



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS
EN ZONAS URBANAS ANTE MODIFICACIÓN DE ESPACIOS**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

RODRIGO RODRIGUEZ DE LA CRUZ

Asesor: Dr. Darío Rivera Vargas

Naucalpan de Juárez, Estado de México, Febrero 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A mi madre, por su cariño y apoyo absoluto durante toda mi formación académica.

A mi padre, por el esfuerzo que hizo y hace para sacarnos adelante a mí y a mi familia; además, por compartir sus conocimientos en la práctica de la construcción los cuales fueron una de las bases para la realización del presente trabajo.

A mi amigo y profesor, Dr. Darío Rivera Vargas por su apoyo incondicional durante la realización de este trabajo, además de ser mi guía académica para orientarme hacia este fantástico campo de la ingeniería.

A mis profesores de la licenciatura, por compartir sus conocimientos y darme una formación multidisciplinaria.

RESUMEN

Se analizan los diferentes problemas posibles que se pueden presentar durante una modificación de espacios en viviendas unifamiliares construidas a base de mampostería confinada en zonas urbanas debido a la falta de espacios habitables y a la creciente tendencia de modificar una vivienda pequeña. Para evaluar la seguridad estructural de dichas viviendas se utilizan las recomendaciones de las NTC - Mampostería (2004); se presentan ejemplos prácticos donde las viviendas analizadas fueron sometidas a un cambio de espacios arquitectónicos mediante la eliminación de muros estructurales y no estructurales, lo cual trae como consecuencia una deficiencia de resistencia ante un evento extraordinario tales como sismos; el posible incremento de espacios habitables mediante la adición de plantas superiores sobre una vivienda que tal vez no tenga la capacidad para soportar las nuevas cargas demandadas, hundimiento de terreno, y, si la configuración arquitectónica lo permite, una adición lateral de espacios. Dichos ejemplos fueron planteados con base a los métodos tradicionales de autoconstrucción utilizados en México. Por consiguiente, este trabajo podría ser una guía para la evaluación preliminar de la seguridad estructural de viviendas que son objeto de cambios en su configuración arquitectónica, así como de sus respectivas recomendaciones sobre trabajos de rehabilitación en caso de ser necesaria.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	7
1.1 Antecedentes	7
1.2 Objetivo y alcance del estudio	8
1.3 Contenido de la investigación	8
CAPÍTULO 2. PROBLEMÁTICA DE VIVIENDA EN ZONAS URBANAS	9
2.1 Problemática de vivienda en el país	9
2.2 Necesidad de expansión de casas habitadas	10
2.3 Problemas estructurales por modificación de espacios	11
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE LOS PROBLEMAS ESTRUCTURALES	16
3.1 Materiales	16
3.2 Unidades o piezas	16
3.3 Morteros.....	19
3.4 Acero de refuerzo	20
3.5 Propiedades mecánicas.....	21
3.6 Redistribución de muros estructurales y no estructurales.....	22
3.7 Revisión de viviendas por cargas verticales	22
3.8 Revisión de viviendas por cargas laterales	25
3.9 Densidad de muros	28
3.10 Ejemplos de aplicación	29
3.11 Incremento de niveles	47
3.12 Revisión de capacidad de carga de la cimentación	47
3.13 Determinación empírica de la capacidad de carga del terreno	50
3.14 Ejemplo de aplicación	54
3.15 Adición de espacios laterales.....	64
3.16 Ejemplo de aplicación	69
3.17 Hundimientos de terreno.....	84
3.18 Daños por hundimientos diferenciales en viviendas	84
3.19 Evaluación de daños.....	85
3.20 Ejemplo de aplicación	87
CAPÍTULO 4. CRITERIOS DE REHABILITACIÓN	89
4.1 Evaluación	89
4.2 Inspecciones	90
4.3 Registro documental de diseño y construcción.....	90
4.4 Propiedades de los materiales.....	91
4.5 Modalidades de refuerzo.....	91

4.6 Evaluación de grietas.....	92
4.7 Reparación de grietas.....	93
4.8 Inyección de morteros de cemento.....	94
4.9 Reparación de grietas con rajuelas.....	94
4.10 Inserción de barras de refuerzo.....	95
4.11 Encamisado con mallas metálicas.....	96
4.12 Refuerzo con muros de concreto armado.....	96
4.13 Refuerzo de trabes con estructura metálica.....	96
4.14 Refuerzo de losas.....	98
4.15 Ampliación de la cimentación actuando por debajo.....	100
4.16 Refuerzo mediante inyección de lechada o mortero.....	102
4.17 Refuerzo mediante inyección confinada en barrera de tablestacas...	103
4.18 Creación de cimentación nueva sobre la existente.....	104
4.19 Resumen de problemas y soluciones.....	104
CAPÍTULO 5. CASOS DE APLICACIÓN.....	106
5.1 Caso práctico: Incremento de niveles.....	106
5.2 Caso práctico: Eliminación y Redistribución de muros.....	118
5.3 Caso práctico: Adición de espacio lateral.....	144
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	157
REFERENCIAS.....	159

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

A lo largo de la historia una de las necesidades más importantes del individuo ha sido sin lugar a dudas el de protegerse del medio, el encontrar un refugio un lugar cálido que brinde seguridad y protección. De ahí la importancia histórica de la vivienda y sus materiales de edificación.

El incremento poblacional no va a la par con el incremento de construcción de vivienda nueva; la aglomeración de la población en zonas específicas concentradas tiene como consecuencia la insuficiencia de espacios para atender el aumento poblacional. Debido a esto, las opciones de generación de espacios habitables se reducen a la modificación de la configuración arquitectónica de viviendas habitadas, mismas que por cuestiones sociales, financieras y de espacio, llevan pasándose de generación en generación lo que hace que la vivienda sufra a lo largo del tiempo modificaciones que puedan satisfacer la necesidad de espacio habitable para las generaciones posteriores.

La mayor parte de la vivienda unifamiliar en México, y en particular en zonas con alta densidad de población como zonas urbanas y área metropolitana, está construida principalmente a base de tabicón y tabique de barro; que a falta de recursos para pagar el diseño de un especialista, en el proceso de construcción se trata de emular una mampostería confinada y en la mayoría de las ocasiones, no cumplen con los requerimientos mínimos recomendados por el reglamento de construcción.

La autoconstrucción es un factor importante que influye directamente en el desempeño y funcionalidad de las viviendas, debido a que ante la carencia de un diseño ingenieril se puede poner en riesgo la integridad de los ocupantes, además de que dependiendo de la magnitud del daño, este se puede acumular a largo plazo de tal forma que su reparación implicará un alto costo.

El problema de la autoconstrucción se combina con otros factores que atentan contra la seguridad estructural de los inmuebles, como son: fenómenos naturales, las viviendas que se han visto muy afectadas por la actividad sísmica, los hundimientos de terreno e inestabilidad de laderas. En tanto que las unidades habitacionales ubicadas en zonas de alto riesgo son esencialmente las que se desplantan sobre laderas, que ante las intensas lluvias en combinación con aspectos internos del movimiento de masas de suelo se propician serios daños que pueden desencadenar en el colapso de las construcciones.

Por lo anterior, es de vital importancia establecer recomendaciones sobre la evolución de la seguridad estructural de viviendas que han sido autoconstruidas, además de orientar sobre esquemas de rehabilitación cuando se tenga la necesidad de modificar la arquitectura original del inmueble.

De no hacerse una revisión de la seguridad estructural en las viviendas que son construidas con métodos tradicionales y que posteriormente se modifique su arquitectura en casos donde el inmueble se ubica en zonas de riesgo, esta puede sufrir daños más severos que los presentados en zonas de baja vulnerabilidad, teniendo consecuencias que pueden ir desde la inhabitabilidad de la vivienda hasta el colapso de la misma teniendo quizá un resultado fatal para los residentes.

1.2 Objetivo y alcance del estudio

Evaluar la seguridad estructural de viviendas autoconstruidas, que sufren modificaciones de espacios, con base en las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de Mampostería (2004); El estudio se limita a la revisión de viviendas que tienden a ser estructuradas a base de mampostería confinada y edificadas mediante métodos tradicionales de autoconstrucción, por prevalecer en la mayoría de las zonas urbanas, además de establecer criterios de rehabilitación en caso de ser necesario.

1.3 Contenido de la investigación

Se analizan los problemas estructurales posibles que se presentan cuando, ante el crecimiento poblacional y la necesidad de espacios habitables, se hacen modificaciones a la arquitectura de viviendas habitadas autoconstruidas. Se inicia con una breve visión de lo que ocurre en México en cuestión del incremento poblacional y la carencia de espacios habitables en zonas de alto índice de concentración poblacional.

Se estudian las principales opciones de incremento de espacios en una vivienda habitada que son:

- Modificación de distribución arquitectónica por medio de una redistribución de muros (estructurales y no estructurales),
- Incremento de niveles y,
- Si la configuración de la planta lo permite, adición de espacios laterales.

Con base en las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería (2004) se analizan casos prácticos que ejemplifican las situaciones de modificación de espacios arquitectónicos en una vivienda autoconstruida y, con base en los resultados se plantean diferentes criterios de rehabilitación según resultados del análisis.

CAPÍTULO 2. PROBLEMÁTICA DE VIVIENDA EN ZONAS URBANAS

2.1 Problemática de vivienda en el país

Las ciudades son organismos vivientes que cambian y se transforman con el tiempo siguiendo el pulso social, económico o cultural de su población; nunca están estáticas e inertes.

Las ciudades se han convertido en la expresión física, social, económica y política más compleja que ha alcanzado el ser humano. Su proceso concentrado y aglomerado ha derivado en problemas de toda índole que tienen una incidencia fundamental en la calidad de vida de sus habitantes, entre ellos se encuentra el tema de acceso al suelo (Garcés Fierros, 2009).

Una de las características de los países en desarrollo es la creciente inaccesibilidad al suelo apto para la vivienda, bien ubicado, con servicios y seguro, principalmente para los sectores informales. Los problemas van más allá del acceso a suelo para vivienda de estos estratos, pues de la misma forma, los demás usos que complementan, estructuran y hacen funcionar a la ciudad en su conjunto, tienen cada vez más problemas de acceso al suelo bien ubicado y con los servicios adecuados.

Los efectos se dan en diferentes ámbitos, en el urbano, las áreas metropolitanas se han dispersado de manera desordenada con asentamientos periféricos con carencia de servicios y entremezclados con amplias áreas sujetas a especulación, muchas veces con infraestructura desperdiciada, por mencionar algunas.

El crecimiento poblacional ha sobrepasado a las autoridades que han auspiciado y tolerado el fraccionamiento irregular de predios conurbados; la intención de las autoridades con estas medidas, fue reducir la presión social que generó el crecimiento y la incapacidad de atender las demandas de la población, debido a leyes que elevan los costos de tierra urbana y la hacen prohibitiva para la mayor parte de las familias.

Este fenómeno ha ocasionado un crecimiento desordenado de las ciudades. No se ha considerado el sentido de largo plazo de la ciudad, en lo que concierne al orden, la imagen urbana, el funcionamiento y la calidad de vida (Lazcano Martínez, 2005).

Según datos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), la población en México actualmente es de 112 336 538 habitantes en contraste a las 28.6 millones de vivienda que existen en el país (Figura 2.1) lo cual

demuestra que las familias viven en hacinamiento lo que tiene como consecuencia una mala calidad de vida en las personas que las habitan.

Debido a esto, la necesidad de las familias, en particular en la clase baja - media, de generar espacios habitables en una vivienda se traduce en la modificación de la vivienda antigua que ha sido habitada por la misma familia de generación en generación ya sea por costumbre, ideología o falta de recursos para edificar una vivienda nueva, siendo en la mayoría de los casos este último.



Figura 2.1 Total de viviendas en el país, INEGI, 1950 a 2010

En todos los países del mundo existe la preocupación de que la cantidad de vivienda que se construye es inferior a los requerimientos de su población, por lo cual existen apoyos de tipo gubernamental para tratar de reducir la brecha entre las necesidades de vivienda y la que es construida.

Algunos de los factores principales que han limitado la edificación de vivienda son por ejemplo, un entorno financiero inestable del país, el ingreso reducido de la población y la falta de tierra con servicios, principalmente.

2.2 Necesidad de expansión de casas habitadas

Es bien conocido que el problema de la vivienda tiene numerosas aristas, algunas de las más importantes son los sistemas de financiamiento, los modelos

y técnicas de construcción, la lógica y alcance de los esfuerzos institucionales, pero existen otros temas relacionados con las familias extendidas o ampliadas.

Es bien conocido que en México se hacen modificaciones a la construcción original para dar cabida a más miembros de la familia, lo cual ha representado una solución al problema de la vivienda e incluso de la sobrevivencia familiar (Kunz Bolaños, 2003).

De esta manera se tiene el problema de las viviendas que fueron construidas algunos años atrás, mismas que no estaban planeadas para tener un número mayor de habitantes, por lo tanto la población opta por remodelar su vivienda para generar más espacios habitables las cuales van desde una ampliación de espacios existentes hasta el aumento de niveles. El problema reside en que la mayoría de estas viviendas no cuentan con un proyecto ejecutivo formal, ya que el progreso de la construcción se va dando conforme a los ingresos que va teniendo la familia con respecto al tiempo por lo que muchas de estas remodelaciones suelen tardar varios años en ser terminadas.

Debido a que la mayoría, de las familias no cuentan con los recursos para ser asesorados por expertos, recurren a la autoconstrucción con el apoyo de personas que tienen conocimientos empíricos sobre la construcción de viviendas. Estos conocimientos no están del todo mal ya que en algunos casos los procesos constructivos y diseños de elementos estructurales cumplen con los requisitos mínimos establecidos en el Reglamento de Construcción y Normas Técnicas Complementarias.

El problema está en que muchas veces se quiere llevar estos mismos conocimientos empíricos a otras zonas del país donde notablemente las propiedades del suelo y el peligro sísmico no son las mismas que donde hicieron la anterior remodelación. Esto aunado a la falta de planos arquitectónicos, así como estructurales, se convierte en un riesgo para las familias que habitan en viviendas expuestas a fenómenos naturales.

2.3 Problemas estructurales por modificación de espacios

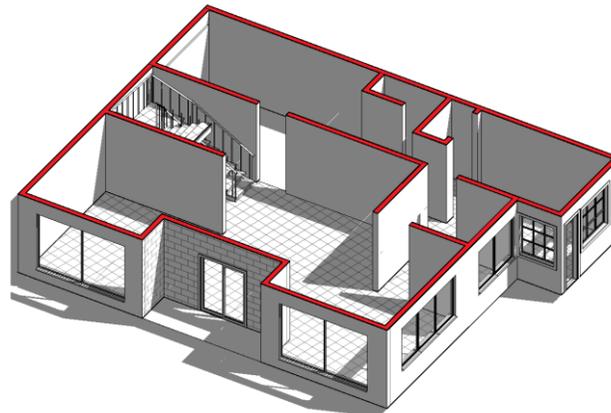
Existen diversos tipos de arreglos habitacionales que pueden afectar la seguridad estructural en las viviendas. Ante la falta de un proyecto elaborado por un ingeniero o arquitecto, las familias recurren en su mayoría a la autoconstrucción; esto genera que a largo plazo se presenten problemas como: grietas en muros, fisuras en los pisos, daños en los acabados por mencionar algunos. Así mismo la antigüedad de las viviendas juega un papel importante dado que los materiales se van degradando con el tiempo, lo cual puede traer implicaciones en la capacidad de carga de sus elementos estructurales (muros, losas, cimientos).

Algunos de los principales arreglos habitacionales que se presentan en las zonas urbanas en México son los siguientes:

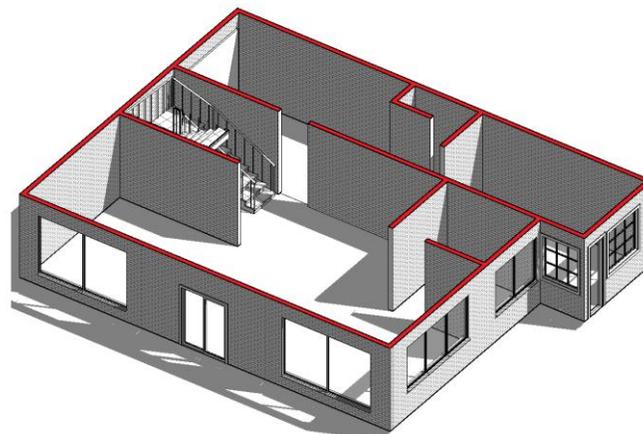
1. Redistribución de muros estructurales y no estructurales

La población que vive en espacios cerrados opta por redistribuir los muros estructurales y no estructurales existentes esto con el fin ampliar los espacios dentro de su vivienda para que las nuevas generaciones de la familia se sigan hospedando dentro de la misma (Figura 2.2), como consecuencia de no tener recursos para construir una nueva vivienda o en su defecto adicionar niveles.

Cuando se plantea una redistribución de muros dentro de la vivienda, no se cuenta con un proyecto que tome en cuenta el posible refuerzo que deberían tener las losas y muros por los cambios generados. Esta situación representa un riesgo para los usuarios, particularmente, ante fenómenos extraordinarios como un sismo.



a) vivienda original



b) vivienda con redistribución de muros

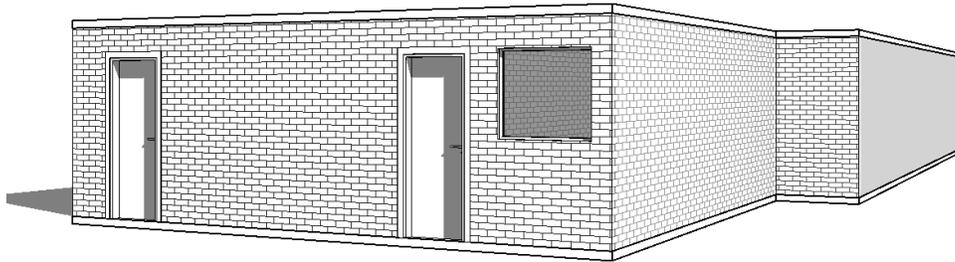
Figura 2.2 Ejemplo de una redistribución de espacios

2. Incremento de niveles

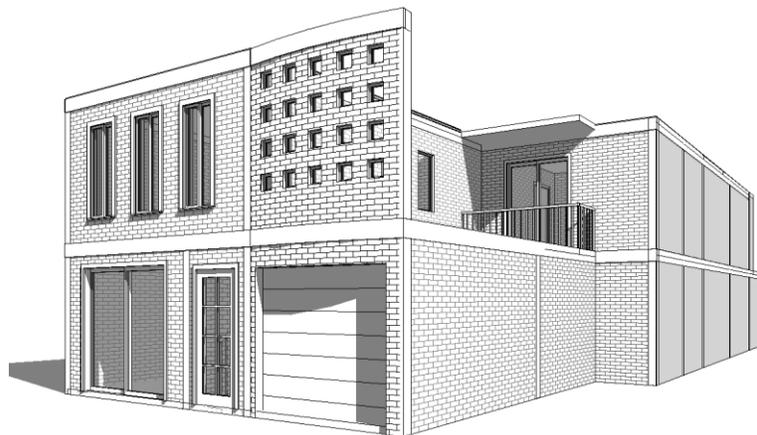
Otra opción a la que ha recurrido la población para aumentar los espacios habitables de su vivienda es incrementar niveles (Figura 2.3). Esta solución se visualiza como una forma de vivir en el mismo inmueble pero aislados en lo que se podría manejar como si fuera otra vivienda. Esta podría ser una buena opción debido a que la estructuración de la planta baja se mantiene y no se modifican los espacios existentes. Algunos de los problemas que conlleva incrementar niveles en viviendas existentes son el de la capacidad de carga de la cimentación, puesto que en su mayoría de las veces la cimentación no está diseñada para soportar más carga de la que generan los niveles existentes. Otro problema que se presenta es la capacidad de carga de los muros estructurales disponibles, los cuales presuntamente estuvieron planteados para cierto número de entresijos.

En consecuencia, los problemas que se presentan son la presencia de fisuras en muros inferiores debido a que su capacidad de carga se ve superada al incrementar más entresijos. De igual forma se pueden presentar desplomes de la vivienda provocados por el hundimiento diferencial del terreno a consecuencia del sobrepeso de la construcción la cual no está contemplada en la construcción original de la cimentación; en este sentido los muros pueden experimentar grietas inclinadas, una vez que superan la resistencia a cortante que ofrece la mampostería. Así mismo, algunas veces el nuevo nivel construido no conserva la continuidad de los muros de la planta baja lo que tiene como consecuencia que se generen excentricidades y el muro empieza a trabajar bajo tensión en algunas zonas lo que tiene como consecuencia que el muro presente agrietamiento horizontal.

Así mismo, el incremento de niveles también trae como consecuencia un cambio en el comportamiento estructural de la edificación durante una acción extraordinaria ya que al incrementar los pesos se incrementan las fuerzas las cuales deberá resistir, principalmente la planta baja que no está diseñada para resistir dichas fuerzas.



a) Vivienda original



b) Incremento de nivel sobre la vivienda original

Figura 2.3 Ejemplo de incremento de niveles

3. Adición lateral de espacios

Algunas veces para ampliar la vivienda no es necesario incrementar niveles superiores o redistribuir muros interiores, también se puede recurrir a la adición de espacios laterales (Figura 2.4). Esto se logra eliminando los muros que delimitan los espacios de la casa y desfasándolos hacia el exterior creando así más espacio habitable, ya sea una recámara, sala o cocina, el espacio generado lateralmente también es aprovechado en niveles superiores a la misma lo que tiene como resultado una ganancia de espacio habitable y en algunos casos incrementa la estética de la edificación.

Sin embargo esta opción no está libre de problemas, ya que la redistribución de muros también requiere de un diseño cuidadoso, puesto que en la mayoría de las veces se tienen que quitar muros estructurales los cuales requieren de un proceso específico para que no exista el riesgo de un colapso de la parte superior de la edificación. Para la ejecución del “desfase” de éstos se recomienda hacer una evaluación de la vivienda para así poder plantear una solución, la cual estaría integrada por un apuntalamiento de la losa y la adición de elementos de refuerzo, como son: vigas de concreto reforzado y/o piezas metálicas.



Espacio adicionado



Figura 2.4 Ejemplo de adición de espacios laterales

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE LOS PROBLEMAS ESTRUCTURALES

3.1 Materiales

Para poder analizar los problemas estructurales que ofrecen las viviendas ante las modificaciones que sufren en sus espacios, es necesario revisar previamente las características generales de los materiales empleados para su construcción. Para ello se describirán las propiedades mecánicas de la mampostería, morteros, concreto, acero de refuerzo, con base en la normatividad vigente.

3.2 Unidades o piezas

El componente básico para la construcción de mampostería es la unidad o pieza que por su origen puede ser natural o artificial. Las unidades de piedra natural se utilizan sin labrar o labradas. En México suelen distinguirse los siguientes tipos de mampostería de acuerdo con la forma en que ha sido labrada la piedra natural (Vasconcelos y Sánchez, 2003).

- a) Mampostería de primera. La piedra se labra en paralelepípedos regulares con su cara expuesta de forma rectangular. Las unidades de piedra de este tipo reciben el nombre de sillares.
- b) Mampostería de segunda. La piedra se labra en paralelepípedos de forma variable siguiendo la configuración natural con que llega de la cantera
- c) Mampostería de tercera. La piedra se utiliza con forma irregular con que llega de la cantera aunque procurando que la cara expuesta sea aproximadamente plana.

Existe una gran variedad de piezas de mampostería (piedras artificiales) que se utilizan en la construcción. Estas difieren entre sí tanto por la materia prima utilizada, como por las características geométricas de las piezas y por los procedimientos de fabricación empleados. Las materias primas más comunes son el barro, el concreto, con agregados normales o ligeros, y la arena y con cal.

Es recomendable que las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería cumplan los requisitos de calidad para cada material especificados en las Normas Mexicanas (NMX).

De acuerdo a la Norma Mexicana NMX-C-404 y con las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería (NTC – Mampostería, 2004), las piezas para uso estructural pueden ser macizas o huecas siendo macizas las de mayor uso en la práctica de la autoconstrucción (Figura 3.1). Se define a las piezas macizas como aquellas cuya área neta sea igual o mayor al 75% de su área total en la sección transversal más desfavorable. Para definir las piezas huecas la norma NMX-C-404 admite que posean huecos verticales u horizontales y con área neta no menor al 40% del

área bruta (Figura 3.2). Sin embargo, las NTC – Mampostería (2004) admiten solamente piezas con hueco vertical ortogonal a la cara de apoyo que se colocará horizontal.

Por otro lado, para las piezas huecas la NMX-C-404 pide un espesor mínimo de las paredes exteriores de 20mm, mientras que las NTC – Mampostería (2004) admiten que sea de 15mm. En ambas reglamentaciones, para piezas huecas con 2 hasta 4 celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm y para piezas multiperforadas, con perforaciones de las mismas dimensiones y cuya distribución sea uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores es 7mm.

Según la NMX-C-404, las piedras artificiales que se utilizan con fines estructurales se clasifican en tabiques, bloques y tabicones, y deben tener las siguientes características:

- Tabique: Fabricado de forma prismática con arcillas comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de otros materiales con procesos diferentes. Las dimensiones nominales mínimas deben ser 5 cm de alto, 10 cm de ancho y 19 cm de largo sin incluir la junta de albañilería.
- Bloque: Fabricado por moldeado de concreto y/o otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 10 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo. Las dimensiones de la pared del bloque deben ser de 2.5 cm como mínimo.
- Tabicón: Fabricado de concreto y otros materiales. Las dimensiones nominales mínimas deben ser de 6 cm de alto, 10 cm de ancho y 24 cm de largo. Se incluye la junta de albañilería.

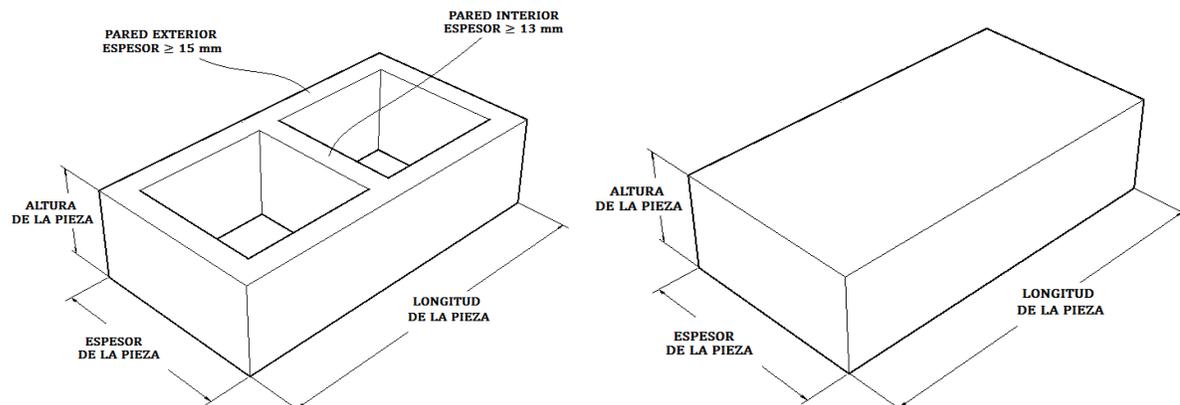


Figura 3.1 Pieza hueca y maciza de mampostería artificial

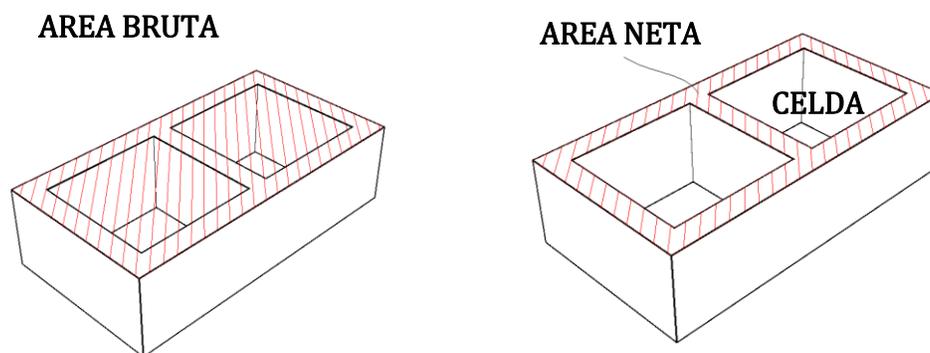


Figura 3.2 Área efectiva

La resistencia de las piezas artificiales se determina por el ensaye de una pieza. Aunque la restricción a la deformación transversal, proporcionada por la fricción con las cabezas de la máquina de ensaye, influye en la resistencia de la pieza, sigue siendo un ensaye muy útil por la facilidad de ejecución. La forma irregular de las piezas impide muchas veces definir su resistencia real sobre el área neta del material (Tabla 3.1). Por esto es usual definir la resistencia sobre el área bruta, es decir, el área dada por las dimensiones exteriores.

Tabla 3.1 Características típicas de algunas piezas artificiales
(Robles y otros, 1984)

Material	Resistencia a compresión f_p (kg/cm^2)	Coefficiente de variación, cv	Peso Volumétrico (t/m^3)	
Tabique rojo de barro recocido	35 - 115	10 - 30	1.30 - 1.50	
Tabique extruido perforado verticalmente	150 - 430	11 - 25	1.65 - 1.96	
	310 - 570	15 - 20	1.61 - 2.06	
	150 - 400	11 - 26	1.66 - 2.20	
Tabique extruido macizo	375 - 900	5 - 16	1.71 - 2.05	
Tabique extruido, huecos horizontales	75 - 80	13 - 18	1.25 - 1.32	
	50 - 80	16 - 30	1.69 - 1.78	
Bloques de concreto				
	Ligero	20 - 50	10 - 26	0.95 - 1.21
	Intermedio	20 - 80	7 - 29	1.32 - 1.70
Pesado	70 - 145	7 - 28	1.79 - 2.15	
Tabicón	45 - 120	11 - 35	1.05 - 1.60	
Silicio Calcáreo	175 - 200	11 - 15	1.79	

3.3 Morteros

Los morteros son mezclas plásticas aglomerantes que resultan de combinar arena y agua con un material cementante que puede ser cemento, cal, o una mezcla de estos materiales.

Las principales propiedades de los morteros son: su resistencia a la compresión y tensión, adherencia con la piedra, módulo de elasticidad, trabajabilidad, rapidez de fraguado, e impermeabilidad. Otra característica importante es su retención de agua, es decir su capacidad para evitar que la pieza absorba el agua necesaria para el fraguado del mortero.

Las propiedades mecánicas de los morteros son muy variables y dependen principalmente del tipo de cementante utilizado y de la relación arena/cementante. Los morteros a base de cal, son de baja resistencia a compresión, del orden de 1 a 10 kg/cm², por lo cual en las NTC – Mampostería (2004) se descarta el uso de la cal como único cementante de mortero en elementos que tengan función estructural.

Para fines estructurales, la relación arena a cementante recomendable debe de estar entre 2.25 y 3 para obtener mezclas con buena resistencia, buena adherencia con la piedra y baja contracción (Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Proporcionamientos recomendados para mortero en elementos Estructurales (NTC – Mampostería, 2004)

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*	Valor típico de la resistencia nominal en compresión kg/cm ²
I	1	0	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	0		75
II	1	0	1/4 a 1/2		40
	1	1/2 a 1	0		
III	1	0	1/2 a 1 1/4		

*El volumen de arena se medirá en estado suelto

3.4 Acero de refuerzo

De acuerdo con las NTC – Mampostería (2004), el refuerzo que se emplee en castillos, y dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas (tabla 3.3), por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes (figura 3.3). Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambrón, únicamente en estribos en mallas de alambre soldado o en conectores. El diámetro mínimo del alambrón para ser usado en estribos es del #2.

Tabla 3.3 Características de barras de refuerzo comúnmente usadas para la construcción de vivienda (NMX-C-407)

Denominación	Diámetro		Área <i>cm²</i>	Peso <i>kg/cm²</i>	<i>f_y</i> <i>kg/cm²</i>	Notas
	mm	pulg				
Alambrón #2	6.4	1/4	0.32	0.248	2100	Lisa
# 2.5	7.9	5/16	0.49	0.388	4200	Corrugada
# 3	9.5	3/8	0.71	0.560	4200	
# 4	12.7	1/2	1.27	0.994	4200	
# 5	15.9	5/8	1.98	1.552	4200	

*El esfuerzo de fluencia en el alambre #2 conocido como "alambrón" no está normado. El valor asentado es un valor conservador observado en ensayos de materiales

Los valores de la NMX están en sistema internacional, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

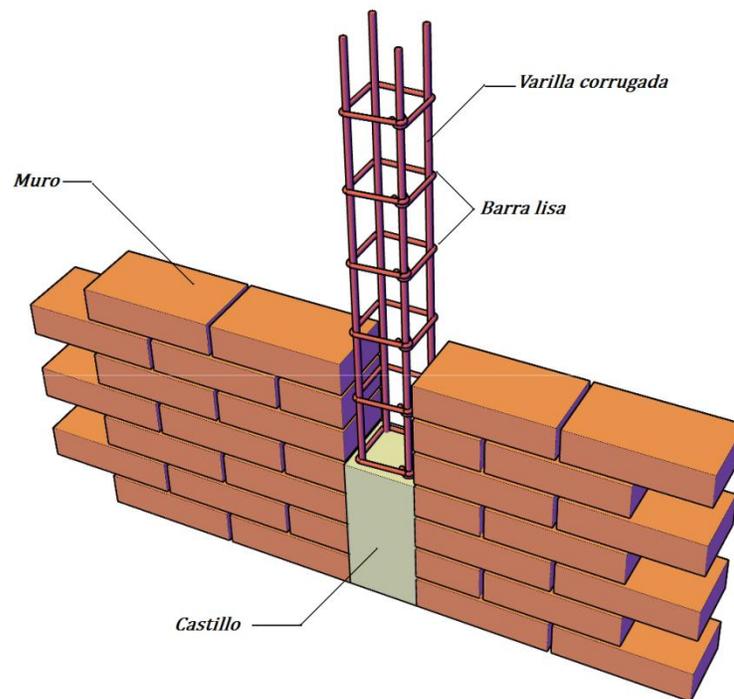


Figura 3.3 Esquema de acero de refuerzo utilizado en viviendas

3.5 Propiedades mecánicas

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros. Para mampostería de piedras artificiales, la resistencia en compresión del conjunto ha sido estudiada a través del ensaye de pilas formadas por varias piezas sobrepuestas hasta alcanzar una relación altura a espesor de cuatro aproximadamente.

En las NTC – Mampostería (2004), se dan valores específicos de las propiedades mecánicas de diseño para las combinaciones más usuales de piezas y morteros (cuando no se tienen resultados experimentales) las cuales se presentan en las tablas 3.4 y 3.5, Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinarlas en las NTC - Mampostería (2004).

Tabla 3.4 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^ , de piezas de concreto (f_p^* , sobre área bruta) (NTC – Mampostería, 2004)*

Tipo de pieza	Valores de f_m^* , en kg/cm^2		
	Mortero		
	I	II	III
Tabique de barro recocido ($f_p^* > 60/kg/cm^2$)	15	15	15
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* > 120/kg/cm^2$)	40	40	30
Bloque de concreto (tipo pesado, $f_p^* > 100/kg/cm^2$)	20	15	15
Tabique de concreto (tabicón, $f_p^* > 100/kg/cm^2$)	20	15	15

Tabla 3.5 Esfuerzo cortante resistente de diseño para algunos tipos de mampostería, sobre área neta (NTC – Mampostería, 2004)

Pieza	Tipo de mortero	vm^* , kg/cm^2
Tabique de barro recocido ($f_p^* > 60/kg/cm^2$)	I	3.5
	II y III	3.0
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* > 120/kg/cm^2$)	I	3.0
	II y III	2.0
Bloque de concreto (tipo pesado, $f_p^* > 100/kg/cm^2$)	I	3.5
	II y III	2.5
Tabique de concreto (tabicón, $f_p^* > 100/kg/cm^2$)	I	3.0
	II y III	2.0

3.6 Redistribución de muros estructurales y no estructurales

Cuando se pretende realizar una adecuación de espacios con base en una redistribución de muros estructurales y no estructurales suelen presentarse los problemas siguientes:

- Sobrecarga de algunos de los elementos estructurales (muros)
- Losa mal apoyada
- Problemas de pandeo en la losa por eliminación de apoyos
- Mal anclaje de los nuevos elementos estructurales

Por consiguiente, queda claro que para un buen desempeño estructural del conjunto de la vivienda es fundamental la cantidad y distribución de los muros estructurales, por tal motivo se recomienda que antes de hacer alguna modificación a la vivienda se realice una revisión mediante procedimientos establecidos en las NTC - Mampostería tal como se describe a continuación.

3.7 Revisión de viviendas por cargas verticales

En las NTC – Mampostería (2004) se establece que para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y en los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Para el diseño solo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- a) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con la que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \quad (1)$$

donde t es el espesor del muro, b es la porción de apoyo de la losa en el muro (figura 3.4).

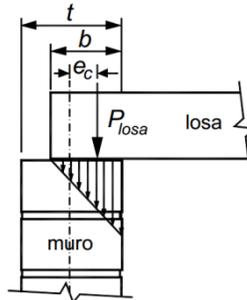


Figura 3.4 Excentricidad de la carga vertical, NTC – Mampostería (2004)

Será admisible determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de las excentricidades y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E especificados (figura 3.5).

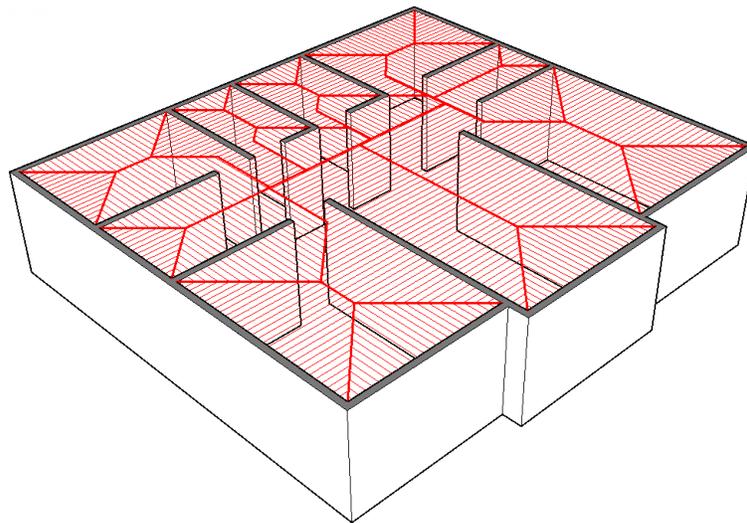


Figura 3.5 Distribución de áreas tributarias para bajada de cargas

- a) Se podrá tomar F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en las del 50% e igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más del 50% y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno, cuando se cumpla que:
- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos;
 - 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t/12$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal a su plano del muro; y
 - 3) La relación altura espesor del muro no excede de 20.

- b) Cuando no se cumplan las condiciones anteriores, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el inciso anterior y el que se obtiene con la expresión:

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

donde:

- H Altura libre de un muro entre elementos capaces de darle al elemento apoyo lateral;
- e' Excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$;
- k Factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:
 $k = 2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.
 $k = 0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.
 $k = 1$ para muros extremos en que se apoyan losas.

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E se calculará como:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} < 0.9 \quad (3)$$

Donde L' es la separación entre elementos rigidizantes (figura 3.6).

Para mampostería confinada, la carga vertical resistente se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y)$$

donde:

- | | |
|---------|---------------------------------------------------------------------------|
| F_R | Factor de reducción, 0.6 |
| F_E | Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez |
| f_m^* | Resistencia a compresión de la mampostería |
| A_T | Área bruta de la sección transversal del muro que incluye a los castillos |
| A_s | Área de acero de refuerzo longitudinal colocado en los castillos |
| f_y | Esfuerzo de fluencia del acero |

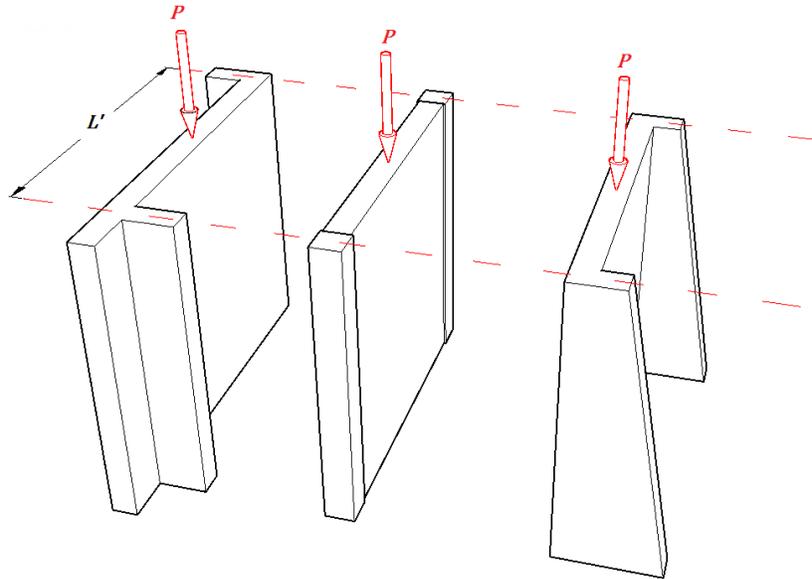


Figura 3.6 Restricción a la deformación lateral, NTC – Mampostería (2004)

3.8 Revisión de viviendas por cargas laterales

Para la determinación de las fuerzas y momentos que actúan en los muros, las estructuras se podrán analizar por medio de métodos estáticos o dinámicos, o bien empleando el método simplificado de análisis. No obstante, este último método se puede emplear para el uso de las viviendas típicas que se encuentran en zonas urbanas, dado que sus características geométricas y de resistencia se adaptan, en términos generales, a las que señalan las NTC – Mampostería (2004) para la aplicación de dicho método, tal como se describe a continuación.

