

UNIVERSIDAD DE CUENCA

MAESTRÍA EN CONSTRUCCIONES

PRIMERA EDICIÓN

LA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL COMO ALTERNATIVA PARA REDUCIR LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL: Estudio de Factibilidad Técnica y Financiera para el Área Urbana de la ciudad de Cuenca.

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE
MAGISTER EN CONSTRUCCIONES (MSc)**

AUTOR: ARQ. PABLO ANDRES QUITO NOVILLO.

DIRECTOR: ING. FERNANDO ZALAMEA L.

Cuenca, Agosto 2012.

DECLARACIÓN

Yo, PABLO ANDRES QUITO NOVILLO, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Universidad de Cuenca, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Autor: PABLO ANDRES QUITO NOVILLO.

C.I.: 0102689585.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por el AUTOR, bajo mi supervisión.

ING. FERNANDO ZALAMEA LEON.
DIRECTOR DEL PROYECTO

DEDICATORIA

Dedico el siguiente trabajo de tesis de maestría, a mis padres y hermana, que siempre me han estado a mi lado, como un apoyo permanente y que han sido la base fundamental para el desarrollo de mi carrera y mi vida. Gracias.

RESUMEN:

El presente trabajo revisa brevemente la realidad de la problemática habitacional en el Ecuador; los sistemas constructivos más utilizados en los programas habitacionales de interés social; el riesgo sísmico de la región y de la ciudad de Cuenca.

Se realiza un análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, basado en el método italiano de índices de vulnerabilidad. Este método califica a las edificaciones con un valor numérico, el cual es indicador de su potencial o calidad sismoresistente, este valor a su vez depende de la calidad sísmica de ciertos componentes y características estructurales relevantes, que se denominan items de vulnerabilidad. Los resultados muestran que buena parte de estos programas de vivienda se encuentran vulnerables sísmicamente.

Como tecnología constructiva, orientada a disminuir de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas, se propone el uso de la mampostería estructural parcialmente reforzada, tomada de la normativa colombiana NSR-10. Como base para este estudio de factibilidad técnica se utiliza los resultados de ensayos de laboratorio realizados a materiales existentes en el medio constructivo cuencano, que forman parte de esta tesis; obteniendo buenos resultados.

Se escoge una tipología de vivienda con calificación baja (alta vulnerabilidad, calificada por el método italiano), que en este caso es la vivienda tipo del programa de vivienda los Nogales; se le aplica la tecnología constructiva en mampostería estructural corrigiendo detalles estructurales y formales, con resultados favorables de adaptabilidad y una sustancial mejora respecto a la vulnerabilidad sísmica.

Así mismo, se realiza un análisis presupuestal comparativo, entre la propuesta tecnológica constructiva original en estructura metálica de los Nogales, con la misma propuesta realizada en mampostería estructural parcialmente reforzada, con buenos resultados en cuanto a costos.

El propósito de esta tesis es disminuir la vulnerabilidad sísmica de los actuales programas de vivienda de interés social de la ciudad, por medio de la optimización de la ya existente construcción en mampostería no reforzada. Al aplicar la tecnología constructiva en mampostería estructural, basada en criterios sismoresistentes, demostrar que es posible, mejorar los procesos constructivos y disminuir los costos.

3.3.2 Presentación del método: Ítems de vulnerabilidad y calificación: 43

CAPITULO 4. Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad... 54

4.1	Justificación.....	54
4.2	Análisis de Vulnerabilidad: Mutualista Azuay.....	54
4.3	Análisis de vulnerabilidad: urbanización Los Nogales.	65
4.4	Análisis de vulnerabilidad: urbanización “Vista al Río”.....	76
4.5	Análisis de vulnerabilidad: urbanización “Laguna del Sol”	86
4.6	Tabulación y comparación de resultados.....	96

CAPITULO 5. MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL..... 103

5.1	Introducción.....	103
5.1.1	Normativa Utilizada.....	103
5.1.2	CAPITULO D8. Muros de Mampostería Parcialmente Reforzada Construidos con Unidades de Perforación Vertical:.....	104
5.2	Pruebas de Laboratorio: calidad de los materiales de nuestro medio para mampostería estructural según capítulo D.3 NSR-10.....	107
5.2.1	Cemento y Cal.....	108
5.2.2	Acero de Refuerzo.....	108
5.2.3	Mortero de Pega.....	108
5.2.4	Mortero de Relleno.(Grout).....	110
5.2.5	Unidades de Mampostería.....	111
5.3	Pruebas de laboratorio: elaboración y ensayo de muretes.....	112
5.3.1	Requisitos de elaboración de muretes.....	113
5.3.2	Determinación del valor de fm.....	113
5.3.3	Dimensiones de los muretes.....	114
5.3.4	Corrección por esbeltez.....	114
5.3.5	Curado de los muretes.....	115

CAPITULO 6. FACTIBILIDAD TÉCNICO – CONSTRUCTIVA Y FINANCIERA. 117

6.1	Factibilidad técnico-constructiva.....	117
-----	--	-----

6.1.1 Análisis de vulnerabilidad: urbanización Los Nogales. En mampostería estructural.	117
6.2 Factibilidad financiera.....	126
6.2.1 Segmento de muro los Nogales: original.....	128
6.2.2 Segmento de muro los Nogales: en mampostería estructural parcialmente reforzada.	129
CAPITULO 7. CONCLUSIONES GENERALES.	132
7.1 Conclusiones, acerca de calidad y costos de la vivienda de interés social.....	132
7.2 Conclusiones riesgo sísmico en Cuenca.	133
7.3 Conclusiones análisis de vulnerabilidad, de algunos programas de vivienda de interés social.....	134
7.4 Conclusiones de aplicabilidad técnico constructiva y ventajas de la mampostería estructural.	136
7.5 Conclusiones de disminución de vulnerabilidad.....	138
7.6 Conclusiones del análisis financiero comparativo.....	139
7.7 Conclusión final.	140

BIBLIOGRAFIA.

ANEXOS.

Anexo 1: Figuras estadísticas.

Anexo 2: Normativa colombiana sismoresistente. NSR-10. Título D. (formado digital CD.).

Anexo 3: Ensayos laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca.



LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL COMO ALTERNATIVA PARA REDUCIR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL: Estudio de Factibilidad Técnica y Financiera para el Área Urbana de la ciudad de Cuenca.

CAPITULO 1. LINEAMIENTOS

1.1 INTRODUCCIÓN

A través de la historia, el hombre ha buscado resolver sus problemas básicos a base de su propio esfuerzo, los individuos y grupos sociales han trabajado para obtener sus alimentos, vestido y habitación. A medida que los tiempos cambiaron, estos colectivos evolucionaron hacia sociedades más organizadas y complejas, se hizo necesaria una creciente intervención del estado en todos los aspectos de la vida y así nacieron los primeros programas de vivienda obrera y proletaria en los diferentes países; hasta evolucionar en los esquemas actuales de organismos o dependencias gubernamentales para atender aspectos de suelo, regulación, financiamiento, construcción de viviendas, etc.

