 Configuración panel M-2 para escaleras.

Como puede apreciarse el panel tiene 1.20 m de ancho con viguetas de concreto en su interior por lo que el comportamiento estructural del panel M-2 estará gobernado por la resistencia de las viguetas de concreto.

La escalera a diseñar tiene una longitud de panel 2.m, 1.20m de ancho en el cual se ubican viguetas de concreto de 10x15 cm a cada 30 cm y un descanso localizado a 1.5m de altura, se realizó un modelo en ETABS v17.0.1 con el cual luego se realiza el diseño.

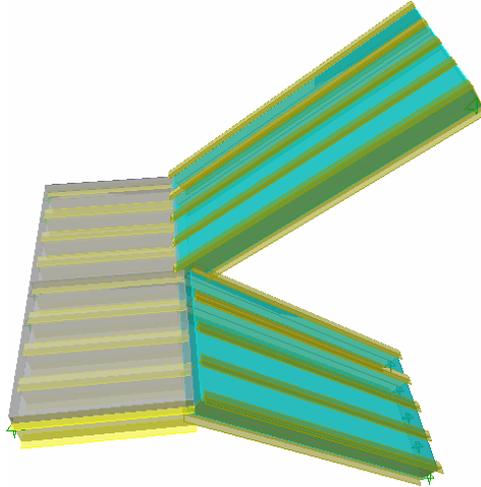


Figura 4.22 Modelo de escalera a Diseñar.

4.8.4.1 Cargas aplicadas

Debido a que el comportamiento de la escalera depende de las viguetas de concreto las cargas se concentraran en las viguetas considerando un ancho tributario de 30 cm para las viguetas centrales y 15 cm para las viguetas de borde.

Para cargas muertas se consideran 80 Kg/m^2 debidas a peso de micro-concreto y pisos, para cargas Vivas 500 kg/m^2 y cargas vivas reducidas 250 kg/m^2 estas según el RNC-07.