Método simplificado de análisis

Este método permite verificar que en cada entpiso la suma de la resistencias al corte de los muros de carga en la dirección del análisis, sea igual o mayor a la fuerza sísmica total que actúa sobre dicho entpiso. En este método se hace caso omiso de los desplazamientos y momentos de volteo de la estructura. Para el cálculo de las fuerzas sísmicas se utiliza un método de análisis estático, empleando coeficientes sísmicos reducidos.

El método simplificado establece que será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro o segmento es proporcional a su área transversal, ignorando los efectos de torsión, de momento de volteo y flexibilidad de diafragma siempre y cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- a) En cada planta, incluyendo a la apoyada en la cimentación, al menos 75% de las cargas verticales están soportadas por muros continuos en elevación y ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas

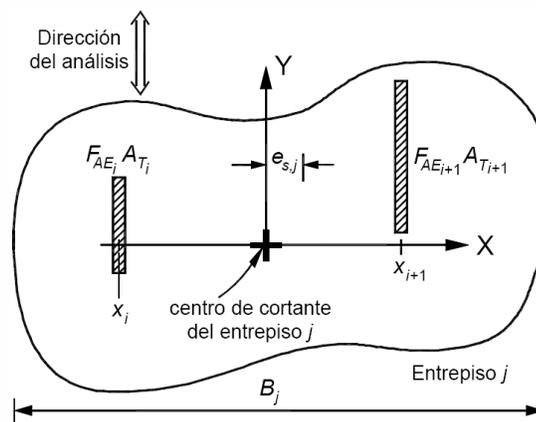
de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Para ello la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no excederá del 10% de la dimensión en planta del entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad, B . La excentricidad torsional e_s podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área efectiva total de los muros orientados en la dirección del análisis. (figura 3.7). El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro, A_T y el factor F_{AE} , que está dado por:

$$F_{AE} = 1; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \quad (4)$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (5)$$

donde H es la altura libre del muro y L es la longitud efectiva del muro.

En todos los pisos se colocarán como mínimo dos muros de carga perimetrales paralelos con longitud total al menos igual a la mitad de la dimensión de la planta del edificio en la dirección del análisis (figura 3.8).



$$e_{s,j} = \frac{|\sum_{i=1}^n x_i F_{AEi} A_{Ti}|}{\sum_{i=1}^n F_{AEi} A_{Ti}} \leq 0.1 B_j \quad (6)$$

Figura 3.7 Requisito para considerar distribución simétrica de muros en una dirección, NTC – Mampostería (2004)

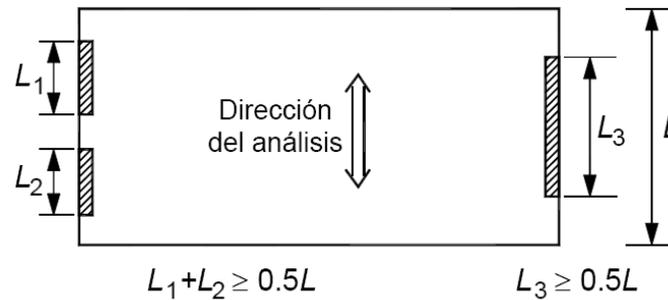


Figura 3.8 Requisito sobre muros de carga perimetralmente paralelos, NTC – Mampostería (2004)

- b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de la de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.
- c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

Se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entrepiso, calculada con un análisis estático, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos para construcciones del grupo B que se muestran en la tabla 3.6. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5

Tabla 3.6 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes a estructuras del grupo B (NTC – Mampostería, 2004)

Zona	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
	Altura de construcción, m			Altura de construcción, m		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
II y III	0.07	0.08	0.08	0.1	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará:

$$V_{mR} = F_R(0.5v_m * A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m * A_T \quad (7)$$

donde P se deberá tomar positiva en compresión. En el área A_T se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal. La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR} .

La resistencia a compresión diagonal de la mampostería para diseño, v_m^* , no deberá exceder de 6 kg/cm^2 , a menos que se demuestre con ensayos que se pueden alcanzar mayores valores.

3.9 Densidad de muros

El índice de densidad de muros proporciona una forma directa de determinar la eficiencia del sistema de mampostería ante acciones sísmicas, cuya ecuación está dada por:

$$d = \frac{\sum A_T}{A_p} = \frac{V_{\text{sísmico actuante}}}{V_{MR}} \quad (8)$$

donde:

A_T	Área bruta de la sección transversal del muro que incluye a los castillos
A_p	Área de la planta
$V_{\text{sísmico actuante}}$	Cortante actuante en el sistema
V_{MR}	Fuerza cortante de diseño que toma todo el sistema de mampostería.

3.10 Ejemplos de aplicación

PROBLEMA 1

Revisar la seguridad estructural por carga gravitacional y lateral sísmica usando el método simplificado expuesto en las NTC – Mampostería (2004) de la vivienda con la distribución arquitectónica inicial mostrada en la figura 3.9, la cual posteriormente será sometida a una redistribución de espacios mediante la eliminación de muros estructurales.

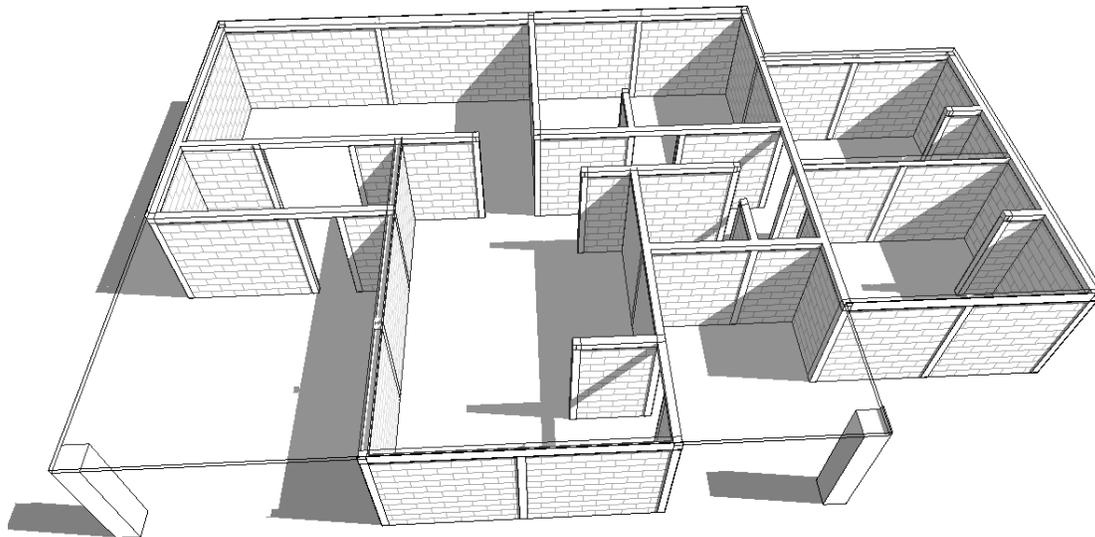


Figura 3.9 Planta Arquitectónica inicial y ubicación de castillos

I. DATOS

- Se utilizará una mampostería confinada a base de tabique recocido unido con mortero tipo III con una resistencia a compresión, $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$
- Vivienda de dos niveles con plantas arquitectónicas iguales
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Sistema de piso: Losa Maciza de concreto de 10 cm de espesor
- Castillos 12 x 12 cm reforzados con 4 barras de acero de 3/8, $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$
- Altura de entrepisos: 2.8 m

Ubicación:

- ZONA D - I de acuerdo al Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo (CFE, 1993)
- Altura total de la vivienda, $H = 5.6 \text{ m}$

- Coeficiente sísmico, $c = 0.25$
- Resistencia de diseño a compresión diagonal según la tabla 3.5, $V_m = 3 \text{ kg/cm}^2$

II. REVISIÓN DE SEGURIDAD POR CARGA VERTICAL

- Carga vertical resistente (NTC – Mampostería, 2004)

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y)$$

$$F_R = 0.6$$

$$F_E = 0.7 \rightarrow \text{muros interiores}; 0.6 \rightarrow \text{muros exteriores}$$

$$A_T = t \times l \rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

- Análisis de carga vertical

Carga muerta

Concepto	Peso
Loseta con pega azulejo	20.6 kg/m ²
Mortero cemento – arena	20 kg/m ²
Losa de entepiso de concreto de 10 cm de espesor	240 kg/m ²
Plafón de yeso	22 kg/m ²

Nota: Pesos extraídos de las fichas técnicas de los materiales utilizados en la construcción

Carga viva

Carga viva máxima = **170 kg/m²**, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC – Edificaciones), Tabla 6.1 y carga viva instantánea = **90 kg/m²** para el análisis por sismo.

Carga vertical total

$$20.6 + 20 + 240 + 22 + 40 \text{ (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2)} + 170 = 512.6 \text{ kg/m}^2$$

- Muro de tabique recocido = **378 kg/m²**
Muro de 2.8 m \rightarrow 1058.4 kg/m (incluye acabado)

La distribución de las áreas tributarias de la vivienda se muestra en la figura 3.10.

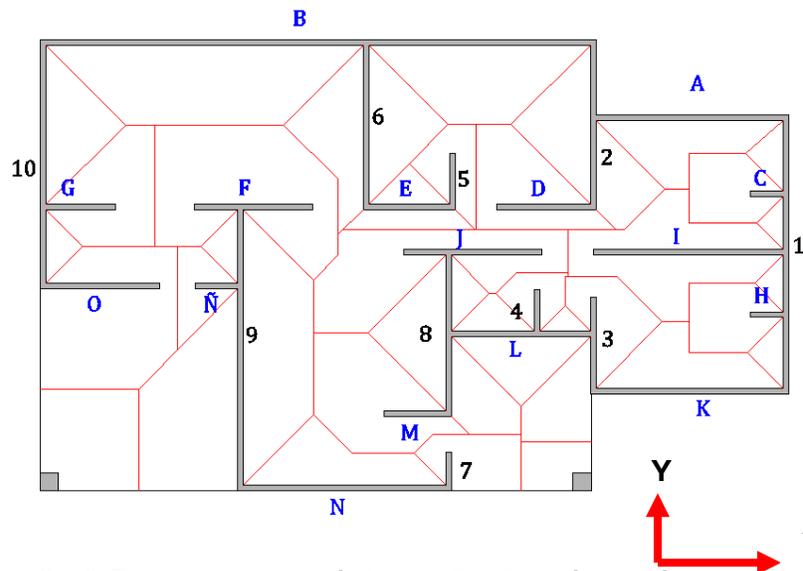


Figura 3.10 Planta arquitectónica y distribución de áreas tributarias

En las tablas 3.7 y 3.8 se resume la revisión de los muros por carga vertical, en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 3.7 Revisión por carga gravitacional en dirección X

M	DIRECCIÓN X							NIVEL 2			NIVEL 1		
	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS	Pu (t)	P _R (t)	OBS
A	3.79	4.3	4.55	1.94	0.6	5160	35.91	9.09	40.79	OK	18.18	40.79	OK
B	16.65	12.4	13.12	8.53	0.6	14880	59.85	30.32	101.90	OK	60.65	101.90	OK
C	2.71	0.75	0.79	1.39	0.7	900	23.94	3.06	15.72	OK	6.11	15.72	OK
D	4.59	2.2	2.33	2.35	0.7	2640	23.94	6.55	26.69	OK	13.11	26.69	OK
E	2.18	2	2.12	1.12	0.7	2400	23.94	4.53	25.17	OK	9.06	25.17	OK
F	10.11	2.6	2.75	5.18	0.7	3120	35.91	11.11	34.74	OK	22.22	34.74	OK
G	4.82	1.7	1.80	2.47	0.7	2040	23.94	5.98	22.91	OK	11.96	22.91	OK
H	2.72	0.75	0.79	1.39	0.7	900	23.94	3.06	15.72	OK	6.13	15.72	OK
I	7.3	4.25	4.50	3.74	0.7	5100	35.91	11.54	47.21	OK	23.07	47.21	OK
J	7.61	3.1	3.28	3.90	0.7	3720	35.91	10.05	38.52	OK	20.11	38.52	OK
K	3.86	4.3	4.55	1.98	0.6	5160	35.91	9.14	40.79	OK	18.28	40.79	OK
L	3.97	3.1	3.28	2.04	0.7	3720	35.91	7.44	38.52	OK	14.88	38.52	OK
M	5.98	1.5	1.59	3.07	0.7	1800	23.94	6.51	21.39	OK	13.03	21.39	OK
N	4.1	4.8	5.08	2.10	0.6	5760	35.91	10.05	44.03	OK	20.11	44.03	OK
Ñ	1.85	1	1.06	0.95	0.7	1200	23.94	2.81	17.61	OK	5.62	17.61	OK
O	8.95	2.6	2.75	4.59	0.7	3120	23.94	10.28	29.71	OK	20.55	29.71	OK

Tabla 3.8 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

M	DIRECCIÓN Y							NIVEL 2			NIVEL 1		
	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	As f _y (t)	P _u (t)	P _R (t)	OBS	P _u (t)	P _R (t)	OBS
1	2.78	6.25	6.62	1.43	0.6	7500	35.91	11.26	53.43	OK	22.51	53.43	OK
2	5.66	3.8	4.02	2.90	0.7	4560	35.91	9.69	43.81	OK	19.39	43.81	OK
3	5.4	2	2.12	2.77	0.7	2400	35.91	6.84	30.20	OK	13.68	30.20	OK
4	1.42	1	1.06	0.73	0.7	1200	23.94	2.50	17.61	OK	5.00	17.61	OK
5	2.01	1.25	1.32	1.03	0.7	1500	23.94	3.29	19.50	OK	6.59	19.50	OK
6	7.12	3.8	4.02	3.65	0.7	4560	23.94	10.74	38.78	OK	21.48	38.78	OK
7	2.56	1	1.06	1.31	0.7	1200	23.94	3.32	17.61	OK	6.64	17.61	OK
8	6.28	3.5	3.70	3.22	0.7	4200	35.91	9.69	41.54	OK	19.39	41.54	OK
9	16.08	6.2	6.56	8.24	0.7	7440	47.88	20.73	66.98	OK	41.45	66.98	OK
10	4.49	5.5	5.82	2.30	0.6	6600	35.91	11.37	48.57	OK	22.74	48.57	OK

donde:

At – Área tributaria correspondiente a cada muro.

L – Longitud del muro.

W_{muro} – Peso propio del muro.

W_{losa} – Peso propio de la losa.

F_E – Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez.

AT – Área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos.

As – Sumatoria del área de acero de refuerzo longitudinal colocada en todos los castillos existentes en el muro analizado.

f_y – Esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo.

P_u – Carga actuante total en el muro ((W_{muro} + W_{losa})*1.4).

P_R – Resistencia de diseño del muro a carga vertical.

III. DENSIDAD DE MUROS

$$D = \frac{\text{ÁREA TRANSVERSAL DE LOS MUROS}}{\text{ÁREA TOTAL DE LA PLANTA}}$$

Utilizando la ecuación anterior se hace la revisión de la densidad de muros inicial de la vivienda, la cual se muestra en la tabla 3.9.

Tabla 3.9 Revisión de la densidad de muros en ambas direcciones

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Muro	L (m)	Área (cm ²)	Muro	L (m)	Área (cm ²)
A	4.3	5160	1	6.25	7500
B	12.4	14880	2	3.8	4560
C	0.75	900	3	2	2400
D	2.2	2640	4	1	1200
E	2	2400	5	1.25	1500
F	2.6	3120	6	3.8	4560
G	1.7	2040	7	1	1200
H	0.75	900	8	3.5	4200
I	4.25	5100	9	6.2	7440
J	3.1	3720	10	5.5	6600
K	4.3	5160	41160		
L	3.1	3720			
M	1.5	1800			
N	4.8	5760			
Ñ	1	1200			
O	2.6	3120			
61620					

$$\text{Área de la planta} = 1\,208\,068.64 \text{ cm}^2$$

$$Dx = \frac{61620}{1\,208\,068.64} = 5.1 \%$$

$$Dy = \frac{41160}{1\,208\,068.64} = 3.4 \%$$

IV. REVISION POR CARGA LATERAL

Para la revisión por carga lateral de la vivienda se utilizará el método simplificado expuesto en las NTC – Mampostería (2004) debido a que:

- la vivienda soporta las cargas verticales enteramente por medio de muros hechos a base de mampostería confinada,
- la distribución de muros sensiblemente simétrica ,
- tiene una altura menor de 13 m,
- relación longitud y ancho, $16.7 / 10.22 = 1.63 < 2$
- relación altura y dimensión mínima, $5.6 / 10.22 = 0.54 < 1.5$

- Fuerza cortante resistida por la mampostería (NTC – Mampostería, 2004)

$$V_{mR} = F_{AE} F_R (0.5 v_m * A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m * A_T$$

$F_R = 0.7$

- Cortante sísmico

En la tabla 3.10 se resume el cálculo de los cortantes sísmicos; el coeficiente sísmico $c = 0.25$ fue tomado de la tabla 4.1 (coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado) del Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo, (CFE – Sismo, 1993).

Tabla 3.10 Cálculo de cortantes sísmicos

NIVEL	wi (t)	hi (m)	wi hi (t m)	Fi (t)	Vi (t)	Vu (t)
2	150.39	5.6	842.184	50.298	50.30	55.33
1	153.43	2.8	429.604	25.657	75.96	83.55
	303.82		1271.788			

Fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel para el uso del método simplificado.

$$F_i = C \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \sum w_i$$

donde:

w_i – Peso de la i -ésima masa

h_i – altura de la i -ésima masa sobre el desplante

V_i – Cortante actuante en el i -ésimo nivel

En las tablas 3.11 y 3.12 se resume la revisión por carga lateral sísmica de la vivienda en las direcciones X y Y respectivamente utilizando el método simplificado anteriormente mencionado.

Tabla 3.11 Revisión por carga sísmica en dirección X

DIRECCIÓN X							NIVEL 1			NIVEL 2		
M	AT (cm ²)	L (m)	H/L	F _{AE}	P _u N1(t)	P _u N2 (t)	V _{mR}	V _{mRMAX}	OBS	V _{mR}	V _{mRMAX}	OBS
A	5160	4.3	0.65	1.00	12.30	6.11	8.00	16.25	OK	6.70	16.25	OK
B	14880	12.4	0.23	1.00	40.32	19.98	24.09	46.87	OK	19.82	46.87	OK
C	900	0.75	3.73	0.12	3.88	1.91	0.21	2.84	OK	0.16	2.84	OK
D	2640	2.2	1.27	1.00	8.54	4.22	4.56	8.32	OK	3.66	8.32	OK
E	2400	2	1.40	0.90	6.08	3.01	3.42	7.56	OK	2.84	7.56	OK
F	3120	2.6	1.08	1.00	14.05	6.92	6.23	9.83	OK	4.73	9.83	OK
G	2040	1.7	1.65	0.65	7.67	3.79	2.44	6.43	OK	1.91	6.43	OK
H	900	0.75	3.73	0.12	3.89	1.91	0.21	2.84	OK	0.16	2.84	OK
I	5100	4.25	0.66	1.00	15.16	7.51	8.54	16.07	OK	6.93	16.07	OK
J	3720	3.1	0.90	1.00	12.99	6.42	6.63	11.72	OK	5.25	11.72	OK
K	5160	4.3	0.65	1.00	12.36	6.14	8.01	16.25	OK	6.71	16.25	OK
L	3720	3.1	0.90	1.00	9.92	4.92	5.99	11.72	OK	4.94	11.72	OK
M	1800	1.5	1.87	0.50	8.23	4.05	1.81	5.67	OK	1.37	5.67	OK
N	5760	4.8	0.58	1.00	13.63	6.77	8.91	18.14	OK	7.47	18.14	OK
Ñ	1200	1	2.80	0.22	3.68	1.82	0.45	3.78	OK	0.36	3.78	OK
O	3120	2.6	1.08	1.00	13.07	6.44	6.02	9.83	OK	4.63	9.83	OK
							V _{mR}	95.52	OK	V _{mR}	77.64	OK
							V _u	83.55		V _u	55.33	

Tabla 3.12 Revisión por carga sísmica en dirección Y

DIRECCIÓN Y							NIVEL 1			NIVEL 2		
M	AT (cm ²)	L (m)	H/L	F _{AE}	P _u N1(t)	P _u N2 (t)	V _{mR}	V _{mRMAX}	OBS	V _{mR}	V _{mRMAX}	OBS
1	7500	6.25	0.45	1.00	15.58	7.76	11.15	23.63	OK	9.50	23.63	OK
2	4560	3.8	0.74	1.00	12.83	6.35	7.48	14.36	OK	6.12	14.36	OK
3	2400	2	1.40	0.90	8.80	4.34	3.93	7.56	OK	3.09	7.56	OK
4	1200	1	2.80	0.22	3.32	1.64	0.43	3.78	OK	0.35	3.78	OK
5	1500	1.25	2.24	0.35	4.34	2.15	0.87	4.73	OK	0.71	4.73	OK
6	4560	3.8	0.74	1.00	14.06	6.96	7.74	14.36	OK	6.25	14.36	OK
7	1200	1	2.80	0.22	4.28	2.11	0.47	3.78	OK	0.37	3.78	OK
8	4200	3.5	0.80	1.00	12.72	6.29	7.08	13.23	OK	5.73	13.23	OK
9	7440	6.2	0.45	1.00	26.71	13.19	13.42	23.44	OK	10.58	23.44	OK
10	6600	5.5	0.51	1.00	15.44	7.67	10.17	20.79	OK	8.54	20.79	OK
							V _{mR}	62.749	NO	V _{mR}	51.25	NO
							V _u	83.55		V _u	55.33	

donde:

A_T – Área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos.

L – Longitud del muro.

H – Altura del muro.

F_{AE} – Factor de área efectiva de los muros de carga.

$P_u N1$ – Carga axial sobre el muro del Nivel 1 (con carga viva instantánea).

$P_u N2$ – Carga axial sobre el muro del Nivel 2 (con carga viva instantánea).

V_{mR} – Fuerza de diseño de la mampostería.

V_{mMAX} – Fuerza de diseño máxima que puede soportar el muro.

V_u – Cortante sísmico de diseño.

V. COMENTARIOS

Como se pudo notar, la vivienda ofrece seguridad estructural por carga vertical pero no por carga lateral sísmica conforme a las NTC – Mampostería (2004).

PROBLEMA 1 (CONTINUACIÓN)

Revisar la seguridad estructural por carga gravitacional y lateral sísmica vivienda mostrada en la figura 3.11 resultado de una modificación de espacios arquitectónicos mediante la eliminación de algunos muros estructurales; puesto a que se trata de la misma vivienda mostrada en el problema anterior se usarán las mismas propiedades y características de los materiales mostradas anteriormente.

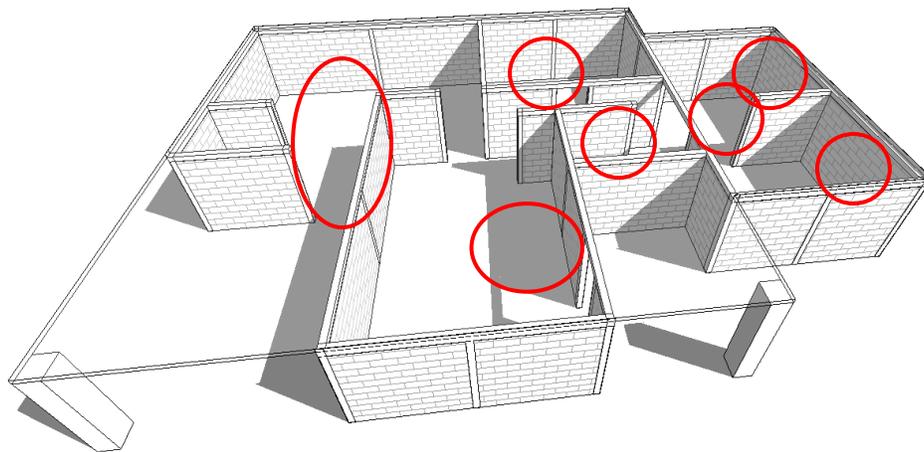


Figura 3.11 Planta Arquitectónica remodelada

I. REVISION DE SEGURIDAD POR CARGA VERTICAL

La redistribución de las áreas tributarias de la vivienda se muestra en la figura 3.12.

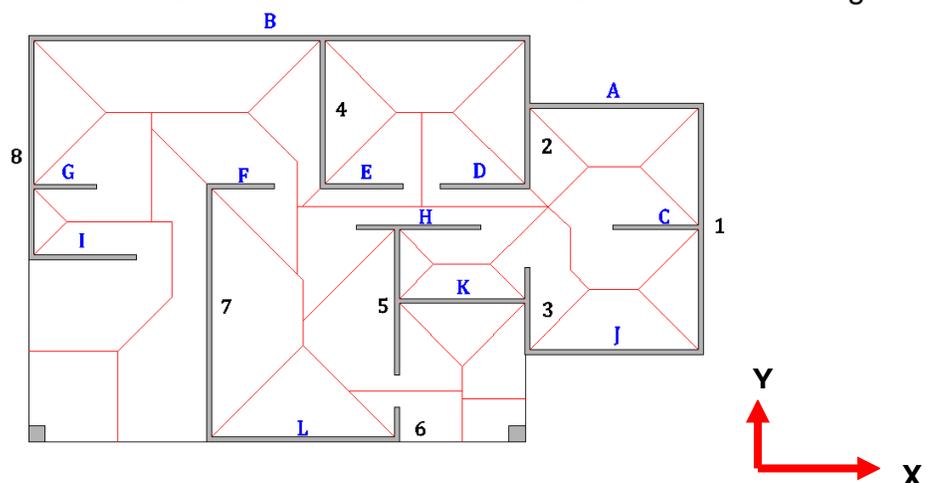


Figura 3.12 Redistribución de planta arquitectónica y distribución de áreas tributarias

En las tablas 3.13 y 3.14 se resume la revisión de los muros por carga vertical, en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 3.13 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X								NIVEL 2			NIVEL 1		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS	Pu (t)	P _R (t)	OBS
A	4.47	4.3	4.55	2.29	0.6	5160	35.91	9.58	40.79	OK	19.16	40.79	OK
B	16.65	12	13.12	8.53	0.6	14880	59.85	30.32	101.90	OK	60.65	101.90	OK
C	7.6	2.1	2.22	3.90	0.7	2520	23.94	8.57	25.93	OK	17.13	25.93	OK
D	4.56	2.2	2.33	2.34	0.7	2640	23.94	6.53	26.69	OK	13.06	26.69	OK
E	4.19	2	2.12	2.15	0.7	2400	23.94	5.97	25.17	OK	11.94	25.17	OK
F	7.24	1.7	1.80	3.71	0.7	2040	23.94	7.71	22.91	OK	15.43	22.91	OK
G	6.02	1.7	1.80	3.09	0.7	2040	23.94	6.84	22.91	OK	13.68	22.91	OK
H	8.05	3.1	3.28	4.13	0.7	3720	35.91	10.37	38.52	OK	20.74	38.52	OK
I	9.95	2.6	2.75	5.10	0.7	3120	23.94	10.99	29.71	OK	21.99	29.71	OK
J	4.52	4.3	4.55	2.32	0.6	5160	35.91	9.62	40.79	OK	19.23	40.79	OK
K	4.72	3.1	3.28	2.42	0.7	3720	23.94	7.98	33.49	OK	15.96	33.49	OK
L	5.69	4.8	5.08	2.92	0.6	5760	35.91	11.20	44.03	OK	22.39	44.03	OK

Tabla 3.14 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

DIRECCIÓN Y								NIVEL 2			NIVEL 1		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS	Pu (t)	P _R (t)	OBS
1	2.78	6.3	6.62	1.43	0.6	7500	35.91	11.26	53.43	OK	22.51	53.43	OK
2	5.66	3.8	4.02	2.90	0.7	4560	35.91	9.69	43.81	OK	19.39	43.81	OK
3	5.4	2	2.12	2.77	0.7	2400	35.91	6.84	30.20	OK	13.68	30.20	OK
4	1.42	1	1.06	0.73	0.7	1200	23.94	2.50	17.61	OK	5.00	17.61	OK
5	2.01	1.3	1.32	1.03	0.7	1500	35.91	3.29	24.53	OK	6.59	24.53	OK
6	7.12	3.8	4.02	3.65	0.7	4560	23.94	10.74	38.78	OK	21.48	38.78	OK
7	2.56	1	1.06	1.31	0.7	1200	35.91	3.32	22.64	OK	6.64	22.64	OK
8	6.28	3.5	3.70	3.22	0.6	4200	35.91	9.69	35.61	OK	19.39	35.61	OK

II. DENSIDAD DE MUROS

$$D = \frac{\text{ÁREA TRANSVERSAL DE LOS MUROS}}{\text{ÁREA TOTAL DE LA PLANTA}}$$

Utilizando la ecuación anterior se hace la revisión de la densidad de muros inicial de la vivienda, la cual se muestra en la tabla 3.15.

Tabla 3.15 Revisión de la densidad de muros en ambas direcciones

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Muro	L (m)	Área (cm ²)	Muro	L (m)	Área (cm ²)
A	4.3	5160	1	6.25	7500
B	12.4	14880	2	3.8	4560
C	2.1	2520	3	2	2400
D	2.2	2640	4	1	1200
E	2	2400	5	1.25	1500
F	1.7	2040	6	3.8	4560
G	1.7	2040	7	1	1200
H	3.1	3720	8	3.5	4200
I	2.6	3120	27120		
J	4.3	5160			
K	3.1	3720			
L	4.8	5760			
53160					

$$\text{Área de la planta} = 1\,208\,068.64 \text{ cm}^2$$

$$D_x = \frac{53160}{1\,208\,068.64} = 4.4 \%$$

$$D_y = \frac{27120}{1\,208\,068.64} = 2.2 \%$$

Como se observa en los resultados anteriores de densidad de muros baja a medida de que se eliminan muros estructurales de 5.1% a 4.4% en dirección X y de 3.4% a 2.2% en dirección Y. Esto podría tener como consecuencia una baja en la resistencia a carga lateral sísmica empeorando la deficiencia de resistencia a carga lateral sísmica en dirección Y del análisis de la vivienda inicial.

III. REVISIÓN POR CARGA LATERAL

- Cortante sísmico modificado

Los nuevos cortantes sísmicos debido al decrecimiento de peso y a la eliminación de muros se muestran en la tabla 3.16.

Tabla 3.16 Cálculo de cortantes sísmicos

NIVEL	wi (t)	hi (m)	wi hi (t m)	Fi (t)	Vi (t)	Vu (t)
2	118.97	5.6	666.232	39.792	39.79	43.77
1	121.42	2.8	339.976	20.306	60.10	66.11
	240.39		1006.208			

Fuerza lateral que actúa en el *i*-ésimo nivel

$$F_i = C \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \sum w_i$$

En las tablas 3.17 y 3.18 se resume la revisión por carga lateral sísmica de la vivienda en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 3.17 Revisión por carga sísmica en dirección X

DIRECCIÓN X							NIVEL 1			NIVEL 2		
M	AT (cm ²)	L (m)	H/L	F _{AE}	P _u N1(t)	P _u N2 (t)	V _{mR}	V _{mRMAX}	OBS	V _{mR}	V _{mRMAX}	OBS
A	5160	4.3	0.65	1.00	12.88	6.39	8.12	16.25	OK	6.76	16.25	OK
B	14880	12.4	0.23	1.00	40.32	19.98	24.09	46.87	OK	19.82	46.87	OK
C	2520	2.1	1.33	1.00	10.87	5.35	4.93	7.94	OK	3.77	7.94	OK
D	2640	2.2	1.27	1.00	8.51	4.21	4.56	8.32	OK	3.66	8.32	OK
E	2400	2	1.40	0.90	7.77	3.84	3.74	7.56	OK	2.99	7.56	OK
F	2040	1.7	1.65	0.65	9.72	4.78	2.72	6.43	OK	2.05	6.43	OK
G	2040	1.7	1.65	0.65	8.69	4.28	2.58	6.43	OK	1.98	6.43	OK
H	3720	3.1	0.90	1.00	13.36	6.60	6.71	11.72	OK	5.29	11.72	OK
I	3120	2.6	1.08	1.00	13.91	6.85	6.20	9.83	OK	4.71	9.83	OK
J	5160	4.3	0.65	1.00	12.92	6.41	8.13	16.25	OK	6.76	16.25	OK
K	3720	3.1	0.90	1.00	10.55	5.23	6.12	11.72	OK	5.00	11.72	OK
L	5760	4.8	0.58	1.00	14.97	7.42	9.19	18.14	OK	7.61	18.14	OK
							VmR 87.09			VmR 70.40		
							Vu 66.11	OK		Vu 43.77	OK	

Tabla 3.18 Revisión por carga sísmica en dirección Y

DIRECCIÓN Y							NIVEL 1			NIVEL 2		
M	AT (cm2)	L (m)	H/L	FAE	Pu N1 (t)	Pu N2 (t)	VmR	Máximo	OBS	VmR	Máximo	OBS
1	7500	6.25	0.45	1.00	15.58	7.76	11.15	23.63	OK	9.50	23.63	OK
2	4560	3.8	0.74	1.00	12.83	6.35	7.48	14.36	OK	6.12	14.36	OK
3	2400	2	1.40	0.90	8.80	4.34	3.93	7.56	OK	3.09	7.56	OK
4	1200	1	2.80	0.22	3.32	1.64	0.43	3.78	OK	0.35	3.78	OK
5	1500	1.25	2.24	0.35	4.34	2.15	0.87	4.73	OK	0.71	4.73	OK
6	4560	3.8	0.74	1.00	14.06	6.96	7.74	14.36	OK	6.25	14.36	OK
7	1200	1	2.80	0.22	4.28	2.11	0.47	3.78	OK	0.37	3.78	OK
8	4200	3.5	0.80	1.00	12.72	6.29	7.08	13.23	OK	5.73	13.23	OK
							VmR	39.156	NO	VmR	32.13	NO
							Vu	66.11		Vu	43.77	

IV. COMENTARIOS

Como se hace notar ante una redistribución de espacios mediante la eliminación de muros estructurales se disminuye la resistencia al cortante sísmico aumentando así la deficiencia de resistencia ante cargas laterales.

PROBLEMA 2

Se plantea eliminar el muro indicado en la figura 3.13, revisar si la dala de cerramiento es capaz de resistir las cargas a las que estará sometida; las áreas tributarias están también mostradas en la figura 3.13.

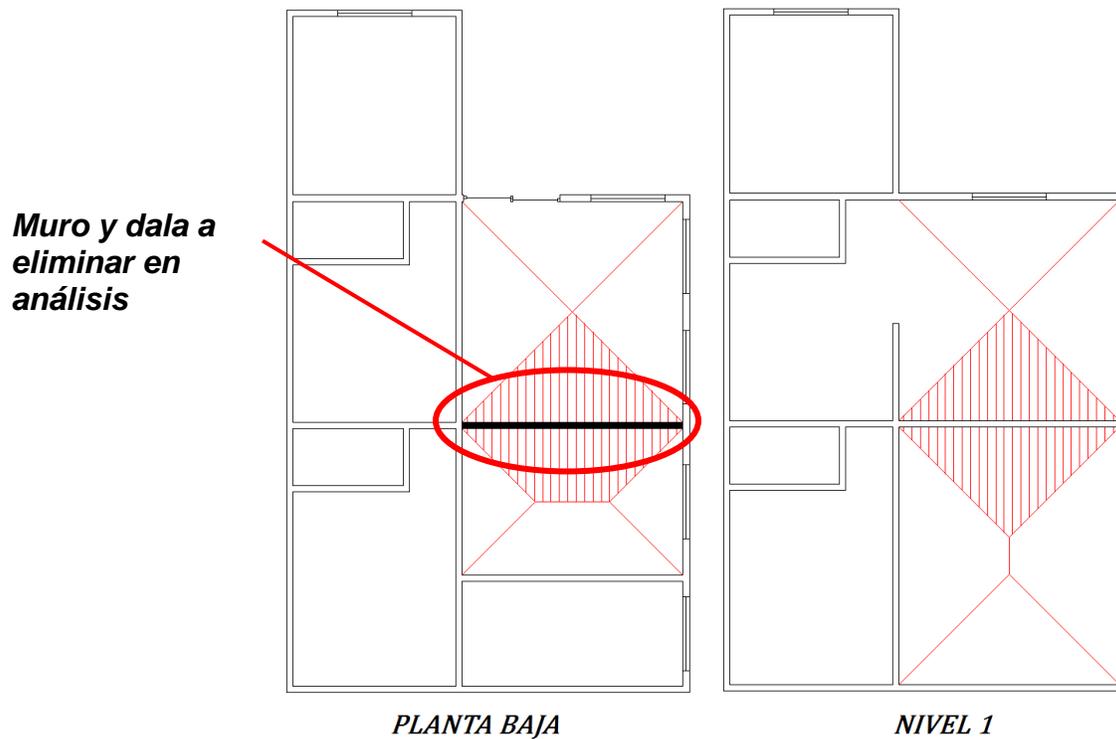


Figura 3.13 Plantas arquitectónicas, distribución de áreas tributarias correspondientes a la dala bajo análisis y muro a eliminar

I. DATOS

- Análisis de carga vertical de sistema de piso

Carga muerta

Concepto	Peso
Loseta con pega azulejo	20.6 kg/m ²
Mortero cemento – arena	20 kg/m ²
Losa de entrepiso de concreto de 10 cm de espesor	240 kg/m ²
Plafón de yeso	22 kg/m ²

Nota: Pesos extraídos de las fichas técnicas de los materiales utilizados en la construcción

Carga viva

Carga viva = **170 kg/m²** en losa de entrepiso y **100 kg/m²** en azotea de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Tabla 6.1.

Carga vertical total

$20.6 + 20 + 240 + 22 + 40$ (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2) + **170** = **512.6 kg/m² - Entrepiso**

$20.6 + 20 + 240 + 22 + 40$ (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2) + **100** = **402.6 kg/m² - Azotea**

- Muro de tabique recocido = **378 kg/m²**
Entrepiso de 2.5 m de altura → **945 kg/m** (incluye acabado)

Análisis de cargas

- Cargas de losas = Carga de losa (kg) / Longitud de dala (4m) = $394.55 + 502.35 =$ **896.90 kg/m**
- Carga sobre la dala = Carga lineal de muro + Carga de losa = **1.841 t/m**

La figura 3.14 muestra la carga que actúa en la dala después de la eliminación del muro.

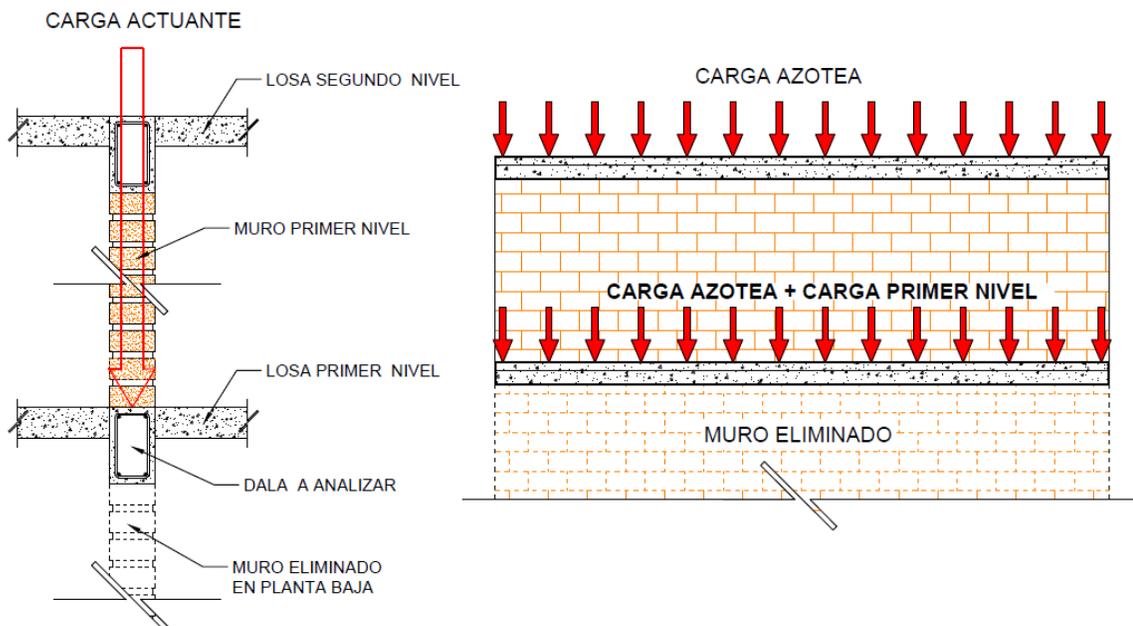


Figura 3.14 Carga actuante en dala

Armado de dala tradicional utilizada en vivienda con un concreto hecho en obra con una resistencia a compresión, $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ aproximadamente (figura 3.15), el acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y recubrimiento de 2 cm.