Desde la década de los 60s, se ha institucionalizado en el país la promoción de la vivienda con el carácter masivo, es decir la vivienda empieza a ser producida en serie. Sin embargo, esto no ha solucionado el problema, debido principalmente a que la construcción en serie no ha disminuido los costos como se esperaba, por lo que dichas viviendas han sido direccionadas a la clase media, puesto que la clase baja no dispone de recursos suficientes para el pago de las viviendas construidas.

Al hablar de vivienda de interés social no solamente se hace referencia a la falta de techo propiamente dicha, sino a un conjunto de situaciones de tipo económico, político, sociales, técnico constructivas, financieros que con llevan al desarrollo de esta problemática que afecta a gran parte de los pueblos latinoamericanos.

Se considera que el diseño y la técnica desempeñan un papel muy importante en la problemática de vivienda. Mejorar los sistemas tecnológicos constructivos, proyectar y construir bajo criterios de

sismoresistencia, aplicando tecnologías de fácil adaptabilidad al medio; dará como resultado esperado viviendas eficientes, más seguras, apropiadas y más económicas.

Esta tesis aborda la problemática de vivienda de interés social, desde el campo de la tecnología de la construcción, es decir, una investigación aplicada y de desarrollo; proponiendo un sistema constructivo de mucha aceptación en otros países y de fácil adaptación al medio constructivo de Cuenca; que ayudará a mitigar la falta de vivienda y principalmente a disminuir la vulnerabilidad sísmica a la que se encuentran expuestos los actuales planes habitacionales.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La problemática de la vivienda de interés social se ha tomado como un problema unidireccional de financiamiento, el mismo que produce planes de vivienda que carecen de calidad, propuestas poco eficientes, relativamente costosas e inapropiadas. Dicha concepción demuestra el poco conocimiento en lo que se refiere a la existencia de nuevas tecnologías constructivas o innovaciones de las ya existentes.

En la actualidad la demanda de vivienda nueva o de mejoramiento, rebasa la capacidad de los programas gubernamentales, así la vivienda de interés social cuyo costo solo puede ser alcanzable por una parte de la población, no alcanza a resolver el problema de la falta de vivienda.

Para resolver el problema de vivienda, el estado ha generado programas habitacionales masivos, con el único propósito de cubrir un déficit, sin embargo en muchos de los casos se ha propiciado viviendas despersonalizadas, inseguras sísmicamente, extrañas, inadecuadas y monótonas, que no reflejan la verdadera necesidad de sus usuarios.

La construcción masiva de vivienda visualizada únicamente desde el punto financiero, economizando al máximo, mediante el uso de tecnologías de bajo costo que sacrifican la seguridad y calidad de las viviendas; puede ser el desencadenante de verdaderos dramas humanos cuando se producen movimientos telúricos como los generados en países vecinos. Es por eso que, esta tesis, realiza un análisis a viviendas de interés social en base al método italiano de índices de vulnerabilidad, en el cual se detectó una gran vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de programas de vivienda en la ciudad.

La falta de conocimiento técnico y la utilización inadecuada de los materiales de construcción, produce desperdicios y sobre costos, desaprovechando el verdadero potencial que poseen los materiales de construcción. Esto se encuentra claramente identificado en el ámbito edilicio, al utilizar las mismas técnicas y formas constructivas de siempre, de una manera repetitiva y sin ninguna reflexión al respecto. Produciendo viviendas sin un aporte en el campo tecnológico, con dimensiones mínimas, de pésima calidad y a costos elevados. Colaborando así con la disminución de la calidad de vida, haciendo de la vivienda social un síntoma de insatisfacción, incomodidad, hacinamiento y pobreza.

Poco control técnico y de calidad de materiales por parte de los profesionales de la construcción, produce viviendas defectuosas y a costos elevados. La ejecución de la obra queda en manos de maestros albañiles, que en la mayoría de los casos, son poco capacitados.

La vivienda de interés social es un tema complejo que debe ser abordado de una forma integral; implica transformaciones políticas, sociales, financieras, institucionales, legales, y tecnológicos constructivos; esta tesis se enfoca en una propuesta tecnológica.

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Como objetivo general de esta tesis, se busca aportar a la solución de problemática de la vivienda de interés social, por medio de la reducción de costos de construcción y la disminución de la vulnerabilidad sísmica de los programas de vivienda en Cuenca. Para lo cual luego de un análisis de las tecnologías disponibles, se ha encontrado que la mampostería estructural es una alternativa apropiada y de fácil aplicación en el medio, que puede contribuir en los dos aspectos señalados.

Como objetivos específicos se tiene:

1.-Analizar brevemente la realidad de la problemática de la vivienda de interés social en Cuenca, el déficit de vivienda; formas constructivas más utilizadas en el medio, los programas de vivienda estatales: sistemas constructivos sus ventajas y desventajas.

2.-Precisar el riesgo sísmico al cual se enfrenta la región, la ciudad y mostrar el nivel de vulnerabilidad sísmica de programas de vivienda de interés social en Cuenca, mediante el método de índices de vulnerabilidad de las edificaciones.

3.-Estudiar la tecnología constructiva en mampostería estructural parcialmente reforzada, características, propiedades, materiales y requisitos constructivos; en relación a las características, propiedades de los materiales utilizados en Cuenca. De esta manera ratificar que el sistema constructivo basado en estándares antisísmico en mampostería estructural, es aplicable para vivienda de interés social en Cuenca.

4.-Presentar que el sistema constructivo en mampostería estructural, desarrollado por esta tesis, es factible técnicamente, seguro sísmicamente y más económico; haciendo referencia al caso tecnológico constructivo y presupuestal en mampostería no reforzada de la Urbanización “Los Nogales” del EMUVI. de la ciudad de Cuenca.

1.4 JUSTIFICACIÓN.

Dada la alta vulnerabilidad sísmica de los programas de vivienda de interés social de la ciudad de Cuenca, nace la necesidad imperante de reemplazar tecnologías constructivas comúnmente utilizadas, relativamente costosas y poco eficientes, por tecnologías más seguras, económicas y de fácil aplicación en nuestro medio; de igual manera la necesidad de planificar y construir bajo criterios de sismoresistencia.

No hay que olvidar que el Ecuador al igual que muchos países latinoamericanos, se encuentra en una zona de actividad tectónica y con un alto riesgo sísmico; ya hemos tenido que lamentar desastres en países como Haití y Chile en donde la prevención en la construcción de sus edificaciones hicieron la diferencia al momento del sismo. Así Chile un país mucho más desarrollado en lo referente a normativa y construcción sismorresistente, debido en gran medida a su largo historia sísmico, se encontró mucho mejor preparado que Haití que quedó completamente devastado.

Ante esta latente posibilidad nosotros como profesionales de la construcción nos sentimos en el deber de pensar en la construcción basada en criterios sismorresistente, no como una opción sino mas bien como una necesidad inminente para salvaguardar la vida.

Es así que estudiando las características, requerimientos, bondades que nos brinda la tecnología de la mampostería estructural y al confrontarla con nuestra realidad en el campo de la construcción, se puede encontrar que la gran mayoría de materiales utilizados actualmente en nuestras viviendas, son los mismos que forman parte de esta técnica constructiva, con la única gran diferencia en la forma como estos son utilizados en la concreción de

estas obras; que a pesar de no tener una dificultad aparente en lo que se refiere a su ejecución, hacen la diferencia en el resultado final realizado técnicamente. "Mampuestos hace más fácil construir", por Ing. Daniel Rojas Mora.