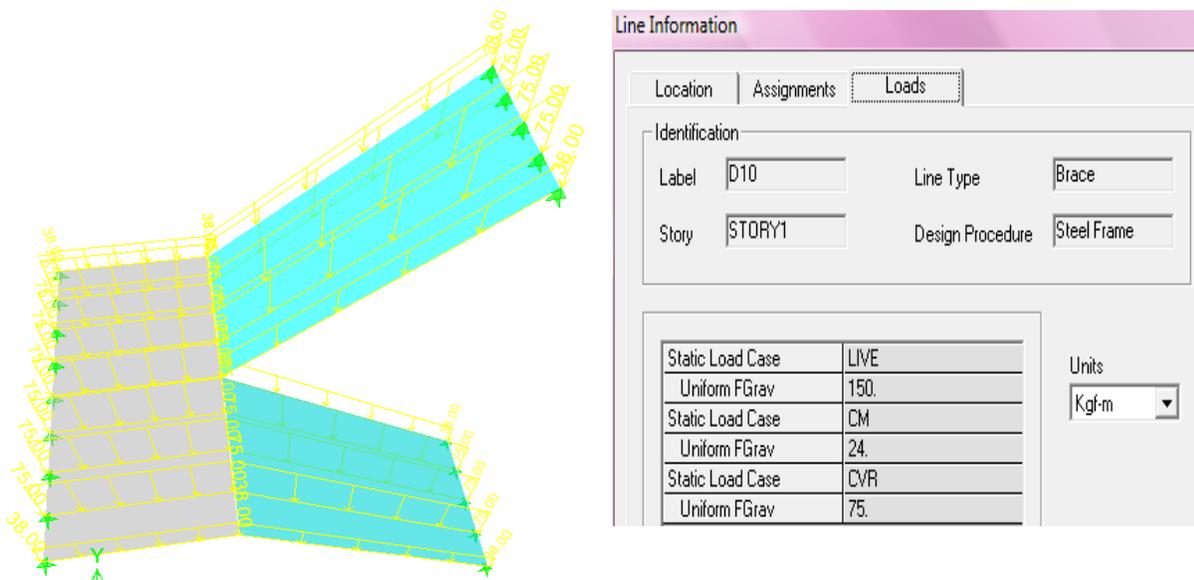


Figura 4.23 Cargas aplicadas a viguetas de concreto

4.8.4.2 Máximos momentos Obtenidos en viguetas.

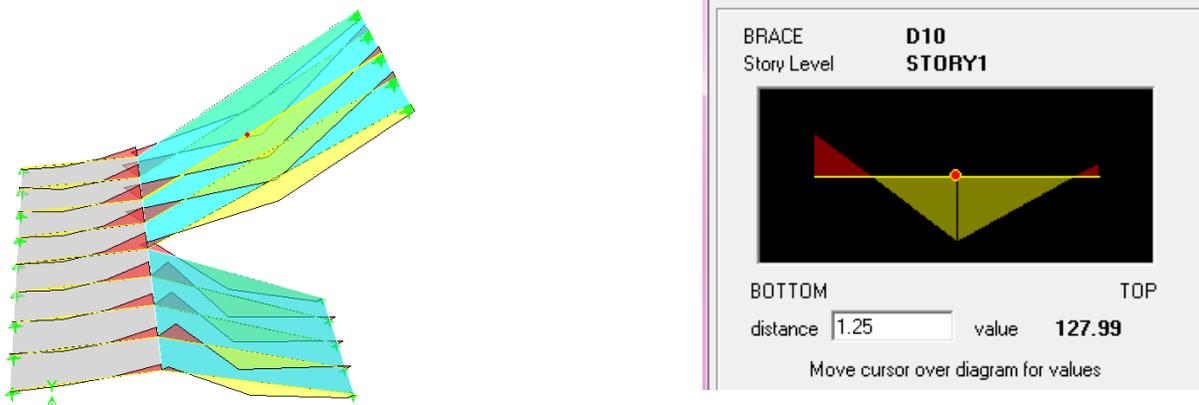


Figura 4.24 Máximos momentos positivos (Kg-m)

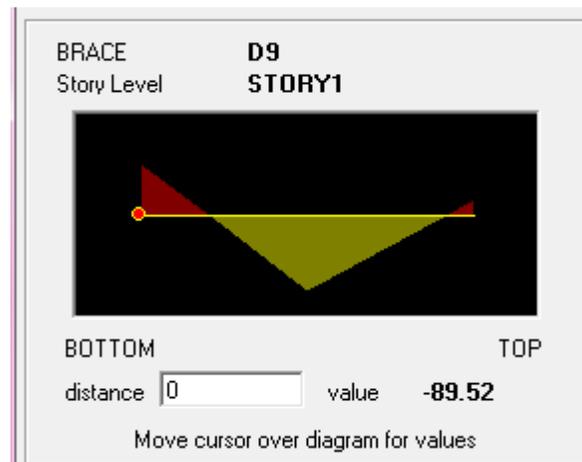


Figura 4.25 Máximos Momentos Negativos (Kg-m)

Para el cálculo del refuerzo requerido se considera el máximo momento actuante en la vigueta además que el acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia $F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ y que el concreto tiene un esfuerzo a la compresión $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

Considerando 3 cm de recubrimiento, entonces $d = 15 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$ $\Phi = 0.9$ para flexión y conservadoramente $(d - a/2 = 0.9d)$.

$$A_s = \frac{12799 \text{ kg} - \text{cm}}{0.9 * 2800 * 0.9 * 12} = 0.47 \text{ cm}^2 \quad A_s = \frac{8952 \text{ kg} - \text{cm}}{0.9 * 2800 * 0.9 * 12} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Área de acero momento positivo Área de acero momento negativo

4.8.4.3 Calculo del refuerzo por flexión por acero mínimo

Cuantía mínima (ρ)

$$\rho = 0.005 \rightarrow fy = 2800 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{s\text{mínima}} = b \times h \times \rho = 10 \times 15 \times 0.005 = 0.75 \text{ cm}^2 > 0.47 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área de acero requerido por análisis (0.47 cm^2) es menor que el área de acero mínimo por flexión (0.75 cm^2), el diseño está gobernado por el área de acero mínimo y deberán colocar 2 barra #3 (1.42 cm^2). Como puede apreciarse por momento negativo se requieren 0.33 cm^2 esta área de acero es compensada con una barra #3 ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$) es decir la sección de vigueta tendrá 3 barras #3 colocadas de la manera mostrada en la siguiente figura:

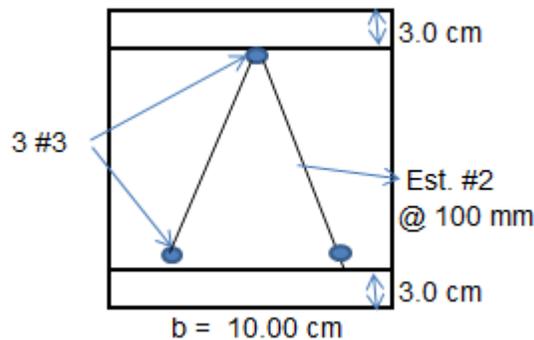


Figura 4.26 Sección transversal de Vigueta

4.8.5 Diseño de cimentaciones

Se procedió a hacer el análisis con la ayuda de una hoja Excel, se considera un sistema de cimentación a basa de zapatas corridas de 80 cm de ancho para las zapatas de borde y vigas de cimentación de 30cmx25cm para anclaje de paredes internas que no tienen cargas significativas, la zapata tiene 30 cm de espesor, un esfuerzo admisible de 1.0 kg/cm² y un nivel de desplante de 60 cm.

Primeramente, se determinaron las reacciones críticas con la ayuda de la tabla 4.11 que se obtuvo con la ayuda del software ETABS v17.0.1.

Tabla 4.11 Muestra de la tabla de reacciones en los nodos

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
Base	2	5	Dead	57.53	-67.62	979.49
Base	2	5	Live	11.68	-12.01	175.45
Base	2	5	Ps	0	0	0
Base	2	5	Sx	-735.54	99.1	-5331.45
Base	2	5	Sy	43.53	-402.96	2402.19
Base	2	5	Pz	0	0	0
Base	3	6	Dead	-48.7	-109.77	949.73
Base	3	6	Live	-10.02	-31.29	208.13
Base	3	6	Ps	0	0	0
Base	3	6	Sx	-662	-36.05	5048.62
Base	3	6	Sy	-173.14	-647.7	3432.43
Base	3	6	Pz	0	0	0
Base	15	25	Dead	31.7	-0.05	484.08
Base	15	25	Live	7.77	-0.01	103.65
Base	15	25	Ps	0	0	0
Base	15	25	Sx	-1052.04	3.13	-2212.53
Base	15	25	Sy	-50.63	-0.19	198.28
Base	15	25	Pz	0	0	0
Base	16	26	Dead	-16.12	-0.01	520.52
Base	16	26	Live	-2.58	0.01	107.54
Base	16	26	Ps	0	0	0

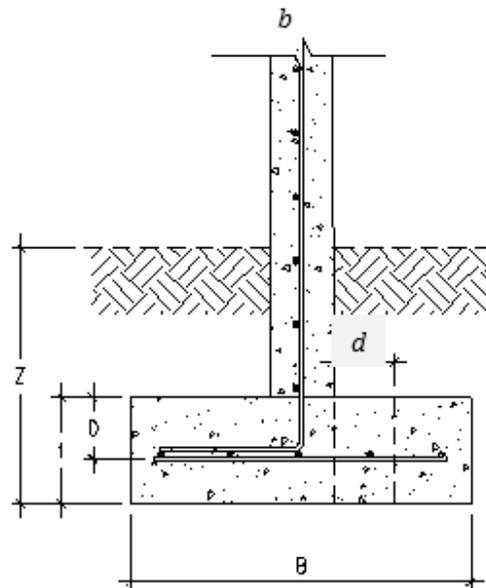
Datos

Datos del muro

Espesor, $b = 6.00$ cm

Geometría de la fundación

Desplante, $Z = 0.60$ m
Ancho, $B = 80.00$ cm
Espesor, $t = 30.00$ cm
Recubrimiento inferior = 7.50 cm
 $d = t - \text{Recub.} - dv/2 = 21.87$ cm
Plano crítico de corte = 1.50 cm



Calidad de los materiales

Concreto:

$f_c' = 2000$ psi 140 kg/cm²
 $\gamma_c = 2200.00$ kg/m³

Acero:

$f_y = 40,000$ psi 2800 kg/cm²
Refuerzo
 $dv = 1.27$ cm
 $A_v = 1.27$ cm²

Suelo:

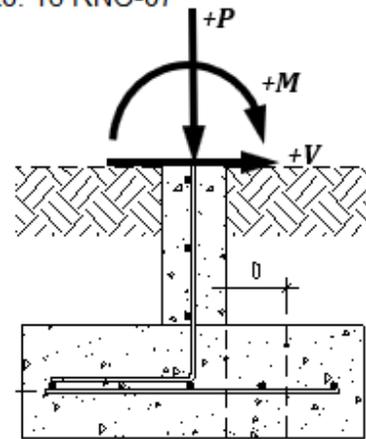
$q_{adm} = 1.00$ kg/cm²
 $\gamma = 1800.00$ kg/m³