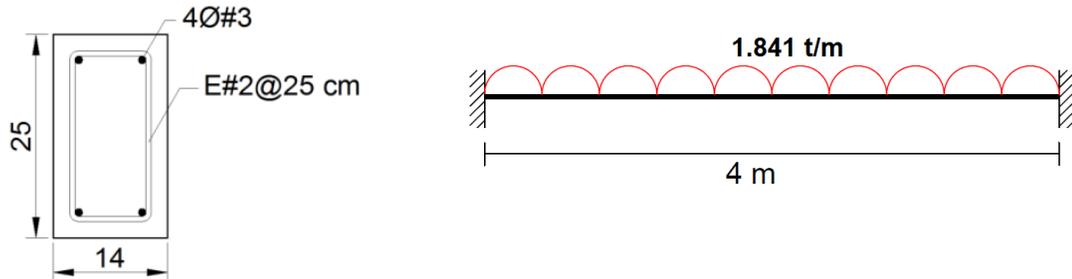
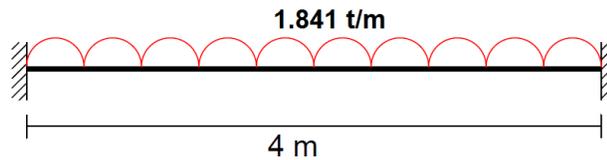
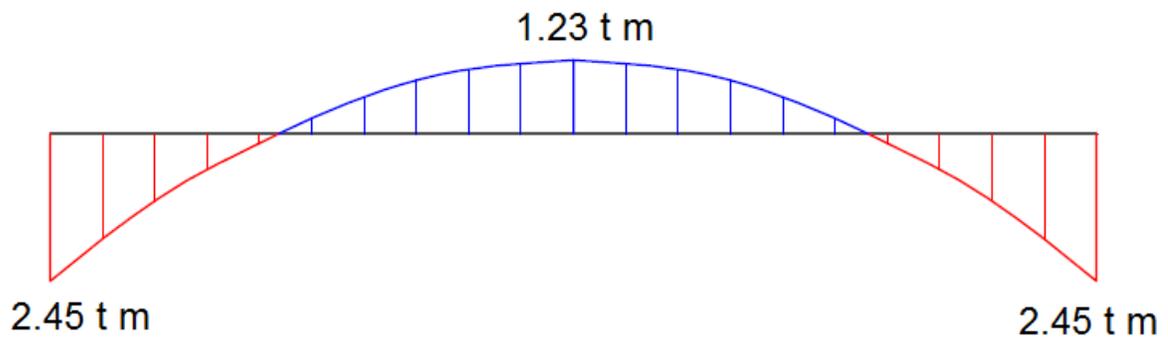


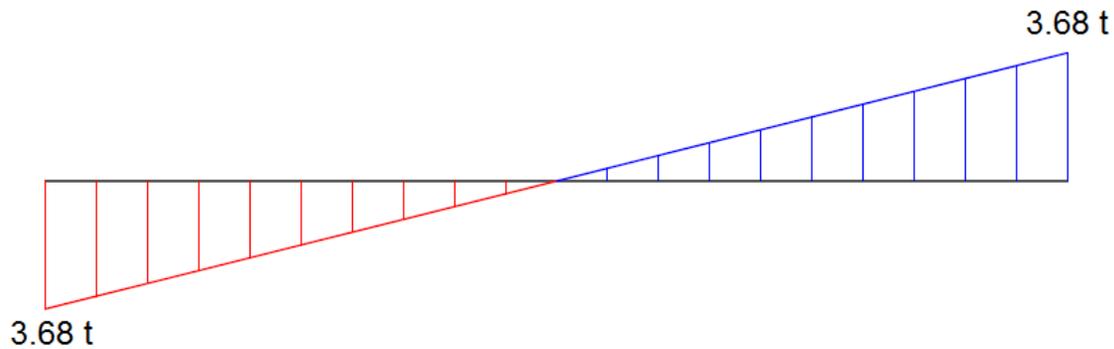
Figura 3.15 Armado de dala y conceptualización de carga actuante

II. ANÁLISIS ESTRUCTURAL



- Diagramas de elementos mecánicos





CORTANTE

- **Elementos mecánicos para diseño**

$$M (+) = 1.23 \text{ t m}$$

$$M (-) = 2.45 \text{ t m}$$

$$V = 3.68 \text{ t}$$

III. Revisión de la trabe (NTC – Concreto, 2004)

- *Revisión por flexión*

$$Mu_{(+)} = 1.4 \times 1.23 = 1.722 \times 10^5 \text{ kg cm}$$

$$Mu_{(-)} = 1.4 \times 2.45 = 3.43 \times 10^5 \text{ kg cm}$$

Acero mínimo

$$As_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} bd = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} (14)(23) = 0.758 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

$$\rho_{max} = \frac{f'c}{fy} \frac{6000 \beta_1}{fy + 6000} = \left[\frac{(200)(0.8)(0.85)}{4200} \right] \left[\frac{6000 (0.85)}{4200 + 6000} \right] = 0.0161$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$As_{max} = (0.0161)(14)(23) = 5.18 \text{ cm}^2$$

Momento resistente (NTC – Concreto, 2004)

$$M_R = Mu = F_R bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$F_R = 0.9$$

$$Mu_{(+)} = 1.722 \times 10^5 = (0.9)(14)(23)^2(136)q(1 - 0.5q)$$

$$q = 0.21$$

$$As = \frac{q f_c''}{f_y} bd = \left[\frac{(0.21)(136)}{4200} \right] [(14)(23)] = 2.18 \text{ cm}^2$$

Área de acero del armado tradicional (2 barras #3 (inferior)) = 1.42 cm²

**El área de acero requerido excede al existente,
por lo tanto el armado es inadecuado.**

$$Mu_{(-)} = 3.43 \times 10^5 = (0.9)(14)(23)^2(136)q(1 - 0.5q)$$

$$q = 0.51$$

$$As = \frac{q f_c''}{f_y} bd = \left[\frac{(0.51)(136)}{4200} \right] [(14)(23)] = 5.32 \text{ cm}^2$$

Área de acero del armado tradicional (2 barras #3 (superior)) = 1.42 cm²

**El área de acero requerido excede al existente,
por lo tanto el armado es inadecuado.**

- Revisión por cortante

$$Vu = 1.4 \times 3.54 = 4.956 \text{ t}$$

Revisión de las dimensiones de la sección

$$Vu < 2.5FR bd \sqrt{f^*c}$$

$$4.956 < 2.5 (0.8)(14 \times 23) \sqrt{136}$$

$$7.732 \text{ t} < 7.51 \text{ t}$$

Por lo tanto la sección es la adecuada

Como se observa en el ejemplo, la sección de la dala de cerramiento, por si sola, con el armado tradicional y con la calidad del concreto hecho en obra, no es capaz de resistir las cargas a las que se somete después de eliminar el muro de mampostería.

3.11 Incremento de niveles

Adicionar más niveles a una vivienda es una opción viable para las familias, puesto que el espacio habitable es escaso y la manera más sencilla para disponer de mayor espacio es adicionar otro nivel. No obstante, esto conlleva aumentar el peso de la estructura, lo cual tiene como consecuencia una sobre carga en los elementos de soporte y en consecuencia a la cimentación.

Tradicionalmente en las zonas urbanas se edifican viviendas de entre dos o tres niveles, por lo que la cimentación se resuelve, con base en la experiencia, a través de zapatas corridas o aisladas.

Sin embargo, no hay que perder de vista que para garantizar un buen desempeño de la cimentación tanto desde el punto de vista geotécnico como estructural se debe de tomar en cuenta la magnitud de la carga; así como la capacidad de carga y compresibilidad del suelo, tal como se muestra en la figura 3.16.

TIPO DE CIMENTACIÓN			PROFUNDAS			SOMERAS	
ESTRUCTURA	MAGNITUD DE LA CARGA	GRANDE					
		MEDIA					
		PEQUEÑA					
RESISTENCIA	MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA		
COMPRESIBILIDAD	MUY ALTA	ALTA	MEDIA	BAJA	MUY BAJA		
SUELO							

Figura 3.16 Selección preliminar del tipo de cimentación (Tamez González, 2002)

3.12 Revisión de capacidad de carga de la cimentación

La cimentación que se utiliza en viviendas de pocos niveles, y que son edificadas a base de autoconstrucción, es a base de zapatas corridas de mampostería de tercera, es decir, piedra braza no labrada unida por mortero (figura 3.17).

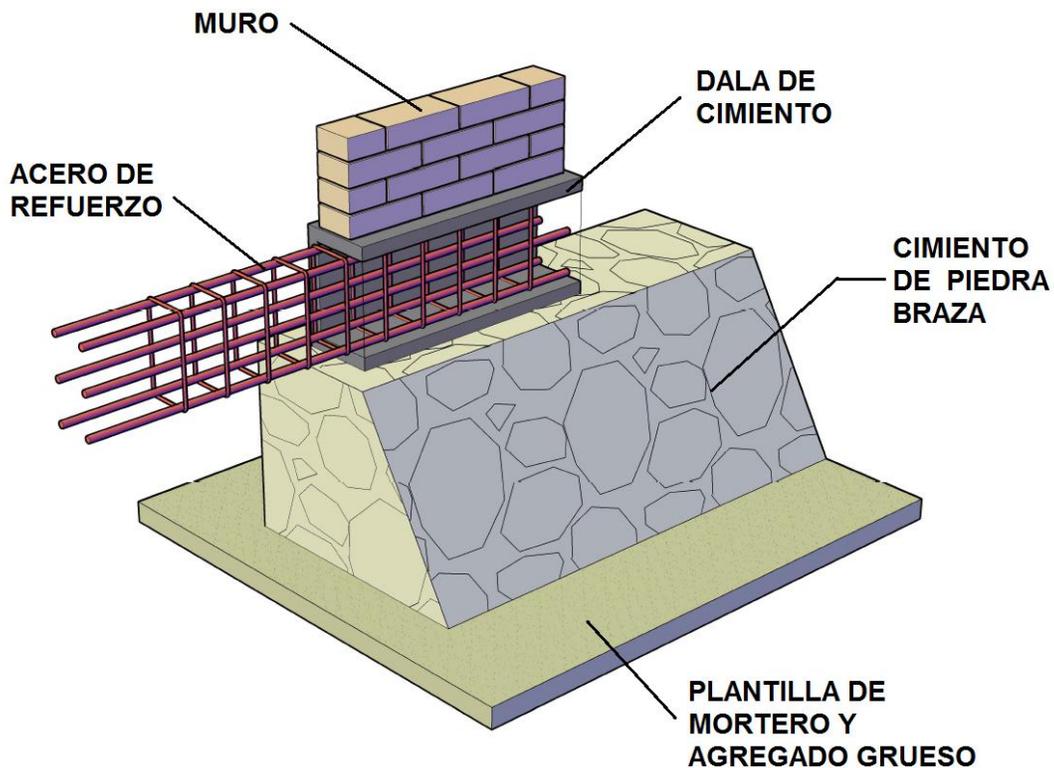


Figura 3.17 Cimiento corrido hecho a base de piedra braza

Con base en las NTC – Mampostería (2004), para asegurar el desempeño y de este tipo de cimentación se deben satisfacer los requisitos que a continuación se describen.

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán cumplir lo siguiente:

- a) Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación será de 150 kg/cm^2
- b) Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación será de 100 kg/cm^2
- c) La absorción máxima será de 4%; y
- d) Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, deberá ser de 10%.

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo III, tal que la resistencia mínima en compresión sea de 40 kg/cm^2

Se verificará que en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente de diseño (P_R) dada por:

$$P_R = F_R f_m^* A_T \left(1 - \frac{2e}{t}\right)$$

donde:

F_R	Factor de reducción
f_m^*	Esfuerzo resistente de diseño en compresión
A_T	Área bruta de la sección transversal del cimiento
e	Excentricidad con que actúa la carga
t	Espesor de la sección

Esfuerzos resistentes de diseño

- a) Mampostería unida con mortero de resistencia a compresión no menor de 50 kg/cm^2

$$F_R f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2$$

- b) Mampostería unida con mortero de resistencia a compresión menor que 50 kg/cm^2

$$F_R f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$$

En cimientos de piedras braza la pendiente de las caras inclinadas medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical); 1 (horizontal) (figura 3.18).

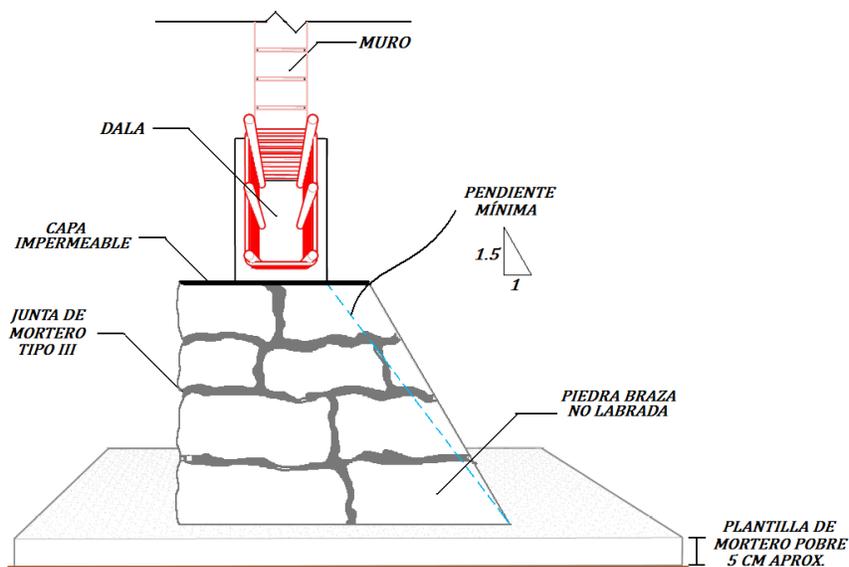


Figura 3.18 Esquema de cimentación de piedra para una vivienda pequeña

En cimientos de mampostería de forma trapezoidal con un talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores de las que se señalan en la tabla 3.19.

Tabla 3.19 Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión (NTC – Mampostería, 2004)

Presión de contacto con el terreno, <i>kg/m²</i>		Claro máximo, m
menos de 2 000		10.0
más de 2 000	hasta 2 500	9.0
más de 2 500	hasta 3 000	7.5
más de 3 000	hasta 4 000	6.0
más de 4 000	hasta 5 000	4.5

3.13 Determinación empírica de la capacidad de carga del terreno

Para determinar la capacidad de carga del terreno se recomienda hacer muestreos en el sitio, donde se proyecta la edificación, mediante un estudio de mecánica de suelos donde se determinen de manera precisa las propiedades mecánicas del suelo.

Cuando esto no es posible de realizar por el alto costo que conlleva se pueden realizar pruebas en campo de manera empírica que pueden dar una idea sobre la capacidad del terreno, tal como se describe a continuación.

- **Prueba de la pala:** hecha la excavación y habiendo alcanzado ya la profundidad en que se pretenda cimentar la obra, se toma la pala de punta y levantándola de manera que la empuñadura quede a la altura de la cabeza del que opera, se impulsa violentamente hacia abajo teniéndola siempre tomada de la empuñadura, si la pala se clavara en el suelo y su penetración no es mayor de 2 a 3 cm, se puede admitirse que el suelo es bastante resistente (figura 3.19).

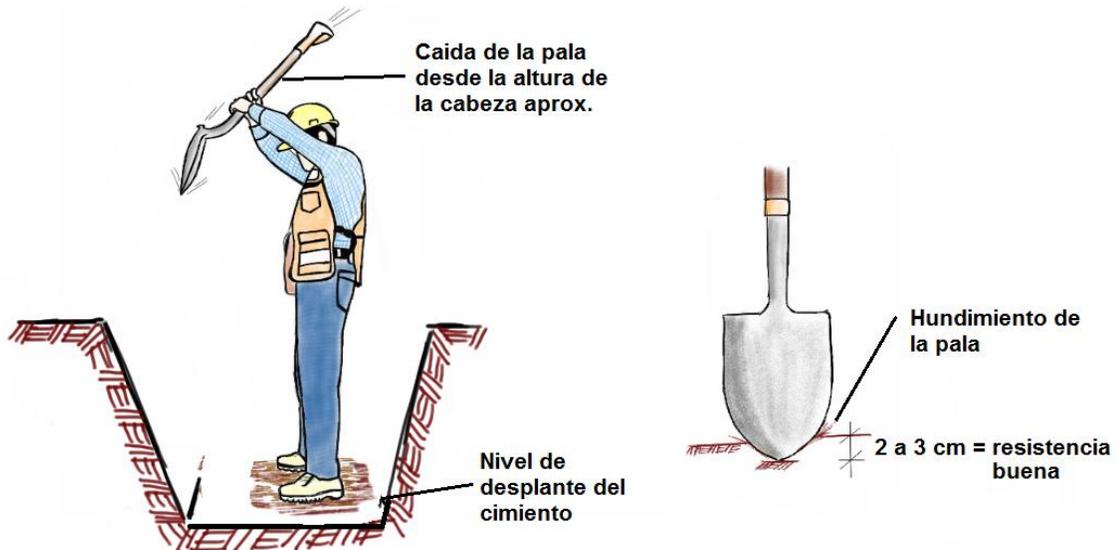


Figura 3.19 Prueba de la pala

- Procedimiento de la poza:** En las mismas condiciones que en el caso anterior, se toma un adoquín de formas más o menos regulares y se deja caer desde una altura aproximadamente de 1 m arriba del suelo a ensayar. Si el suelo es suficientemente resistente, el adoquín rebotará dejando una huella de penetración no mayor de 0.5 cm; si el terreno presentara un hundimiento se supone que el suelo no permite cargas excesivas, o más; si el adoquín no rebota y queda incrustado aunque la penetración no fuera más que de 2 a 3 cm, demostraría que el suelo es demasiado compresible y solo admitirá cargas pequeñas (figura 3.20).

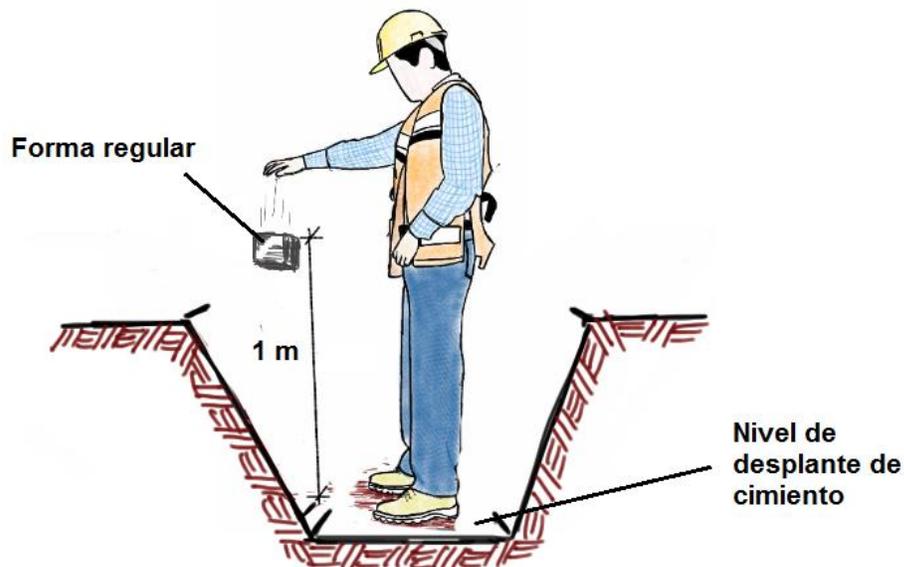


Figura 3.20 Procedimiento de la poza

- **Procedimiento de la mesa:** debido a que en los casos anteriores no tienen como resultado un valor numérico, se usa este método que nos permite conocer un valor aproximado de la capacidad de carga que tiene el terreno.

Se usa una mesa más o menos robusta de cuatro patas; se mide la superficie de apoyo (en la parte inferior) de las patas y se instala sobre el terreno a ensayar; se coloca una línea afirmada a los costados de la excavación y coincidiendo con un borde de la tabla superior para valorar el hundimiento; se carga la parte superior de la mesa con pesos conocidos que se colocan sucesivamente a la vez que se observa la línea y cuando ésta demuestra que la mesa ha bajado se detiene el incremento de pesos; dividiendo el peso total colocado sobre la mesa entre la superficie de las patas de la mesa, se obtendrá la resistencia del terreno (figura 3.21).

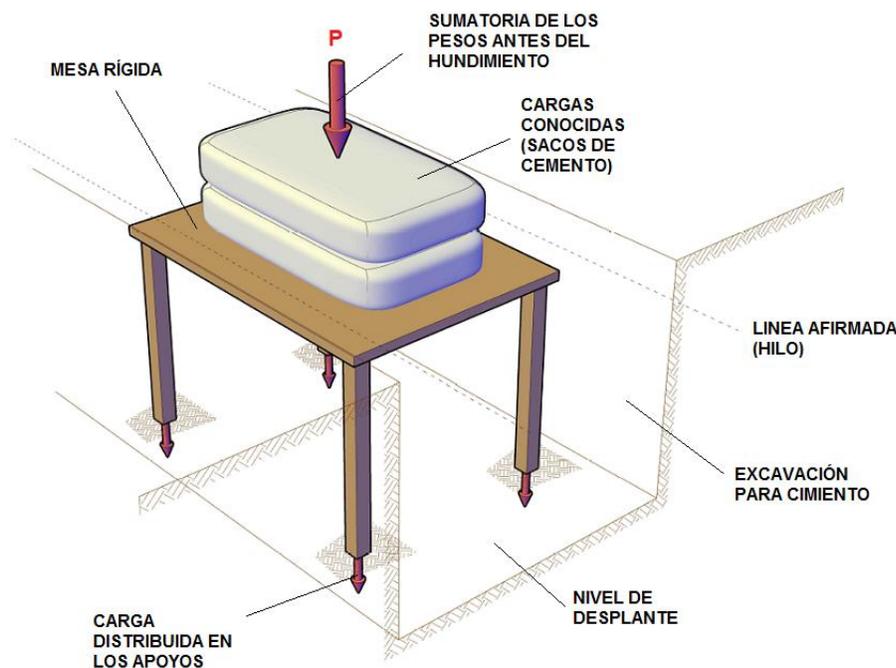


Figura 3.21 Procedimiento de la mesa

$$C_E = \frac{P}{A_a} \quad (9)$$

Donde:

C_E Capacidad de carga empírica del terreno
 P Sumatoria de carga total antes del hundimiento
 A_a Área de todos los apoyos

En la tabla 3.20 se muestran las presiones admisibles recomendadas en arcillas según Crespo Villalaz, 2004.

Tabla 3.20 Presiones admisibles recomendables en arcillas (Crespo Villalaz, 2004)

Descripción de la arcilla	N	qu (t/m ²)	qs cuadrada (t/m ²)	qs continua (t/m ²)	qa cuadrada (t/m ²)	qa continua (t/m ²)	E (kg/cm ²)
Muy blanda	Menos de 2	Menos de 2.5	Menos de 9.2	Menos de 7.1	Menos de 3.0	Menos de 2.2	3
Blanda	2 a 4	2.5 a 5.0	9.2 a 18.5	7.1 a 14.2	3.0 a 6.0	2.2 a 4.5	30
Mediana	4 a 8	5.0 a 10	18.5 a 37.0	14.2 a 28.5	6.0 a 12.0	4.5 a 9.0	45 – 90
Compacta	8 a 15	10 a 20	37.0 a 74.0	28.5 a 57.0	12.0 a 24.0	9.0 a 18.0	90 - 200
Muy compacta	15 a 30	20 a 40	74.0 a 148.0	57.0 a 114.0	24.0 a 48.0	18.0 a 36.0	
Dura	Más de 30	Mas de 40	Mas de 148.0	Mas de 114.0	Mas de 48.0	Mas de 36.0	

- N** Número de golpes en ensayo normal de penetración estándar
qu Resistencia a compresión simple
qs Capacidad de carga a ruptura
qa Presión admisible aconsejable para coeficiente de seguridad de 3
E Módulo de elasticidad estático

3.14 Ejemplo de aplicación

PROBLEMA 3

Evaluar la cimentación de las viviendas mostradas en las figuras 3.23 y 3.25, las cuales tienen las propiedades tradicionalmente usadas para la construcción de vivienda en México (figura 3.22).

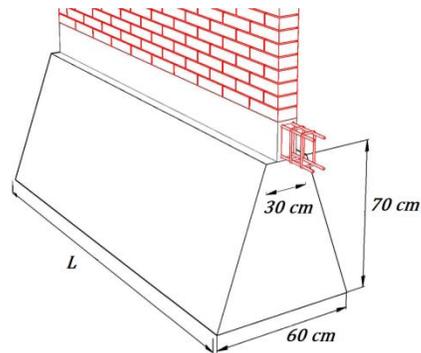


Figura 3.22 Cimentación comúnmente usada en viviendas de pocos niveles

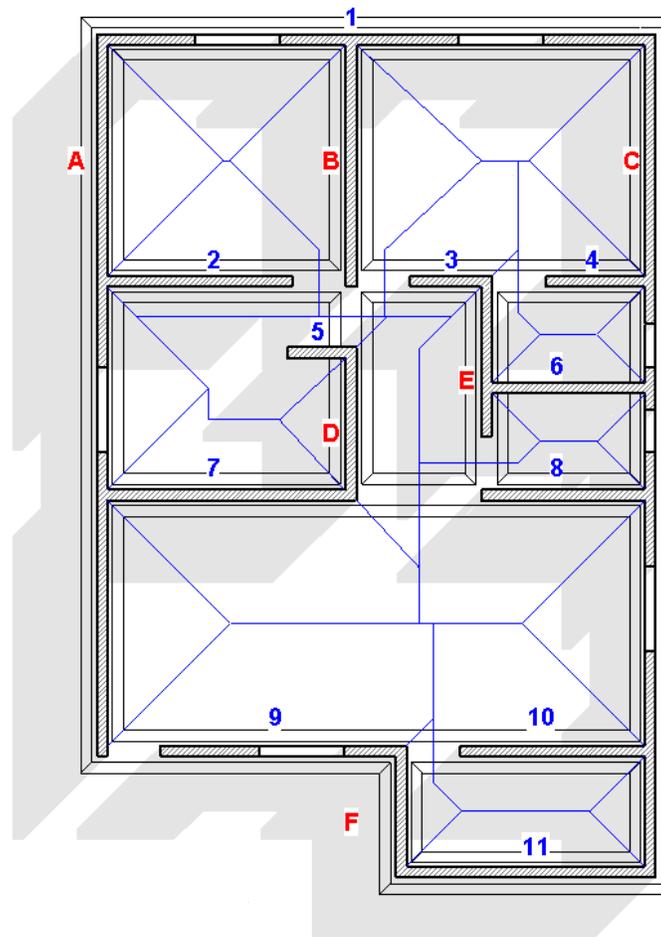


Figura 3.23 Vivienda de una planta con cimiento común usado en viviendas y distribución de áreas tributarias

I. DATOS

- Análisis de carga vertical de sistema de piso

Carga muerta

Concepto	Peso
Impermeabilizante	5 kg/m²
Mortero cemento – arena	20 kg/m²
Losa de entepiso de concreto de 10 cm de espesor	240 kg/m²
Plafón de yeso	22 kg/m²

Nota: Pesos extraídos de las fichas técnicas de los materiales utilizados en la construcción

Carga viva

Carga viva = **100 kg/m²**, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Tabla 6.1.

Carga vertical total

5 + 20 + 240 + 22 + 40 (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2) + 100 = 427 kg/m²

- Muro de tabique recocido = **378 kg/m²**
Entepiso de 2.2 m de altura → **831.6 kg/m** (incluye acabado)
- Cimiento de mampostería de piedra braza con mortero tipo III (resistencia menor a 50 kg/cm²).
- La cimentación de la vivienda se analizará variando la ubicación de la misma por lo que la resistencia del terreno variará dependiendo la zona como se muestra a continuación:
 - Zona III → 2.2 t/m²
 - Zona II → 6.75 t/m²
 - Zona I → 13.5 t/m²

II. BAJADA DE CARGAS

Para determinar la carga que soporta el cimiento se procede a hacer una bajada de cargas como la utilizada en la revisión por carga vertical en muros de mampostería mediante el uso de distribución de áreas tributarias correspondientes a cada muro (figura 3.24)

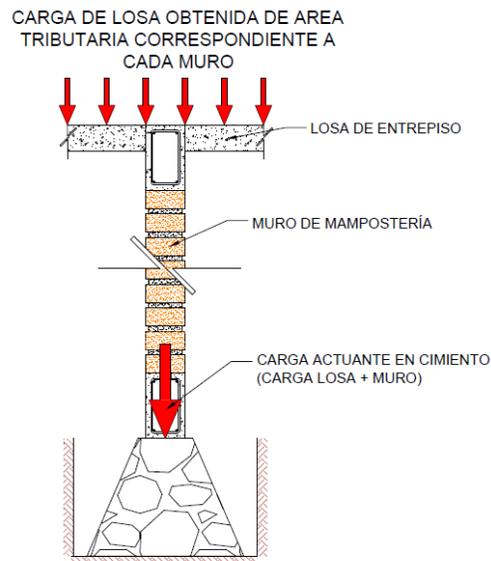


Figura 3.24 Esquema de bajada de cargas en cimiento de mampostería

En la tabla 3.21 se resume la bajada de cargas de cada muro y se indica el más cargado que se utilizará para la revisión de la cimentación y la capacidad de carga del suelo.

Tabla 3.21 Bajada de cargas y sección más desfavorable para la revisión de cimiento

BAJADA DE CARGAS					NIVEL 1
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	Pu (t)
A	9.15	10	8.32	3.91	17.11
B	6.73	3.4	2.83	2.87	7.98
C	8.88	11.7	9.73	3.79	18.93
D	3.83	2	1.66	1.64	4.62
E	3.2	2.18	1.81	1.37	4.45
F	1.05	1.6	1.33	0.45	2.49
1	7.8	7.7	6.40	3.33	13.63
2	4.35	2.68	2.23	1.86	5.72
3	2.84	1.08	0.90	1.21	2.96
4	2.75	1.48	1.23	1.17	3.37
5	3.01	0.9	0.75	1.29	2.85
6	2.31	2.3	1.91	0.99	4.06
7	12.34	3.5	2.91	5.27	11.45
8	5.91	2.3	1.91	2.52	6.21
9	6.96	4.2	3.49	2.97	9.05
10	6.01	2.68	2.23	2.57	6.71
11	2.52	3.5	2.91	1.08	5.58

donde:

A_t – Área tributaria correspondiente a cada muro.

L – Longitud del muro.

W_{muro} – Peso propio del muro.

W_{losa} – Peso propio de la losa.

P_u – Carga actuante total en el muro ($W_{muro} + W_{losa}$).

En la tabla 3.22 se resume el cálculo de la densidad de muros para la vivienda mostrada en la figura 3.23.

Tabla 3.22 Densidad de muros

DIRECCIÓN Y			DIRECCIÓN X		
Muro	L (m)	Área (cm ²)	Muro	L (m)	Área (cm ²)
A	10	15000	1	7.7	11550
B	3.4	5100	2	2.68	4020
C	11.7	17550	3	1.08	1620
D	2	3000	4	1.48	2220
E	2.18	3270	5	0.9	1350
F	1.6	2400	6	2.3	3450
		46320	7	3.5	5250
	DX	5.17%	8	2.3	3450
			9	4.2	6300
			10	2.68	4020
			11	3.5	5250
					48480
			DY		5.41%
Densidad de muros total				10.58%	

III. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CIMIENTO

$$P_R = F_R f_m^* A_T \left(1 - \frac{2e}{t}\right)$$

$$P_R = 0.6 \times 15 \text{ kg/cm}^2 \times (888 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}) \left(1 - \frac{2(0)}{100}\right)$$

$$P_R = 479.52 \text{ t} > P_u = 15.54 \text{ t}$$

Por lo tanto el cimiento es el adecuado para la vivienda, así mismo también es capaz de resistir un incremento de niveles, al menos por carga vertical.

IV. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA EN UN SUELO MUY BLANDO (ZONA III)

$$\textit{Presión sobre el suelo} = \frac{18.93 \text{ t}}{(8.88 \text{ m} \times 0.60 \text{ m})} = 3.55 \text{ t/m}^2$$

$$3.55 \text{ t/m}^2 > 2.2 \text{ t/m}^2$$

Como se observa, el cimiento no es el adecuado para la vivienda de una planta cimentada en terreno con una resistencia muy baja y por lo tanto **no** es recomendable incrementar niveles.

V. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA EN SUELO CON CAPACIDAD DE CARGA MEDIANA (ZONA II)

$$\textit{Presión sobre el suelo} = 3.29 \text{ t/m}^2$$

$$3.55 \text{ t/m}^2 < 6.75 \text{ t/m}^2$$

El cimiento es adecuado para un suelo con resistencia a compresión baja y es capaz de resistir un incremento de hasta 1 nivel.

VI. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA EN UN SUELO COMPACTO (ZONA I)

$$\textit{Presión sobre el suelo} = 3.29 \text{ t/m}^2$$

$$3.55 \text{ t/m}^2 < 13.5 \text{ t/m}^2$$

El cimiento es adecuado para un suelo con resistencia a compresión baja y es capaz de resistir un incremento de hasta de 3 niveles.

La distribución de áreas tributarias y planta arquitectónica de la segunda vivienda a analizar se muestran en la figura 3.25.

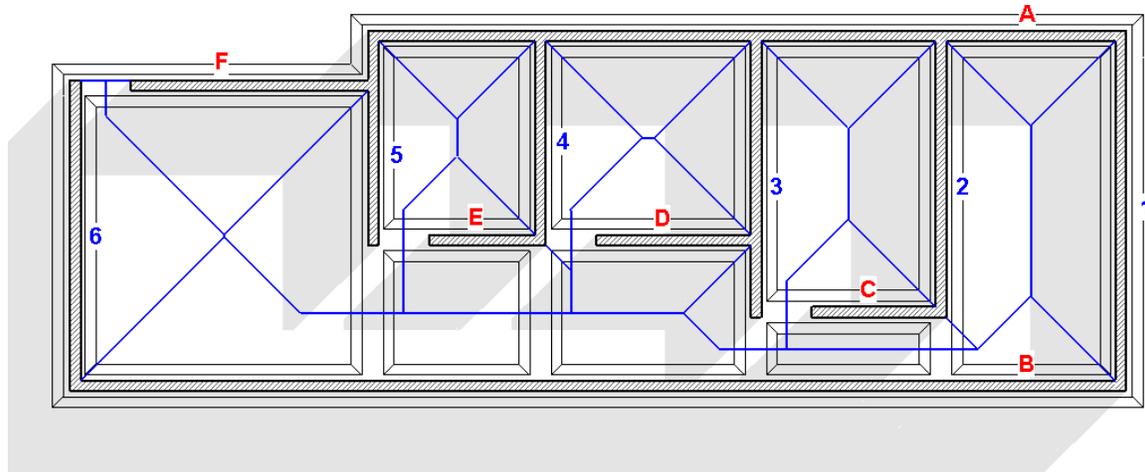


Figura 3.25 Vivienda de una planta con cimiento común usado en viviendas y distribución de áreas tributarias

I. BAJADA DE CARGAS

En la tabla 3.23 se resume la bajada de cargas correspondientes a cada muro utilizando el mismo criterio de bajada de cargas mediante la distribución de áreas tributarias.

Tabla 3.23 Bajada de cargas y sección más desfavorable para la revisión de cimiento

BAJADA DE CARGAS					NIVEL 1
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	Pu (t)
A	7.62	10.4	8.65	3.25	16.66
B	13.98	14.6	12.10	5.97	25.30
C	2.8	1.8	1.50	1.20	3.77
D	4.24	2.22	1.85	1.81	5.12
E	3.52	1.55	1.29	1.50	3.91
F	4.48	4.15	3.45	1.91	7.51
1	4.89	4.87	4.05	2.09	8.59
2	7.53	3.84	3.19	3.22	8.97
3	7.54	3.84	3.19	3.22	8.98
4	4.14	2.84	2.36	1.77	5.78
5	6.35	2.84	2.36	2.71	7.10
6	4.78	4.18	3.48	2.04	7.72

En la tabla 3.24 resume el cálculo de la densidad de muros para la vivienda mostrada en la figura 3.25.

Tabla 3.24 Densidad de muros

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Muro	L (m)	Área (cm ²)	Muro	L (m)	Área (cm ²)
A	10.4	15600	1	4.87	7305
B	14.6	21825	2	3.84	5760
C	1.8	2700	3	3.84	5760
D	2.22	3330	4	2.84	4260
E	1.55	2325	5	2.84	4260
F	4.15	6225	6	4.18	6270
		52005			33615
DX		7.24%	DY		4.68%
Densidad de muros total			11.91%		

II. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CIMIENTO

$$P_R = F_R f_m^* A_T \left(1 - \frac{2e}{t}\right)$$

$$P_R = 0.6 \times 15 \text{ kg/cm}^2 \times (1460 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}) \left(1 - \frac{2(0)}{100}\right)$$

$$P_R = 788.4 \text{ t} > P_u = 20.75 \text{ t}$$

Por lo tanto el cimiento es el adecuado para la vivienda, así mismo también es capaz de resistir un incremento de niveles, al menos por carga vertical.

III. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA EN UN SUELO MUY BLANDO (ZONA III)

$$\text{Presión sobre el suelo} = \frac{25.30 \text{ t}}{(14.60 \text{ m} \times 0.60 \text{ m})} = 2.88 \text{ t/m}^2$$

$$2.88 \text{ t/m}^2 > 2.2 \text{ t/m}^2$$

El cimiento no es el adecuado para la vivienda de una planta cimentada en terreno con una resistencia muy baja y por lo tanto **no** es recomendable incrementar niveles.

IV. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA EN SUELO CON CAPACIDAD DE CARGA MEDIANA (ZONA II)

$$\text{Presión sobre el suelo} = 3.37 \text{ t/m}^2$$

$$2.88 \text{ t/m}^2 < 6.75 \text{ t/m}^2$$

El cimiento es adecuado para un suelo con resistencia a compresión baja y es capaz de resistir un incremento de hasta 1 nivel.

V. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA EN UN SUELO COMPACTO (ZONA I)

$$\text{Presión sobre el suelo} = 3.37 \text{ t/m}^2$$

$$2.88 \text{ t/m}^2 < 13.5 \text{ t/m}^2$$

El cimiento es adecuado para un suelo con resistencia a compresión baja y es capaz de resistir un incremento de hasta de 3 niveles.

De acuerdo a los resultados anteriores, se puede llegar a la conclusión de que para viviendas construidas con el cimiento tradicionalmente usado; se recomienda que en zonas con una resistencia a compresión del suelo muy bajo se edifique de 1 a 2 niveles puesto que un incremento mayor podría comprometer la estabilidad estructural de la vivienda bajo carga vertical, así mismo, los niveles a edificar recomendados para las distintas zonas según la zonificación geotécnica de la Ciudad de México (figura 3.26) se muestran en la tabla 3.25 con base en la densidad de muros de la vivienda debido a que es un índice que involucra al área de la planta y el área total de los muros en la planta, esto debido a que no existe una configuración arquitectónica que generalice todas las viviendas.

Tabla 3.25 incremento de niveles recomendados para viviendas con cimiento común tradicional

Densidad de muros Total (%)	Numero de niveles		
	Zona I	Zona II	Zona III
6.6 - 12.03	1-4	1-3	1-2

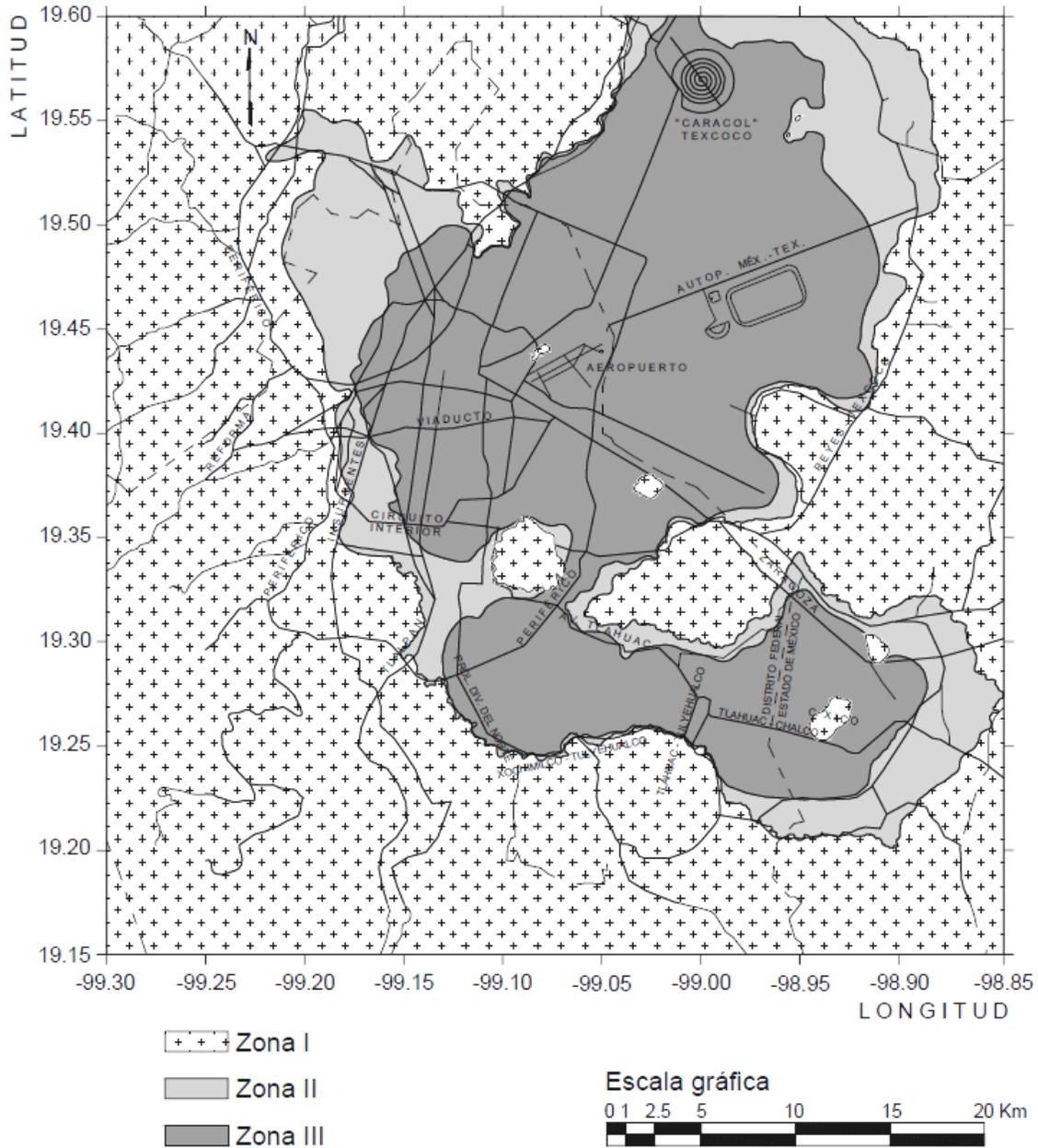


Figura 3.26 Zonificación geotécnica de la ciudad de México, NTC – Cimentaciones (2004)

Las siguientes imágenes (figuras 3.27, 3.28 y 3.29) ejemplifican la edificación de vivienda derivadas del ejemplo expuesto donde en zonas con suelo de baja resistencia a la compresión se edifican viviendas de poca altura en contraste a zonas donde la resistencia del suelo es mayor donde las edificaciones son de mayor altura.