1.5 HIPÓTESIS

- Si existe un déficit de vivienda de interés social, entonces se requiere un sistema constructivo de fácil aplicación y de bajo costo para contribuir con la solución de dicho problema.
- Si los sistemas constructivos utilizados para las viviendas de interés social son sísmicamente vulnerables; entonces se deberán cambiar a un sistema basado en criterios antisísmicos probado, que disminuya la vulnerabilidad de las viviendas.
- Si la mampostería estructural es una tecnología constructiva de bajo costo; entonces podrá ser utilizada de forma masiva en construcción de vivienda de interés social, contribuyendo a solucionar la problemática del déficit de vivienda.
- Si la manera de construir y los materiales utilizados en la mampostería estructural no son del todo diferentes a la manera constructiva convencional de Cuenca y materiales existentes; entonces dicha tecnología puede adoptarse con facilidad en el medio.

1.6 METODOLOGÍA

METODOLOGÍA: OBJETIVO 1.

Análisis de datos estadísticos censales para identificar y cuantificar el déficit habitacional, precisar la población a la que se encontrara dirigida la propuesta de tesis y cuales son sus necesidades insatisfechas.

Observación de campo, levantamientos planimétricos, fotografías de programas de vivienda de interés social, estatales y particulares; recopilación de información desde el punto de vista tecnológico constructivo de algunos programas de vivienda en Cuenca; detectar las falencias y fortalezas de los mismos.

METODOLOGÍA: OBJETIVO 2.

Recopilación de datos de la Red Sísmica del Austro y análisis del historial sísmico en nuestro país, región y específicamente de la ciudad de Cuenca. Analizar la información referente a la utilización de materiales y formas constructivas de vivienda más utilizadas en nuestra ciudad y como estas afectan a la vulnerabilidad sísmica frente a la presencia de un sismo de poca o gran magnitud. Analizar el nivel de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social en Cuenca, mediante el método de índices de vulnerabilidad de las edificaciones.

METODOLOGÍA: OBJETIVO 3.

Por medio del estudio de la tecnología constructiva en mampostería estructural parcialmente reforzada, NSR-10: características, propiedades, materiales y requisitos constructivos; haciendo referencia a las características, propiedades de los materiales existentes en el medio constructivo de la ciudad de Cuenca, basados en ensayos de laboratorio de materiales y muretes. Comparación de resultados. De esta manera ratificar si el sistema constructivo antisísmico en mampostería estructural es aplicable para vivienda de interés social en Cuenca.

METODOLOGÍA: OBJETIVO 4.

Por medio de una propuesta tecnológica constructiva en mampostería estructural (tomando muros representativos de cada sistema constructivo), basada en la vivienda de la urbanización los nogales, establecer si esta propuesta tecnológica es menos vulnerable sísmicamente y constructivamente más eficiente, además si es más económica que la construcción en mampostería no reforzada original de los Nogales.

CAPITULO 2. ANTECEDENTES DE VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL.

2.1 El problema habitacional en el Ecuador. Datos estadísticos censos.

En el Ecuador con una población de 14 millones de habitantes y con alrededor de 3 millones de hogares, existe más de 2 millones de viviendas deficitarias y más de 1 millón de viviendas en condición de hacinamiento. Anexo 1. Fig. #1.

Según el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, INEC, el 38% de los ecuatorianos están bajo el umbral de la pobreza (método indirecto o de consumo), el 8% de la población está desempleada y cerca del 51% están subempleados. En este contexto, las posibilidades de acceder a vivienda propia son escasas para la mayoría de la población. En cuanto al sector financiero, los créditos hipotecarios se concentran en el sector privado, aunque en los últimos años el Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social ha regresado al mercado con créditos hipotecarios blandos, dirigidos principalmente a la clase media.

En nuestro país la Vivienda es un derecho garantizado en la Constitución Política del Estado (2008), sin embargo la situación de la vivienda arrastra un déficit acumulado que pasó de 850 mil en el año 2000 a 1'430.000 en el 2006, de un total de 3'000.000 de hogares aproximadamente que abarca una población de 14 millones de habitantes. Fuente: INEC, Encuesta de Condiciones de Vida ECV – Quinta ronda (2005-2006)

Históricamente los planes sociales de vivienda han sido emprendidos por instituciones públicas como el Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social (IESS), la Junta Nacional de la Vivienda (JNV), el Banco Ecuatoriano de la Vivienda (BEV), la Empresa Municipal de Vivienda (EMUVI) y el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) es por eso que cada gobierno, previo a las elecciones, ha promocionado soluciones habitacionales.

Es en 1998 que se implementa el Bono de la Vivienda a través del Sistema de Incentivos para la Vivienda (SIV), sistema que fue financiado por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) y el gobierno ecuatoriano en un 90% y 10% respectivamente; el monto de la operación ascendió a \$68.6 millones.

El actual gobierno en su esfuerzo de reducir el déficit habitacional a través del Decreto Ejecutivo No. 110 del 13 de febrero del 2007 duplica el Bono para la Vivienda urbana nueva a 3600 dólares y establece 1500 dólares de subsidio para mejoramiento de vivienda. También en abril del año 2008 a través del Acuerdo Ministerial No. 13 se aprueba el Reglamento para la otorgación del Bono de Titulación que es un subsidio único y directo que otorga el estado por intermedio del MIDUVI a personas de bajos recursos económicos para financiar la formalización y perfeccionamiento de las escrituras de traspaso de dominio de un inmueble. Actualmente asciende a \$200,00.

Se calcula que a nivel nacional, más de la tercera parte de los hogares no poseen vivienda propia. Al analizar la tenencia de la vivienda, dos de cada 10 hogares pagan arriendo por la vivienda (18.1%); siete de cada diez hogares tienen vivienda propia (65.7%); el resto habita en viviendas prestadas (16.2%).

Para determinar el déficit cualitativo de la vivienda, se consideró las deficiencias en materiales, servicios básicos y hacinamiento; si al menos una de ella afecta a la vivienda, ésta es considerada como vivienda con déficit habitacional cualitativo. A nivel nacional el 75.5% de las viviendas presenta déficit cualitativo.

El 71.6% de las viviendas, presenta deficiencias en materiales como: piso, paredes y techo; el 40.3% presenta deficiencias en servicios básicos dentro de los que están la luz, agua y servicio higiénico; el 29.8% de las viviendas tiene hacinamiento; es decir, habitan más de tres personas por dormitorio. Anexo 1. Fig #2, #3, #4.

La población en la ciudad de Cuenca en el 2001 era de 417.632 personas; para el año 2006, el INEC junto al CEPAL han estimado que la población de cantón Cuenca es de 463.591, mientras que la ciudad zona urbana tiene una población estimada de 324.687 habitantes. Anexo 1. Fig. #5.