Para combinaciones elásticas de carga que incluyan viento o sismo, los esfuerzos admisibles se pueden incrementar en 1/3 según Arto. 16 RNC-07

$$q_{adm}' = 1.33 \text{ kg/cm}^2$$

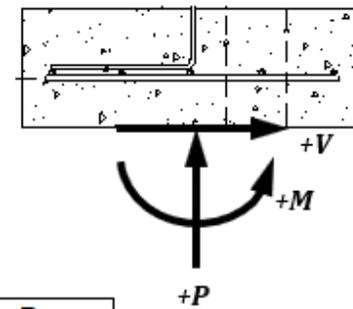
Reacciones en la base de la superestructura
(Para franja de diseño de 1 m de longitud)

	P [kg]	V [kg]	M [kg-m]
CM	84.40	1062.21	0.00
CV	33.62	393.86	0.00
Fs	177.19	1514.00	0.00
Ps	0.00	0.00	0.00



Reacciones en el suelo (incluye peso de fundación y suelo)

	P [kg]	V [kg]	M [kg-m]
CM	922.00	1062.21	637.33
CV	33.62	393.86	236.32
Fs	177.19	1546.34	908.40
Ps	0.00	0.00	0.00



Combinaciones de carga (RNC-07)

	CM	CV	Fs	Ps
CS1	1	1	0	1
CS2+	1	0	0.7	1
CS2-	1	0	-0.7	1
CS3	0.6	0	0	1
CS4+	0.6	0	0.7	1
CS4-	0.6	0	-0.7	1
CU1	1.4	0	0	0
CU2	1.2	1.6	0	1.6
CU4+	1.2	1	1	0
CU4-	1.2	1	-1	0
CU5	0.9	0	0	1.6
CU6+	0.9	0	1	1.6
CU6-	0.9	0	-1	1.6

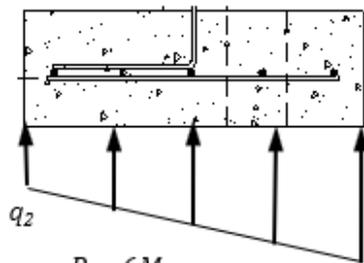
Elástica
Elástica
Elástica
Elástica
Elástica
Elástica
Última
Última
Última
Última
Última
Última
Última

Cargas combinadas

	P [kg]	V [kg]	M [kg-m]	
CS1	955.62	1456.07	873.64	Elástica
CS2+	1046.03	2144.65	1273.21	Elástica
CS2-	797.97	-20.23	1.45	Elástica
CS3	553.20	637.33	382.40	Elástica
CS4+	677.23	1719.76	1018.28	Elástica
CS4-	429.17	-445.11	-253.48	Elástica
CU1	1290.80	1487.09	892.26	Última
CU2	1160.19	1904.83	1142.90	Última
CU4+	1317.21	3214.85	1909.51	Última
CU4-	962.83	122.17	92.71	Última
CU5	829.80	955.99	573.59	Última
CU6+	1006.99	2502.33	1481.99	Última
CU6-	652.61	-590.35	-334.81	Última

Revisión de las presiones en el suelo [kg/cm²]

	q₂	q₁	q_{adm}	D/C
CS1	-0.70	0.94	1.00	0.94
CS2+	-1.06	1.32	1.33	0.99
CS2-	0.10	0.10	1.33	0.08
CS3	-0.29	0.43	1.00	0.43
CS4+	-0.87	1.04	1.33	0.78
CS4-	0.29	-0.18	1.33	0.22



$$q_2 = \frac{P}{B} - \frac{6M}{B^2}$$

$$q_1 = \frac{P}{B} + \frac{6M}{B^2}$$

Presiones factorizadas para diseño [kg/cm²]

	q_2	q_1
CU1	-0.68	1.00
CU2	-0.93	1.22
CU4+	-1.63	1.95
CU4-	0.03	0.21
CU5	-0.43	0.64
CU6+	-1.26	1.52
CU6-	0.40	-0.23

Revisión del cortante

Debido a la presencia de la pared, solamente se revisa el cortante en una dirección.
El plano crítico de corte está a una distancia d desde el plano crítico de momentos.