Figura 3.27 Ejemplos de viviendas en Zona I (Delegación Miguel Hidalgo, DF)
Fuente: Google Earth, Street View



Figura 3.28 Ejemplos de viviendas en Zona II (Delegación Azcapotzalco, DF)
Fuente: Google Earth, Street View



*Figura 3.29 Ejemplos de viviendas en Zona III (Delegación Iztapalapa, DF)
Fuente: Google Earth, Street View*

3.15 Adición de espacios laterales

Cuando la geometría de la planta lo permite, es posible adicionar un espacio para satisfacer las necesidades de vivienda ante el incremento de los miembros de la una familia. Como consecuencia se tiene que hacer una evaluación de la vivienda en la cual se ejecutará el proyecto de aumento de espacios, llevando consigo una serie de aspectos que habrá que revisar como son: la conexión de concreto viejo con nuevo, conexión a base de traslape de varillas y cálculo y detallado de elementos estructurales

Conexión concreto viejo con nuevo

Existe un mecanismo bien definido entre la conexión de concreto viejo con nuevo que da lugar a fisuras, filtraciones o falla parcial de la estructura; esto se debe a que actúan como elementos independientes con movimiento propio y no como estructura monolítica.

Además, se debe de tomar en cuenta que una vez que el adhesivo ha curado completamente y por tanto adquirido sus características físico – químicas definitivas se verá sometido a una serie de agentes externos que pueden modificar sus propiedades. El medio puede debilitar la junta adhesiva y provocar el fallo frente a esfuerzos mecánicos más débiles que los previstos.

Por ello, es necesario caracterizar las propiedades físico – químicas de cada adhesivo y su variación frente a los agentes externos a los que pueda verse sometida. Esto es lo que se conoce como “durabilidad del adhesivo”. Los valores

de resistencia ambiental se dan siempre con relación a la resistencia definitiva que se logra en la junta adhesiva.

Los factores que pueden afectar la unión adhesiva son: temperatura, humedad y fluidos (aceites, combustibles, solventes orgánicos y clorados, agentes químicos agresivos, gases refrigerantes, entre otros)

Adhesivos

Los adhesivos son polímeros. El comportamiento de las adhesiones a bajas temperaturas viene condicionado por las características mecánicas del adhesivo a tales temperaturas, a continuación se describen algunas ventajas y desventajas de usar adhesivos.

Ventajas:

Muy alta resistencia al corte, tracción y compresión, debido a la fuerza cohesiva que causa el adhesivo, se puede mencionar una resistencia a temperaturas de hasta 180 °C. Este tipo de sistema adhiere la mayoría de los sustratos expuestos entre sí formando un solo elemento, se puede hacer referencia a una buena resistencia química debida al intemperismo, hidratación y exposición al fuego, por su misma consistencia se puede decir que posee una gran capacidad de relleno esto es beneficioso al momento de aplicarlo, estos adhesivos son muy rígidos, poseen una gran resistencia a pelado y a impacto en formulaciones flexibles.

Desventajas:

La desventaja más grande que tiene la unión por adhesivos es la incertidumbre. No se conoce por el momento de ningún método adecuado no destructivo para probar una unión hecha con adhesivo. En las aplicaciones plenamente estructurales, esto puede significar que el componente en particular no se pruebe nunca en condiciones de plena carga de servicio, sino hasta que se coloque la estructura, que puede ser ya demasiado tarde.

Conexión hecha a base de traslape de varillas

Otro problema que se tiene que cuidar es relacionado con la unión de las barras de los elementos estructurales nuevos con los existentes, para ello el reglamento menciona los requisitos que se deben de cumplir para así garantizar la funcionalidad de los elementos estructurales los cuales se describen a continuación.

Requisitos generales

Conforme a las NTC – Concreto (2004), en lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión.

Traslape

Con base en las NTC – Concreto (2004), la longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo L_d , calculada, ni menor que $(0.01f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2).

Cuando se una por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

Anclaje

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra.

Longitud de desarrollo de barras a tensión

Barras rectas

La longitud de desarrollo, L_d , en el cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} , dada por la ecuación (10) y afectará por los factores indicados en la tabla 3.26. Estas disposiciones son aplicables a barras de diámetro no mayor que 38.1 mm (varilla del número 12).

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (10)$$

donde:

a_s	Área transversal de la barra
d_b	Diámetro nominal de la barra
C	Separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes

1. Distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
2. La mitad de la separación entre centros de barras.

Tabla 3.26 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo

Condición de refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (número 6) o menor	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm de concreto	1.3
En concreto ligero	1.3
Barras con f_y mayor a 4200 kg/cm ²	$2 - \frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (número 6)	1.2
Acero de flexión en exceso	$\frac{A_{s,requerida}}{A_{s,proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico: Recubrimiento libre de concreto menor que 3 db, o separación libre entre barras menor que 6 db	1.5
Otras condiciones	1.2
Todos los casos	1.0

El índice de refuerzo transversal se calculará mediante el uso de la ecuación (11)

$$\frac{A_{tr} f_{yv}}{100 s n}, \text{ en kg/cm}^2 \quad (11)$$

- A_{tr} Área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan;
- f_{yv} Esfuerzo especificado de fluencia de refuerzo transversal;
- s Máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d , y
- n Numero de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento

Por su sencillez en el diseño, se permite suponer $K_{tr} = 0$, aunque haya refuerzo transversal. En ningún caso L_d será menor que 300 mm

La longitud de desarrollo, L_d , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.20, cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

Barras con dobleces

Son barras a tensión que terminan con dobleces a 90 ó 180 grados, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ para dobleces a 180 grados. En estas barras se toma como longitud de desarrollo la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño extremo de la barra después del dobléz (fig. 3.19). La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica dada por la ecuación (12).

$$\frac{0.076d_b f_y}{\sqrt{f'c}} \tag{12}$$

Por el factor o los factores de la tabla 3.21 que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 150 mm ni que $8d_b$.

La figura 3.30 indica las longitudes de desarrollo para el anclaje mediante barras con dobleces

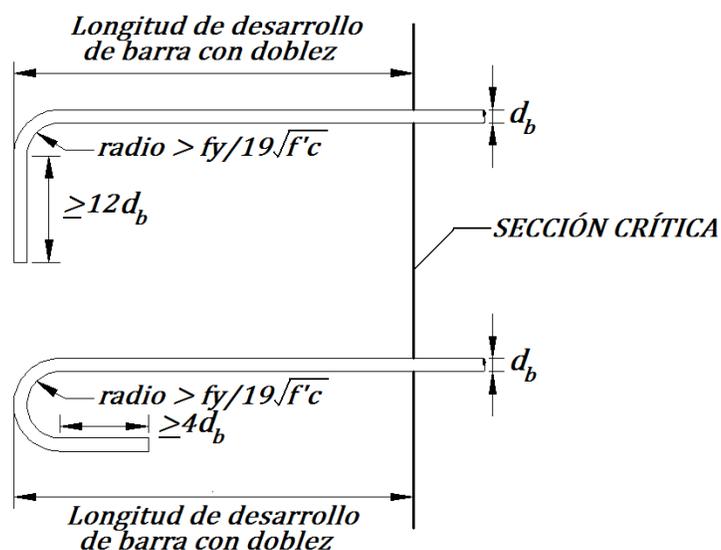


Figura 3.30 Longitud de desarrollo de barras con dobleces, NTC - Concreto

3.16 Ejemplo de aplicación

PROBLEMA 4

Diseñar los elementos estructurales para la siguiente ampliación de espacio lateral, la cual será usado como terraza, de la vivienda mostrada en la figura 3.30 mediante el uso de estructura de concreto, la altura de entrepiso es de 2.2 m.

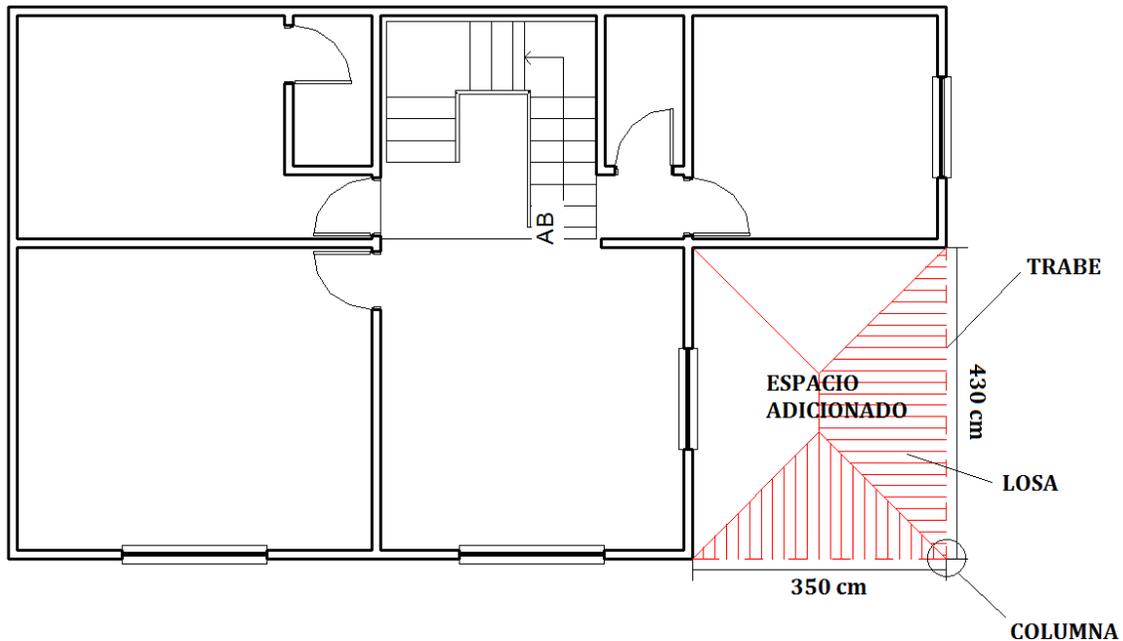


Figura 3.30 Planta segundo nivel y adición de nuevo espacio lateral

I. DATOS

- Análisis de cargas

Carga muerta

Concepto	Peso
Losa de entrepiso de concreto de 10 cm de espesor	240 kg/m ²
Mortero cemento - arena	20 kg/m ²

Nota: Pesos extraídos de las fichas técnicas de los materiales utilizados en la construcción

Carga viva

Carga viva = 100 kg/m^2 , de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Tabla 6.1.

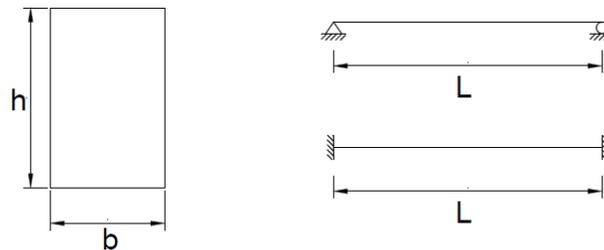
Carga vertical total en losa

$$w_{\text{ser}} = 240 + 20 + 40 \text{ (NTC – Edificaciones)} + 100 = 400 \text{ kg/m}^2$$

- Concreto hecho en obra con una resistencia aproximada, $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

II. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Las figuras 3.31 y 3.32 muestran los criterios para un dimensionamiento preliminar para diferentes tipos de elementos estructurales de concreto.

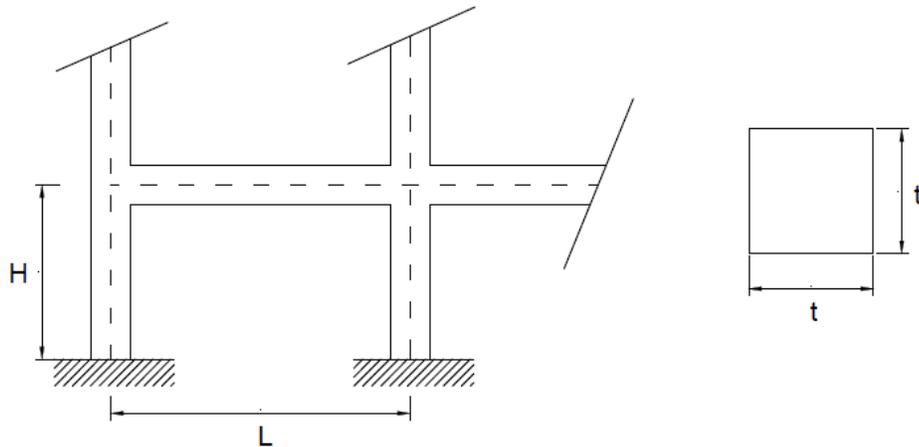


$$h \approx \frac{L}{10} \text{ (simplemente apoyada)}$$

$$h \approx \frac{L}{12} \text{ (doblemente empotrada)}$$

$$\frac{h}{b} \geq 2$$

Figura 3.31 Predimensionamiento de travesaños



Tomar el de mayor valor de las siguientes operaciones:

$$t = \frac{H}{12}$$

$$t = \frac{L}{20}$$

Figura 3.32 Predimensionamiento de columnas

- TRABES

$$h \approx \frac{430 \text{ cm}}{12} \approx 35 \text{ cm}$$

$$b \approx \frac{35 \text{ cm}}{2} \approx 20 \text{ cm}$$

- COLUMNA

$$t = \frac{220 \text{ cm}}{12} \approx 19 \text{ cm}$$

$$t = \frac{430 \text{ cm}}{20} \approx 21 \text{ cm}$$

$$t_{\min} = 20 \text{ cm, por lo tanto } t = 20 \text{ cm}$$

Recubrimiento de 2 cm en ambos elementos

- LOSA

Peralte mínimo (NTC – Concreto, 2004)

$$d = \frac{\text{Perímetro}}{250} = \frac{430(1.25) + 350(1.25) + 350 + 430}{250} = 7.8 \text{ cm}$$

siempre y cuando se cumpla:

$$f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_{ser} \leq 380 \text{ kg/m}^2$$

donde

f_s 0.6 f_y ; f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
(4200 kg/cm² comunmente para vivienda)

w_{ser} Carga de servicio uniformemente repartida en losa

$$w_{ser} = 400 \text{ kg/m}^2 > 380 \text{ kg/m}^2 - \text{no cumple}$$

$$f_s = 0.6(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

entonces:

$$0.032 \sqrt[4]{f_s w_{ser}}$$

$$0.032 \sqrt[4]{2520(400)} = 1.0139$$

$$d = 1.0324 (7.8 \text{ cm}) = 7.90$$

$$\text{recubrimiento (r)} = 2 \text{ cm}$$

$$d = 7.9 + 2 = 9.9 \approx 10 \text{ cm}$$

La figura 3.33 muestra los componentes que forman en peralte total de la losa (h).

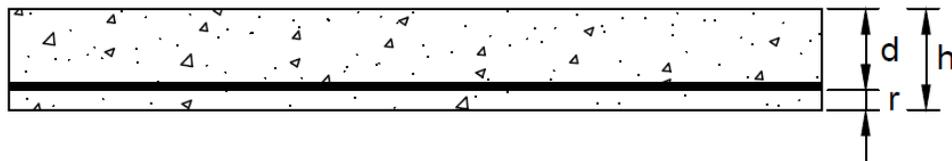


Figura 3.33 Peralte de losa

III. DISEÑO DE LOSA

Tablero con dos bordes discontinuos

$$m = \frac{a_2}{a_1} = \frac{3.50 \text{ m}}{4.30 \text{ m}} \approx 0.8$$

La tabla 3.27 muestra el método de cálculo de momentos de diseño para una franja unitaria de losa.

Tabla 3.27 Método propuesto en las NTC – Concreto (2004) para diseño de losas

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE k	$Mu = k w a^2$ ($t m$)
TABLERO DE ESQUINA	Negativo en bordes interiores	CORTO	0.0419	0.29
		LARGO	0.0394	0.27
	Negativo en bordes discontinuo	CORTO	0.0250	0.17
		LARGO	0.0222	0.15
	Positivo	CORTO	0.0216	0.15
		LARGO	0.0140	0.096

-Coeficientes k extraídos de la tabla 6.1 NTC – Concreto (2004)

-La carga w es afectada por el factor 1.4 por carga vertical

La figura 3.34 muestra la distribución de momentos en la franja unitaria para el diseño de la losa.

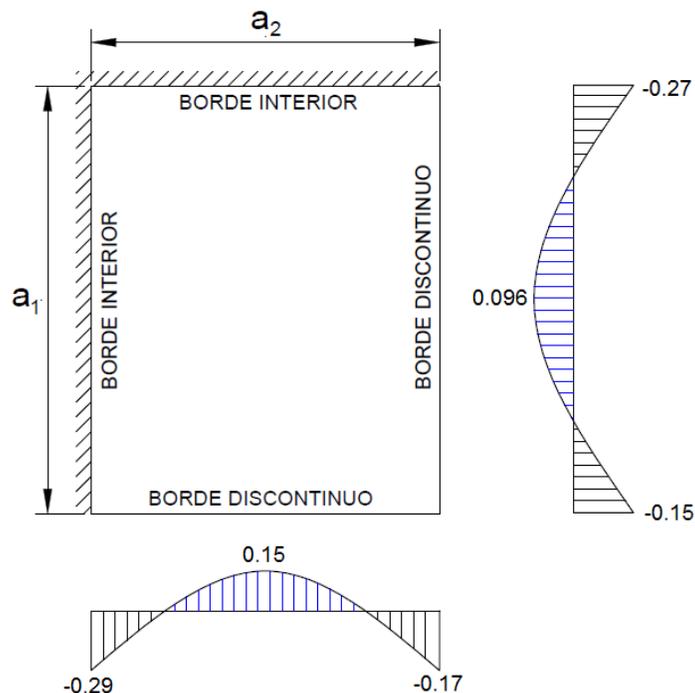


Figura 3.34 Momentos para diseño de losa

Acero de refuerzo

$$M_R = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = M_u$$

$$F_R = 0.9$$

La figura 3.35 muestra las dimensiones del ancho unitario para el cálculo del acero de refuerzo de la losa.

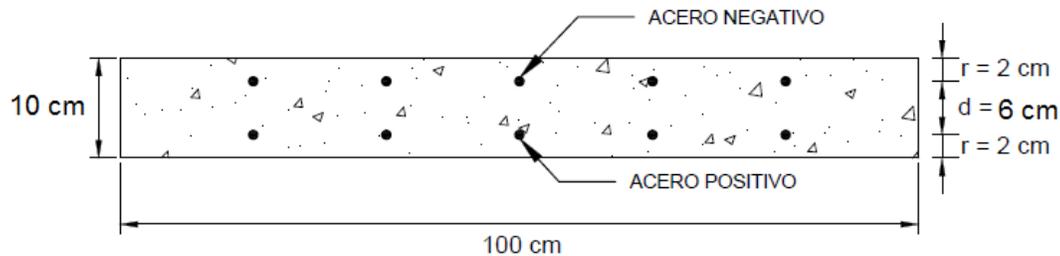


Figura 3.35 Ancho unitario para diseño de losa

Para $- M_u = 27000 \text{ kg cm}$

$$27000 = 0.9 (100)(7)^2 ((0.8)(0.85)(200))q(1 - 0.5q)$$

$$q = 0.063$$

$$\rho = \frac{qf'' c}{fy} = \frac{0.063(136)}{4200} = 0.00151 < \rho_{min} = 0.00235$$

por lo tanto se utilizará $\rho_{min} = 0.00235$

$$As = \rho b d = 0.00235 (100)(7) = 1.645 \text{ cm}^2$$

utilizando $\phi\#3$

$$\text{separación} = \frac{As_{varilla} (100)}{As_{calculada}} = \frac{0.71(100)}{1.645} = 43.161 \text{ cm}$$

separación máxima

50 cm ó 3.5 h (tomar el menor)

$$s = 3.5(11) = 38.5 \approx 40 \text{ cm}$$

por lo tanto se usará varilla del #3@20 cm en ambas direcciones.

La figura 3.36 muestra las recomendaciones para el armado de losa.

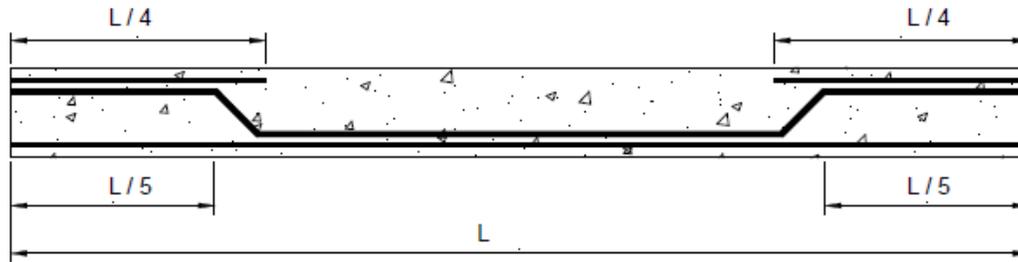


Figura 3.36 Recomendaciones de armado de losa

Revisión por cortante

Cortante actuante

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w_u$$

$$V_u = \left(\frac{4.30}{2} - 0.07 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{4.30}{3.5} \right) 400 = 279.31 \text{ kg}$$

Resistencia a cortante de la losa

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

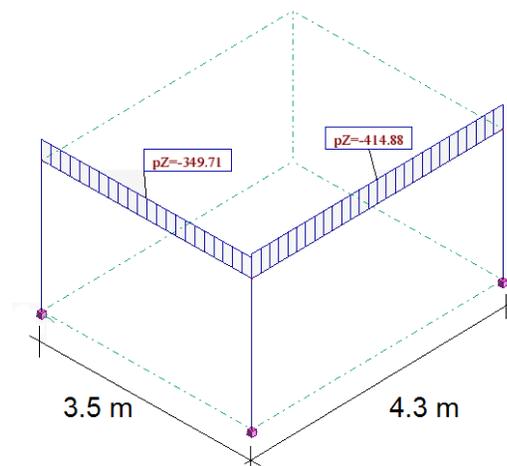
$$F_R = 0.8$$

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

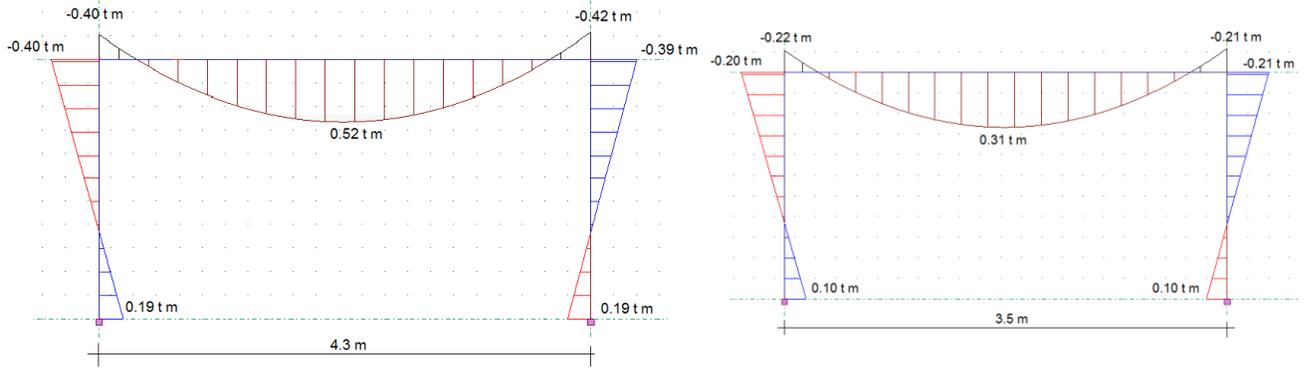
$$V_u = 0.5(0.8)(100)(6)\sqrt{160} = 3035.78 \text{ kg}$$

$V_u < V_R$ por lo tanto la sección es la adecuada

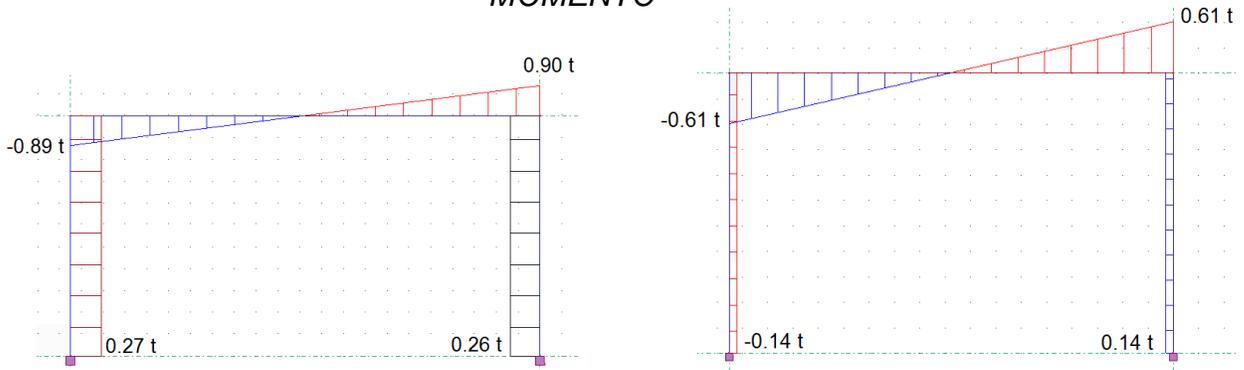
IV. DISEÑO DE TRABE



Diagramas de elementos mecánicos



MOMENTO



CORTANTE

Diseño por flexión

$$\begin{aligned}
 Mu_{(+)} &= (1.4)0.52 = 0.728 \times 10^5 \text{ kg cm} \\
 Mu_{(-)} &= (1.4)0.42 = 0.588 \times 10^5 \text{ kg cm} \\
 Vu &= (1.4)0.9 = 1260 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236$$

Sección de concreto en zona no sísmica $\rightarrow \rho_{max} = 0.9\rho_b$

Acero balanceado

$$\rho_b = \frac{f''_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} = \left[\frac{(200)(0.8)(0.85)}{4200} \right] \left[\frac{6000 (0.85)}{4200 + 6000} \right] = 0.0161$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.8 f''_c$$

$$\rho_{max} = 0.0161(0.9) = \mathbf{0.0145}$$

Momento resistente (NTC – Concreto, 2004)

$$M_R = Mu = F_R b d^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$

$$F_R = 0.9$$

$$Mu_{(+)} = 0.728 \times 10^5 = (0.9)(20)(33)^2(136)q(1 - 0.5q)$$

$$q = \mathbf{0.0277}$$

$$\rho = \frac{q f''_c}{f_y} = \left[\frac{(0.0277)(136)}{4200} \right] = \mathbf{0.001}$$

$$As_{(+)} = \mathbf{0.00236}(20)(33) = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2}$$

se utilizan 2 ϕ #4 (2.54 cm²) (NTC – Concreto, 2004, apartado 6.1.1)

$$Mu_{(-)} = 0.588 \times 10^5 = (0.9)(14)(25)^2(136)q(1 - 0.5q)$$

$$q = \mathbf{0.0223}$$

$$\rho = \frac{q f''_c}{f_y} = \left[\frac{(0.0223)(136)}{4200} \right] = \mathbf{0.000722}$$

$$As_{(-)} = \mathbf{0.00236}(20)(33) = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2}$$

se utilizan 2 ϕ #4 (2.54 cm²) (NTC – Concreto, 2004, apartado 6.1.1)

Diseño por cortante

Revisión de las dimensiones de la sección

$$Vu < 2.5FR b d \sqrt{f'_c}$$

$$1.260 < 2.5 (0.8)(20)(33)\sqrt{136}$$

$$1.260 t < 15.393 t$$

Por lo tanto la sección es la adecuada
 Separación de estribos de dos ramas usando barra #2 ($A_v = 0.64 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sr}}$$

$$F_R = 0.8$$

$V_{sr} = \text{cortante actuante}$

$$S = \frac{0.8 (0.64)(4200)(33)}{1260} = 56.32 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$S_{max} = 0.5d = 0.5(33) = 16.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto E#3 @ 15 cm

V. DISEÑO DE COLUMNA

Fuerzas actuantes en columna (figura 3.37)

$$M_x = 1.4 (0.39) = 0.546 \text{ t m}$$

$$M_y = 1.4 (0.20) = 0.28 \text{ t m}$$

$$P = 1.4 (1.5) = 2.1 \text{ t}$$

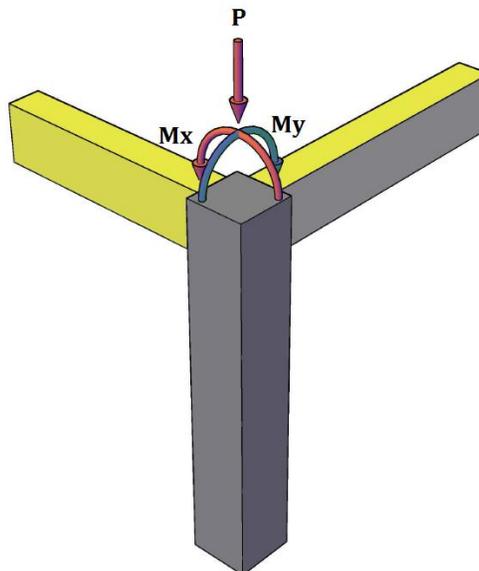


Figura 3.37 Fuerza axial y momentos en columna

Refuerzo longitudinal

Cuantía mínima para columnas

$$\rho_{min} = \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.005$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0.06$$

excentricidades

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{0.546}{2.1} = 0.26 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{0.28}{2.1} = 0.13 \text{ m}$$

Propuesta de acero (figura 3.38)

$$A_s = \rho_{min} A_{columna} = 0.005 (20)(20) = 2 \text{ cm}^2 - 4\phi\#4 (5.08 \text{ cm}^2)$$

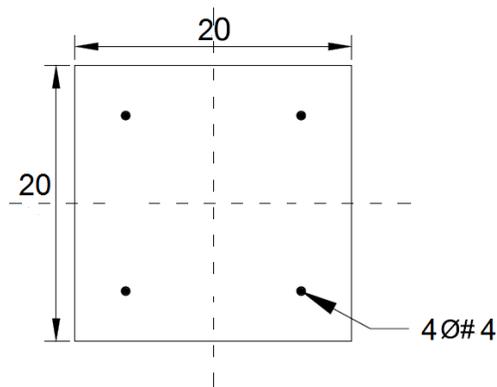


Figura 3.38 Armado propuesto para columna cuadrada

Cálculo de P_{Rx} (NTC – Concreto, 2004)

$$\frac{1}{P_R} = \frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}$$

Utilizando las gráficas de interacción para columnas de concreto reforzado (González Cuevas, 2005) (figura 3.39).

$$\frac{d}{h} = \frac{18}{20} = 0.9$$

$$\rho = \frac{As}{bh} = \frac{5.08}{(20)(20)} = 0.0127$$

$$q = \rho \frac{fy}{f''c} = 0.0127 \left(\frac{4200}{136} \right) = 0.40$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{13 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 0.65$$

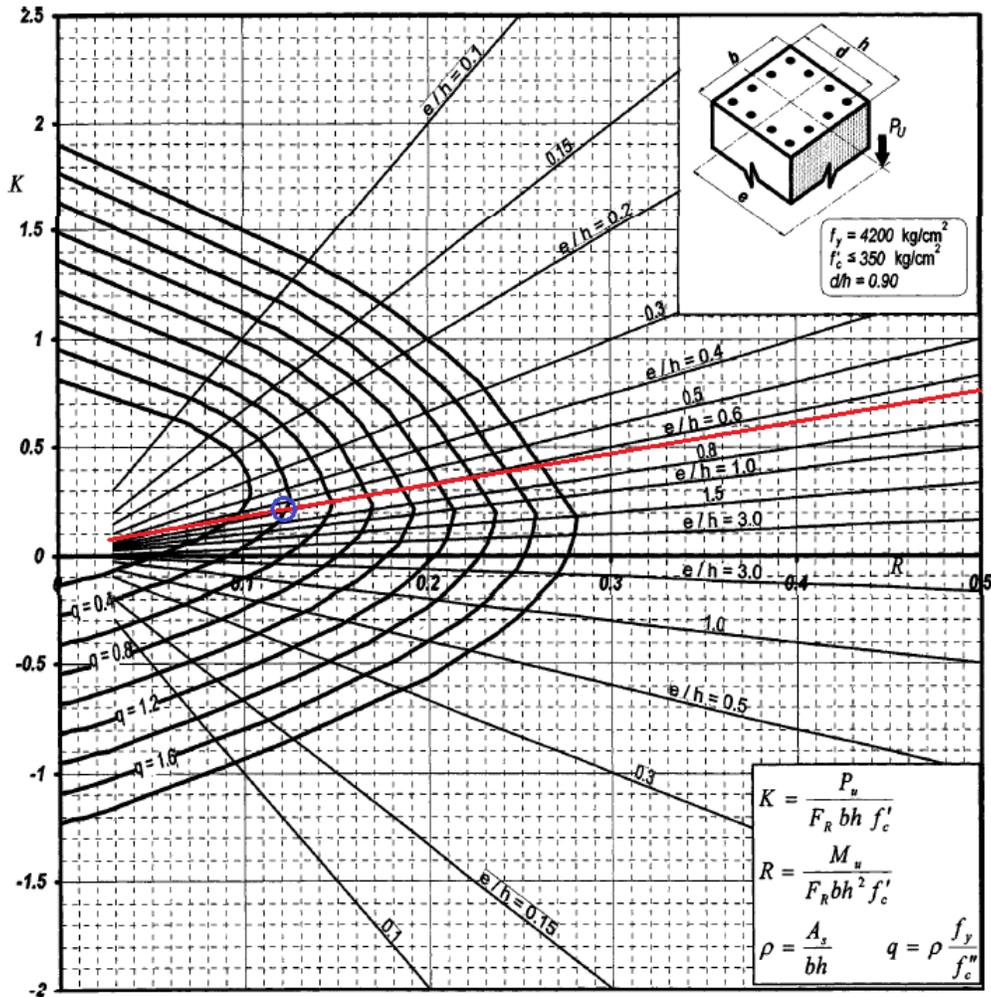


Figura 3.39 Grafica de interacción para columna de concreto y obtención del valor $K = 0.2$

$$P_{RX} = K F_R f' c b h = 0.2 (0.8)(200)(20)(20) = 12\ 800\ kg$$

Cálculo de P_{RY}

$$\frac{d}{h} = \frac{18}{20} = 0.9$$

$$q = \rho \frac{fy}{f'' c} = 0.0127 \left(\frac{4200}{136} \right) = 0.40$$

Excentricidad en dirección X

$$\frac{e_y}{h} = \frac{26\ cm}{20\ cm} = 1.3$$

$$K = 0.12$$

$$P_{RY} = 0.12 (0.8)(200)(20)(20) = 7\ 680\ kg$$

Cálculo de P_{R0}

$$P_{R0} = F_R [A_s fy + A_g f'' c]$$

$$F_R = 0.8$$

$A_g = \text{área de la columna}$

$$P_{R0} = 0.8 [5.08(4200) + (400)(136)] = 60\ 588.8\ kg$$

Cálculo de P_R

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{12800} + \frac{1}{7680} - \frac{1}{60588.8}} = 5\ 212.98\ kg$$

$P_R > P_u$, por lo tanto el acero propuesto es el correcto

Refuerzo transversal

Por confinamiento

$$S = 850 \frac{d_b}{\sqrt{fy}} = 850 \frac{1.27}{\sqrt{4200}} = 16.65\ cm$$

$d_b =$ *diámetro de la barra mas delgada del refuerzo longitudinal*

$$S = 48 \text{ (diámetro del estribo)} = 48 (0.64) = 30.72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{\text{lado menor}}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Por cortante

$$Vu = 1.4 (270) = 378 \text{ kg}$$

$$S = \frac{F_R A_v F_y d}{Vu} = \frac{0.8(0.32)(4200)(17)}{378 \text{ kg}} = 51 \text{ cm}$$

Por lo tanto E#2@15 cm

VI. LONGITUD DE DESARROLLO PARA ANCLAJE DE TRABE

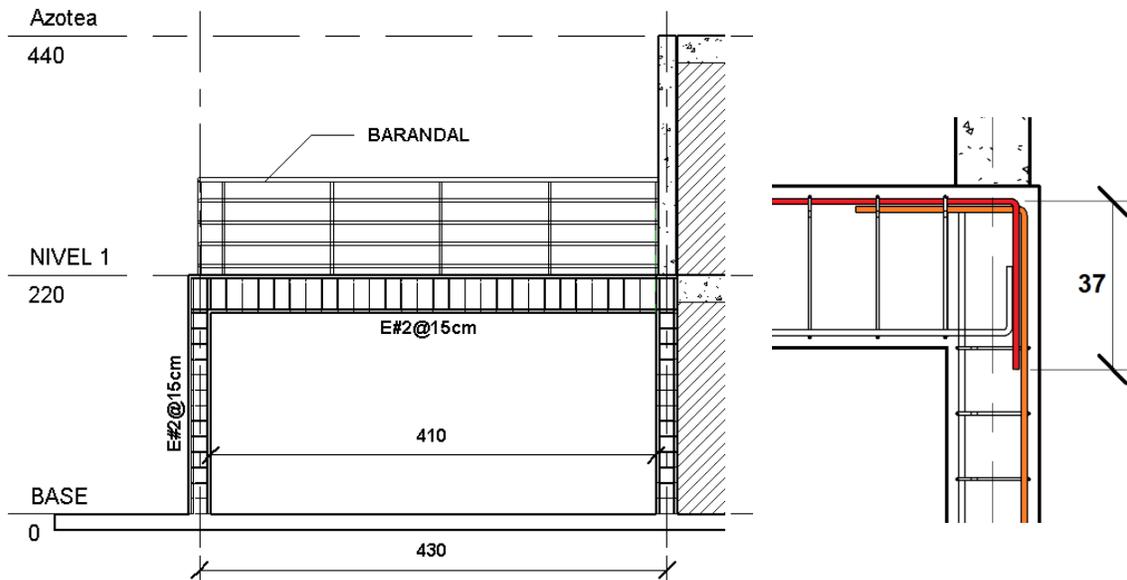
Para barra del #4 (diámetro = 1.27 cm)

Longitud de desarrollo barra con doblez (NTC – Concreto, 2004)

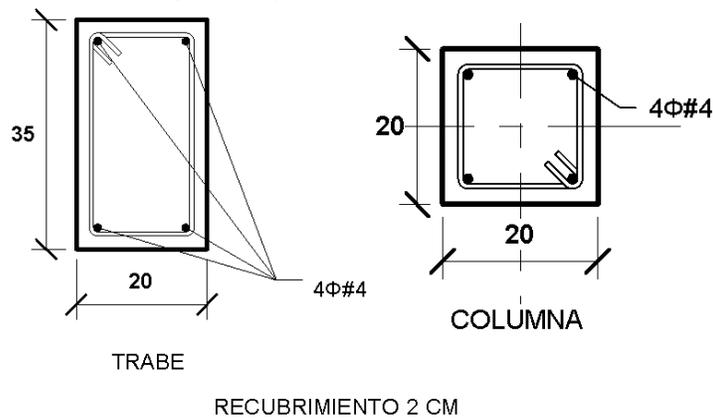
$$L_d = \frac{0.076 d_b f_y}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.076(1.27)(4200)}{\sqrt{200}} = 28.7 \text{ cm}$$

$$L_d = 28.7 \times \text{factor tabla 3.26} = 1.3 (28.7) \approx 37 \text{ cm}$$

En ocasiones cuando se realiza la adición de un espacio lateral se hace el anclaje de los elementos nuevos con los existentes sin tomar en cuenta la longitud de desarrollo correcto, en el ejemplo se observa que la longitud de desarrollo es de 37 cm por lo que para hacer una estructuración correcta se debe reemplazar el castillo en la esquina del muro por una columna de 20 x 20 cm para evitar la sobrecarga y un mal desempeño del mismo. Dicha recomendación está indicada en la figura 3.40.



Elevación y anclaje de elementos estructurales



Sección de columna y trabe respectivamente y armado

Figura 3.40 Alzado y armado de elementos estructurales para ampliación

VII. COMENTARIOS

Como se aprecia en el ejemplo anterior para adicionar espacios laterales a una vivienda se tiene que llevar un proceso de diseño de elementos estructurales minucioso ya que de no hacerse se corre el riesgo de que no tengan la capacidad de resistir las fuerzas a las que estarán sometidos. Otro aspecto a considerar es la unión de los elementos nuevos y los existentes debido a que se deben de cumplir las longitudes de desarrollo establecidos en los códigos de diseño para un buen desempeño.

3.17 Hundimientos de terreno

Los asentamientos diferenciales y los agrietamientos del subsuelo son algunos de los problemas que se están presentando en varios países del mundo, donde la extracción de agua sobrepasa la recarga natural de los acuíferos.

Los daños por hundimientos en una construcción dependen de la configuración de asentamientos diferenciales. La estimación de los daños está sujeta a incertidumbres considerables que proceden de la variabilidad de las propiedades del suelo, de poca precisión con que se pueden calcular los asentamientos diferenciales y de la dificultad de determinar los daños que producen en la construcción.