El crecimiento urbano de la ciudad de Cuenca ha sido mayor que el crecimiento del cantón y que el de la misma provincia. Para el año 2001 la población urbana de la ciudad de Cuenca era de 277.374 representando un 66% de la población del cantón, con un crecimiento anual de 3.2%, mayor incluso que el de la ciudad de Guayaquil, que se sitúa en el 2.5. Esto muestra el aumento progresivo de la población y por ende su tasa de crecimiento en Cuenca incrementando la demanda de vivienda año a año.

Anexo 1.Fig. #6.

En Cuenca en el área urbana, 83.5% de los hogares se alojan en casas y departamentos y el 18.2% en viviendas deficitarias, según datos del censo del INEC del año 2001, además se puede ver con claridad que la casa o villa supera con mucho al tipo de vivienda departamento en el área urbana, dejando muy por debajo a los demás tipos de vivienda. Anexo 1. Fig. #7.

Existen 101.303 hogares establecidos en el cantón Cuenca, de los cuales solo 99.949 familias poseen algún tipo de vivienda; entonces en ese año existe un déficit de vivienda de 1.354. Con un crecimiento del 2.11% anual (según el INEC). Anexo 1.Fig. #8.

El número de personas que tienen vivienda propia es el 51% de las familias, lo que quiere decir que aproximadamente la mitad de la población cuencana no posee vivienda propia, el 33% posee vivienda en arriendo, un 14% cedida y un 2% recibida a cambio de servicios. Anexo 1.Fig #9.

La demanda habitacional está dada por el crecimiento poblacional de la ciudad, es así que la población en la zona urbana para el 2006 es de 324.687 habitantes y que solo el 51% de la población posee vivienda propia, la demanda habitacional podría estar bordeando las 40585 viviendas.

$(324.687 * 50\%) / 4$ (numero de miembros por hogar) = **40585 viviendas.**

De esta población, según el SIISE (Sistema Integrado de Indicadores Sociales del Ecuador.), un 42,4% de la población es pobre, siendo la tasa de indigencia (o pobreza extrema) del 17,2%. En el Anexo 1 Fig. #10, se presentan algunos indicadores generales de la vivienda en Cuenca, según El Sistema Integrado de Indicadores Sociales del Ecuador. SIISE 2005.

El INEC conjuntamente con el SIISE han realizando estudios en los que dividen a la población en los llamados quintiles, que nos son mas que cinco estratos sociales según el ingreso de las familias, los mismos que van desde el quintil 1 ubicando a la población de menores ingresos hasta el quintil 5 ubicando los de mayores ingresos económicos, cada uno de los cuales representa el 20% de la población total considerada.

Estos quintiles de ingresos nos ayudan a situar los porcentajes a nivel nacional y en Cuenca de población ubicada en el quintil 3 que correspondería a la clase media que es materia de estudio de esta tesis.

A continuación se recopila datos según el último censo 2010 referidos a la clase media. Así tenemos que a nivel nacional existe una población de

14.279.685 habitantes de las cuales se ubican el tercer quintil una población de 2.878.067 habitantes que representan el 20.2 %. Anexo 1. Fig. #11.

Tomando como base, los datos de, los quintiles referidos a las cinco ciudades principales de nuestro país entre las cuales, se encuentra Cuenca con una población de 400.367 habitantes, de los cuales 71.793 habitantes se sitúan en el tercer quintil que representan el 17.93%. Anexo 1.Fig. #12.

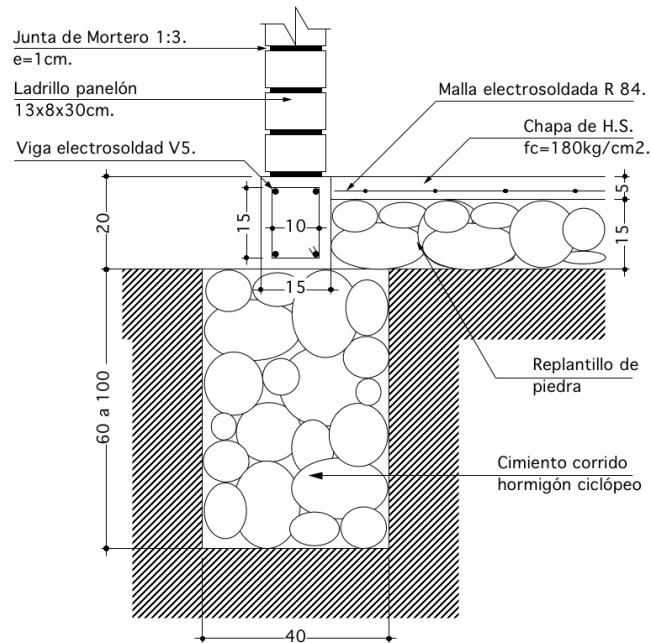
Otro dato importante que se obtiene en base a los quintiles es el ingreso mínimo y máximo por quintil, lo que nos hace ver con claridad la diferencia de ingresos que perciben las familias que pertenecen cada una de estos estratos por persona. Así tenemos que en el quintil 1 perteneciente al grupo social más pobre se tiene un ingreso mínimo de \$1 y un máximo de \$55, mientras que en el quintil 2 se tiene un ingreso mínimo de \$55 y un máximo de \$93. En el quintil 3 que representa la clase media propiamente dicha se tiene un ingreso mínimo de \$93 y máximo de \$146; Luego en el quintil 4 se tiene un ingreso mínimo de \$146 y un máximo de \$257, para finalizar con el quintil 5, en donde se encuentra al segmento de la población más adinerado, se tiene un ingreso mínimo de \$257 y un máximo de hasta \$13610. Anexo 1.Fig. #13.

Se puede observar que los ingresos por persona en nuestro país fluctúan desde \$1 hasta \$13000, además estos ingresos hasta el quintil 3 y 4 tienen un incremento proporcional progresivo, mientras que en el quintil 5 se disparan sus ingresos a unas 50 veces más entre su mínimo y su máximo, lo que nos deja ver con claridad la diferencia muy marcada que existe entre este estrato social con sus demás, y la gran brecha que lamentablemente siempre a existido y que existe entre ricos y pobres en nuestro país.

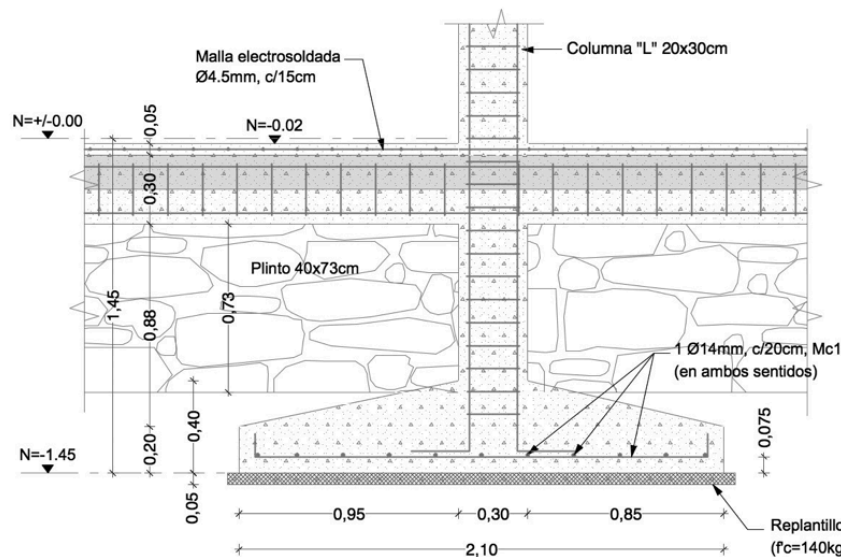
Volviendo al campo relacionado con la construcción, los materiales utilizados en las viviendas en Cuenca, tenemos los siguientes datos recopilados de la Centro Latinoamericano de Demografía (CELADE) 2010 y Comisión Económica para América Latina (CEPAL)2010:

La mampostería de ladrillo es poco utilizada como estructura en viviendas tanto urbanas como rural, más bien el hormigón armado, el hierro y la madera son los materiales más utilizados para la estructura de las viviendas. Anexo 1.Fig. #14.