$$\lambda = 0.85 \quad \phi = 0.75$$

$$A_{\text{corte}} = 1813.50 \text{ cm}^2$$

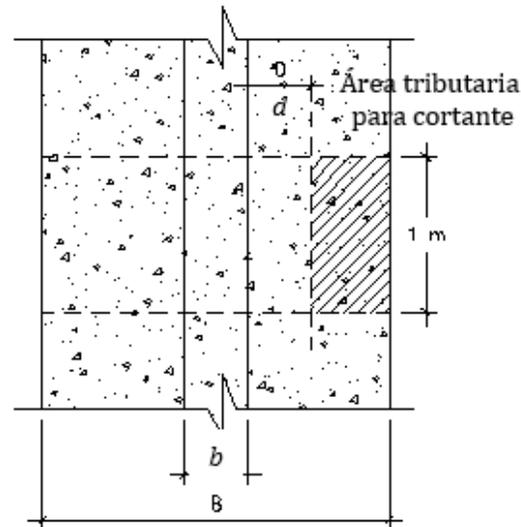
$$V_u = 3545.06 \text{ kg/m}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 8741.17 \text{ kg/m}$$

El espesor es adecuado

Diseño del acero de flexión

$$\phi = 0.90$$



$$\ell = \frac{(B - b)}{2} + \frac{b}{2} = 40.00 \text{ cm}$$

$$M_u = \frac{q_{nu}\ell^2}{2} \times 100 \text{ cm} = 1563.85 \text{ kg-cm}$$

Como las fundaciones por lo general están ligeramente reforzadas, asumir $j = 0.95$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = 0.03 \text{ cm}^2$$

por cada metro de largo

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} b t = 6.00 \text{ cm}^2$$

Usar el acero mínimo

Espaciamiento máximo del refuerzo:

$$s_{\text{máx}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2t = 60.00 \text{ cm} \\ 45.0 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$s_{\text{máx}} = 45.00 \text{ cm}$$

Cantidad de varillas = 5

Espaciamiento requerido, $s_{\text{req}} = 20.00 \text{ cm}$ Usar s_{req}

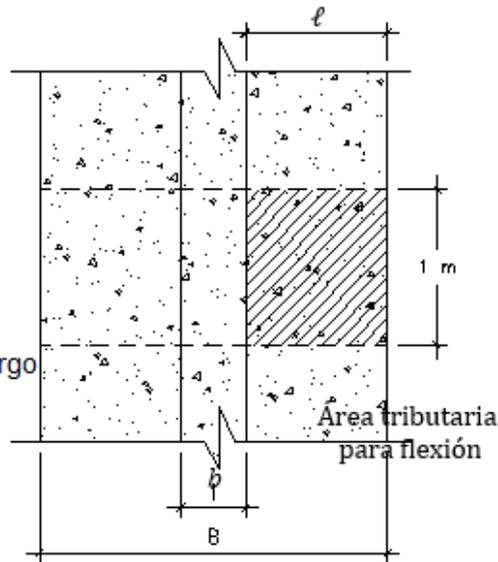
$$A_s = 6.33 \text{ cm}^2$$

Revisar si la sección es controlada por la tracción

Cálculo del c

$$\beta_1 = 0.65$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b \beta_1} = 2.29 \text{ cm}$$



$$\phi M_n = \phi 0.85 f_c' \beta_1 c b \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = \begin{array}{l} 337099.83 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\ 3371.00 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{array} > M_u, \text{ Cumple}$$

Verificar si el acero fluye

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.0014 \text{ (Deformación unitaria de fluencia)}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003(d - c)}{c} = 0.0256 \text{ (Deformación unitaria actual en el acero)}$$

El acero fluye, las hipótesis son válidas

Usar 5 varillas #4 @20 cm por cada metro de longitud

Refuerzo por contracción y temperatura

El refuerzo longitudinal de la zapata corrida será

$$\rho_{\min} = 0.002$$

$$A_s \text{ mín} = \rho_{\min} B t = 4.80 \text{ cm}^2$$

$$s_{\max} = \min \begin{cases} 5t = 150.00 \text{ cm} \\ 45.0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{\max} = 45.00 \text{ cm}$$

Refuerzo

$$d_v = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas = 4

Separación = 20.00 cm

Usar 4 varillas #4 @20 cm

La primera revisión del sistema de fundaciones se realizó bajo la combinación de servicio CM+CV que incluye el efecto de las cargas muertas y vivas de la estructura a como se puede observar, las presiones obtenidas fueron menor a la presión admisible (1.0 kg/cm²).