3.18 Daños por hundimientos diferenciales en viviendas

En el caso de la vivienda, en las losas macizas se ha observado desprendimiento del recubrimiento, de tal forma que queda al descubierto el acero de refuerzo en su lecho inferior. En los casos observados se aprecian severas grietas tendientes a desligar el sistema de cubierta de los muros, esta situación a su vez ha dado lugar a dañar los acabados de las viviendas, como son los azulejos en cocinas y baños (figura 3.41).

Los muros sufren agrietamientos cuyas orientaciones en algunos casos son inclinaciones bien definidas y otras no tanto. Las deformaciones del suelo también impactan elementos no estructurales tales como: ventanas y puertas de las viviendas, en las cuales se presentan problemas de funcionalidad para abrir y cerrar, además de agrietar los vidrios.



Figura 3.41 Daño en acabados de muro y desprendimiento del recubrimiento en losa

3.19 Evaluación de daños

El costo de reparación es necesario para regresar la vivienda a sus condiciones originales. Dado que los hundimientos aumentan en forma continua con el tiempo, también lo hará el agrietamiento y los muros volverán a agrietarse después de reparados mientras el hundimiento continúe.

De acuerdo a Meli (1975), un estudio experimental sobre este aspecto permitió recomendar valores de distorsión para edificaciones a base de muros de mampostería, dependiendo del tipo de pieza que los compone, y el refuerzo que estos tienen, tal como se presenta en la tabla 3.28 en la que se muestra las distorsiones angulares que ocasionan diferentes niveles de daño, que van desde la fisuración hasta la pérdida de capacidad de los muros. (Rivera Vargas y Domínguez Morales, 2007)

Tabla 3.28 Relación entre la distorsión angular por hundimientos diferenciales y el nivel de daños en construcciones con muros de mampostería (Meli, 1975)

Muro	Distorsión angular	Nivel de daño
Tabique hueco	1 / 1000	Inicio del agrietamiento
Tabique macizo y bloque de concreto	1 / 500	Inicio del agrietamiento
Con carga vertical*	1 / 300	Inicio del agrietamiento
Cualquier tipo de pieza	1 / 200	Límite de grieta reparable sin refuerzo especial
Con carga vertical*	1 / 125	Límite de grieta reparable sin refuerzo especial
No reforzado	1 / 100	Límite de grieta reparable con refuerzo
Con castillos	1 / 66	Límite de grieta reparable con refuerzo
Todos los casos	1 / 30	Límite para grieta reparable con reestructuración. Distorsiones superiores a ésta implican demolición

*Se consideran muros con carga vertical los que están sometidos a un refuerzo promedio de compresión mayor de 2 kg/cm^2

En las figuras 3.42 y 3.43 se indica el mecanismo de distorsión angular y de deformación que sufren las construcciones como consecuencia de un hundimiento diferencial

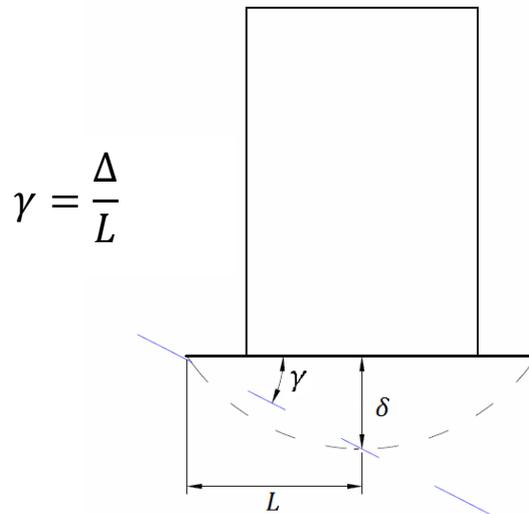


Figura 3.42 Distorsión de deformación

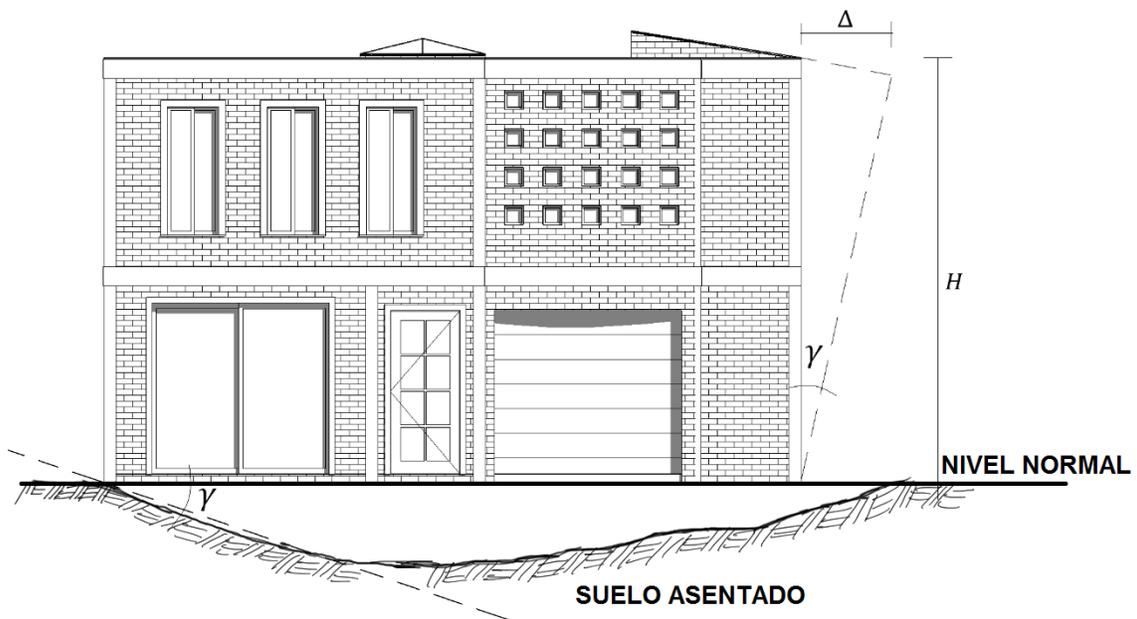


Figura 3.43 Distorsión angular

$$\gamma = \frac{\Delta}{H} \tag{13}$$

donde:

- Δ Desplazamiento lateral
- H Altura del edificio

3.20 Ejemplo de aplicación

PROBLEMA 5

Evaluar la seguridad de la vivienda mostrada en la figura 3.44 en cuanto a un posible hundimiento de terreno como se indica en la figura 3.45.

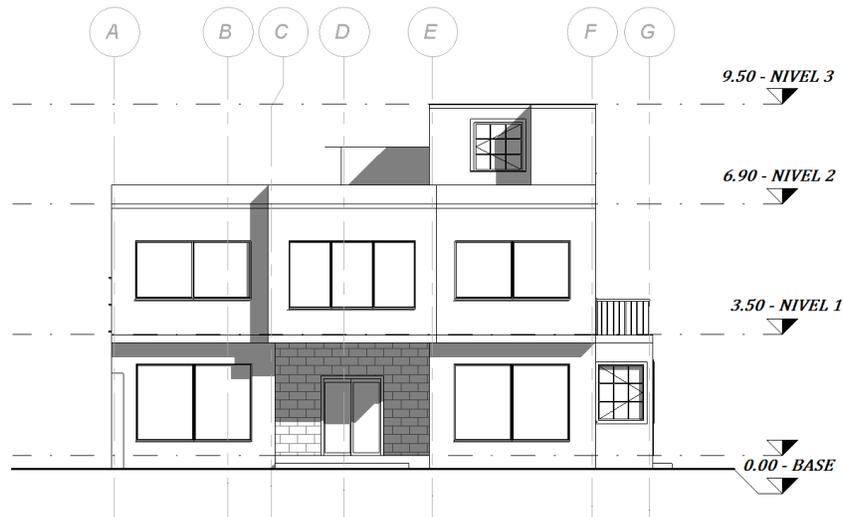


Figura 3.44 Fachada y elevación de vivienda unifamiliar (acotaciones en metros)

I. DATOS

- Vivienda hecha a base de mampostería confinada de tabique macizo



Figura 3.45 Posible asentamiento de vivienda

II. CALCULO DEL DESPLOME O DESPLAZAMIENTO TOTAL DE LA VIVIENDA PARA DIFERENTES NIVELES DE DAÑO

Usando la tabla 3.28 y la ecuación (13):

Inicio del agrietamiento

$$\gamma = \frac{1}{500} = 0.002$$

$$\Delta = \gamma H = 0.002 (950 \text{ cm}) = 1.9 \text{ cm}$$

Limite de grieta reparable sin refuerzo especial

$$\gamma = \frac{1}{200} = 0.005$$

$$\Delta = 0.005 (950 \text{ cm}) = 4.75 \text{ cm}$$

Distorsiones superiores a las cuales implica demolición

$$\gamma = \frac{1}{30} = 0.0333$$

$$\Delta = 0.0333 (950 \text{ cm}) = 31.635 \text{ cm}$$

III. COMENTARIOS

Como se observa en los resultados del análisis anterior, se puede hacer un análisis preliminar de la vivienda con base en su desplome, el cual puede ser medido con una línea vertical (comúnmente usando un hilo), para evaluar la seguridad estructural. Se observa que para viviendas con poca altura como la mostrada son necesarias distorsiones muy elevadas lo cual es poco probable que ocurran, no obstante se ha observado que las viviendas de entre 1 y 2 niveles sufren de agrietamientos en los acabados y muros de carga debido a asentamientos en el terreno mismos que generan costes adicionales de reparación e incertidumbre de los residentes en cuanto a la seguridad estructural de la misma.

CAPÍTULO 4. CRITERIOS DE REHABILITACIÓN

La rehabilitación de una estructura se puede describir como el conjunto de modificaciones e intervenciones necesario para mejorar su comportamiento ante acciones futuras.

Desde el punto de vista técnico, el inicio de la rehabilitación es marcado por la evaluación de la estructura, que persigue identificar las debilidades potenciales de la estructura. Los esquemas de rehabilitación que se estudien y desarrollen deben corregir de manera global estas debilidades, cuidando de no producir nuevas. Desde el punto de vista económico, el o los esquemas de rehabilitación deben ser rentables. Si así requiere, la rehabilitación no debe modificar la función y uso de la estructura; además debe ser consistente con la estética y apariencia de la estructura.

La rehabilitación de un edificio existente generalmente requiere una serie de evaluaciones y análisis ejecutados por un profesional de diseño. Dependiendo de la importancia del edificio, así como del tiempo y recursos, se pueden practicar diferentes niveles de evaluación.

A diferencia de un edificio nuevo, el diseñador se enfrenta a un sistema que ha sido diseñado atendiendo a reglamentos anteriores a los actuales. En algunos casos, incluso, la estructura no fue diseñada ni construida según la norma, tal y como ocurre en el sector de la autoconstrucción. Antes de iniciar cualquier actividad relacionada con la evaluación y el análisis, se requiere una planeación cuidadosa de modo de asegurar que se logrará comprender cabalmente el comportamiento estructural (M. Alcocer, 2003)

Antes de iniciar las actividades de evaluación y análisis es conveniente que el diseñador y el cliente establezcan y documenten las directivas del proyecto de rehabilitación. En particular, es conveniente:

- Definir los requisitos del reglamento en vigor que es necesario que la estructura existente y la rehabilitada satisfagan
- Determinar los objetivos y metas a alcanzar con la rehabilitación
- Identificar los recursos financieros y el presupuesto destinados por el cliente con el fin de detectar limitaciones a los objetivos y metas

4.1 Evaluación

El término evaluación se define como la revisión e investigación técnica de la configuración de la estructura existente, tipos de elementos y de materiales de construcción, condición y deficiencias, así como cualquier característica relévale al análisis y diseño estructural. En la evaluación se deberán incluir elementos fabricados con otros materiales además de la mampostería.

4.2 Inspecciones

Sin duda, una de las dificultades más importantes en la evaluación es alcanzar un nivel de confianza adecuado sobre las condiciones “reales” del edificio y su comportamiento. Es claro que, de inicio, se desconocen las propiedades de los materiales, el estado de refuerzo en los elementos, y el flujo de fuerzas entre otras. La meta de la evaluación es identificar las variables y características más relevantes de una estructura para desarrollar un análisis estructural lo suficientemente completo. Los análisis se harán ante las acciones esperadas que ocurran durante la vida útil remanente de la estructura.

4.3 Registro documental de diseño y construcción

Es crucial recuperar todo el material disponible sobre el diseño, construcción y características del suelo, así como sobre modificaciones posteriores. En este se incluyen cálculos, especificaciones, normas, planos de diseño y de taller, modificaciones al proyecto, dictámenes, inspecciones, determinaciones de propiedades de los materiales, y cualquier otra evidencia que ayude a caracterizar el diseño original y la configuración actual. El nivel de detalle de la información recabada determinará el esfuerzo necesario para entender el edificio existente.

La inspección del edificio es necesaria para confirmar que el registro documental recuperado refleja cercanamente las condiciones existentes, así como para identificar la presencia de daño ocasionado por acciones anteriores. En una inspección se deben revisar: 1) configuración; 2) condición; y 3) deficiencias de la estructura.

En la inspección de la configuración de la estructura se incluye la verificación de las dimensiones del edificio, el arreglo de los elementos y las propiedades mecánicas de los materiales. Las dimensiones de los elementos son generalmente fáciles de obtener; sin embargo, el armado de un castillo u otro elemento de concreto es esencialmente imposible de obtener sin retirar el recubrimiento. Para esta fase es suficiente con emplear cintas métricas y equipos topográficos.

En la inspección de la condición estructural se incluyen la evaluación de puntos de aplicación de carga, signos de deterioro e influencia del ambiente. Si no hay señales claras de daño.

Se debe prestar suficiente atención a la condición actual de las conexiones entre muros de mampostería, y entre muros de mampostería y sistemas de piso. Las conexiones tienen funciones importantes en la transmisión de carga y en la disipación de energía, influyen de modo determinante en el comportamiento sísmico, y son comúnmente modificadas durante la construcción.

Una etapa necesaria en el proceso de evaluación es la revisión de las deficiencias de la estructura. Estas pueden ser el resultado de irregularidades (en planta o en elevación), elementos o regiones de la estructura más débiles que otras, presencia de edificios vecinos, materiales de construcción inapropiados, un sistema estructural mal concebido, detalles inadecuados, amenazas por condiciones de suelo, entre otras (M. Alcocer, 2003).

4.4 Propiedades de los materiales

Uno de los problemas más difíciles de resolver en un proyecto de rehabilitación es el acceso físico a los elementos de carga de modo de poder cuantificar las propiedades de los materiales.

En caso de elementos de concreto, es recomendable obtener probetas con taladros para ser ensayados en el laboratorio. El nivel de muestreo y número mínimo de pruebas depende de la información disponible y de la condición del edificio. Se debe tener cuidado con la selección de los métodos de muestreo para evitar demoliciones o daños a recubrimientos valiosos.

4.5 Modalidades de refuerzo

Si se conocen los principios básicos que una estructura de mampostería debe seguir para exhibir un desempeño adecuado ante acciones sísmicas será más fácil evaluar la condición de la estructura, así como seleccionar y diseñar el esquema de rehabilitación idóneo.

- Forma robusta de la edificación. La planta debe ser simétrica, regular y compacta. Los muros deben estar arriostrados entre sí. Se debe usar un mismo arreglo de muros en pisos subsecuentes (regularidad en elevación). Los cuerpos deben separarse entre sí cuando menos 50 mm. Se debe mantener el área de las aberturas lo más baja posible.
- Muros resistentes. Las estructuras deben poseer una adecuada densidad de muros. Se debe tener en mente que la resistencia de un muro depende de varios factores, como son: tipo de pieza, mortero, aparejo, refuerzo, carga axial, tamaño y ubicación de aberturas, relación de esbeltez (altura/espesor).
- Aberturas bien distribuidas. El tamaño de las aberturas deber ser el más pequeño posible; éstas deben estar alejadas de las esquinas de los muros, por lo menos a una distancia de $\frac{1}{4}$ de la altura de la abertura pero no menos de 600mm. Se recomienda que la suma de las anchuras de las aberturas sea menor que la mitad de la longitud del muro.
- Elementos horizontales de confinamiento: dalas. Del mismo modo que lo señalado anteriormente, los muros reforzados con dalas en su extremo superior tienen un mejor comportamiento sísmico que aquellos que no las tienen; incluso mejor es el comportamiento si las dalas son continuas en la estructura, consiguiendo la continuidad mediante conexiones adecuadas

entre ellas. Las dalas incrementan la rigidez de la parte superior del muro, evitan su agrietamiento prematuro y facilitan la transmisión de fuerzas inducidas por sismo.

- Elementos verticales de confinamiento: castillos. La ubicación y diseño adecuado de estos elementos permiten confiar la mampostería redituando en una mejor capacidad de deformación horizontal, mayor resistencia y una menor tasa de deterioro de la resistencia y rigidez. Promueven que el comportamiento del muro sea estable.

4.6 Evaluación de grietas

La causa más frecuente de falla en la mampostería (entendiendo como falla a la alteración del nivel de desempeño o a la condición por la cual deja de cumplir una función) son las grietas en los muros, y no el colapso.

Así, en general, la filosofía de diseño se basa en eliminar las grietas o bien, en limitar su anchura a valores tolerables. Sin embargo, las grietas pueden indicar un posible colapso, alterar la apariencia arquitectónica, o servir de entrada para la lluvia y demás agentes agresivos. Una grieta aparece cuando las deformaciones del muro exceden la deformación de agrietamiento de la mampostería.

No existe una clasificación universal y absoluta de la anchura de grietas que pueda considerarse peligrosa, que depende de la función de la estructura tipo de acción, forma de grieta entre otras.

Un aspecto crucial en la evaluación de una estructura de mampostería es determinar si la grieta está activa o es pasiva. Las activas manifiestan deslizamientos y anchuras mayores; mientras que las pasivas no cambian ni en anchura ni en longitud. Existen métodos para detectar los movimientos de las grietas:

- a) Mediciones periódicas con ayuda de las láminas plásticas. Las mediciones se hacen sobre una misma grieta y en tres o cuatro lugares seleccionados con anterioridad.
- b) Testigos de yeso. Conviene usar agua caliente para acelerar el fraguado del yeso y registrar la fecha de colocación. Es importante tener cuidado que el testigo no se agriete por contracción del yeso (figura 4.1)

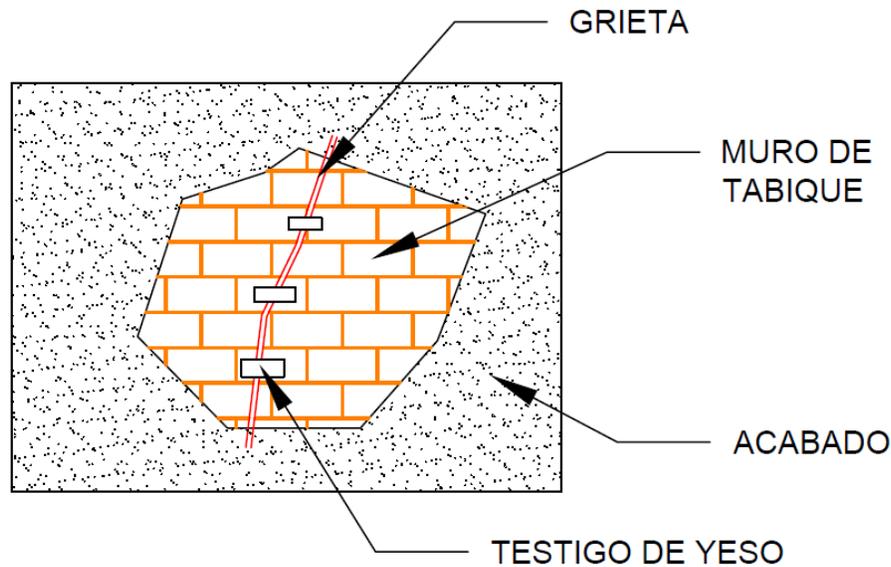


Figura 4.1 Testigos de yeso

4.7 Reparación de grietas

La manifestación obvia de daño en un muro de mampostería es su agrietamiento. La reparación de grietas consiste, en el lenguaje sencillo, en cerrarlas o rellenarlas con materiales similares o diferentes de la mampostería original. Se pueden distinguir dos tipos de reparación: a. inyección y b. rajueleo. En todos los casos, se debe retirar el aplanado de la zona de la grieta, cuando menos en los 30 cm adyacentes.

En el primer caso, las grietas se rellenan mediante la inyección de resinas epóxicas, morteros epóxicos o morteros fluidos de cemento (con consistencia de lechada). Esta técnica es aplicable en muros con bajo número de grietas que además, estén bien definidas. Este es el caso de los muros sin refuerzo horizontal (o sin mallas) o con baja cuantía de refuerzo horizontal y vertical. En efecto el patrón de agrietamiento de muros cuantías de refuerzo iguales o superiores a las mínimas reglamentarias exhiben un distribución uniforme en el tablero, caracterizado por un alto número de fisuras de anchura pequeña; para este caso la inyección de grietas sería difícil y costosa.

La inyección de grietas representa una manera viable de mantener la funcionalidad del edificio, incrementar su seguridad y durabilidad, pero sin alterar su estética (M. Alcocer, 2003).

4.8 Inyección de morteros de cemento

Las lechadas o morteros fluidos de cemento deben ser inyectables, estables, resistentes y deben tener partículas pequeñas (Atkinson y Schuller, 1993). La primera característica se refiere a la facilidad para fluir a través de grietas y vacíos, mientras que la segunda se refiere a que tenga baja segregación, sangrado controlado y una reducida contracción plástica. La capacidad resistente se refiere a sus resistencias a compresión, tensión y adherencia con las piezas de mampostería. Si las lechadas se diseñan adecuadamente, se pueden inyectar grietas con anchuras de 0.08 mm hasta 12 mm o más.

Para su colocación, se debe barrenar el muro a lo largo de la grieta para colocar ahí las boquillas de inyección. Las boquillas deben estar separadas entre 70 y 300 mm; su separación dependerá de la anchura y rugosidad de la grieta. Si la anchura de las grietas es menor que 1 mm, se recomienda colocar las boquillas dentro de los barrenos y separarlas entre sí 70 mm. Los barrenos deben tener diámetros entre 6 y 12 mm, y una profundidad de 50 mm. Se recomienda usar mayor anchura, se pueden usar boquillas de superficie, que constan de una base metálica, que se adhiere al muro, y un tubo perpendicular (boquilla) que se conecta a la manguera.

Si el agrietamiento es por corte, es decir, sigue las juntas de mortero, se recomienda colocar boquillas a la mitad de la altura de las juntas verticales, ya que es menos probable ahí la presencia de finos o partículas que bloqueen el flujo de la lechada.

Después, se sellan las grietas con algún material de fraguado rápido y capaz de resistir la presión de inyección. Generalmente, se usa pasta de viniléster o poliéster. Las pastas a base de vinil poseen la desventaja de ser ligeramente solubles al agua, de modo que pueden fugar durante la inyección.

Posteriormente, se retiran las partículas de la grieta con agua a presión (0.10 Mpa), empezando desde la parte más alta. Se debe dejar que el agua fluya hasta que el agua que sale de las boquillas esté libre de partículas. Con este procedimiento se logra saturar el muro, de modo de retrasar o evitar el fraguado prematuro de la lechada. Conviene practicar esta limpieza 24 h antes de la inyección; 30 minutos antes se debe aplicar un ligero flujo de agua. Con objeto de evitar que la lechada se adhiera a las superficies del muro, también es recomendable humedecerlas (M. Alcocer, 2003).

4.9 Reparación de grietas con rajuelas

Cuando la grieta tiene una anchura superior a 5 mm, resulta conveniente repararla con rajuelas, que son pedazos de piezas que se insertan en cajas abiertas en la grieta para el propósito. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I. Antes de colocar el mortero, se debe limpiar

y humedecer las superficies que estarán en contacto con él. Es conveniente usar algún aditivo estabilizador de volumen en el mortero de pega, de modo de controlar los cambios volumétricos y la contracción por fraguado que pueda sufrir (M. Alcocer, 2003).

4.10 Inserción de barras de refuerzo

Otra técnica de rehabilitación de muros de mampostería consiste en colocar barras de refuerzo a lo largo de las juntas de mortero. Para alojarlas, se requiere preparar la junta con ranuras longitudinales y practicar barrenos transversales al muro a ciertos intervalos para amarrar a las barras entre sí. Una vez colocadas las barras, generalmente una en cada lado del muro, se recubren con mortero de cemento o tipo epóxico. Las barras se deben anclar en los extremos de los muros, preferentemente mediante ganchos estándar a 90° en los elementos confinantes, si existen.

Aunque con esta técnica se alcancen recuperaciones aceptables de resistencia rigidez y capacidad de deformación, exige un procedimiento muy laborioso y con buena supervisión su desempeño es altamente dependiente de la calidad de ejecución. Se recomienda evaluar con cuidado la idoneidad de usar esta técnica según la condición del sitio y de la mano de obra y supervisión de la localidad.

Otra alternativa de reparación es engrapar las fisuras del muro (figura 4.2). Este método es práctico si el número de grietas es pequeño. Consiste en alojar barras de refuerzo con ganchos a 90° en sus extremos (de forma de una grapa para papel) en sendas ranuras y barrenos practicados en el muro. Las ranuras y barrenos se rellenan con morteros de cemento o, de preferencia, epóxico. Las grapas se deben colocar ortogonalmente a la grieta de modo que resistan las tensiones que se producen cuando la grieta tiende a abrirse (M. Alcocer, 2003).

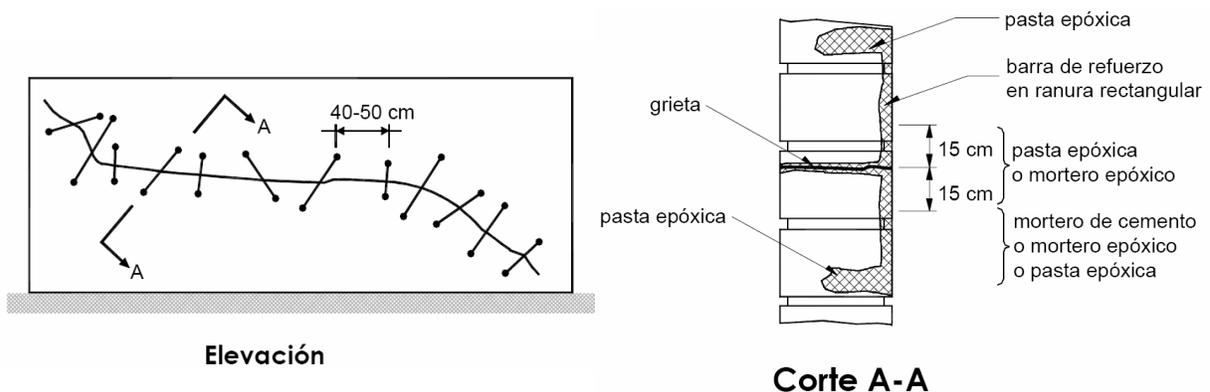


Figura 4.2 Colocación de grapas sobre grietas en muros de mampostería (M. Alcocer, 2003)

4.11 Encamisado con mallas metálicas

Sin duda alguna la técnica más confiable, eficiente y económica es la colocación de mallas metálicas, preferentemente electrosoldadas o hechas con barras convencionales adecuadamente ancladas a los muros y recubiertas con 30 mm o más de mortero o concreto lanzado. Con esta técnica se pueden esperar incrementos en resistencia, rigidez y capacidad de deformación originales superiores al 20, 50 y 100 %, respectivamente. Además, el aumento de la resistencia a carga lateral debido a la malla conduce a que el costo por unidad de carga resistida sea menor que en muros confinados con o sin refuerzo horizontal.

Para lograr un comportamiento monolítico del encamisado con la mampostería existente es indispensable tratar la superficie del muro antes de colocar la malla y aplicar el mortero. Se debe retirar todo el recubrimiento del muro y, en caso de muros dañados, los fragmentos y piezas sueltas de la superficie de la mampostería; limpiar el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante chorro de agua (M. Alcocer, 2003).

4.12 Refuerzo con muros de concreto armado

Cuando los muros hechos a base de mampostería no son lo suficientemente rígidos para resistir la fuerza lateral demandada por sismo es necesario aumentar la rigidez lateral de la estructura; esto puede lograrse de varias maneras sin embargo la forma más usual de proveer rigidez es con el uso de muros de concreto reforzado ya sean internos o externos.

El empleo de muros rigidizantes o muros de cortante es necesario cuando los muros de mampostería no son capaces de resistir las fuerzas inducidas por el sismo, esto se debe a la necesidad de controlar los desplazamientos laterales que generan dichas fuerzas. Por lo que no solamente estos muros proveen una adecuada seguridad estructural, si no que proporcionan una gran medida de protección contra daños a elementos no estructurales tales como cancelería, acabados o instalaciones durante sismos moderados. Dichos muros tendrán que ser diseñados conforme al reglamento vigente para soportar las fuerzas a las que se verá sometido (López Olvera, 2005)

4.13 Refuerzo de trabes con estructura metálica

Las necesidades de refuerzo de los forjados de hormigón surgen por la degradación del revestimiento y/o de las armaduras, por el aumento de las cargas de explotación (cambio de uso) por ejemplo, la eliminación de un muro de mampostería confinada donde se deja únicamente trabajar a la viga de confinamiento horizontal o incluso para reparar errores cometidos en las fases de diseño y ejecución (errores de cálculo, defectos del revestimiento, defectos del concreto usado).

La colocación de elementos a una viga en paralelo de hormigón armado permite el refuerzo o el anclaje en caso de un hueco. Añadir una vigueta de acero debidamente conectada (penetración de la losa para los pasadores) en la cara inferior de una losa o viga también es una solución eficaz de refuerzo. La viga deberá ser diseñada conforme al reglamento vigente para resistir las fuerzas a las que será sometida además deberá apuntalarse la zona en la que se trabajara para de esta forma aminorar la carga a la que se ve sometida la dala. Posteriormente después de la colocación de la viga puede forrarse de metal desplegado con yeso para darle estética al refuerzo. (Pierre Engel) (figura 4.3).

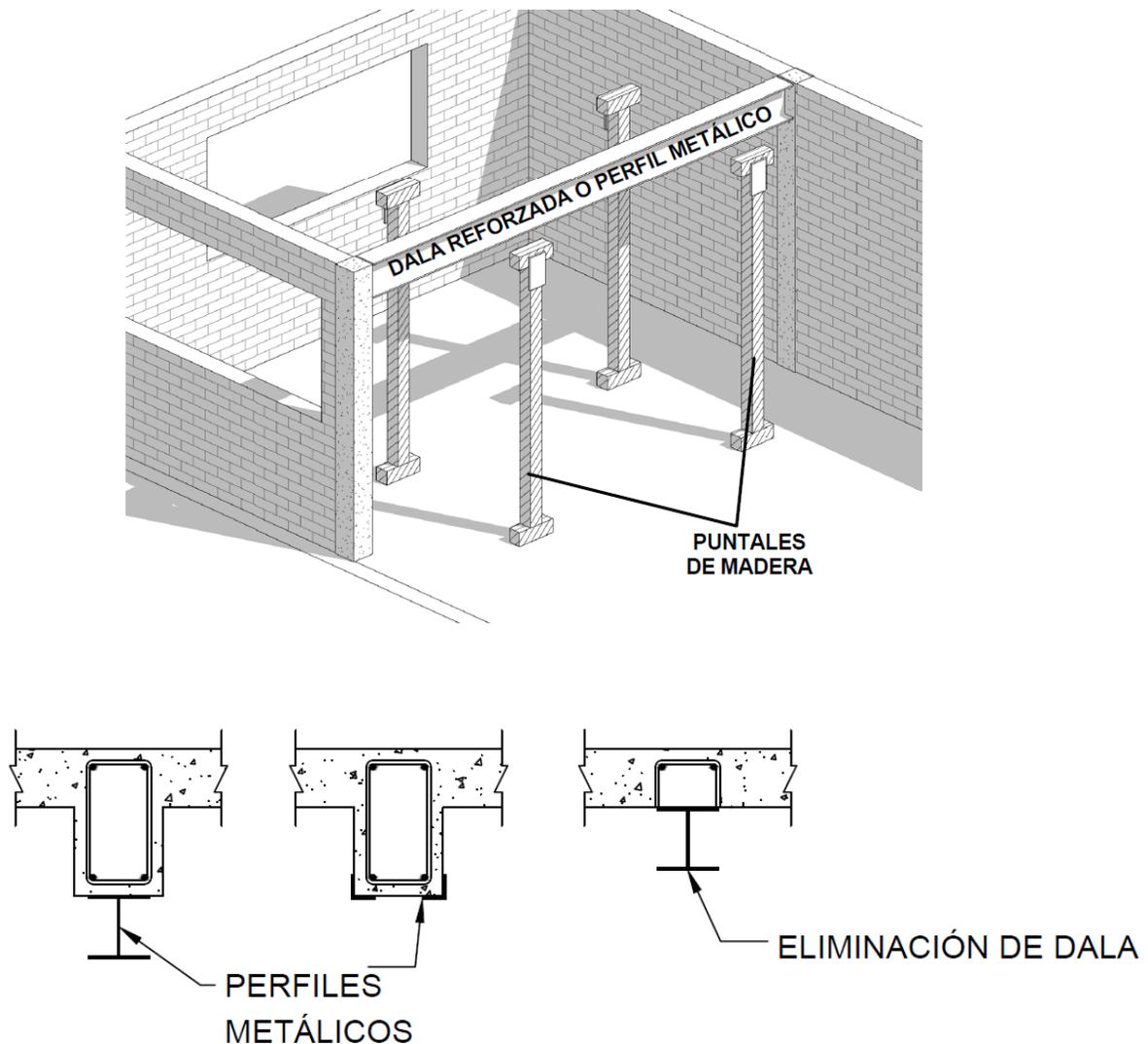


Figura 4.3 Tipo de refuerzo de dalas de cerramiento con estructura metálica

4.14 Refuerzo de losas

El pandeo de losas es un problema común en viviendas debido a una mala ejecución durante el proceso constructivo de la misma, dando lugar a problemas de desprendimiento del recubrimiento o en casos de losas de azotea, la acumulación de agua durante las lluvias lo que da como resultado el deterioro del acero de refuerzo y de los acabados con los que cuenta la losa debido a la humedad.

Para resolver este problema se opta por reforzar la losa mediante una trabe secundaria ya sea de estructura metálica ó de concreto reforzado, pero, lejos de ser de ayuda para el refuerzo de la losa también se puede volver perjudicial para la misma ya que la distribución de los momentos actuantes en la misma cambia por las condiciones nuevas de apoyo como se muestra en la figura 4.4.

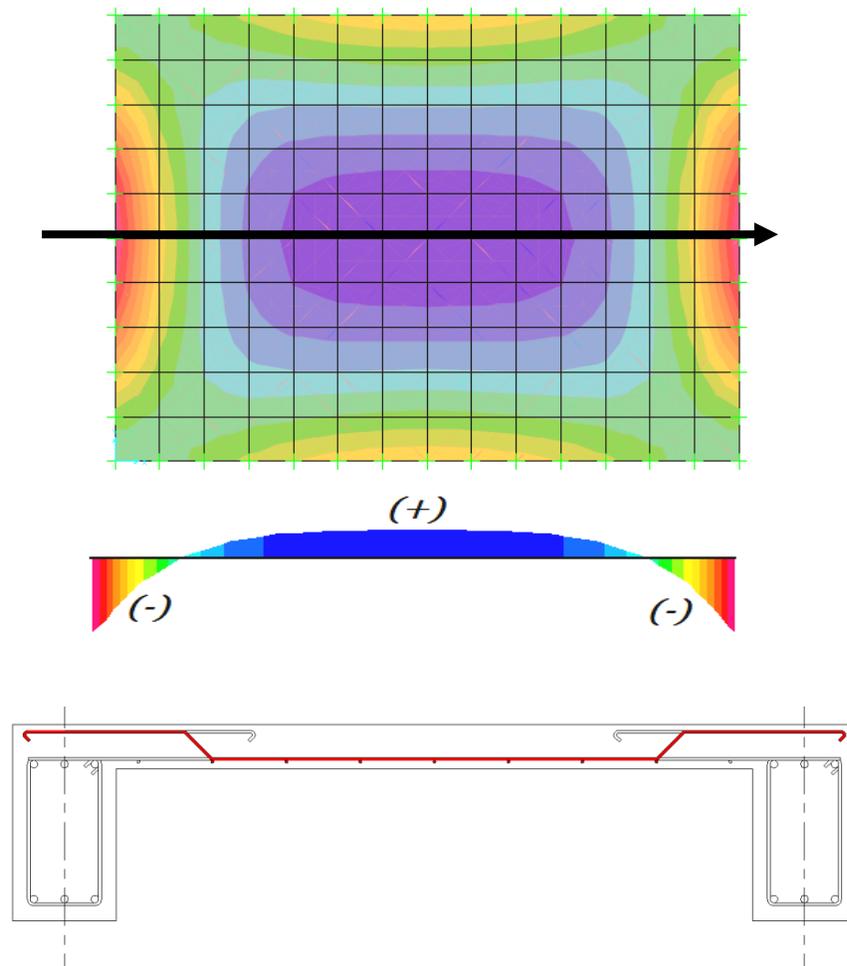


Figura 4.4 Distribución de momentos y armado de losa perimetralmente apoyada

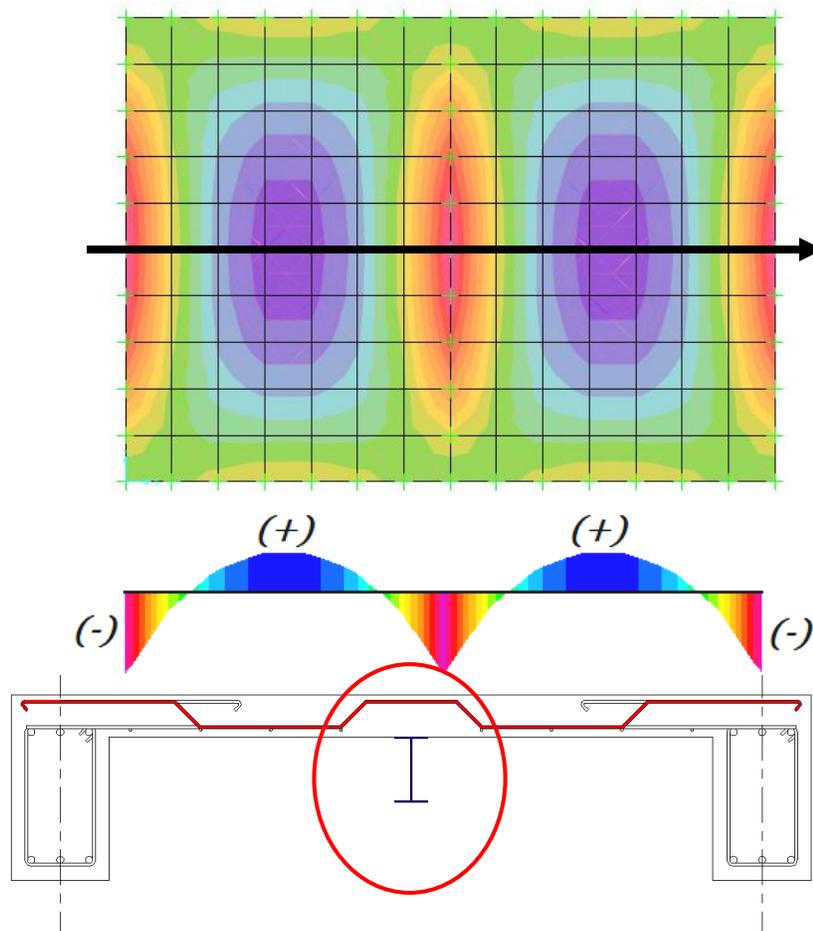


Figura 4.5 Cambio de distribución de momentos y acero requerido ante la modificación de apoyos.

Puesto que al adicionar una trabe secundaria para reforzar la losa cambia el diagrama de momentos y como consecuencia la distribución del armado de la losa, es necesario revisar la zona más desfavorable de la losa en la que no existe el refuerzo demandado por la distribución de momentos, para llevar a cabo dicha revisión se puede aplicar la siguiente forma para calcular el momento de agrietamiento de la losa y así compararlo con el momento demandado.

Para conocer el momento de agrietamiento de la losa se parte de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{M_{agr} \cdot Y}{I} \quad (14)$$

donde:

- σ_t Esfuerzo de tensión al cual el concreto comienza a tener agrietamiento
- Y Distancia medida del centroide a la fibra más alejada del elemento (figura 4.6)
- I Momento de inercia de la sección

Esfuerzo de tensión del concreto antes del agrietamiento

$$\sigma_t \approx 0.10 f'c \quad (15)$$

Momento de inercia para una sección rectangular

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad (16)$$

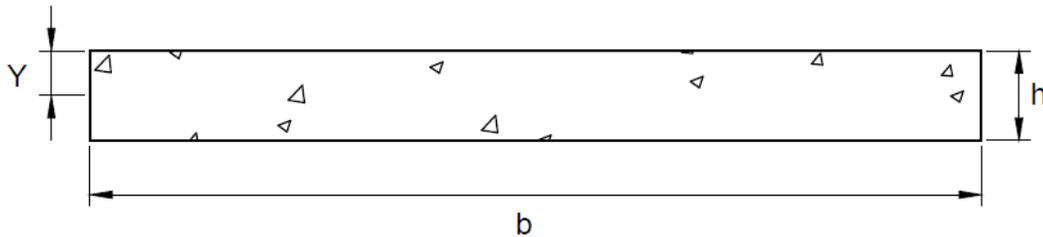


Figura 4.6 Sección de losa para revisión del momento de agrietamiento

Sustituyendo (15) y (16) en (14) y despejando M_{agr}

$$M_{agr} = 0.10 f'c \left(\frac{\frac{b h^3}{12}}{\frac{h}{2}} \right)$$

Haciendo operaciones resulta:

$$M_{agr} = 1.67 f'c * h^2 \quad (17)$$

donde:

M_{agr}	Momento de agrietamiento en <i>kg cm</i>
$f'c$	Resistencia especificada del concreto a compresión
h	Espesor de la losa

4.15 Ampliación de la cimentación actuando por debajo

Consiste en construir una zapata debajo de la existente con las dimensiones suficientes para la carga real actuante o que se prevé que va a actuar. Es una solución muy efectiva y no precisa adherencia entre concretos ni engorrosos taladros. Sin embargo, la operación obliga a mirar la zapata por supuesto en fases sucesivas, por lo que es necesario descargar mediante apuntalamiento la cimentación existente. Su realización es más sencilla y segura en cimentaciones de muros (zapata corrida) que en cimentaciones de columnas (zapatas aisladas).