La mampostería es utilizada casi en su totalidad para tabiques divisorios de espacios, que colaboran en gran parte con la estructura de la vivienda; pero se encuentran poco anclados a la estructura, dejándolos propensos a caer ante la presencia de un sismo, produciendo la muerte de sus ocupantes, lo que hace de las viviendas muy vulnerables.



Detalle 1. Cimiento corrido de hormigón ciclopeo para pared soportante, Fuente Dr. Fernando Zalamea. 2010.



Detalle 2. Sistema Zapata Plinto y Cadena, Fuente: Dr. Fernando Zalamea. 2010.

ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

Así mismo la mampostería es muy utilizada en paredes exteriores de viviendas y con mayor notoriedad en la zona urbana como se puede observar. Anexo 1.Fig. #15. Cabe destacar que estas paredes son únicamente de relleno y no soportan ninguna carga estructural de la vivienda, encontrándose sin anclaje o sueltas.

Recopilando datos de la Cámara de la Construcción de Cuenca (CCC), en lo que se refiere a permisos y áreas de construcción emitidos para el cantón Cuenca se tiene que para el 2008 fueron de 900.647 m² de construcción con 2438 permisos, para el 2009 con 785.669 m² con 2418 permisos, menor que el 2008 debido a algunos factores como el alza del precio del hierro y la disminución de remesas del extranjero que se dió en ese año. Para el 2010 existe un incremento con en el área de construcción con 921942 m², aunque en el número de permisos existe una pequeña disminución con 2031 y para el 2011; se continuar con el incremento con más de 1.000.000 m² de construcción dando cuenta de que se reactiva nuevamente el campo de la construcción en Cuenca. Anexo 1. Fig. #16, 17.

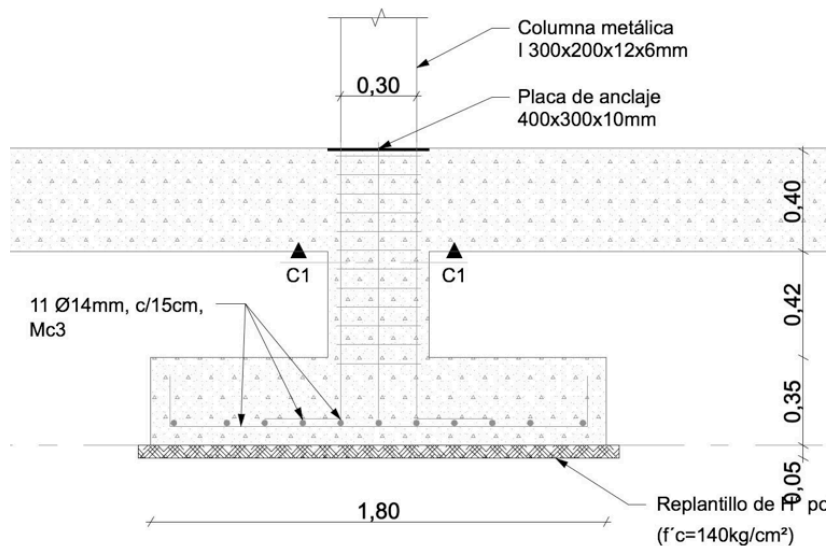
Sin embargo, la suma de las iniciativas privadas más las gubernamentales no han sido suficientes para reducir el déficit de vivienda que cada año se profundiza, se estima que solo la demanda anual de hogares nuevos es de 55.000 viviendas aproximadamente a nivel nacional. De tal manera que es imprescindible analizar el tema de la demanda de vivienda y sus determinantes debido a su repercusión en el desarrollo integral de la familia y a su enorme impacto económico a corto plazo en la generación de empleo e inversión, además porque la vivienda requiere de bienes y servicios complementarios que se van adquiriendo a lo largo de la vida del usuario sin restarle la importancia de las implicaciones sociales y culturales que este bien genera.

A continuación se analiza algunas formas constructivas y materiales que se usan en nuestro medio, para luego profundizar en las tecnologías constructivas utilizadas en programas actuales de vivienda de interés social en Cuenca.

2.2 Materiales y formas constructivas más usadas en nuestro medio.

Los materiales y sistemas constructivos más utilizadas en Cuenca son:

- Los sistemas constructivos de mampostería "soportante" que se cimentan sobre muros corridos; esta mampostería puede ser de adobe o de ladrillo macizo (principalmente).



Detalle 3. Sistema Mixto, Fuente: Dr. Fernando Zalamea. 2010.



Figura 1. Estructura en porticos de hormigón armado cimentado sobre zapatas. Excavación de zapatas. Fuente: el autor. 2012.

- Los sistemas constructivos conformados por pórticos, cimentados sobre plintos, losas de cimentación o zapatas corridas. Estos porticos son de: madera mas bahareque, hormigón armado o estructura metálica. Las paredes divisorias de relleno, en este caso, son de: mampostería de ladrillo (industrial hueco), mampostería de bloque, planchas de yeso cartón, etc.

2.2.1 Mampostería “soportante” sobre cimiento corrido.

La mampostería resistente es la tipología constructiva más utilizada cuando existen suelos con una buena capacidad soportante (sobre 1 kg/cm^2) y para edificaciones de hasta dos pisos. Dicha mampostería se usa en ladrillo panelón artesanal tradicional, aunque también se emplea variantes como bloque de hormigón o ladrillo industrial.

En este caso la cimentación se soluciona sobre un cimiento corrido de hormigón ciclopeo, con una profundidad entre 60cm y 1m; sobre la cual se funde una “cadena armada” en la cual se soporta la pared. Esta cadena tiene dimensiones pequeñas que van desde 15 cm de ancho y peralte de 20cm, hasta 20 cm de ancho con peralte de 25 cm. Al calcular los esfuerzos, estos son relativamente bajos porque toda la pared sirve como transmisora de las cargas de manera uniforme sobre el cimiento y este al suelo. Ver Detalle #1.

Esta mampostería soportante es una tipología que se realiza frecuentemente en la ciudad, la misma que es confinada con cadenas perimetrales, dándole un mejor comportamiento y elasticidad a la estructura.