Una vez revisada los esfuerzos por cargas gravitacionales es necesario revisar los esfuerzos producto de los eventos sísmicos, para la cual el esfuerzo admisible corresponde a 1.33 Kg/cm^2 ($1.00 \text{ Kg/cm}^2 * 1.33$) bajo estas consideraciones, de igual manera las presiones obtenidas fueron menor a lo permisible.

CONCLUSIONES

Luego del análisis y diseño de la vivienda de dos niveles a base de paneles EMMEDUE con la ayuda del software ETABS v17.0.1 se puede observar que con un diseño adecuado haciendo todas las revisiones indicadas en esta tesis de monografía los paneles EMMEDUE son un sistema innovador en la construcción de viviendas ya que cumplen con todos los requerimientos estructurales del ACI 318-14 además existen suficientes pruebas de laboratorio de los cuales se pueden obtener las propiedades mecánicas para su correcto análisis y diseño estructural.

Como pudo observarse, los desplazamientos laterales para el estado límite de servicio y colapso están controlados lo que significa que el sistema tiene la suficiente rigidez para garantizar estabilidad ante la amenaza sísmica o efectos de viento.

A nivel de entrepiso la malla de refuerzo de alta resistencia tiene la suficiente resistencia para desarrollar los máximos momentos positivos y para el control de los momentos negativos se agrega refuerzo adicional en las zonas en las cuales se requiera. Las condiciones consideradas más críticas en las cuales el diseñador debe prestar mayor atención son el control de deflexiones y el control de los efectos de torsión ya sea que se consideren o no vigas de refuerzo en el entrepiso, como se puede apreciarse en la vivienda en estudio las deflexiones así como los efectos de torsión sin considerar vigas adicionales de entrepiso están controlados esto debido a que la vivienda es pequeña y tiene suficiente apoyo proveniente de las paredes de la planta baja.

Para las paredes a base de paneles EMMEDUE el diseño muestra que tanto el chequeo del refuerzo por flexocompresión, así como el cortante en el plano del muro son los que rigen el diseño la vivienda en estudio con paneles PSME 80 es adecuada para desarrollar los máximos esfuerzos a los cuales esta es expuesta.

A nivel de cimentaciones debido al poco peso de la estructura las cimentaciones se diseñan generalmente por requerimientos mínimos según ACI 318-14.

De manera general se concluye que para viviendas los paneles EMMEDUE son un sistema confiable desde el punto de vista estructural y viable desde el punto de vista económico por su facilidad en la construcción.

RECOMENDACIONES

Para garantizar el buen comportamiento estructural de los paneles EMMEDUE se recomienda:

Realizar el diseño tomando en consideración los resultados de pruebas de laboratorios realizadas al sistema y siguiendo los requerimientos estructurales indicados en ACI 318-14, Reglamento Nacional de la construcción entre otros.

Garantizar que los paneles usados como entrepiso sean capaces de desarrollar las máximas deflexiones y máximos esfuerzos de torsión para definir si el entrepiso requiere o no vigas de refuerzo.

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318-08.

M.NadimHassoun and Akthem Al-Manaseer (2015). Structural Concrete Theory and Design.

Reglamento Nacional de Construcción RNC-07. (2007). Ministerio de Transporte e Infraestructura. Managua, Nicaragua.

Oscar M. Gonzales Cuevas y Francisco Robles Fernández (2005). Aspectos fundamentales de concreto reforzado. 4ta edición.

Teodoro E. Harmsen (2002). Diseño de estructuras de concreto armado 3ra edición.

Arthur H. Nilson (2016). Diseño de estructuras de concreto. 12ma edición.

E.G Nawy. Concreto reforzado

Jack Mc Cormac, James K. Nelson (2011). Diseño de concreto reforzado. 8va edición.

Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería (2004.). NTC- Mampostería- México

Laboratorio de estructura, Departamento de Ingeniería Pontificia Universidad Católica del Perú. "Informe técnico Evaluación experimental del sistema constructivo M2".

Universidad Politécnica de Cataluña (noviembre 2005). Tesis doctoral: "Sistema Constructivo de paneles Aligerados con Poliestireno expandido y malla

electrosoldada espacial: Estudio estructural y Optimización”. María Del Mar Cansario Pérez.

Tertek Testing Service NA, Inc (January 2009). “Report number: 3083303 SAT, 001, 002, 003, 004, 005, 006, 007 and 008 REV1”.

SHOTCRETE (1994). Chang

ANEXOS