En estas soluciones la puesta en carga debe definirse claramente en el estudio, pues, según el grado de insuficiencia de las cimentaciones existentes, la entrada en servicio del nuevo macizo deberá llevarse a cabo con mecanismos de mayor o menor precisión. Así el recalce de la cimentación de una columna necesita mayor cuidado en su puesta en carga que el del cimiento de un muro.

La forma de actuar con seguridad comienza con la descarga total del cimiento, o dejando como máximo actuar sobre el mismo peso el peso propio del muro o pilar de la primera planta. Aun con la descarga total del cimiento es prudente realizar la operación por puntos, es decir, por fases sucesivas. En el caso de zapatas corridas, se minará la zapata en un ancho que depende de la calidad de muro que sobre ella gravita, de la presencia de huecos en el mismo y de la calidad de la propia zapata. Un muro de calidad y sin huecos admite aperturas anchas, ya que funcionará como viga de descarga. En casos menos fiables esta anchura deberá ser menor; del orden de 1 m o 1.20 m. El proceso habitual de ejecución consiste en realizar el recalce de media cimentación de puntos convenientemente separados, según el orden que se indica en la figura 4.7.

El proceso habitual de ejecución consiste en realizar el recalce de media cimentación de puntos convenientemente separados, según el orden que se indica en la figura 4.4, comenzando por los puntos 1, 2, 3, etc. Y completar estos puntos en el mismo orden (3, 4, 5, etc.). Los puntos intermedios restantes 7, 8, 9, etc., pueden completarse realizándolos de una vez. Si la zapata va armada, la armadura se dejará en espera doblada hacia arriba (para ser desdoblada después) o se realizará el empalme por soldadura

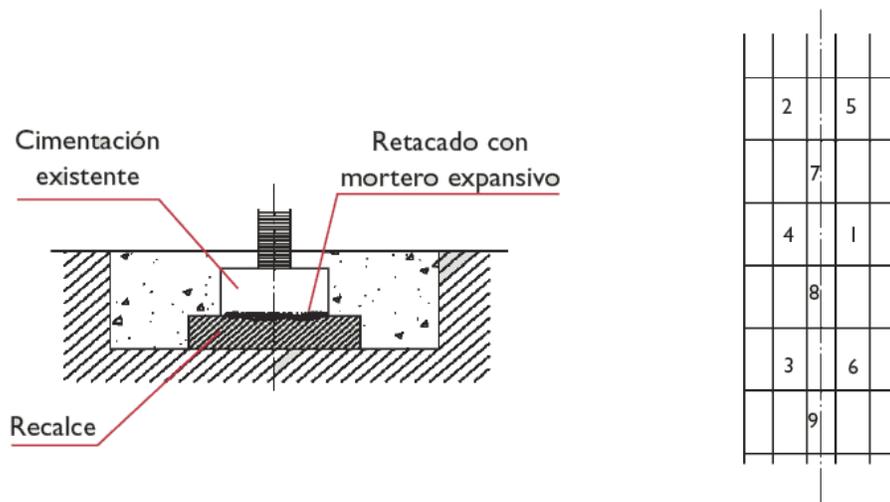


Figura 4.7 Orden de ejecución de puntos (de la Cruz García, 2002)

El caso de la zapata aislada es de mayor responsabilidad y tendrá que realizarse, al menos en tres fases, como se indica en la figura 4.8. Se construirán primero los dos puntos laterales números 1 y 2 y después el central número 3, separando las tres operaciones por un espacio prudencial de tiempo para el fraguado del concreto y el retacado con mortero expansivo (de la Cruz García, 2002).

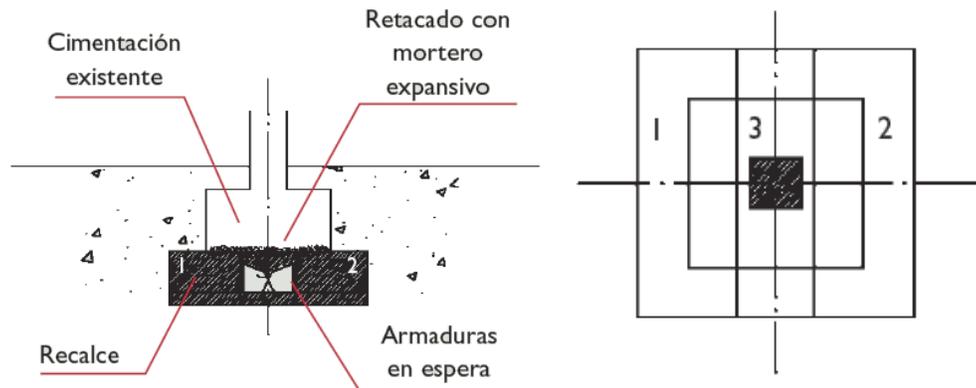


Figura 4.8 Orden de ejecución de puntos (de la Cruz García, 2002)

4.16 Refuerzo mediante inyección de lechada o mortero

La inyección a presión de lechada o mortero de cemento puede ser una buena solución para mejorar cimentaciones de baja calidad (figura 4.9). La inyección necesita espacios comunicados para poder progresar, por lo que solo es posible en macizos de cimentación, frecuentes en edificios antiguos, constituidos por mampostería en seco, gravas o incluso cascote, que como mucho puedan tener un aglomerante muy bajo en dosificación y, en consecuencia, degradado. La inyección consiste en rellenar con lechada o mortero de cemento mediante la presión proporcionada por un compresor, los huecos existentes en la cimentación, la cual, junto con el material que lo constituye, formará al fraguar un concreto de mayor resistencia, suficiente para la función encomendada.

Esta técnica de refuerzo necesita, no sólo un cuidadoso reconocimiento del cimiento, sino también del terreno que lo rodea, ya que si este es permeable a la inyección, puede ésta perderse en zonas innecesarias y no producirse donde interesa. (de la Cruz García, 2002).

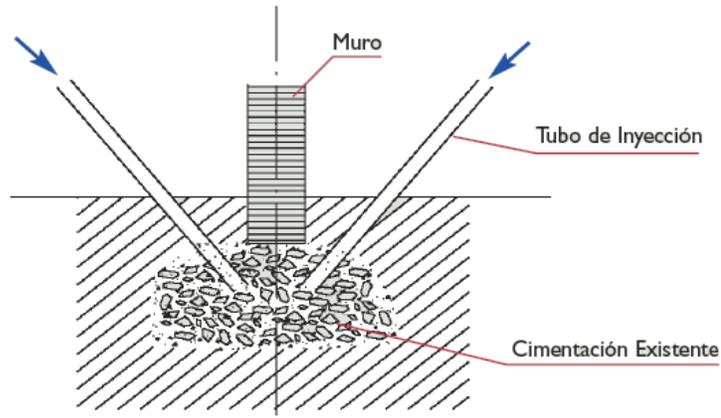


Figura 4.9 Refuerzo mediante inyección de lechada o mortero (de la Cruz García, 2002)

4.17 Refuerzo mediante inyección confinada en barrera de tablestacas

En macizos de mayor envergadura, normalmente en zapatas aisladas, es solución efectiva, aunque cara, la hincas de tablestacas que rodean el cimiento para evitar el escape lateral de la inyección, cuando el terreno es altamente permeable a la misma (figura 4.10). De esta manera, con un control de volumen del fluido inyectado, quedará asegurado el refuerzo del macizo. Esta solución evita excavaciones y las tablestacas pueden ser recuperadas en la mayoría de los casos (de la Cruz García, 2002).

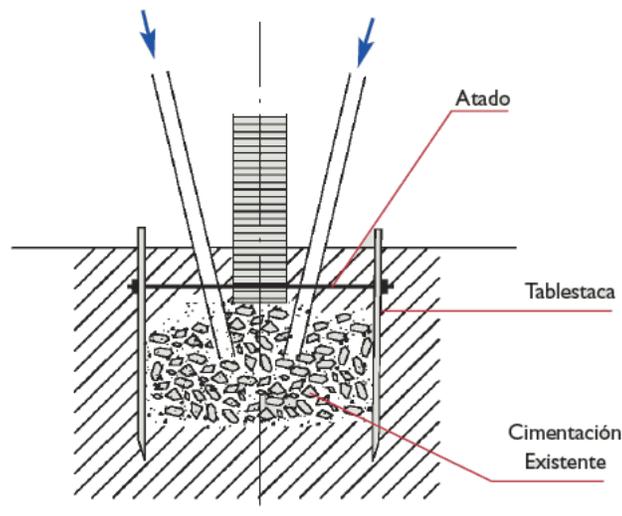


Figura 4.10 Refuerzo mediante inyección confinada en barrera de tablestacas (de la Cruz García, 2002)

4.18 Creación de cimentación nueva sobre la existente

Consiste en crear un nuevo cimiento sobre el existente redirigiendo las cargas a la nueva cimentación garantizando así una buena distribución de esfuerzos en el terreno. La creación de la nueva cimentación radica en hacer una excavación alrededor del cimiento antiguo con las dimensiones requeridas de la nueva cimentación calculada para resistir las nuevas cargas que se le demandan cuidando principalmente el anclaje del cimiento viejo con el nuevo para así formar un solo cimiento capaz de resistir las fuerzas a las que será sometido (figura 4.11) (de la Cruz García, 2002).

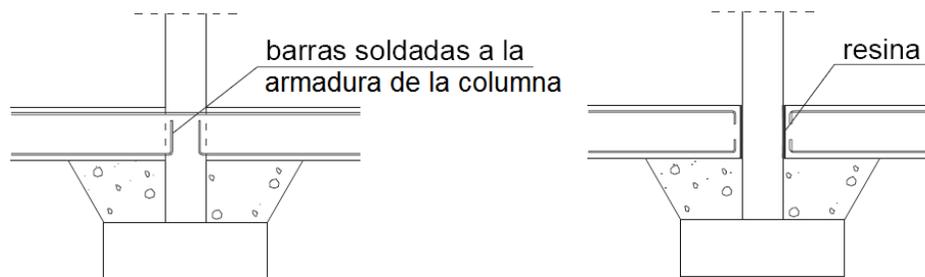


Figura 4.11 creación de cimentación sobre la existente (de la Cruz García, 2002)

4.19 Resumen de problemas y soluciones

Como se ha analizado en los capítulos anteriores se hace notar que existen diferentes soluciones para aumentar el espacio habitable de una vivienda ya construida, no obstante para cada modificación arquitectónica pueden presentarse una serie de problemas los cuales deben de ser solucionados adecuadamente para así garantizar el desempeño estructural de la vivienda en un futuro y para acciones extraordinarias como un sismo.

Para hacer la modificación arquitectónica de una vivienda existente es recomendable hacer un estudio preliminar como los descritos anteriormente para que de esta forma no se agraven los posibles problemas que tenga la vivienda desde un inicio, ya sea por mal ejecución en obra ó falta de asistencia profesional para el diseño del proyecto original.

En la tabla 4.1 se hace un resumen de las modificaciones más comunes para modificación de viviendas y el posible daño que puede presentarse de no hacerse la revisión preliminar y la revisión posterior de la vivienda ya con la modificación planteada.

Tabla 4.1 Resumen de posibles modificaciones arquitectónicas, posible daño y posible solución.

Modificación	Daños posibles	Solución
Redistribución de muros estructurales y no estructurales	<ul style="list-style-type: none"> - Pandeo de dala de cerramiento - Deformación de losa a falta de apoyo - Posible daño o colapso durante un sismo - Fisuras en muros por carga lateral 	<ul style="list-style-type: none"> - Refuerzo con estructura metálica - Refuerzo con muros de concreto armado - Inserción de barras de refuerzo - Encamisado con mallas metálicas - Inyección de morteros de cemento
Incremento de niveles	<ul style="list-style-type: none"> - Fisuras en muros por sobre carga vertical - Fisuras en muros por hundimientos de terreno 	<ul style="list-style-type: none"> - Ampliación de la cimentación - Adición de elementos de confinamiento según las NTC – Mampostería, 2004
Adición lateral de espacios	<ul style="list-style-type: none"> - Fisuras en elementos de conexión con la construcción nueva 	<ul style="list-style-type: none"> - Uso de adhesivos para conectar concreto viejo con nuevo - Diseño adecuado de elementos estructurales
Hundimiento de terreno	<ul style="list-style-type: none"> - Fisuras en muros por hundimiento de terreno - Fisuras en losas por hundimiento de apoyos 	<ul style="list-style-type: none"> - Ampliación de la cimentación - Encamisado con mallas metálicas - Inyección de morteros de cemento - Refuerzo de losa

CAPÍTULO 5. CASOS DE APLICACIÓN

5.1 Caso práctico: Incremento de niveles

OBRA	Casa habitación un nivel
UBICACIÓN	Camino la lumbrera, Dos Ríos s/n, San Francisco Ayotuxco, Huixquilucan Estado de México

I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El estudio de la vivienda consiste en la revisión por cargas gravitacionales y laterales (sismo) debido a que se plantea incrementar niveles con la misma configuración arquitectónica de la planta baja para generar más espacios (figuras 5.1 a 5.5), el problema radica en que la vivienda sufre de un hundimiento medianamente perceptible en un lado donde se ubica la colindancia con otra vivienda(figura 5.2); además, algunos muros presentan agrietamientos de forma vertical (figura 5.3) lo cual genera una incertidumbre entre los inquilinos del inmueble para adicionar niveles sobre su vivienda.

La vivienda está constituida por 3 recamaras, un baño y una cocina, la altura de entepiso es de 2.3m, está construida a base de mampostería confinada (figura 5.4), cabe destacar que la mampostería no cumple estrictamente con los requisitos de confinamiento requeridos en las NTC – Mampostería (2004); se aprecian elementos de confinamiento en las intersecciones de los muros y en las esquinas, la separación de castillos en su mayoría cumple con el requerimiento de una separación por lo menos de 4 m aunque hay excepciones, en un muro de colindancia la separación de castillos llega a ser de 7 m aproximadamente, además algunos muros muestran un desplomo apreciable. El sistema de piso es a base de losa de concreto con un espesor de 10 cm



Figura 5.1 Fachada de la vivienda



Figura 5.2 Hundimiento que se presenta en vivienda



Figura 5.3 Agrietamiento en muro de colindancia

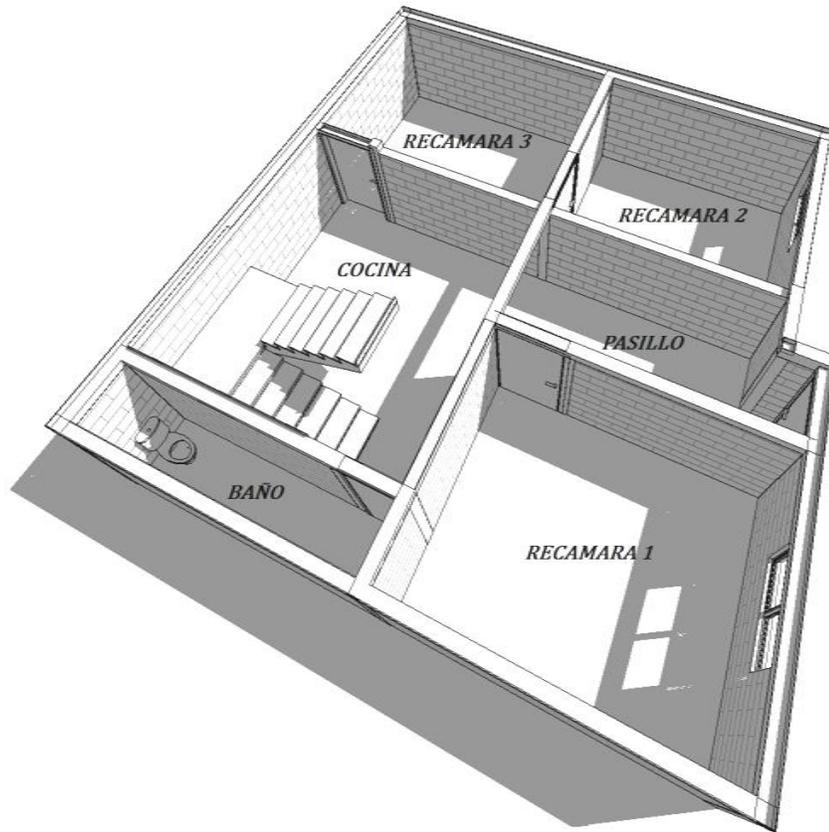


Figura 5.4 Distribución arquitectónica

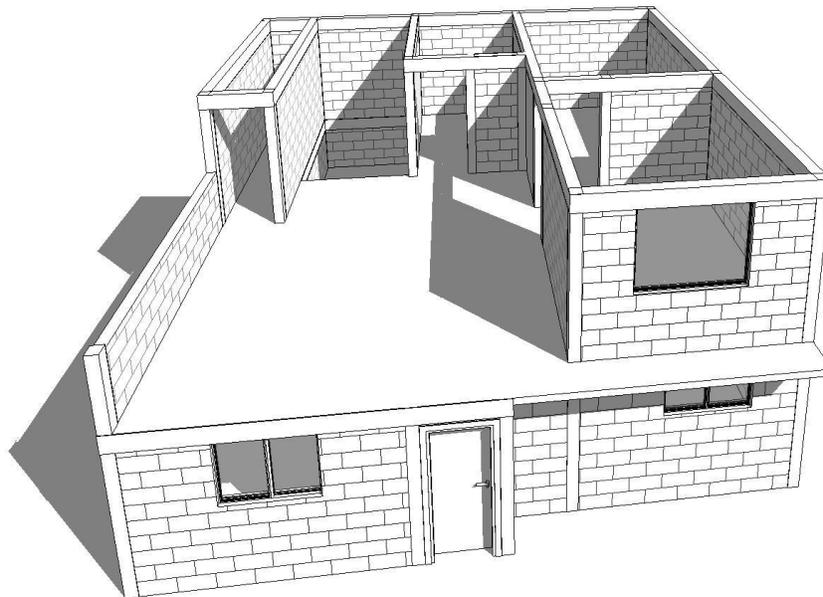


Figura 5.5 planteamiento de incremento de nivel (construcción detenida)

II. DATOS

- Se utilizará una mampostería confinada a base de tabicón unida con mortero tipo III con una resistencia a compresión, $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia de acero del refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Sistema de piso: Losa Maciza de concreto de 10 cm de espesor
- Castillos 15 x 15 cm reforzados con 4 barras de acero del #3, $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$
- Altura de entrepisos: 2.3 m

Ubicación:

- ZONA B - I de acuerdo al Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo (CFE,1993)
- Altura total de la vivienda, $H = 4.6 \text{ m}$
- Coeficiente sísmico reducido para el método simplificado, $c = 0.13$
- Resistencia de diseño a compresión diagonal, $V_m = 2 \text{ kg/cm}^2$

III. REVISIÓN DE SEGURIDAD POR CARGA VERTICAL (PLANTA ACTUAL)

Para la revisión por carga vertical se contemplará el incremento de un nivel con la misma configuración de la planta baja como los propietarios plantean.

- Carga vertical resistente (NTC – Mampostería, 2004)

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y)$$

$$F_R = 0.6$$

$$F_E = 0.7 \rightarrow \text{muros interiores}; 0.6 \rightarrow \text{muros exteriores}$$

$$A_T = t \times l \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

- Análisis de carga vertical

Carga muerta

Concepto	Peso
Loseta con pega azulejo	20.6 kg/m ²
Mortero cemento – arena	20 kg/m ²
Losa de entrepiso de concreto de 10 cm de espesor	240 kg/m ²
Plafón de yeso	22 kg/m ²

Nota: Pesos extraídos de las fichas técnicas de los materiales utilizados en la construcción

Carga viva

Carga viva = 170 kg/m^2 , de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Tabla 6.1 y carga viva instantánea = 90 kg/m^2 para el análisis por sismo.

Carga vertical total

$$20.6 + 20 + 240 + 22 + 40 \text{ (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2)} + 170 = 512.6 \text{ kg/m}^2$$

Carga de muro de tabique recocido de 2.3 m de altura

Concepto	Peso
Tabique de concreto (15 cm de espesor)	360 kg/m^2
Aplanado con mortero arena – cemento de 2 cm	42 kg/m^2
Yeso	22 kg/m^2
Peso total	424 kg/m^2

$$\text{Peso lineal de muro} = 424 \text{ kg/m}^2 (2.3\text{m}) = 975 \text{ kg/m}$$

En la figura 5.6 se muestra la distribución de las áreas tributarias correspondientes para cada muro para la revisión por carga vertical así como la ubicación de castillos.

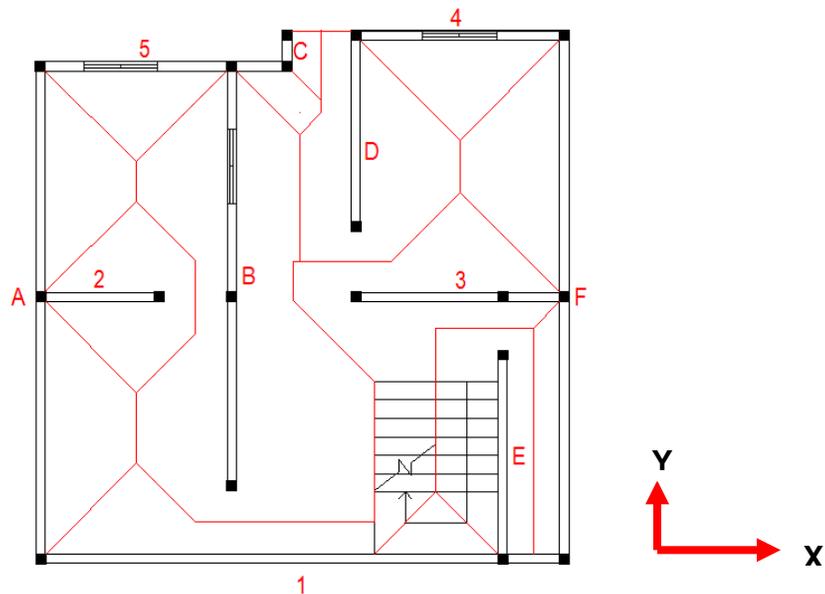


Figura 5.7 Planta estructural y distribución de áreas tributarias

En las tablas 5.1 y 5.2 se resume la revisión de los muros por carga gravitacional, en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 5.1 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X								NIVEL 1		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	FE	AT (cm ²)	As fy (t)	Pu (t)	PR (t)	OBS
1	5.72	8.6	8.39	2.93	0.6	10320	35.7	15.85	68.58	OK
2	4.47	1.9	1.85	2.29	0.7	2280	23.8	5.80	24.36	OK
3	6.93	3.4	3.32	3.55	0.7	4080	35.7	9.62	40.70	OK
4	3.15	2	1.95	1.61	0.6	2400	35.7	4.99	25.81	OK
5	2.64	1.7	1.66	1.35	0.6	2040	35.7	4.22	23.87	OK

Tabla 5.2 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

DIRECCIÓN Y								NIVEL 1		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
A	8.26	8.2	8.00	4.23	0.6	12300	35.7	17.12	79.27	OK
B	18.9	7	6.83	9.69	0.7	10500	35.7	23.12	81.14	OK
C	0.58	0.65	0.63	0.30	0.7	975	23.8	1.30	16.14	OK
D	7.13	3.25	3.17	3.65	0.7	4875	23.8	9.55	40.71	OK
E	5.47	3.5	3.41	2.80	0.7	5250	23.8	8.70	43.07	OK
F	7.15	8.6	8.39	3.67	0.6	12900	35.7	16.87	82.51	OK

La vivienda inicial cumple con la solicitud de carga vertical

IV. REVISION POR CARGA LATERAL

Para la revisión por carga lateral de la vivienda se utilizará el método simplificado expuesto en las NTC – Mampostería (2004) debido a que:

- la vivienda soporta las cargas verticales enteramente por medio de muros hechos a base de mampostería confinada,

- la distribución de muros sensiblemente simétrica ,
- tiene una altura menor de 13 m,
- relación longitud y ancho, $8.6 / 8.6 = 1 < 2$
- relación altura y dimensión mínima, $2.3 / 8.6 = 0.26 < 1.5$

- Fuerza cortante resistida por la mampostería (NTC Mampostería – 2004)

$$V_{mR} = F_{AE} F_R (0.5 v_m * A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m * A_T$$

$F_R = 0.7$

- Cortante sísmico

En la tabla 5.4 se resume el cálculo de los cortantes sísmicos; el coeficiente sísmico c fue tomado de la tabla 4.1 (coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado) del Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo, CFE, 1993.

Tabla 5.4 Cálculo de cortantes sísmicos

NIVEL	Wi (t)	Hi (m)	Wi Hi (t m)	Fi (t)	Vi (t)	Vu (t)
1	78.04	2.3	179.49	10.14	10.14	11.16
	78.04		179.49			

Fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel para el uso del método simplificado

$$F_i = c \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \sum w_i$$

En las tablas 5.5 y 5.6 se resume la revisión por carga lateral sísmica de la vivienda en las direcciones X y Y respectivamente utilizando el método simplificado.

Tabla 5.5 Revisión por carga sísmica en dirección X

DIRECCIÓN X						NIVEL 1		
M	AT (cm2)	L (m)	H/L	FAE	Pu N1 (t)	VmR	Máximo	OBS
1	10320	8.6	0.27	1.00	10.86	9.50	32.51	OK
2	2280	1.9	1.21	1.00	3.79	2.39	7.18	OK
3	4080	3.4	0.68	1.00	6.31	4.18	12.85	OK
4	2400	2	1.15	1.00	3.31	2.38	7.56	OK
5	2040	1.7	1.35	0.96	2.80	1.94	6.43	OK
					V_{mR}	20.389	OK	
					V_u	11.16		

Tabla 5.6 Revisión por carga sísmica en dirección Y

DIRECCIÓN Y					NIVEL 1			
M	AT (cm ²)	L (m)	H/L	F _{AE}	P _u N1(t)	V _{mR}	V _{mRMAX}	OBS
A	12300	8.2	0.28	1	11.57	11.04	38.75	OK
B	10500	7	0.33	1	15.00	10.50	33.08	OK
C	975	0.65	3.54	0.5	0.88	0.47	3.07	OK
D	4875	3.25	0.71	1	6.25	4.73	15.36	OK
E	5250	3.5	0.66	1	5.78	4.89	16.54	OK
F	12900	8.6	0.27	1	11.48	11.44	40.64	OK
						V _{mR}	43.06	OK
						V _u	11.16	

V. COMENTARIOS

La vivienda con un solo nivel cumple con los requisitos de seguridad estructural tanto de cargas gravitacionales como sísmicas, se hace la consideración de que aunque no cumple estrictamente con las condiciones que se contemplan en las NTC – Mampostería (2004), se trata de una mampostería confinada.

REVISIÓN ESTRUCTURAL ANTE POSIBLE INCREMENTO DE NIVELES

I. REVISION DE SEGURIDAD POR CARGA VERTICAL

La distribución arquitectónica se plantea ser igual en los niveles posteriores para así mantener una continuidad en los muros estructurales.

En las tablas 5.7 y 5.8 se resume la revisión de los muros por carga gravitacional para un aumento de 1 nivel y el número de niveles máximo que puede soportar la vivienda.

Tabla 5.7 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X								NIVEL 1			Incremento de niveles que puede soportar
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS	
1	5.72	8.6	8.39	2.93	0.6	10320	35.7	15.85	68.58	OK	4
2	4.47	1.9	1.85	2.29	0.7	2280	23.8	5.80	24.36	OK	4
3	6.93	3.4	3.32	3.55	0.7	4080	35.7	9.62	40.70	OK	4
4	3.15	2	1.95	1.61	0.6	2400	35.7	4.99	25.81	OK	5
5	2.64	1.7	1.66	1.35	0.6	2040	35.7	4.22	23.87	OK	6

Tabla 5.8 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

DIRECCIÓN Y								NIVEL 1			Incremento de niveles que puede soportar
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS	
A	8.26	8.2	8.00	4.23	0.6	12300	35.7	17.12	79.27	OK	5
B	18.9	7	6.83	9.69	0.7	10500	35.7	23.12	81.14	OK	4
C	0.58	0.65	0.63	0.30	0.7	975	23.8	1.30	16.14	OK	12
D	7.13	3.25	3.17	3.65	0.7	4875	23.8	9.55	40.71	OK	4
E	5.47	3.5	3.41	2.80	0.7	5250	23.8	8.70	43.07	OK	5
F	7.15	8.6	8.39	3.67	0.6	12900	35.7	16.87	82.51	OK	5

II. REVISIÓN POR CARGA LATERAL

- Cortante sísmico modificado

Los nuevos cortantes sísmicos debido al incremento de los 4 niveles planteado por los propietarios se resumen en la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Cálculo de nuevos cortantes sísmicos considerando plantas iguales

NIVEL	W _i (t)	H _i (m)	W _i H _i (t m)	F _i (t)	V _i (t)	V _u (t)
4	78.04	9.20	717.97	27.05	27.05	29.76
3	78.04	6.90	538.48	20.29	47.34	52.08
2	78.04	4.60	358.98	13.53	60.87	66.96
1	78.04	2.30	179.49	6.76	67.63	74.40

156.08

538.48

Fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel para el uso del método simplificado

$$F_i = c \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \sum w_i$$

En las tablas 5.10 y 5.11 se resumen la revisión por carga lateral sísmica de la vivienda en las direcciones X y Y respectivamente ante el incremento a 4 niveles.

Tabla 5.10 Revisión por carga sísmica en dirección X

DIRECCIÓN X						NIVEL 1		
M	AT (cm2)	L (m)	H/L	FAE	Pu N1 (t)	VmR	Máximo	OBS
1	10320	8.6	0.27	1.00	43.44	16.35	32.51	OK
2	2280	1.9	1.21	1.00	15.15	4.78	7.18	OK
3	4080	3.4	0.68	1.00	25.25	8.16	12.85	OK
4	2400	2	1.15	1.00	13.25	4.46	7.56	OK
5	2040	1.7	1.35	0.96	11.20	3.63	6.43	OK
						V_{mR}	37.375	NO
						V_u	74.40	

Tabla 5.11 Revisión por carga sísmica en dirección Y

DIRECCIÓN Y						NIVEL 1		
M	AT (cm2)	L (m)	H/L	FAE	Pu N1(t)	VmR	Máximo	OBS
A	12300	8.2	0.28	1	46.28	18.33	38.75	OK
B	10500	7	0.33	1	60.01	19.95	33.08	OK
C	975	0.65	3.54	0.5	3.54	0.77	3.07	OK
D	4875	3.25	0.71	1	25.02	8.67	15.36	OK
E	5250	3.5	0.66	1	23.12	8.53	16.54	OK
F	12900	8.6	0.27	1	45.92	18.67	40.64	OK
						V_{mR}	74.92	OK
						V_u	74.40	

Como se puede observar, la vivienda presenta problemas por carga sísmica en la dirección X ante el incremento de niveles.

REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

I. DATOS

Mediante calas y pruebas al suelo de la vivienda se determinaron las siguientes propiedades que componen la cimentación de la vivienda (figura 5.8), se destaca que en el muro de colindancia con la asignación F mostrado en la figura 5.7 no cuenta con cimentación.

- Mampostería unida con mortero tipo III
- Relación altura/espesor medio = 1.55
- Carga máxima actuante para 4 niveles = 43.04 t
- Carga en muro sin cemento = 32.54 t
- Resistencia del terreno 9 t/m² aproximadamente

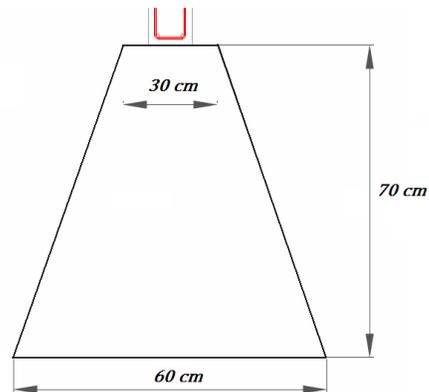


Figura 5.8 Cimiento de la vivienda estudiada

I. Determinación de la resistencia del cimiento

$$P_R = F_R f_m^* A_T \left(1 - \frac{2e}{t} \right)$$

$$P_R = 0.6 \left(15 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (60 \text{ cm} \times 700 \text{ cm}) \left(1 - \left(\frac{2(0)}{60} \right) \right)$$

$$P_R = 378 \text{ t} > 43.04 \text{ t}$$

Por lo tanto el cimiento es capaz de resistir el incremento de niveles planteado.

II. Determinación de la resistencia del suelo

$$\text{Presión sobre el suelo} = \frac{43.04 \text{ t}}{(7 \text{ m} \times 0.60)} = 10.25 \text{ t/m}^2$$

$$10.25 \text{ t/m}^2 > 9 \text{ t/m}^2$$

La resistencia empírica del suelo es superada y no es recomendable el incremento de niveles con el cimiento actual.

III. Determinación de la resistencia del suelo en muro donde no existe cimiento

$$\text{Presión sobre el suelo} = \frac{32.54 \text{ t}}{(0.15 \text{ m} \times 8.6 \text{ m})} = 25.22 \text{ t/m}^2$$

$$25.22 \text{ t/m}^2 > 9 \text{ t/m}^2$$

La resistencia del suelo es superada por mucho, por tal motivo en esta zona es donde se presenta el asentamiento de la vivienda.

COMENTARIOS

Se plantea un incremento de niveles dando un total de 4 plantas, las tablas 5.7 y 5.8 indican que la configuración de muros y el refuerzo es capaz de resistir el mismo al menos por carga vertical. No obstante no se recomienda el incremento de niveles planteados puesto que no se cumplen con los requisitos de seguridad estructural en cuanto a carga lateral sísmica, con el estado actual, por lo que se recomienda el encamisado con malla electrosoldada de muros en planta baja para así aumentar su resistencia ante carga lateral.

Otra razón por la cual no se recomienda un incremento de niveles mayor a 1 debido a la sobre carga del suelo, se observa que la resistencia del suelo se ve sobrepasada en el muro donde se carece de cimiento, esto explica el hundimiento que sufre la vivienda en esa zona. Si se decide hacer el incremento de niveles se deberá tratar la cimentación por medio de la creación de una nueva sobre la existente y adicionar donde no tiene, ampliando así el área de contacto y disminuyendo las presiones sobre el terreno

5.2 Caso práctico: Eliminación y Redistribución de muros

OBRA	Casa habitación tipo residencial
UBICACIÓN	Presidencia Danxhó No 25, Colonia Irrigación, Delegación Miguel Hidalgo, México, DF

I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El estudio de la vivienda siguiente se basa en la revisión por carga gravitacional y sísmica de la remodelación llevada a cabo en el año 2007, la cual consistió en la eliminación de muros estructurales y el refuerzo con perfiles metálicos IR, la casa mostró un agrietamiento en la losa del nivel 1 por lo que para mitigar este efecto el responsable de la ejecución de la obra optó por reforzar con un perfil IR 203X15, con el mismo tipo de perfil se reforzó en la zona de la eliminación de muros estructurales, cabe mencionar que no se contó con una memoria de cálculo ni planos estructurales que justificaran los métodos de refuerzo utilizados salvo algunas pruebas de campo como fue revisión de ubicación de castillos mediante el uso de calas en el acabado, por lo que para el análisis se hace la consideración de que es una mampostería confinada con castillos constituidos por tres varillas de 3/8, tomando la condición más desfavorable en la que se puede encontrar la vivienda.

La vivienda (figura 5.9) es de tres niveles con alturas de entrepiso de 3.50, 3.40, 2.6 m en primer, segundo y tercer nivel respectivamente, el espesor de la losa de entrepiso es de 12 cm en primer nivel y 10 cm en niveles superiores



Figura 5.9 Fachada de vivienda

Las figuras 5.10, 5.11, 5.12 y 5.13 muestran la configuración arquitectónica de la vivienda antes de la remodelación.

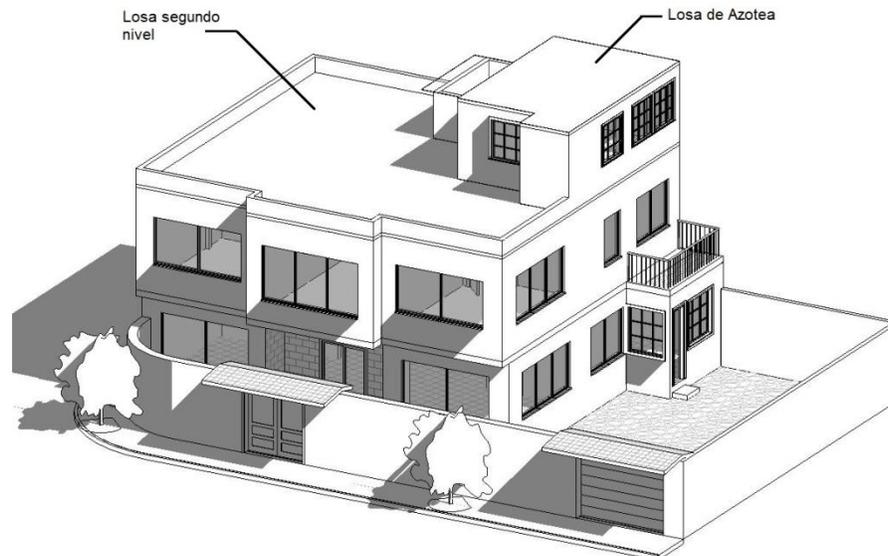


Figura 5.10 Conjunto de plantas arquitectónicas

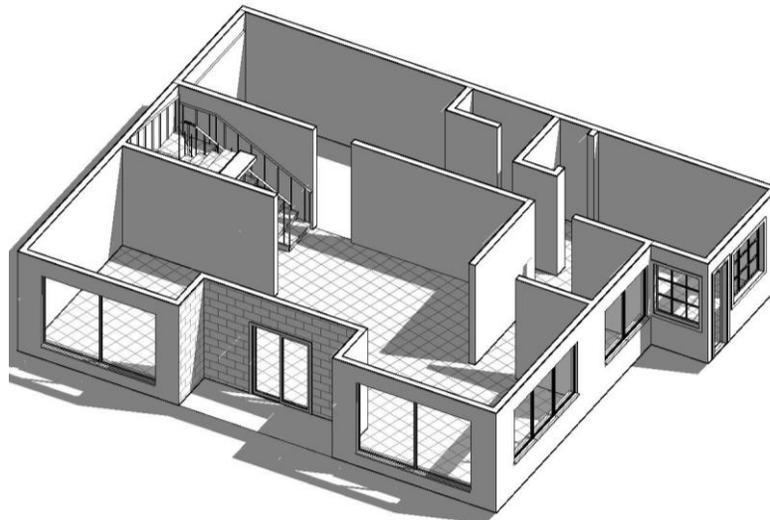


Figura 5.11 Planta arquitectónica planta baja

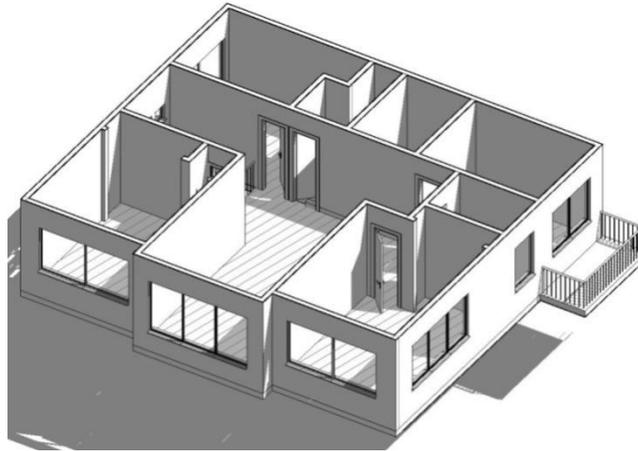


Figura 5.12 Planta arquitectónica primer nivel

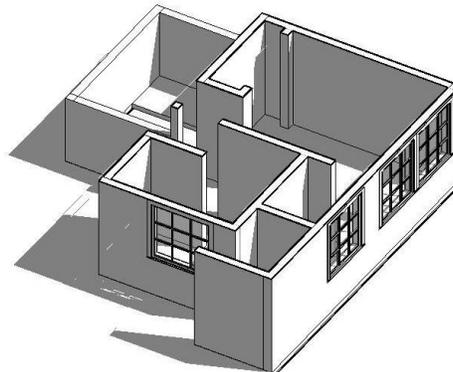


Figura 5.13 Planta arquitectónica segundo nivel

II. DATOS

- Se utilizará una mampostería confinada a base de tabique de concreto, unida con mortero tipo III con una resistencia a compresión, $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia de acero del refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Sistema de piso: Losa Maciza de concreto de 12 cm de espesor en primer nivel y 10 cm para superiores
- Castillos 15 x 15 cm reforzados con 3 barras de acero del #3 ($A_s = 2.13 \text{ cm}^2$)
- Altura de entrepisos: 3.50, 3.40, 2.6 m en primer, segundo y tercer nivel respectivamente.