2.2.2 Estructura en pórticos de hormigón armado en zapatas.

En Cuenca se utiliza comumente estructuras de hormigón armado, madera o estructura metálica a manera de pórticos, conformados por columnas, cadenas y vigas. Estas estructuras se encuentran cimentadas sobre zapatas, las mismas que dependen su tamaño y profundidad, de la resistencia del suelo y de la carga que va a soportar. Sólo en casos de suelos deficientes, las zapatas pueden transformar en corridas o una losa de cimentación. Sobre estos pórticos se apoyan las losas de entrepisos que pueden ser nervadas o macizas. Las paredes divisorias o de relleno pueden ser de: mampostería de ladrillo (industrial hueco), mampostería de bloque, planchas de yeso cartón, etc. Este sistema se aplica en edificaciones desde uno hasta estructuras de varios pisos.

El suelo de Cuenca por lo general es bastante bueno; las zapatas pueden tener dimensiones entre 0,80m y 1,20m. Estas se encuentran amarradas



Figura 2. Construcción de cemento corrido. Fuente: el autor. 2012.



Figura 3. Estructura aporticada en hormigón armado: paredes de relleno en bloque de hormigón y en ladrillo panelón. Fuente: el autor. 2012.



Figura 4. Estructura aporticada sin paredes de relleno, sobre losa de cimentación. Fuente: el autor. 2012.

por vigas de arrostramiento, generalmente estas están a nivel de piso. Ver Detalle #2 y Detalle #3.

En la Tesis de Ingeniería “Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación” realizada por Juan Carlos Jiménez Pacheco, el autor argumenta, que es difícil abarcar en un estudio a gran escala todas las tipologías constructivas, por lo cual bastó considerar las edificaciones de mampostería no reforzada y los edificios de hormigón armado para cubrir prácticamente todo el universo constructivo de la ciudad. A continuación se muestra algunas imágenes de la construcción en Cuenca. Fig. # 1,2,3,4.

2.3 Revisión de algunos programas de vivienda de interés social en Cuenca.

En la ciudad se han realizado varios proyectos de vivienda de interés social con propuestas en el campo de la tecnología constructiva. A continuación se revisarán algunos de estos programas de vivienda, por medio de la investigación de campo, entrevistas personales, observación directa y Tesis de Arquitectura. Estas propuestas se analizan en base a sus parámetros constructivos básicos de cimentación, estructura, losa de entepiso, paredes de relleno y cubierta. Finalmente se establecen las ventajas y desventajas del sistema constructivo utilizado en su ejecución. Toda esta información recopilada sirve como base para analizar los programas de vivienda con respecto a su vulnerabilidad.

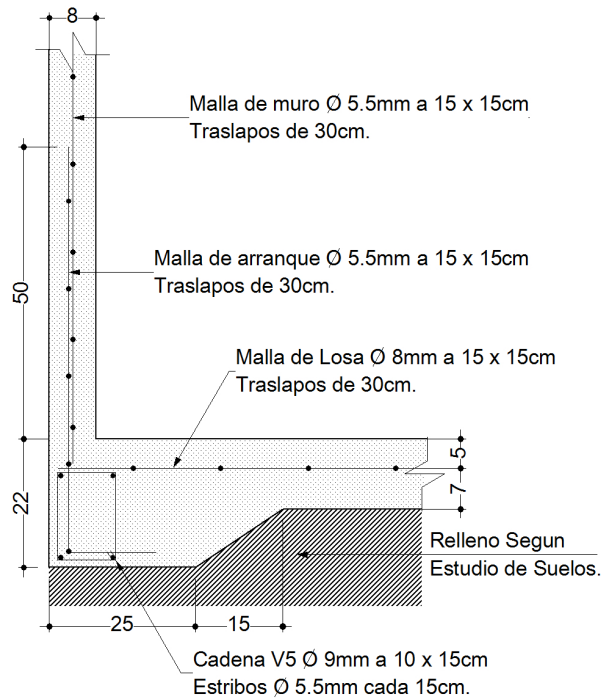
2.3.1 Mutualista Azuay.

La Mutualista Azuay como uno de los principales entes privados especializados en construcción y financiamiento de vivienda en el Austro del Ecuador, ha realizado proyectos de gran envergadura, como es el caso del proyecto de la Urbanización Mutualista Azuay II “Racar”, el cual está dotado de todas las obras de infraestructura. Este proyecto posee 453 viviendas, siendo la mayor urbanización desarrollada en la ciudad.

Este programa de vivienda tuvo mucho éxito, debido a que su costo permite el acceso de numerosas personas de bajos recursos económicos. Además, un financiamiento, con tasas de interés bajas, desde el 10% de entrada y financiando el 90% hasta 15 años. Fig. # 5.



Figura 5. Mutualista Azuay. Fuente: Tesis de Arquitectura "Determinación de áreas de suelo destinado a programas de vivienda de interés social dentro del área urbana y de expansión de la ciudad de Cuenca". Autor: Cabrera Maxi, Abel; Condoy Carrillo, Juan. 2006.



Detalle 4. Cimentación corrida y losa de piso. Fuente: Tesis Uso de formaletas en nuestra ciudad. Autores: Proaño Escandón, Diego Javier Martínez Hernández, Fredy Napoleón. 2006.

2.3.1.1 Sistema constructivo:

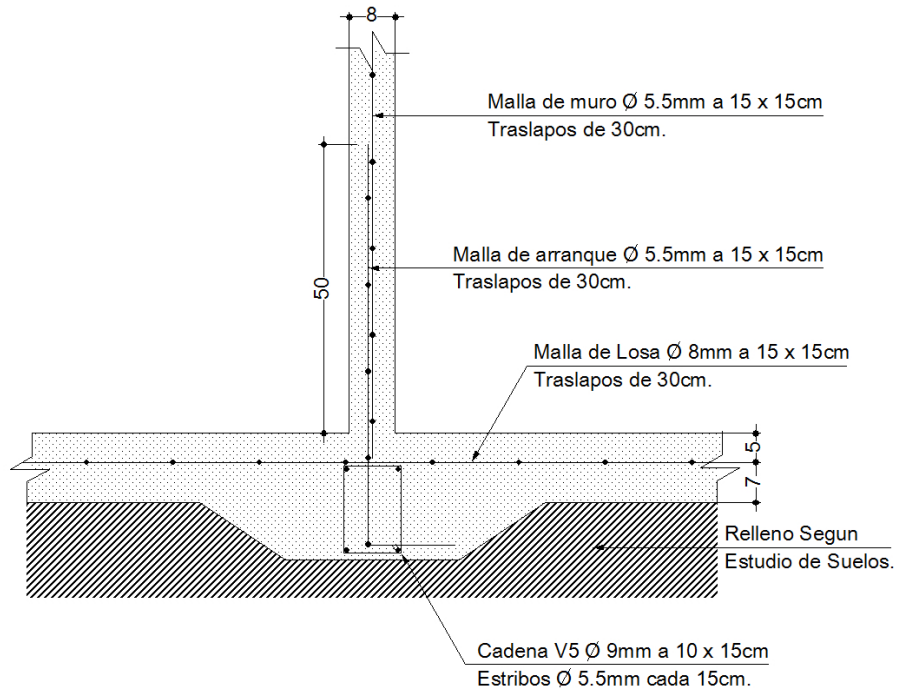
2.3.1.1.1 Cimentación y losa de piso.

Debido a las características arcillosas del sitio, se mejora el terreno con subase de un espesor de 20cm. Sobre esta base se funde una losa de hormigón de 210 Kg/cm^2 . La losa tiene un espesor de 12cm, armada con una malla corrugada, colocada a 5cm del nivel de acabado de la losa. Detalle #4 y Detalle #5.

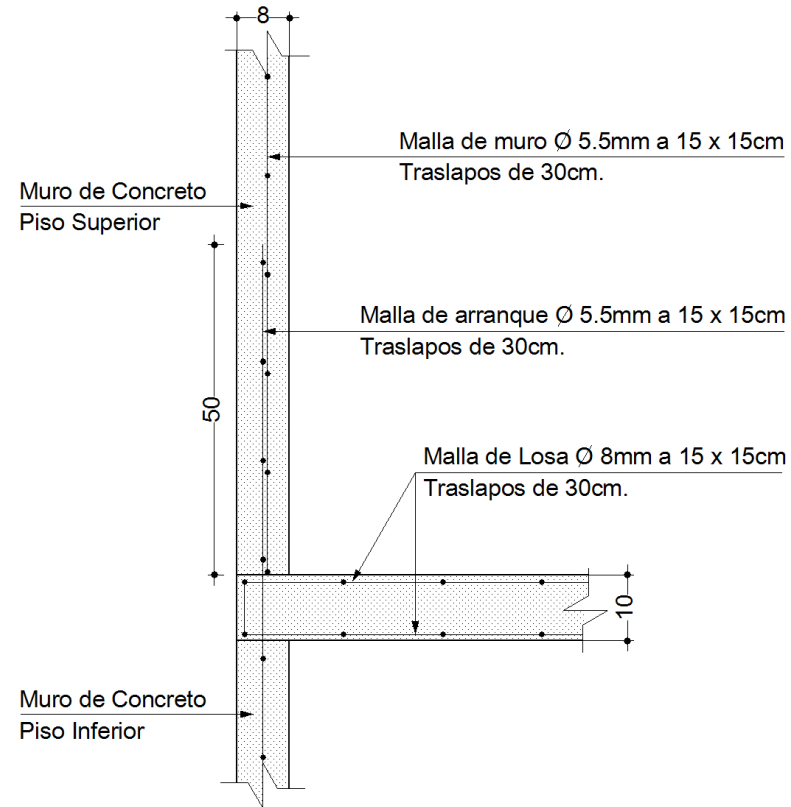
2.3.1.1.2 Muros y losa de entrepiso.

Se utilizó muros de hormigón armado con una resistencia de 210 Kg/cm^2 y un espesor de 8cm, armados con malla corrugada, anclada en la cimentación. Para el fundido de estos elementos se utilizó formaletas de aluminio. Fig. # 6.

En planta baja los muros se asientan sobre cadenas confinadas en la losa de cimentación, armadas con vigas V5. En la planta alta en cambio se asientan sobre una losa maciza de 10cm de espesor, de hormigón con una resistencia de 210 Kg/cm^2 y armada con doble malla V 8mm. Detalle #6, 7 y 9.



Detalle 5. Cimentación corrida y losa de piso. Fuente: Idem Detalle 4.

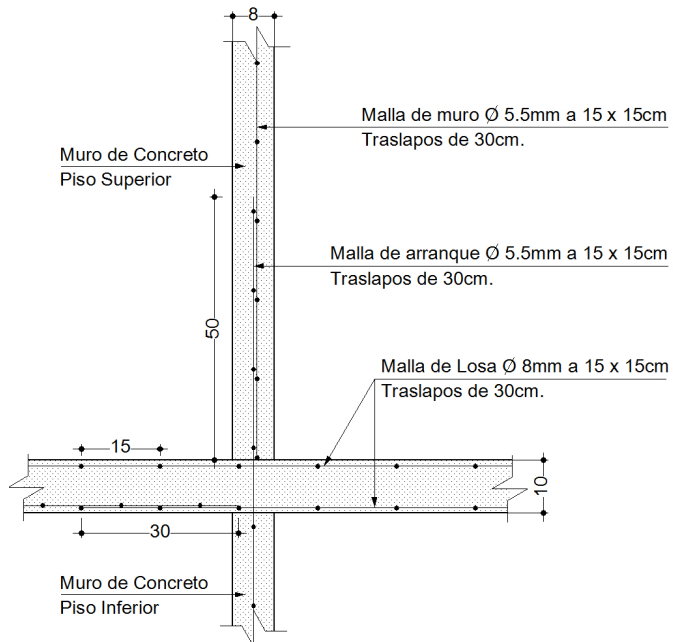


Detalle 6. Paneles de Hormigón Armado. Fuente: Ídem Detalle 4.

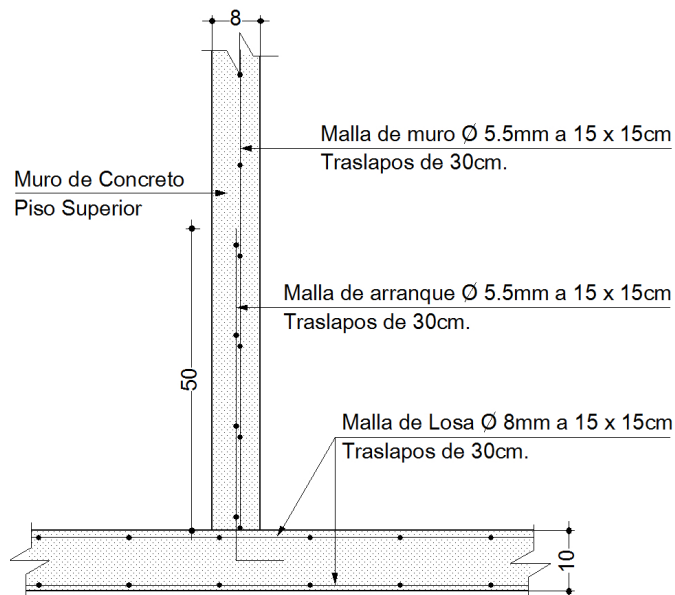
Figura 6. Construcción de diafragmas de hormigón. Fuente: Tesis de Arquitectura "Determinación de áreas de suelo destinado a programas de vivienda de interés social dentro del área urbana y de expansión de la ciudad de cuenca". 2006.