Ubicación:

- ZONA I - I de acuerdo a las NTC – Sismo, 2004
- Altura total de la vivienda, H= 9.5 m
- Coeficiente sísmico reducido para el método simplificado , c = 0.08
- Resistencia de diseño a compresión diagonal, $V_m = 2 \text{ kg/cm}^2$

III. REVISIÓN DE SEGURIDAD POR CARGA VERTICAL (VIVIENDA INICIAL)

Se revisará la seguridad de la vivienda inicial por carga vertical para posteriormente hacer la revisión ante la modificación en su arquitectura y verificar si se cumplen los requisitos de seguridad.

- Carga vertical resistente (NTC – Mampostería, 2004)

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y)$$

$$F_R = 0.6$$

$$F_E = 0.7 \rightarrow \text{muros interiores}; 0.6 \rightarrow \text{muros exteriores}$$

$$A_T = t \times l \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

- Análisis de carga vertical

Carga vertical en losa de entrepiso primer nivel

Concepto	Peso
Loseta con pega azulejo tipo CREST	40 kg/m ²
Mortero cemento – arena de 1 cm de espesor	21 kg/m ²
Losa de entrepiso de concreto de 12 cm de espesor	288 kg/m ²
Plafón de yeso	22 kg/m ²

Nota: Pesos extraídos de las fichas técnicas de los materiales utilizados en la construcción

Carga viva

Carga viva = **170 kg/m²**, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Tabla 6.1 y carga viva instantánea = **90 kg/m²** para el análisis por sismo.

Carga vertical total en losa de entrepiso de primer nivel

$$371 + 40 \text{ (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2)} + 170 = 581 \text{ kg/m}^2$$

Carga vertical en losa de entrepiso segundo nivel y azotea

Concepto	Peso
Impermeabilizante	5 kg/m ²
Mortero cemento – arena de 1 cm de espesor	21 kg/m ²
Losa de entrepiso de concreto de 10 cm de espesor	240 kg/m ²
Plafón de yeso	22 kg/m ²

Nota: Pesos extraídos de las fichas técnicas de los materiales utilizados en la construcción

Carga viva

Carga viva = **100 kg/m²**, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Tabla 6.1 y carga viva instantánea = **70 kg/m²** para el análisis por sismo.

Carga vertical total en losa de entrepiso segundo nivel y azotea

$$288 + 40 \text{ (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2)} + 100 = 428 \text{ kg/m}^2$$

Carga de muro de tabique de concreto de 3.5 m de altura

Concepto	Peso
Tabique de concreto (15 cm de espesor)	360 kg/m ²
Aplanado con mortero arena – cemento de 2 cm	42 kg/m ²
Yeso	22 kg/m ²
Peso total	424 kg/m²

$$\text{Peso lineal de muro} = 424 (3.5) = 1484 \text{ kg/m}$$

Carga de muro de tabique de concreto de 3.4 m de altura

Concepto	Peso
Tabique de concreto (15 cm de espesor)	360 kg/m ²
Aplanado con mortero arena – cemento de 2 cm	42 kg/m ²
Yeso	22 kg/m ²
Peso total	424 kg/m²

$$\text{Peso lineal de muro} = 424 (3.4) = 1441.6 \text{ kg/m}$$

Carga de muro de tabique de concreto de 2.6 m de altura

Concepto	Peso
Tabique de concreto (15 cm de espesor)	360kg/m²
Aplanado con mortero arena – cemento de 2 cm	42 kg/m²
Yeso	22 kg/m²
Peso total	424 kg/m²

Peso lineal de muro = 424 (3.4) = 1102.4 kg/m

En la figura 5.14 se muestra la distribución de las áreas tributarias correspondientes para cada muro para la revisión por carga vertical así como la ubicación de castillos en el nivel 2.

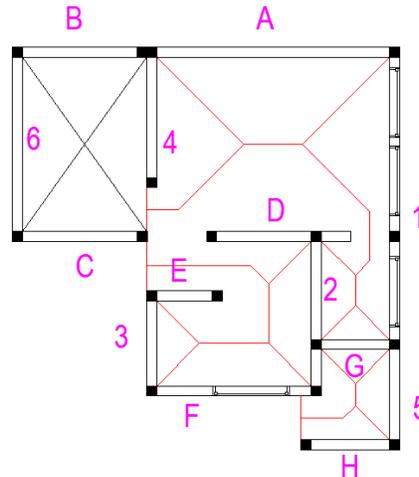


Figura 5.14 Distribución arquitectónica segundo nivel, distribución de áreas tributarias y ubicación de castillos

En las tablas 5.12 y 5.13 se resume la revisión de los muros por carga vertical, en las direcciones X y Y respectivamente en el segundo nivel.

Tabla 5.12 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X										NIVEL 2		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	W (t)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
A	4.42	4.3	4.74	1.89	0.6	6450	2	6.63	17.8	9.28	41.24	OK
B	0	2.3	2.54	0.00	0.6	3450	2	2.54	17.8	3.55	25.04	OK
C	0	2.3	2.54	0.00	0.6	3450	2	2.54	17.8	3.55	25.04	OK
D	5.93	2.45	2.70	2.54	0.7	3675	2	5.24	17.8	7.33	30.63	OK
E	2.32	1.3	1.43	0.99	0.7	1950	2	2.43	17.8	3.40	19.76	OK
F	1.88	1.63	1.80	0.80	0.6	2445	2	2.60	17.8	3.64	19.61	OK
G	1.04	1.5	1.65	0.45	0.7	2250	2	2.10	17.8	2.94	21.65	OK
H	0.8	1.7	1.87	0.34	0.6	2550	2	2.22	17.8	3.10	20.18	OK

Tabla 5.13 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

M	DIRECCIÓN Y									NIVEL 2		
	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	W (t)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
1	3.89	1.12	1.23	1.66	0.6	1344	3	2.90	26.7	4.06	16.87	OK
2	2.36	2	2.20	1.01	0.6	2400	3	3.21	26.7	4.50	22.57	OK
3	0.81	1.7	1.87	0.35	0.7	2040	3	2.22	26.7	3.11	24.07	OK
4	2.61	2.4	2.65	1.12	0.6	2880	2	3.76	17.8	5.27	21.96	OK
5	0.85	1.9	2.09	0.36	0.6	2280	2	2.46	17.8	3.44	18.72	OK
6	0	3.3	3.64	0.00	0.6	3960	2	3.64	17.8	5.09	27.79	OK

Donde

CASTILLOS – Número de castillos existentes en el muro analizado
w – sumatoria de peso de muro más peso de losa

En la figura 5.15 se muestra la distribución de las áreas tributarias correspondientes para cada muro para la revisión por carga vertical así como la ubicación de castillos en el nivel 1.

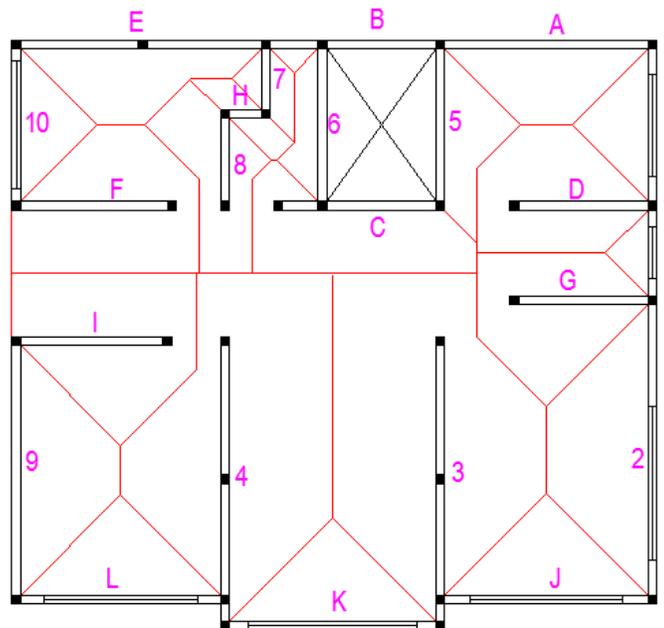


Figura 5.15 Distribución arquitectónica primer nivel, distribución de áreas tributarias y ubicación de castillos

En las tablas 5.14 y 5.15 se resume la revisión de los muros por carga vertical en el nivel 1 en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 5.14 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X											NIVEL 1		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	W (t)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
A	4.42	4.3	6.20	1.89	6.34	0.6	6450	2	14.43	17.8	20.20	41.24	OK
B	0	2.3	3.32	0.00	2.54	0.6	3450	2	5.86	17.8	8.20	25.04	OK
C	6.54	2.3	3.32	2.80	4.81	0.7	3450	3	10.92	26.7	15.29	32.95	OK
D	6.53	2.9	4.18	2.79	4.85	0.7	4350	2	11.83	17.8	16.56	34.88	OK
E	5.32	6	8.65	2.28	0.00	0.6	9000	3	10.93	26.7	15.30	58.21	OK
F	8.64	3.2	4.61	3.70	0.00	0.7	4800	2	8.31	17.8	11.64	37.72	OK
G	6.78	2.9	4.18	2.90	9.01	0.7	4350	2	16.09	17.8	22.53	34.88	OK
H	1.18	1	1.44	0.51	0.00	0.7	1500	2	1.95	17.8	2.73	16.93	OK
I	8.77	3.1	4.47	3.75	0.00	0.7	4650	2	8.22	17.8	11.51	36.77	OK
J	4.65	1.1	1.59	1.99	0.00	0.6	1650	2	3.58	17.8	5.01	15.32	OK
K	4.77	1.1	1.59	2.04	0.00	0.6	1650	2	3.63	17.8	5.08	15.32	OK
L	4.65	1.1	1.59	1.99	0.00	0.6	1650	2	3.58	17.8	5.01	15.32	OK

Tabla 5.15 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

DIRECCIÓN Y											NIVEL 1		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	W (t)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
1	2.76	1.9	2.74	1.18	9.69	0.6	2280	2	13.61	17.8	19.05	18.72	NO
2	9.36	2.9	4.18	4.01	4.67	0.6	3480	2	12.86	17.8	18.00	25.20	OK
3	20.7	5.7	8.22	8.86	2.28	0.7	6840	3	19.36	26.7	27.10	54.31	OK
4	29.27	5.8	8.36	12.53	0.00	0.7	6960	3	20.89	26.7	29.24	55.06	OK
5	3.28	3.3	4.76	1.40	5.02	0.6	3960	2	11.18	17.8	15.65	27.79	OK
6	1.83	3.3	4.76	0.78	5.09	0.6	3960	2	10.63	17.8	14.88	27.79	OK
7	1.2	1.5	2.16	0.51	0.00	0.7	1800	2	2.68	17.8	3.75	18.82	OK
8	4.44	1.9	2.74	1.90	0.00	0.7	2280	2	4.64	17.8	6.50	21.84	OK
9	6.58	5.2	7.50	2.82	0.00	0.6	6240	2	10.31	17.8	14.44	40.10	OK
10	2.76	1	1.44	1.18	0.00	0.6	1200	2	2.62	17.8	3.67	12.89	OK

Donde

W NIVEL SUP – Carga actuante proveniente del nivel superior en el muro analizado.

En la figura 5.16 se muestra la distribución de las áreas tributarias correspondientes para cada muro para la revisión por carga vertical así como la ubicación de castillos en planta baja.

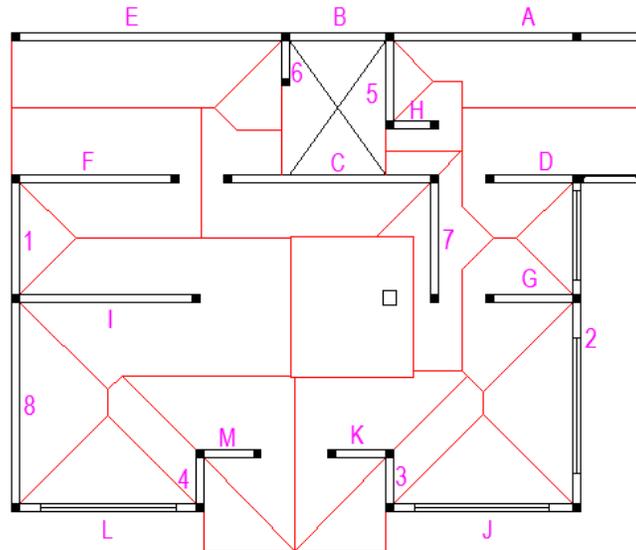


Figura 5.16 Distribución arquitectónica planta baja y distribución de áreas tributarias

En las tablas 5.16 y 5.17 se resume la revisión de los muros por carga vertical en planta baja, en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 5.16 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X										PLANTA BAJA		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	As fy (t)	Pu (t)	PR (t)	OBS
A	8.1	5.7	8.46	4.71	21.38	0.6	8550	3	26.7	39.81	55.78	OK
B	0	2.3	3.41	0.00	5.86	0.6	3450	2	17.8	10.64	25.04	OK
C	9.11	4.7	6.97	5.29	15.81	0.7	7050	2	17.8	32.98	51.89	OK
D	8.61	2.5	3.71	5.00	18.83	0.7	3750	2	17.8	31.03	31.10	OK
E	8.71	6.2	9.20	5.06	7.69	0.6	9300	2	17.8	27.66	56.63	OK
F	11.2	3.7	5.49	6.51	18.95	0.7	5550	2	17.8	35.75	42.44	OK
G	5.22	1.9	2.82	3.03	16.26	0.7	2850	2	17.8	24.45	25.43	OK
H	2.12	1.2	1.78	1.23	0.00	0.7	1800	2	17.8	4.22	18.82	OK
I	16.32	4.1	6.08	9.48	15.44	0.7	6150	2	17.8	37.23	46.22	OK
J	4.67	1.1	1.63	2.71	3.69	0.6	1650	2	17.8	9.77	15.32	OK
K	6.99	1.4	2.08	4.06	1.87	0.7	2100	2	17.8	10.46	20.71	OK
L	4.52	1.1	1.63	2.63	3.69	0.6	1650	2	17.8	9.65	15.32	OK
M	6.99	1.4	2.08	4.06	1.87	0.7	2100	2	17.8	10.46	20.71	OK

Tabla 5.17 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

DIRECCIÓN Y										PLANTA BAJA		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	As fy (t)	Pu (t)	PR (t)	OBS
1	1.99	2.8	4.16	1.16	0.00	0.6	3360	2	17.8	7.44	24.55	OK
2	7.58	2.2	3.26	4.40	13.09	0.6	2640	3	26.7	23.83	23.87	OK
3	4.48	1.5	2.23	2.60	7.75	0.7	1800	2	17.8	14.51	18.82	OK
4	4.5	1.5	2.23	2.61	11.74	0.7	1800	2	17.8	18.52	18.82	OK
5	1.13	2.1	3.12	0.66	11.26	0.7	2520	2	17.8	16.54	23.35	OK
6	1.75	1.2	1.78	1.02	10.68	0.7	1440	2	17.8	14.60	16.55	OK
7	5.17	2.8	4.16	3.00	0.00	0.7	3360	2	17.8	10.02	28.64	OK
8	5.73	4.8	7.12	3.33	10.47	0.6	5760	2	17.8	25.10	37.51	OK

IV. REVISION POR CARGA LATERAL

Para la revisión por carga lateral de la vivienda se utilizará el método simplificado expuesto en las NTC – Mampostería (2004) debido a que:

- la vivienda soporta las cargas verticales enteramente por medio de muros hechos a base de mampostería confinada,
- la distribución de muros sensiblemente simétrica ,
- tiene una altura menor de 13 m,
- relación longitud y ancho, $14 / 10.5 = 1.33 < 2$
- relación altura y dimensión mínima, $9.5 / 10.5 = 0.90 < 1.5$
- Fuerza cortante resistida por la mampostería (NTC - Mampostería, 2004)

$$V_{mR} = F_{AE} F_R (0.5v_m * A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m * A_T$$

$$F_R = 0.7$$

- Cortante sísmico

En la tabla 5.18 se resume el cálculo de los cortantes sísmicos; el coeficiente sísmico *c* fue tomado de la tabla 7.1 (coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado) de las NTC - Sismo, 2004.

Tabla 5.18 Cálculo de cortantes sísmicos

NIVEL	Wi (t)	Hi (m)	Wi Hi (t m)	Fi (t)	Vi (t)	Vu(t)
2	43.67	9.50	414.88	6.36	6.36	6.99
1	149.46	6.90	1031.25	15.80	22.16	24.38
PB	145.97	3.50	510.90	7.83	29.99	32.99

295.43

1542.15

Fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel para el uso del método simplificado

$$F_i = C \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \sum w_i$$

NIVEL 2

DENSIDAD DE MUROS

$$D = \frac{\text{AREA TRANSVERSAL DE LOS MUROS}}{\text{AREA TOTAL DE LA PLANTA}}$$

Utilizando la ecuación anterior se hace la revisión de la densidad de muros inicial de la vivienda en el nivel 2, la cual se muestra en la tabla 5.19.

Tabla 5.19 Revisión de la densidad de muros en ambas direcciones nivel 2

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Muro	L (m)	Área (cm ²)	Muro	L (m)	Área (cm ²)
A	4.3	6450	1	5.2	6240
B	2.3	3450	2	2	2400
C	2.3	3450	3	1.7	2040
D	2.45	3675	4	2.4	2880
E	1.3	1950	5	1.9	2280
F	3	4500	6	3.3	3960
G	1.5	2250			
H	1.7	2550			
28275			19800		
DX			10.5%		
DY			7.36%		

$$\text{Área de la planta} = 269100 \text{ cm}^2$$

En las tablas 5.20 y 5.21 se resume la revisión por carga lateral sísmica en el nivel 2 en las direcciones X y Y.

Tabla 5.20 Revisión por carga sísmica en dirección X

DIRECCIÓN X						NIVEL 2		
M	A_T (cm^2)	L (m)	H/L	F_{AE}	P_u (t)	V_{mR}	V_{mRMAX}	OBS
A	6450	4.3	0.60	1	6.50	5.88	20.32	OK
B	3450	2.3	1.13	1	2.54	2.95	10.87	OK
C	3450	2.3	1.13	1	2.54	2.95	10.87	OK
D	3675	2.45	1.06	1	5.06	3.64	11.58	OK
E	1950	1.3	2.00	0.44	2.36	0.82	6.14	OK
F	4500	3	0.87	1	2.55	3.68	14.18	OK
G	2250	1.5	1.73	0.58	2.07	1.17	7.09	OK
H	2550	1.7	1.53	0.75	2.19	1.68	8.03	OK
						VmR	22.76	OK
						Vu	6.99	

Tabla 5.21 Revisión por carga sísmica en dirección Y

DIRECCIÓN Y						NIVEL 2		
M	A_T (cm^2)	L (m)	H/L	F_{AE}	P_u (t)	V_{mR}	V_{mRMAX}	OBS
1	6240	5.2	0.50	1.00	2.78	4.95	19.66	OK
2	2400	2	1.30	1.00	3.14	2.34	7.56	OK
3	2040	1.7	1.53	1.00	2.20	1.89	6.43	OK
4	2880	2.4	1.08	0.84	3.68	2.34	9.07	OK
5	2280	1.9	1.37	1.00	2.43	2.11	7.18	OK
6	3960	3.3	0.79	1.00	3.64	3.54	12.47	OK
						VmR	17.17	OK
						Vu	6.99	

NIVEL 1*DENSIDAD DE MUROS*

$$D = \frac{\text{AREA TRANSVERSAL DE LOS MUROS}}{\text{AREA TOTAL DE LA PLANTA}}$$

Utilizando la ecuación anterior se hace la revisión de la densidad de muros inicial de la vivienda en el nivel 2, la cual se muestra en la tabla 5.22.

Tabla 5.22 Revisión de la densidad de muros en ambas direcciones nivel 1

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Muro	L (m)	Área (cm ²)	Muro	L (m)	Área (cm ²)
A	4.3	6450	1	1.9	2280
B	2.3	3450	2	2.9	3480
C	2.3	3450	3	5.7	6840
D	2.9	4350	4	5.8	6960
E	6	9000	5	3.3	3960
F	3.2	4800	6	3.3	3960
G	2.9	4350	7	1.5	1800
H	1	1500	8	1.9	2280
I	3.1	4650	9	5.2	6240
J	1.1	1650	10	1	1200
K	1.1	1650	11		
L	1.1	1650	12		
46950			39000		

DX 3.25%

DY 2.70%

Área de la planta = 1 444 300 cm²

En las tablas 5.23 y 5.24 se resume la revisión por carga lateral sísmica en el nivel 1 en las direcciones X y Y respectivamente

Tabla 5.23 Revisión por carga sísmica en dirección X

DIRECCIÓN X						NIVEL 1		
M	A _T (cm ²)	L (m)	H/L	F _{AE}	P _u (t)	V _{mR}	V _{mRMAX}	OBS
A	6450	4.3	0.79	1	14.30	7.52	20.32	OK
B	3450	2.3	1.48	0.8	5.86	2.92	10.87	OK
C	3450	2.3	1.48	0.8	10.73	3.73	10.87	OK
D	4350	2.9	1.17	1	11.63	5.49	13.70	OK
E	9000	6	0.57	1	10.77	8.56	28.35	OK
F	4800	3.2	1.06	1	8.05	5.05	15.12	OK
G	4350	2.9	1.17	1	15.89	6.38	13.70	OK
H	1500	1	3.40	0.2	1.91	0.22	4.73	OK
I	4650	3.1	1.10	1	7.96	4.93	14.65	OK
J	6000	4	0.85	1	3.44	4.92	18.90	OK
K	6615	4.41	0.77	1	3.48	5.36	20.84	OK
L	6000	4	0.85	1	3.44	4.92	18.90	OK
						V _{mR}	60.00	OK
						V _u	22.16	

Tabla 5.24 Revisión por carga sísmica en dirección Y

DIRECCIÓN Y						NIVEL 1		
M	A_T (cm^2)	L (m)	H/L	F_{AE}	P_u (t)	V_{mR}	V_{mRMAX}	OBS
1	6240	5.2	0.65	1.00	13.53	7.21	19.66	OK
2	7200	6	0.57	1.00	12.58	7.68	22.68	OK
3	6840	5.7	0.60	1.00	18.74	8.72	21.55	OK
4	6960	5.8	0.59	1.00	20.01	9.07	21.92	OK
5	3960	3.3	1.03	1.00	11.08	5.10	12.47	OK
6	3960	3.3	1.03	1.00	10.58	4.99	12.47	OK
7	1800	1.5	2.27	0.34	2.64	0.62	5.67	OK
8	2280	1.9	1.79	0.55	4.51	1.40	7.18	OK
9	6240	5.2	0.65	1.00	10.12	6.49	19.66	OK
10	3960	3.3	1.03	1.00	2.54	3.31	12.47	OK
						VmR	54.59	OK
						Vu	22.16	

PLANTA BAJA*DENSIDAD DE MUROS*

$$D = \frac{\text{AREA TRANSVERSAL DE LOS MUROS}}{\text{AREA TOTAL DE LA PLANTA}}$$

Utilizando la ecuación anterior se hace la revisión de la densidad de muros inicial de la vivienda en el nivel 2, la cual se muestra en la tabla 5.25

Tabla 5.25 Revisión de la densidad de muros en ambas direcciones planta baja

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Muro	L (m)	Área (cm ²)	Muro	L (m)	Área (cm ²)
A	5.7	8550	1	2.8	3360
B	2.3	3450	2	2.2	2640
C	4.7	7050	3	1.5	1800
D	2.5	3750	4	1.5	1800
E	6.2	9300	5	2.1	2520
F	3.7	5550	6	1.2	1440
G	1.9	2850	7	2.8	3360
H	1.2	1800	8	4.8	5760
I	4.1	6150	9		
J	1.1	1650	10		
K	1.4	2100	11		
L	1.1	1650	12		
M	1.4	2100	13		
55950			22680		

DX 4.48%

DY 1.82%

Área de la planta = 1 248 900 cm²

En las tablas 5.26 y 5.27 se resume la revisión por carga lateral sísmica en planta baja en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 5.26 Revisión por carga sísmica en dirección X

DIRECCIÓN X						PLANTA BAJA		
M	A_T (cm^2)	L (m)	H/L	F_{AE}	P_u (t)	V_{mR}	V_{mRMAX}	OBS
A	8550	5.7	0.61	1	33.90	13.10	26.93	OK
B	3450	2.3	1.52	0.8	9.27	3.32	10.87	OK
C	7050	4.7	0.74	1	27.35	10.68	22.21	OK
D	3150	2.1	1.67	0.6	26.85	4.94	9.92	OK
E	9300	6.2	0.56	1	21.25	10.97	29.30	OK
F	5550	3.7	0.95	1	30.05	10.20	17.48	OK
G	2850	1.9	1.84	0.5	21.69	3.41	8.98	OK
H	1800	1.2	2.92	0.2	2.84	0.37	5.67	OK
I	6150	4.1	0.85	1	29.70	10.54	19.37	OK
J	6000	4	0.88	1	7.66	5.81	18.90	OK
K	2100	1.4	2.50	0.3	7.45	0.85	6.62	OK
L	6000	4	0.88	1	7.59	5.79	18.90	OK
M	2100	1.4	2.50	0.3	7.45	0.91	6.62	OK
						V_{mR}	80.89	OK
						V_u	29.99	

Tabla 5.27 Revisión por carga sísmica en dirección Y

DIRECCIÓN Y						PLANTA BAJA		
M	A_T (cm^2)	L (m)	H/L	F_{AE}	P_u (t)	V_{mR}	V_{mRMAX}	OBS
1	3360	2.8	1.25	1.00	5.15	3.43	10.58	OK
2	8880	7.4	0.47	1.00	20.15	10.45	27.97	OK
3	1680	1.4	2.50	0.28	12.22	1.05	5.29	OK
4	1680	1.4	2.50	0.28	16.22	1.28	5.29	OK
5	2520	2.1	1.67	0.63	14.94	3.09	7.94	OK
6	1440	1.2	2.92	0.20	13.34	0.76	4.54	OK
7	3360	2.8	1.25	1.00	6.75	3.77	10.58	OK
8	5760	4.8	0.73	1.00	20.46	8.33	18.14	OK
						V_{mR}	32.16	OK
						V_u	29.99	

V. OBSERVACIONES

En cuanto al análisis por carga gravitacional se observa que en los muros D, G y 4, la carga actuante y la resistente son casi idénticas por lo que no hay un margen de seguridad conservador ante carga gravitacional. Por otro lado la vivienda con la configuración arquitectónica inicial es capaz de resistir la carga lateral sísmica.

VI. REVISIÓN DE SEGURIDAD POR CARGA VERTICAL (VIVIENDA REMODELADA)

La remodelación consistió en la eliminación de muros de la planta baja correspondientes a las designaciones *D*, *K*, *M* y *4* en la tabla 5.16 y 5.17 de la revisión por carga gravitacional de la vivienda inicial en las zonas que se indican en la figura 5.17. Así mismo, con la eliminación de dichos muros se reforzaron las losas con perfiles IR 203 X 15 como se muestra en la figura 5.17.

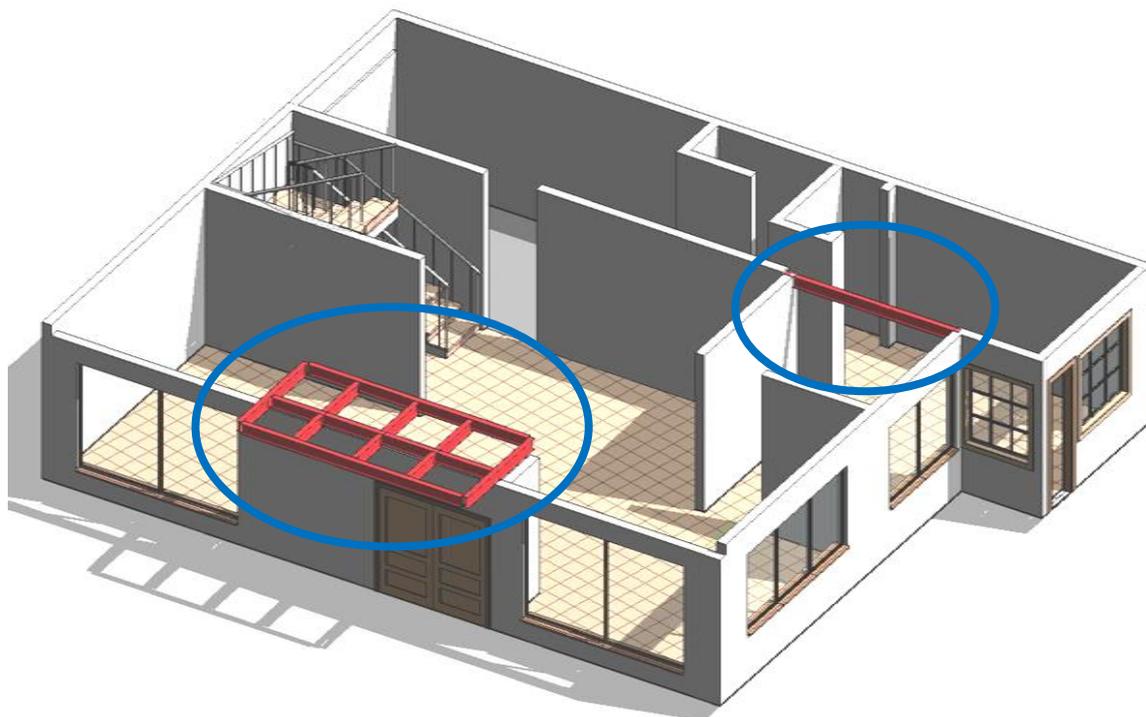


Figura 5.17 Planta baja remodelada y esquema de refuerzo para losas por eliminación de muros

Se realizará la revisión por carga gravitacional únicamente en la primera planta puesto que en los niveles superiores no se realizó alguna modificación en su arquitectura. En la figura 5.18 se muestra la redistribución de las áreas tributarias correspondientes para cada muro para la revisión por carga vertical así como la ubicación de castillos.

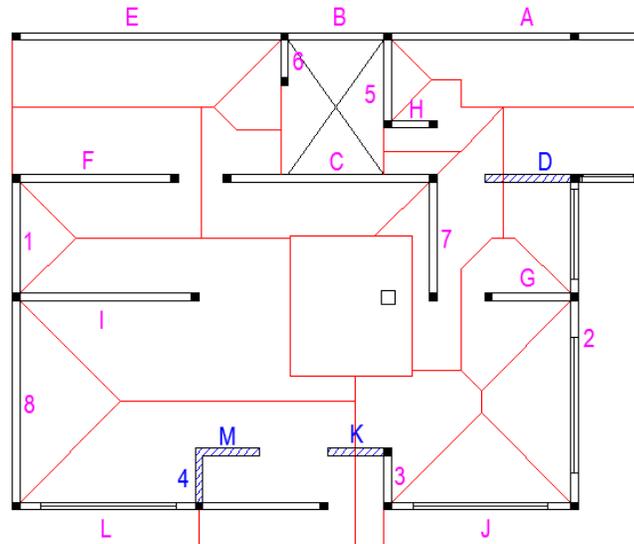


Figura 5.18 Distribución arquitectónica remodelada planta baja y redistribución de áreas tributarias

En las tablas 5.28 y 5.29 se resume la revisión de los muros por carga vertical en la planta baja remodelada en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 5.28 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X										PLANTA BAJA		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	As fy (t)	Pu (t)	PR (t)	OBS
A	8.1	5.7	8.46	4.71	21.38	0.6	8550	2	17.8	39.81	52.58	OK
B	0	2.3	3.41	0.00	5.86	0.6	3450	2	17.8	10.64	25.04	OK
C	9.18	4.7	6.97	5.33	15.81	0.7	7050	2	17.8	33.04	51.89	OK
D	MURO ELIMINADO											
E	8.71	6.2	9.20	5.06	7.69	0.6	9300	2	17.8	27.66	56.63	OK
F	11.2	3.7	5.49	6.51	18.95	0.7	5550	2	17.8	35.75	42.44	OK
G	5.22	1.9	2.82	3.03	16.26	0.7	2850	2	17.8	24.45	25.43	OK
H	2.12	1.2	1.78	1.23	0.00	0.7	1800	2	17.8	4.22	18.82	OK
I	19.5	4.1	6.08	11.33	15.44	0.7	6150	2	17.8	39.82	46.22	OK
J	4.67	1.1	1.63	2.71	3.69	0.6	1650	2	17.8	9.77	15.32	OK
K	MURO ELIMINADO											
L	18.36	4	5.94	10.67	3.69	0.6	6000	3	26.7	26.93	42.01	OK
M	MURO ELIMINADO											

Tabla 5.29 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

DIRECCIÓN Y										PLANTA BAJA		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	As fy (t)	Pu (t)	PR (t)	OBS
1	1.99	2.8	4.16	1.16	0.00	0.6	3360	2	17.8	7.44	24.55	OK
2	14.21	2.1	3.12	8.26	13.09	0.6	2520	3	26.7	29.01	23.22	NO
3	6.76	1.4	2.08	3.93	7.75	0.7	1680	2	17.8	16.16	18.06	OK
4	MURO ELIMINADO											
5	1.13	2.1	3.12	0.66	11.26	0.7	2520	2	17.8	16.54	23.35	OK
6	1.75	1.2	1.78	1.02	10.68	0.7	1440	2	17.8	14.60	16.55	OK
7	5.28	2.8	4.16	3.07	6.00	0.7	3360	2	17.8	16.11	28.64	OK
8	5.73	4.8	7.12	3.33	10.47	0.6	5760	2	17.8	25.10	37.51	OK

VII. REVISION POR CARGA LATERAL (VIVIENDA REMODELADA)

- Cortante sísmico

En la tabla 5.30 se resume el cálculo de los cortantes sísmicos; el coeficiente sísmico *c* fue tomado de la tabla 7.1 (coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado) de las NTC - Sismo, 2004.

Tabla 5.30 Cálculo de cortantes sísmicos

NIVEL	Wi (t)	Hi (m)	Wi Hi (t m)	Fi (t)	Vi (t)	Vu (t)
2	52.43	9.50	498.09	7.58	7.58	8.33
1	149.46	6.90	1031.25	15.69	23.26	25.59
PB	139.40	3.50	487.88	7.42	30.68	33.75
	288.85		1519.14			

Fuerza lateral que actúa en el *i*-ésimo nivel para el uso del método simplificado

$$F_i = C \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \Sigma w_i$$

PLANTA BAJA**DENSIDAD DE MUROS**

$$D = \frac{\text{AREA TRANSVERSAL DE LOS MUROS}}{\text{AREA TOTAL DE LA PLANTA}}$$

Utilizando la ecuación anterior se hace la revisión de la densidad de muros de la vivienda remodelada en la planta baja, la cual se muestra en la tabla 5.31.

Tabla 5.31 Revisión de la densidad de muros en ambas direcciones planta baja

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Muro	L (m)	Área (cm ²)	Muro	L (m)	Área (cm ²)
A	5.7	8550	1	2.8	3360
B	2.3	3450	2	2.1	2520
C	4.7	7050	3	1.4	1680
D	MURO ELIMINADO		4	MURO ELIMINADO	
E	6.2	9300	5	2.1	2520
F	3.7	5550	6	1.2	1440
G	1.9	2850	7	2.8	3360
H	1.2	1800	8	4.8	5760
I	4.1	6150			
J	1.1	1650			
K	MURO ELIMINADO				
L	4	6000			
M	MURO ELIMINADO				
52350			20640		
DX			4.22%		
DY			1.67%		

Área de la planta = 1 248 900 cm²

En las tablas 5.32 y 5.33 se resume la revisión por carga lateral sísmica en planta baja en las direcciones X y Y respectivamente utilizando el método simplificado.

Tabla 5.32 Revisión por carga sísmica en dirección X, planta baja

DIRECCIÓN X						NIVEL 1		
M	A_T (cm^2)	L (m)	H/L	F_{AE}	P_u (t)	V_{mR}	V_{mRMAX}	OBS
A	8550	5.7	0.61	1	33.90	13.10	26.93	OK
B	3450	2.3	1.52	0.8	9.27	3.32	10.87	OK
C	7050	4.7	0.74	1	27.38	10.69	22.21	OK
D	MURO ELIMINADO							
E	9300	6.2	0.56	1	21.25	10.97	29.30	OK
F	5550	3.7	0.95	1	30.05	10.20	17.48	OK
G	2850	1.9	1.84	0.5	21.69	3.41	8.98	OK
H	1800	1.2	2.92	0.2	2.84	0.37	5.67	OK
I	6150	4.1	0.85	1	31.29	10.88	19.37	OK
J	6000	4	0.88	1	7.66	5.81	18.90	OK
K	MURO ELIMINADO							
L	10500	7	0.50	1	18.82	11.30	33.08	OK
M	MURO ELIMINADO							
						V_{mR}	80.04	OK
						V_u	33.75	

Tabla 5.33 Revisión por carga sísmica en dirección Y, planta baja

DIRECCIÓN Y						NIVEL 1		
M	A_T (cm^2)	L (m)	H/L	F_{AE}	P_u (t)	V_{mR}	V_{mRMAX}	OBS
1	3360	2.8	1.25	1.00	5.15	3.43	10.58	OK
2	8880	7.4	0.47	1.00	23.33	11.11	27.97	OK
3	1680	1.4	2.50	0.28	13.21	1.11	5.29	OK
4	MURO ELIMINADO							
5	2520	2.1	1.67	0.63	14.94	3.09	7.94	OK
6	1440	1.2	2.92	0.20	13.34	0.76	4.54	OK
7	3360	2.8	1.25	1.00	12.80	5.04	10.58	OK
8	5760	4.8	0.73	1.00	20.46	8.33	18.14	OK
						V_{mR}	32.87	NO
						V_u	33.75	

VIII. OBSERVACIONES

La vivienda remodelada no cumple con los requerimientos de carga gravitacional así como de sismo, se observa que ante la eliminación de muros la densidad de muros se ve reducida. Se observa que en la dirección Y la resistencia de los muros se ve sobrepasada por el cortante actuante.

REVISION DE LOSAS ANTE MODIFICACIÓN DE APOYOS

I. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Losa de primer nivel

La redistribución de muros estructurales provocó una modificación en los apoyos de las losas (figura 5.17), mismos que causan una redistribución de esfuerzos en las losas dando lugar a un posible agrietamiento o pandeo.

Para un mejor resultado, el modelado y análisis de las losas se hizo mediante un modelo computacional asignando la carga vertical total correspondiente a cada losa como el mostrado en la figura 5.19 la cual muestra la distribución de esfuerzos de la losa de entrepiso del primer nivel en su estado original.

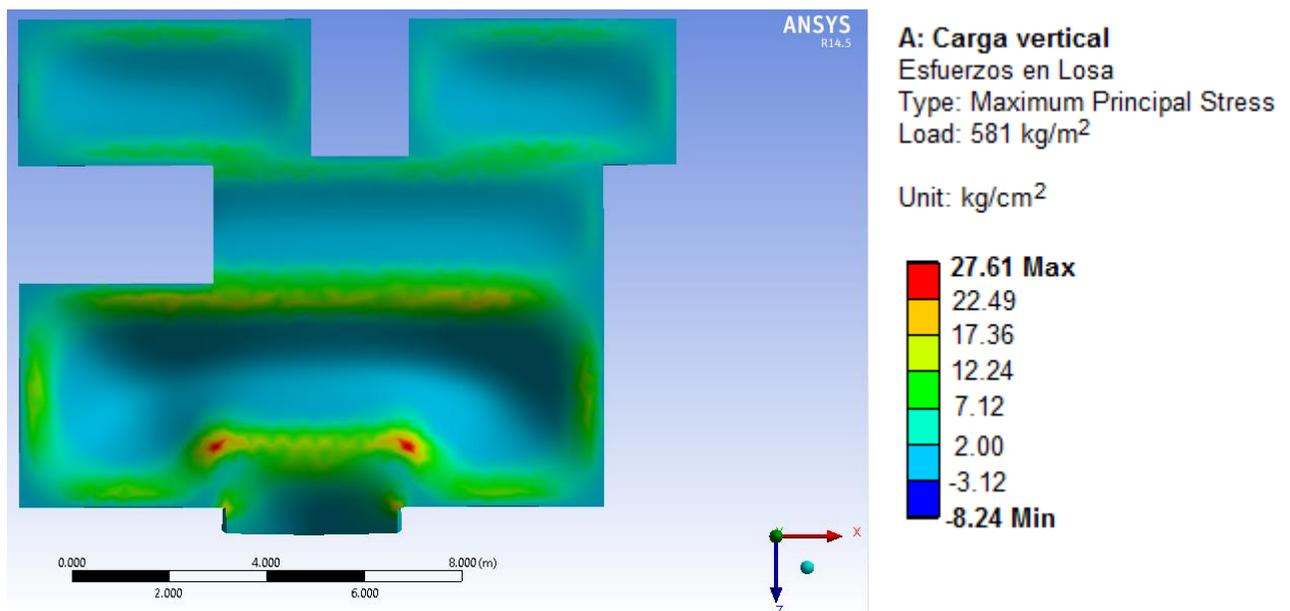


Figura 5.19 Distribución de esfuerzos en losa de entrepiso primer nivel

En la figura 5.20 se muestra la redistribución de esfuerzos en la losa a causa de la eliminación de algunos de sus apoyos.

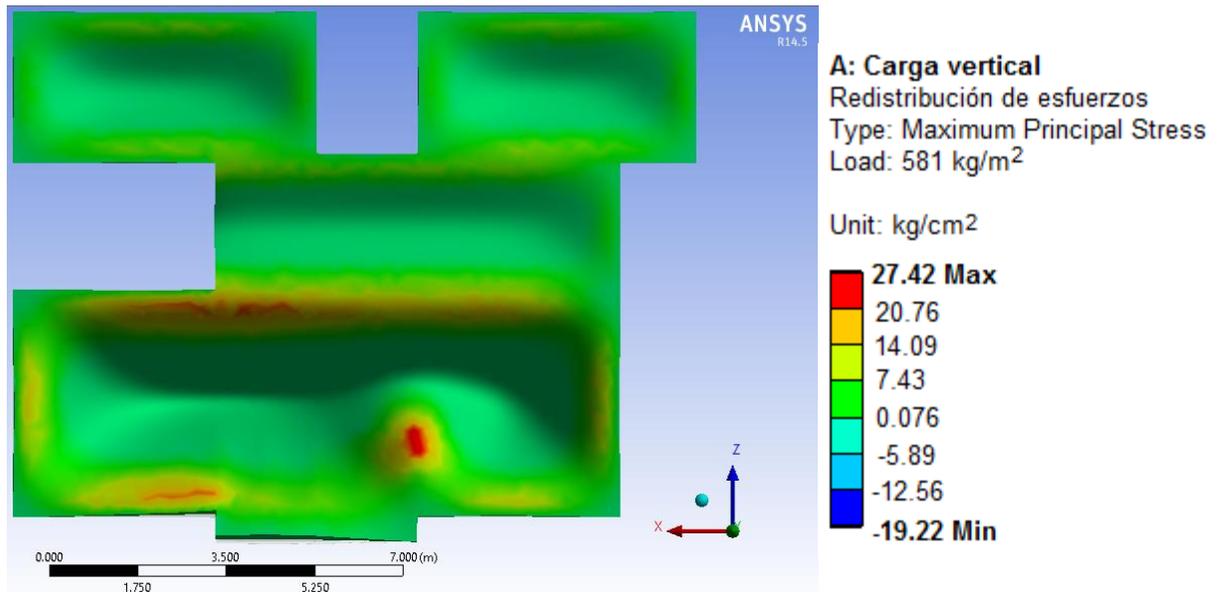


Figura 5.20 Redistribución de esfuerzos en losa de entrepiso de primer nivel por modificación de apoyos

II. REVISION DEL MOMENTO DE AGRIETAMIENTO POR MODIFICACION DE APOYOS

El momento de agrietamiento para losa de 12 cm de espesor es:

$$M_{agr} = 1.67 f' c * h^2$$

$$M_{agr} = 1.67 (200 \text{ kg/cm}^2) (12^2)$$

$$M_{agr} = 48\ 096 \text{ Kg cm}$$

Para un esfuerzo de 14.09 kg/cm² donde la losa no presenta refuerzo por tensión

$$M_D = \sigma \left(\frac{I}{Y} \right) = 14.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\frac{14400 \text{ cm}^4}{6 \text{ cm}} \right) = (33\ 816)(1.4) = 47\ 342.4 \text{ kg cm}$$

$$M_{agr} > M_D$$

Por lo tanto la modificación de apoyos no es perjudicial para la losa

Losa de segundo nivel

En la losa del segundo nivel se presentó un agrietamiento por lo que para solucionar este problema el responsable de la ejecución de la obra de remodelación optó por reforzar la losa con el mismo perfil usado en el refuerzo de la losa del primer nivel (figura 5.21).

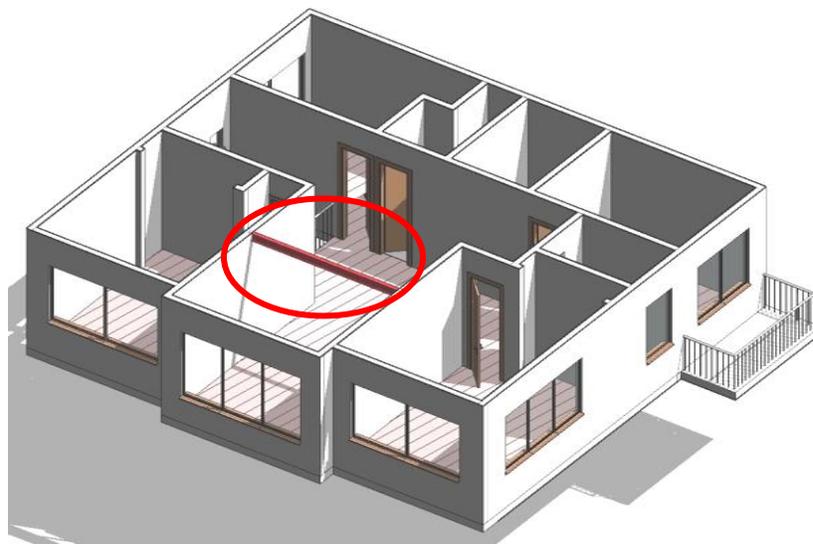


Figura 5.21 Esquema de refuerzo con perfil IR en losa de segundo nivel

En las figuras 5.22 y 5.23 se muestra la distribución de esfuerzos inicial en la losa y la redistribución de esfuerzos por modificación de apoyos respectivamente.

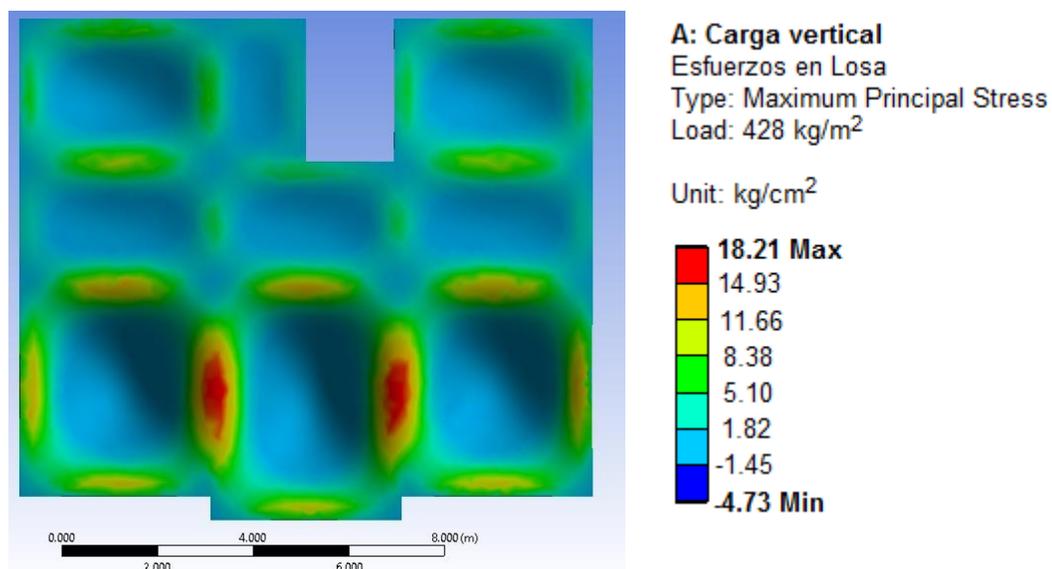


Figura 5.22 Distribución de esfuerzos en losa de entrepiso segundo nivel

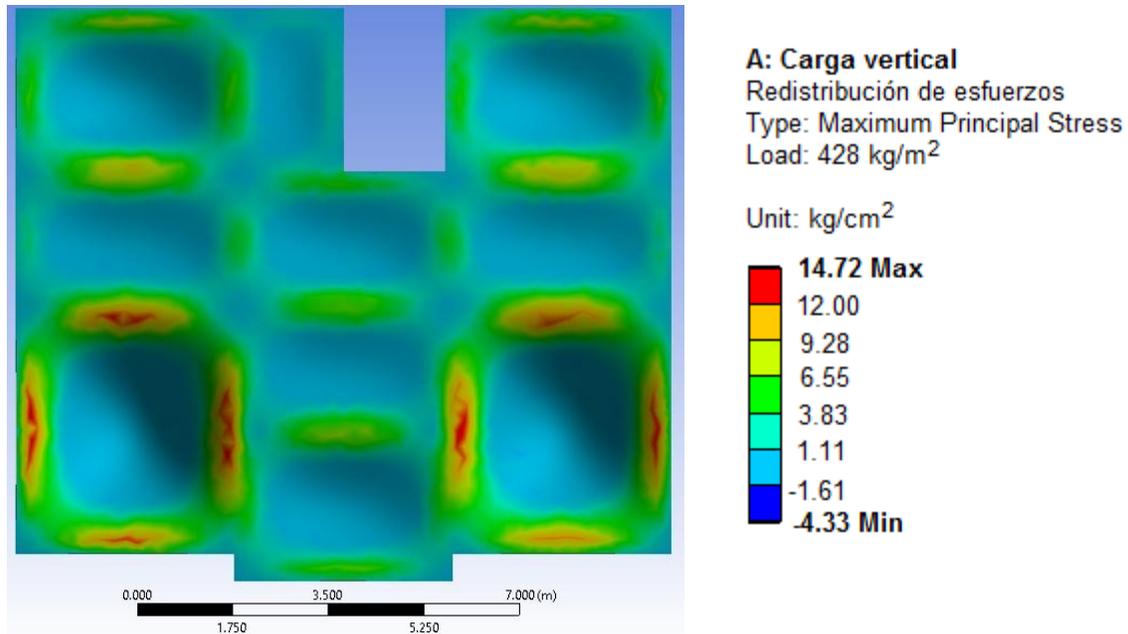


Figura 5.23 Redistribución de esfuerzos en losa de entrepiso segundo nivel
III. REVISIÓN DEL MOMENTO DE AGRIETAMIENTO POR MODIFICACION DE APOYOS

El momento de agrietamiento para losa de 10 cm de espesor es:

$$M_{agr} = 1.67 f' c * h$$

$$M_{agr} = 1.67 X 200 \text{ kg/cm}^2 X 10^2$$

$$M_{agr} = 33\,400 \text{ kg cm}$$

Para un esfuerzo de 9.28 kg/cm^2 en la zona de modificación de apoyo

$$M_D = \sigma \left(\frac{I}{Y} \right) = \left[9.28 \left(\frac{8333.33 \text{ cm}^4}{5 \text{ cm}} \right) \right] 1.4 = 21\,653 \text{ kg cm}$$

$$M_D = 6\,136.66 \text{ kg cm}$$

$$M_{agr} > M_D$$

Por lo tanto el refuerzo mediante la adición del perfil metálico no es perjudicial para la losa

IV. OBSERVACIONES

Como se aprecia en los resultados, la eliminación de muros estructurales tiene como consecuencia una redistribución de momentos en la losa lo cual puede generar agrietamiento en la misma, en este caso el refuerzo de losas no es perjudicial para la losa haciendo consideración de que efectivamente el concreto tiene una resistencia a compresión $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$; la cual por la incertidumbre que hay durante el proceso de construcción puede tener una variación que pudiera resultar perjudicial para la vivienda.

5.3 Caso práctico: Adición de espacio lateral

OBRA	Casa habitación tipo residencial
UBICACIÓN	Av. De las Torres 108, Casa F-12, Delegación Xochimilco, México, DF

I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El estudio consiste en hacer la revisión de los elementos estructurales nuevos para la adición del espacio lateral, para la generación de más espacio habitable, la adición de espacio consiste de dos plantas hechas a base de mampostería confinada en las cuales se albergará una recámara y un baño, la distribución arquitectónica es la misma en los dos niveles (figura 5.24).

Se apoyan sobre un marco hecho a base de concreto reforzado el cual está constituido de una columna circular de 35 cm reforzada con 4 varillas del número 4 y estribos del número 2 @ 15 cm, las trabes tienen una dimensión de 15 X 30 cm reforzada con 4 varillas del número 3 y estribos del número 2 @ 15 cm, están apoyadas sobre una columna interior de la vivienda existente (figura 5.25) , el sistema de piso está hecho a base de una losa de concreto reforzado de 10 cm de espesor. Las alturas de entrepiso es variable, la planta baja tiene una altura de 2.5m y 2.3m en los niveles superiores, para la adición de espacio se eliminó parte de una losa inclinada para ampliar el espacio de la vivienda, la zapata, donde se apoya la columna, es de forma cuadrada de 1 m de lado por 15 cm de altura.



Figura 5.24 Adición de espacio lateral terminado

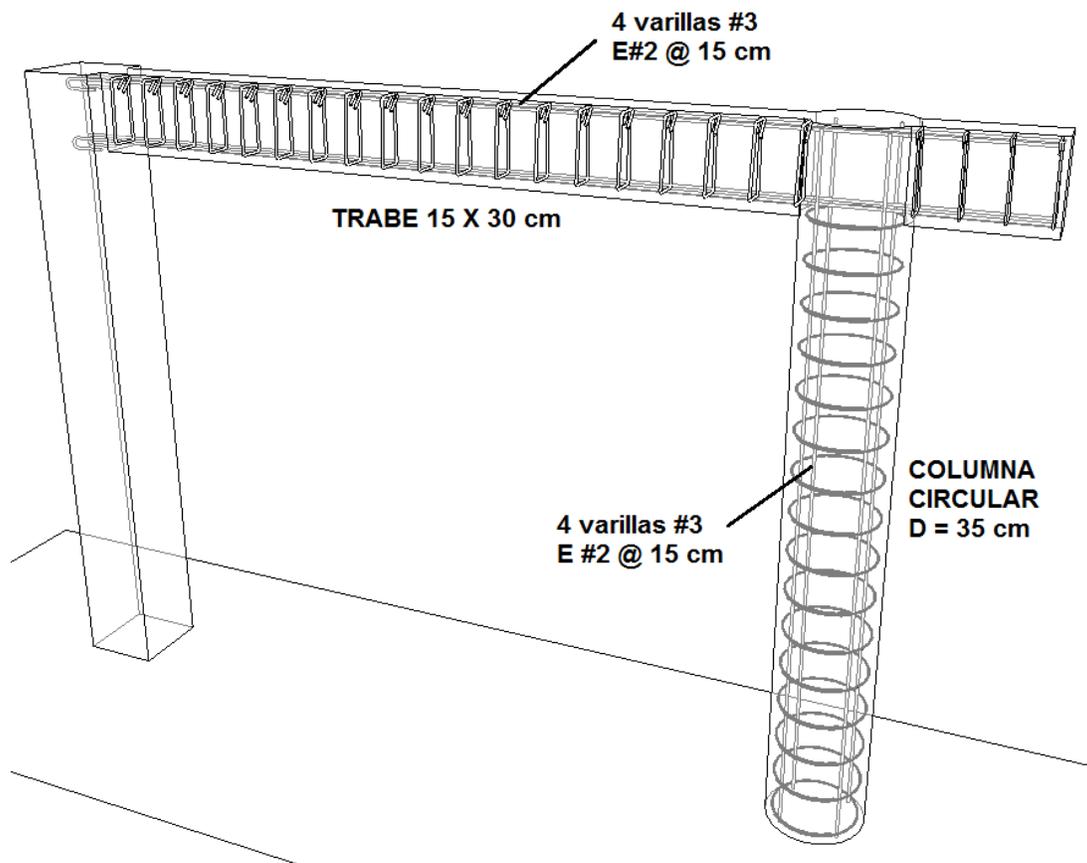


Figura 5.25 Estructuración de marco de concreto y armado de columna y trabe

La figura 5.26 muestra el proyecto durante su construcción donde se aprecia que es mampostería confinada a base de tabicón.



Figura 5.26 Adición de espacio lateral durante su construcción

La figura 5.27 muestra el esquema de estructuración del nuevo espacio adicionado en la vivienda.

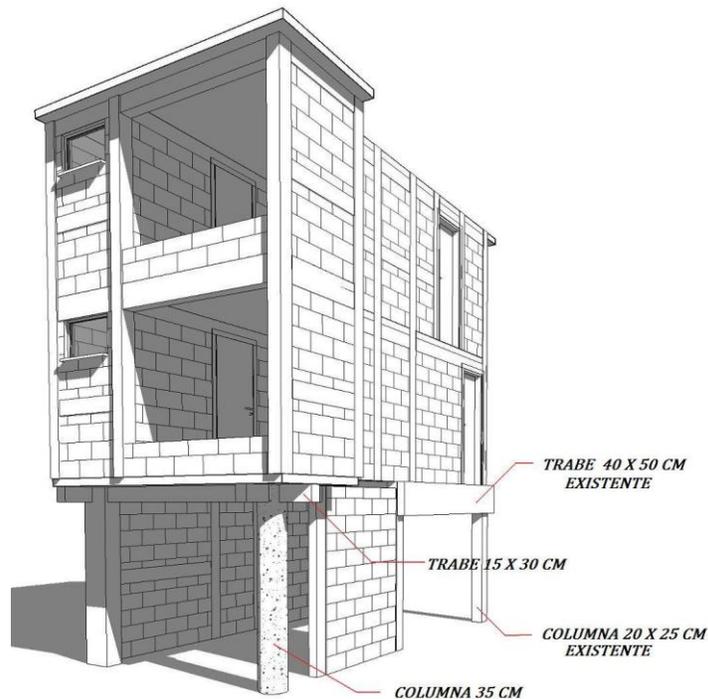


Figura 5.27 esquema de estructuración para nuevo espacio lateral

II. DATOS DE MAMPOSTERÍA

- Se utilizará una mampostería confinada a base de tabique de concreto, unida con mortero tipo III con una resistencia a compresión, $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia de acero del refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Sistema de piso: Losa Maciza de concreto de 10 cm de espesor
- Castillos 15 x 15 cm reforzados con 4 barras de acero del #3 ($A_s = 2.84 \text{ cm}^2$)
- Altura de entrepisos: 2.3 m

III. REVISIÓN DE SEGURIDAD POR CARGA VERTICAL DE LA MAMPOSTERÍA

- Carga vertical resistente (NTC – Mampostería, 2004)

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y)$$

Carga vertical en losas de entrepiso

Concepto	Peso
Loseta con pega azulejo tipo CREST	40 kg/m²
Mortero cemento – arena de 1 cm de espesor	21 kg/m²
Losa de entrepiso de concreto de 10 cm de espesor	240 kg/m²
Plafón de yeso	22 kg/m²

Carga viva

Carga viva = **170 kg/m²**, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Tabla 6.1.

Carga vertical total

$$533 + 170 + 40 \text{ (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2)} = \mathbf{533 \text{ kg/m}^2}$$

Carga vertical en losa de azotea

Concepto	Peso
Impermeabilizante	5 kg/m²
Mortero cemento – arena de 1 cm de espesor	21 kg/m²
Losa de entrepiso de concreto de 10 cm de espesor	240 kg/m²
Plafón de yeso	22 kg/m²

Carga viva

Carga viva = **100 kg/m²**, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Tabla 6.1.

Carga vertical total

$$288 + 40 \text{ (NTC – Edificaciones, sección 5.1.2)} + 100 = \mathbf{428 \text{ kg/m}^2}$$

Carga de muro de tabique recocido de 3.5 m de altura

Concepto	Peso
Tabique de concreto (15 cm de espesor)	360kg/m²
Aplanado con mortero arena – cemento de 2 cm	42 kg/m²
Yeso	22 kg/m²
Peso total	424 kg/m²

Peso lineal de muro = 424 (2.3) = 975.2 kg/m

En la figura 5.28 se muestra la distribución de las áreas tributarias correspondientes para cada muro para la revisión por carga vertical en los niveles superiores; la planta arquitectónica es igual en los niveles 1 y 2.

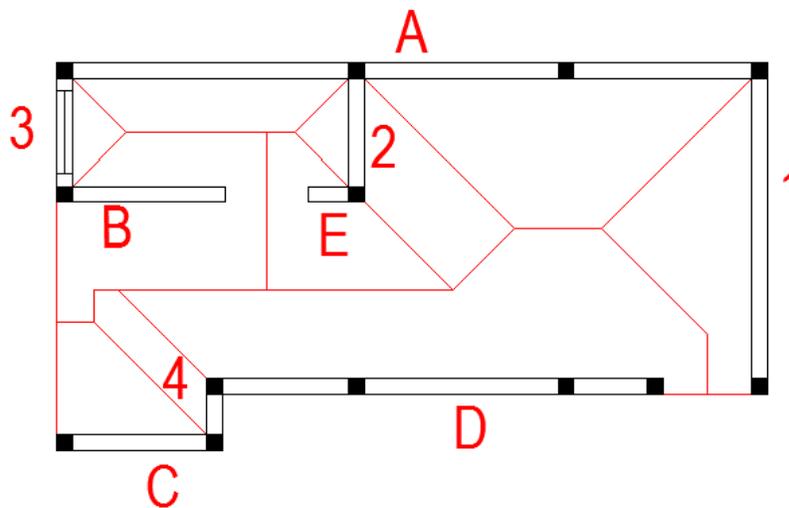


Figura 5.28 Distribución arquitectónica y distribución de áreas tributarias

En las tablas 5.34 a 5.38 se resume la revisión de los muros por carga vertical, en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 5.34 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X										NIVEL 2		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	W (t)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
A	5.35	6.8	6.63	2.29	0.6	10200	4	8.92	47.6	12.49	72.22	OK
B	1.61	2	1.95	0.69	0.7	3000	1	2.64	11.9	3.70	23.90	OK
C	1.19	1.6	1.56	0.51	0.6	2400	2	2.07	23.8	2.90	21.53	OK
D	5.87	4.3	4.19	2.51	0.6	6450	4	6.71	47.6	9.39	51.97	OK
E	1.54	0.5	0.49	0.66	0.7	750	1	1.15	11.9	1.61	9.72	OK

Tabla 5.35 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

DIRECCIÓN Y										NIVEL 2		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	W (t)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
1	2.68	3.1	3.02	1.15	0.6	3720	2	4.17	23.8	5.84	28.66	OK
2	1.78	1.2	1.17	0.76	0.7	1440	2	1.93	23.8	2.70	19.07	OK
3	0.44	1.33	1.30	0.19	0.6	1596	2	1.49	23.8	2.08	17.19	OK
4	0.61	0.7	0.68	0.26	0.6	840	2	0.94	23.8	1.32	13.10	OK

Tabla 5.36 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X										NIVEL 1			
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	W (t)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
A	5.35	6.8	6.63	2.85	8.92	0.6	10200	4	18.40	47.6	25.77	72.22	OK
B	1.61	2	1.95	0.86	2.64	0.7	3000	1	5.45	11.9	7.63	23.90	OK
C	1.19	1.6	1.56	0.63	2.07	0.6	2400	2	4.26	23.8	5.97	21.53	OK
D	5.87	4.3	4.19	3.13	6.71	0.6	6450	4	14.03	47.6	19.64	51.97	OK
E	1.54	0.5	0.49	0.82	1.15	0.7	750	1	2.46	11.9	3.44	9.72	OK

Tabla 5.37 Revisión por carga gravitacional en dirección Y

DIRECCIÓN Y										NIVEL 1			
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	W (t)	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
1	2.68	3.1	3.02	1.43	4.17	0.6	3720	2	8.62	23.8	12.07	28.66	OK
2	1.78	1.2	1.17	0.95	1.93	0.7	1440	2	4.05	23.8	5.67	19.07	OK
3	0.44	1.33	1.30	0.23	1.49	0.6	1596	2	3.02	23.8	4.22	17.19	OK
4	0.61	0.7	0.68	0.33	0.94	0.6	840	2	1.95	23.8	2.73	13.10	OK

Tabla 5.38 Revisión por carga gravitacional en dirección X

DIRECCIÓN X										PLANTA BAJA		
M	At (m ²)	L (m)	W muro (t)	W losa (t)	W NIVEL SUP	F _E	A _T (cm ²)	# CASTILLOS	As fy (t)	Pu (t)	P _R (t)	OBS
A	10.79	6	6.36	5.75	18.40	0.6	9000	4	47.6	35.36	65.74	OK
B	6.52	1.8	1.91	3.48	16.07	0.7	2700	2	23.8	23.61	27.01	OK

REVISIÓN DEL MARCO DE CONCRETO REFORZADO

I. DATOS

- Concreto hecho en obra con una resistencia a compresión, $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

II. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En la figura 5.29 se muestra la planta estructural de la planta baja y la distribución de áreas tributarias correspondientes; el marco a analizar es el ubicado en el eje A.

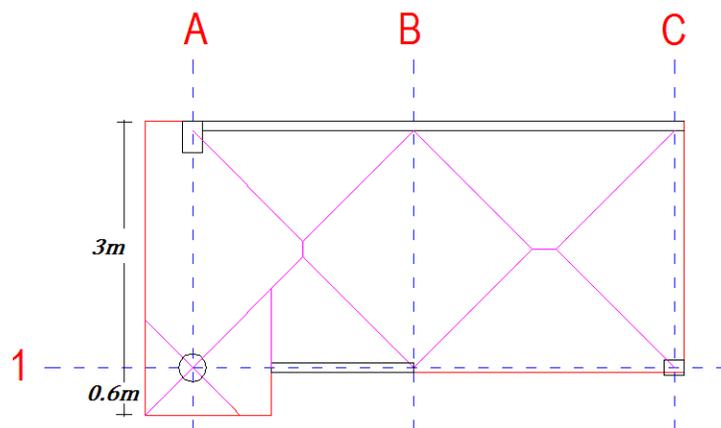


Figura 5.29 Planta estructural

La figura 5.30 muestra la idealización del marco y las cargas a las que estará sometido con base en una bajada de cargas, para el análisis estructural

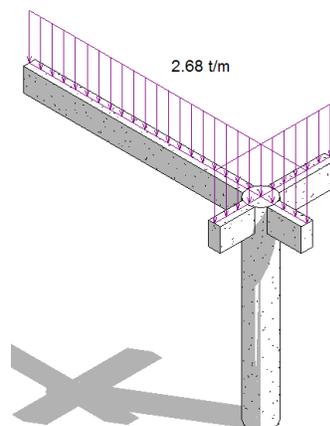


Figura 5.30 Idealización en barras para análisis estructural del marco de concreto reforzado para adición de espacio lateral (EJE A)

La figura 5.31 muestra el diagrama de elementos mecánicos, momento y cortante, en el marco.

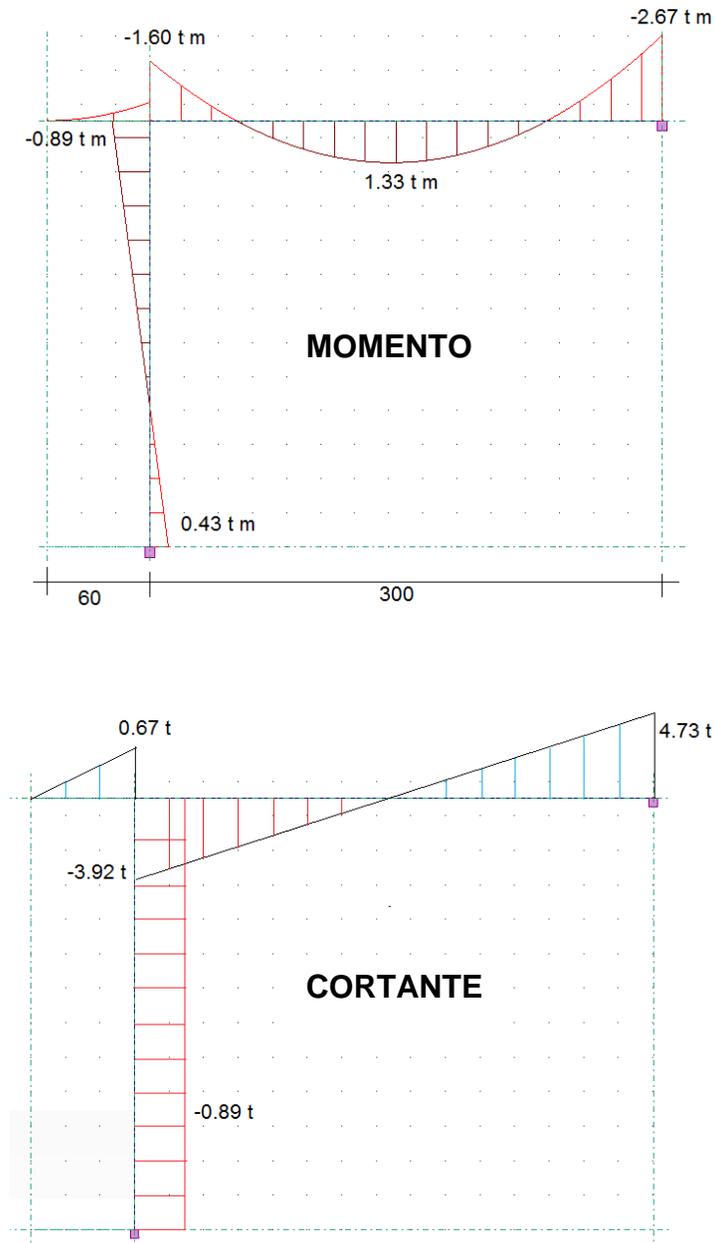


Figura 5.31 Diagrama de elementos mecánicos actuantes en marco.

REVISIÓN DE LA TRABE

$$Mu_{(+)} = (1.33 t - m)(1.4) = 1.862 t m$$

$$Mu_{(-)} = (2.67 t - m)(1.4) = 3.738 t m$$

Momento resistente (NTC – Diseño Concreto, 2004)

$$M_R = Mu = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$F_R = 0.9$$

$$Mu_{(+)} = 1.862 \times 10^5 = (0.9)(15)(27)^2(136)q(1 - 0.5q)$$

$$q = 0.150$$

$$\rho = \frac{q f_c''}{f_y} = \left[\frac{(0.150)(136)}{4200} \right] = 0.00201 - \text{se utiliza } \rho_{min} = 0.004$$

$$As_{(+)} = 0.004(15)(27) = 1.967 \text{ cm}^2$$

La trabe esta armada con 2 varillas del #3, $As = 1.42 \text{ cm}^2$

Por lo tanto el armado no es el correcto

$$Mu_{(-)} = 3.738 \times 10^5 = (0.9)(15)(27)^2(136)q(1 - 0.5q)$$

$$q = 0.296$$

$$\rho = \frac{q f_c''}{f_y} = \left[\frac{(0.296)(136)}{4200} \right] = 0.009$$

$$As_{(-)} = 0.00431(15)(27) = 3.88 \text{ cm}^2$$

La trabe esta armada con 2 varillas del #3, $As = 1.42 \text{ cm}^2$

Por lo tanto el armado no es el correcto

Revisión por cortante

Revisión de las dimensiones de la sección

$$Vu < 2.5FR bd \sqrt{f^*c}$$

$$4.73 < 2.5 (0.8)(15 \times 27) \sqrt{136}$$

$$3.836 t < 9.44 t$$

Por lo tanto la sección es la adecuada

Separación de estribos de dos ramas usando barra #2 ($A_v = 0.64 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sr}}$$

$$F_R = 0.8$$

$$V_{sr} = \text{cortante actuante}$$

$$S = \frac{0.8 (0.64)(4200)(27)}{4730} = 15.13$$

Separación máxima

$$S_{max} = 0.5d = 0.5(27) = 12.27 \text{ cm}$$

Los estribos existentes son del #2 @ 15 cm

Por lo tanto el armado no es el correcto

III. REVISIÓN DE LA COLUMNA

$$\begin{aligned}
 P &= (5.86 \text{ t})(1.4) = \mathbf{8.204 \text{ t}} \\
 Mx &= (0.31 \text{ t m})(1.4) = \mathbf{0.434 \text{ t m}} \\
 My &= (0.89 \text{ t m})(1.4) = \mathbf{1.246 \text{ t m}}
 \end{aligned}$$

Cuantía mínima para columnas

$$\rho_{min} = \frac{20}{fy} = \frac{20}{4200} = 0.005$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = \mathbf{0.06}$$

excentricidades

$$e_y = \frac{Mx}{P} = \frac{0.434}{8.204} = 0.053 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{My}{P} = \frac{1.246}{8.204} = 0.15 \text{ m}$$

El armado de la columna es de 4 varillas #3 – $\rho = 0.0029$

Utilizando las gráficas de interacción para columnas de concreto reforzado (González Cuevas, 2005)

Cálculo de P_{RX}

$$\frac{d}{h} = \frac{31}{35} \approx 0.9$$

$$q = \rho \frac{fy}{f'c} = 0.0029 \left(\frac{4200}{136} \right) \approx 0.1$$

Excentricidad en dirección Y

$$\frac{e_x}{D} = \frac{15 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} = 0.42$$

$$\mathbf{K = 0.25}$$

$$P_{RX} = K F_R f' c b h = 0.25 (0.8)(200)(35)(35) = 49\,000 \text{ kg}$$

Cálculo de P_{RY}

$$\frac{d}{h} = \frac{31}{35} \approx 0.9$$

$$q = \rho \frac{fy}{f'' c} = 0.0029 \left(\frac{4200}{136} \right) \approx 0.1$$

Excentricidad en dirección X

$$\frac{e_y}{D} = \frac{5.3 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} = 0.15$$

$$K = 0.35$$

$$P_{RY} = 0.35 (0.8)(200)(35)(35) = 68\,600 \text{ kg}$$

Cálculo de P_{R0}

$$P_{R0} = F_R [A_s f_y + A_g f'' c]$$

$$F_R = 0.8$$

$A_g = \text{área de la columna}$

$$P_{R0} = 0.8 [2.84(4200) + (962.11)(136)] = 114\,219.968 \text{ kg}$$

Cálculo de P_R

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{49000} + \frac{1}{68600} - \frac{1}{114219.9}} = 38\,123.73 \text{ t}$$

$P_R > P_u$, por lo tanto el acero propuesto es el correcto

Refuerzo transversal

Separación

$$S = 850 \frac{d_b}{\sqrt{f_y}} = 850 \frac{0.95}{\sqrt{4200}} = 12.45 \text{ cm}$$

$d_b = \text{diámetro de la barra mas delgada del refuerzo longitudinal}$

$$S = 48 (\text{diámetro del estribo}) = 48 (0.64) = 30.72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{\text{lado menor}}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto E#2 @12 cm

Por cortante

$$V_u = 1.4(0.899) = 1\ 258 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v F_y d}{S} = \frac{0.8(0.64)(4200)(33)}{15} = 4\ 730 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = V_u$$

Por lo tanto la separación de los estribos @ 15 cm no es la correcta puesto que por confinamiento la separación mínima es de 12 cm

IV. OBSERVACIONES

El diseño de los elementos nuevos de soporte no son los adecuados según las NTC – Concreto puesto que las trabes no tienen el armado que demandan las cargas actuantes, la diferencia entre el acero requerido y el existente es notable. En cuanto a la columna, el acero transversal es el correcto por solicitaciones pero, las NTC – Concreto sección 6.2.2 dice que el número de barras mínimo en columnas circulares es de 6, además por confinamiento el armado tampoco es el requerido por las NTC.

Otro punto importante es la calidad del concreto porque se da por hecho que el concreto tiene una resistencia a compresión de 200 kg/cm² cosa que, sin una prueba de laboratorio, no se está seguro si en verdad es la resistencia planteada.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Uno de los sectores descuidados para su revisión de seguridad estructural es el de las viviendas unifamiliares, puesto que al ser de tamaño pequeño se da por hecho que cumplen con los requerimientos mínimos, lo cual puede ser cierto cuando la vivienda no sufre modificaciones de espacios debido a que las cargas son pequeñas, no obstante si la vivienda se ubica en zonas de alta vulnerabilidad sísmica puede darse el caso de que no sea capaz de resistir las solicitaciones y llegue a daño moderado o en el peor de los casos al colapso.

Lo anterior se debe a que los procesos de autoconstrucción no tienen supervisión ni mucho menos la revisión de un experto en el tema, ya que los conocimientos empíricos adquiridos durante la experiencia en campo se quieren trasladar a las viviendas no consideran la variación de las solicitaciones a las cual se verá sometida la estructura.

Así mismo, la falta de información para la revisión de las viviendas es otro problema al momento de intervenir en la revisión de seguridad estructural de un inmueble, puesto que en pocos casos se cuenta con planos arquitectónicos y estructurales de ahí la importancia de hacer la evaluación ya que sin estos datos se corre el riesgo de no hacer una revisión acertada.

El incremento de niveles es perjudicial si la vivienda no es revisada adecuadamente, debido a que conlleva a un incremento de pesos en la estructura lo cual tiene como consecuencia un aumento del cortante basal, mismo que podría tener consecuencias para la funcionalidad de la estructura, por lo que se recomienda realizar un análisis por cargas gravitacionales así como carga sísmica, para posteriormente decidir si se ejecuta el proyecto de incremento de niveles y en caso de la decisión de incrementar niveles, hacer un refuerzo en la planta baja para así darle mayor resistencia.

De igual manera, se recomienda la revisión de la cimentación debido a que las nuevas cargas pueden exceder la capacidad. Igualmente se recomienda hacer un análisis de las presiones en el suelo para evaluar la capacidad del mismo para que con los datos recopilados del análisis de cargas verticales se pueda comparar con los datos obtenidos del análisis del suelo y así determinar si es factible dejar el cimiento tal y como esta o si se llegara al caso, darle un tratamiento a la cimentación para distribuir mejor las cargas; ya que si no se hace esto, la vivienda puede sufrir un asentamiento lo que traería consecuencias en los muros, principalmente agrietamientos.

La redistribución y eliminación de muros estructurales puede tener como consecuencia una reducción de resistencia ante cargas verticales y laterales, agravando la condición de la vivienda inicial. El refuerzo de las losas en la zona de eliminación de muros debe de ser fundamentada para no afectar el

desempeño, se debe hacer un análisis de cargas verticales y laterales para evaluar si la vivienda es capaz de cumplir con las condiciones nuevas a las cuales será sometida para así decidir si es factible la remodelación o en su caso reforzar el inmueble.

La adición de espacios laterales es un caso poco frecuente pero en caso de llegarse a plantear un problema de este tipo, los elementos estructurales nuevos deben diseñarse conforme a las normas para así, asegurar un desempeño óptimo de la nueva construcción, también se debe de garantizar un buen anclaje entre la construcción nueva y la existente para evitar posibles agrietamientos en las uniones que puedan comprometer la seguridad o en su defecto la estética debido al agrietamiento en acabados.

El presente trabajo tuvo como objetivo analizar los problemas estructurales que conlleva una remodelación de la arquitectura de una vivienda que, con el crecimiento acelerado de la población, se opta por incrementar espacios mediante la modificación y adición de elementos estructurales; tal y como se mostró en los casos prácticos expuestos; se hace notar que ante la falta de un proyecto ejecutivo desarrollado por algún especialista, pueden presentarse problemas que en un futuro evento extraordinario como un sismo, podrían agravarse estos dando lugar a los problemas planteados en el contenido.

Por lo tanto, mediante los diferentes tipos de problemas y ejemplos tratados en el transcurso del trabajo, estos pueden servir como guía para la revisión preliminar de la seguridad estructural de una vivienda que, en un futuro, puede ser modificada para la generación de espacios habitables.

REFERENCIAS

Alcocer M. Sergio, "Rehabilitación de estructuras de Mampostería", "Edificaciones de mampostería para vivienda", (2003), Fundación ICA, México, DF.

Archila Ortiz Gustavo Adolfo, (2007), "Evaluación sobre adherencia entre concreto antiguo y concreto nuevo con dos tipos de epóxicos", Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala

Atkinson R.H. y Schuller M.P. (1993) "Evaluation of injectable cementitious grouts for repair and retrofit of masonry", en el libro *Masonry - Design and Construction, Problems and Repair, American Society for Testing and Materials*, STP 1180, pp. 355-388.

Bazant Jan, (2001), "Planeación Urbana Estratégica", Trillas, México.

CFE (1993) "Manual de obras civiles. Diseño por sismo", Comisión Federal de Electricidad.

Crespo Villalaz, (2004), "Mecánica de suelos y cimentaciones", Limusa, México

De la Cruz García Guillermo (2002), "Rehabilitación de Cimentaciones" Anales de la mecánica y electricidad, "Rehabilitación de cimentaciones" Asociación de Ingenieros del ICAI. España.

"Edificaciones de mampostería para vivienda", (2003), Fundación ICA, México, DF.

Garcés Fierros, (2009), "Suelo urbano para la población pobre de México, La situación demográfica de México 2009, CONAPO.

González Cuevas y Robles Fernández (2005), "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", LIMUSA, México.

Greene Castillo Fernando, (2005), "Urbanismo y vivienda", Facultad de Arquitectura, UNAM, México.

Rivera Vargas Darío y Domínguez Morales Leobardo (2007), "El fenómeno de asentamiento regional y sus efectos en las construcciones. Revisión de algunos casos en México", XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, Ixtapa-Zihuatanejo.

Lazcano Martínez Mayra, (2005), "El acceso al suelo y a la vivienda de los sectores informales: el caso de la ciudad de México, Revista INVI, Santiago, Chile.

López Olvera Martín Gerardo, (2005), "Diseño de muros de cortante en edificios altos", Tesis de licenciatura para obtener el título de Ingeniero Civil, Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, México, DF.

Meli R. y Hernández O. (1975), "Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería", Informe No. 350, Instituto de Ingeniería, UNAM.

"NMX-C-404-ONNCCE", Organismo nacional de normalización y certificación de la construcción y edificación, S.C., 2009.

"NMX-C-407-ONNCCE", Organismo nacional de normalización y certificación de la construcción y edificación, S.C., 2009.

NTC – Cimentaciones (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones", Gaceta oficial del gobierno del Distrito Federal.
NTC – Concreto (2004), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta oficial del gobierno del Distrito Federal.

NTC – Edificaciones (2004), "Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones", Gaceta oficial del gobierno del Distrito Federal.

NTC – Mampostería (2004), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería", Gaceta oficial del gobierno del Distrito Federal.

NTC – Sismo (2004), "Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo", Gaceta oficial del gobierno del Distrito Federal.

Robles F., González O. y Meli R. (1984), "Apuntes de mecánica de materiales, Primer curso", Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

Tamez González Enrique, (2002) "*Ingeniería de cimentaciones*", TGC. Geotecnia S.A. de C.V., México DF.

Vasconcelos y Sánchez, "Materiales y sistemas constructivos para vivienda de mampostería", "Edificaciones de mampostería para vivienda", (2003), Fundación ICA, México, DF.

www.comohacer.com, "Capacidad de carga de los suelos – albañilería suelos".

www.constructalia.com, "Técnicas de refuerzo de vigas".