2.3.1.1.3 Estructura de cubierta y recubrimiento de cubierta.

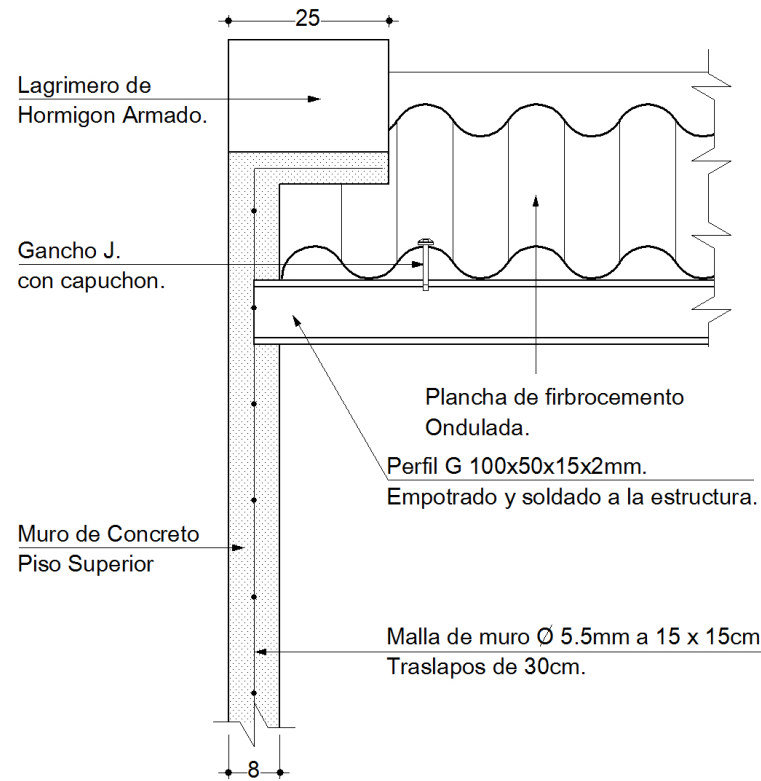
Las paredes estructurales de la segunda planta conforman la estructura de las culatas; en donde se empotran perfiles G 100x50x15x2mm a manera de correas, para luego fijar la plancha de cubierta, sujetándose a las correas con ganchos J de 10cm. Finalmente, sobre dichas planchas, se coloca teja vidriada industrial. Ver Detalle #8.



Detalle 7. Paneles de Hormigón Armado. Fuente: Ídem Detalle 4.



Detalle 9. Paneles de Hormigón Armado. Fuente: Ídem Detalle 4.



Detalle 8. Estructura de Cubierta y Cubierta. Fuente: El Autor. 2011.

2.3.1.2 Ventajas del sistema constructivo.

- Las viviendas construidas mediante esta nueva tecnología, abarata los costos y los tiempos de ejecución de obra. Este sistema permite construir una unidad de vivienda por día, con lo que se llega a disminuir los costos directos e indirectos de la construcción en más de un 40%, con respecto a la vivienda tradicional de ladrillo.
- Las paredes de éste sistema constructivo cumplen con el doble propósito de formar las paredes divisorias y generar la estructura resistente de la vivienda.
- El sistema de formaletas no utiliza madera para los encofrados, por lo que contribuye a preservar el medio ambiente.
- El sistema de formaletas está compuesto por paneles de aluminio, que a través de un simple juego de accesorios ensamblados entre sí, permite fundir monóticamente diferentes elementos arquitectónicos de la vivienda. Cada molde pueden ser reutilizado hasta 600 veces.
- Este sistema forma una estructura monolítica sismo-resistente, que se modula para acoplarse a cualquier tipo de necesidad arquitectónica, sea para edificios, casas, piscinas, reservorios, etc.

2.3.1.3 Desventajas del sistema constructivo.

- Todas estas ventajas se encuentran condicionadas por una correcta capacitación del personal; para que estos puedan dar un buen mantenimiento y cuidado a los paneles. Únicamente así se alcanza el rendimiento óptimo, que permitan obtener ganancias a los constructores y reducir el valor final de la vivienda.
- Este sistema constructivo resulta conveniente cuando se realicen una numerosa cantidad de viviendas o edificios, ya que, el valor inicial de cada juego de encofrados es elevado. (alrededor de 150000 USD por juego completo.)
- Los juegos de formaletas compuestos de paneles de aluminio todavía no se los realiza en nuestro país, por lo que tienen que ser hechos bajo pedido en Colombia. (Empresa Forsa Formaletas s.a.)
- Las viviendas se realizan con un juego tipo de formaletas, por lo que, no permite ningún tipo de modificaciones, ampliaciones, o cambios; ya sea durante la obra, o posterior a ella.
- Debido a que el sistema constructivo con formaletas utiliza espesores de muros muy delgados, la concentración de hierros es alta en zonas como dinteles, uniones de muros y losas. Por lo tanto se debe utilizar hormigones de consistencia fluida, los mismos que

requiere un mayor cuidado durante la fundición; una buena vibración y un incremento de aditivos y plastificantes en la mezcla.

2.3.2 Los Nogales.

El programa de vivienda "Los Nogales", emprendido por la EMUVI, se ubica en un terreno al noreste del centro de la ciudad, en la vía a Llacao (sector El Molino-Sidcay). El terreno de 3.5 hectáreas dió cabida a 191 viviendas, que varían desde los 70m² hasta los 120m² de construcción, en un lote promedio de 80 m², cada uno.

El proyecto tuvo un costo de 5 millones de dólares, de los cuales 2 millones son aportes en terreno y obras de infraestructura por parte del socio estratégico; mientras a EMUVI le corresponde la inversión de 3 millones para la construcción de las viviendas. Fig. #7,8,9.



Figura 7. Urbanización Los Nogales. Fuente: El autor. 2009



Figura 9. Urbanización Los Nogales. Fuente: El autor. 2009.



Figura 8. Urbanización Los Nogales. Fuente: El autor. 2009.

2.3.2.1 Sistema constructivo:

2.3.2.1.1 Cimentación.

Se utiliza una cimentación corrida de hormigón ciclópeo, de unos 60cm de profundidad, que le sirve de confinamiento y amarre conjuntamente con las zapatas. Las zapatas son de 1m x 1m, excavados a una profundidad de alrededor de 80cm y con un espesor de 25cm. Estas zapatas tienen una armadura de acero en su base de hierro de media, colocado en forma de malla cada 10cm en dos sentidos.

La Malla de armadura de la zapata se amarra a una pequeña columna que llega al nivel de la losa de piso, sujetándose a su vez a vigas de 10x10cm con hierros de 12mm. Los estribos van cada 15cm con hierros de 8mm, las cuales se funden monolíticamente con la losa. La losa de cimentación es de hormigón armado de 210kg/cm², con dos mallas R335 a 2,5cm del nivel de acabado de la losa y a 2cm de la base de la losa, con un espesor total de 20cm. Detalle #10 y #11.

2.3.2.1.2 Estructura.

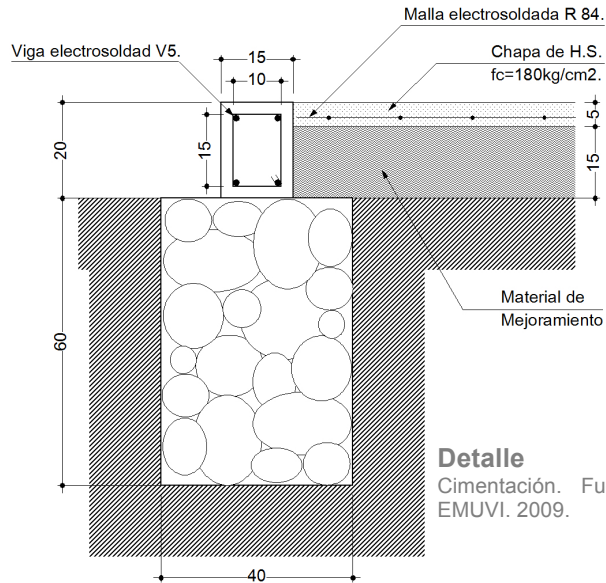
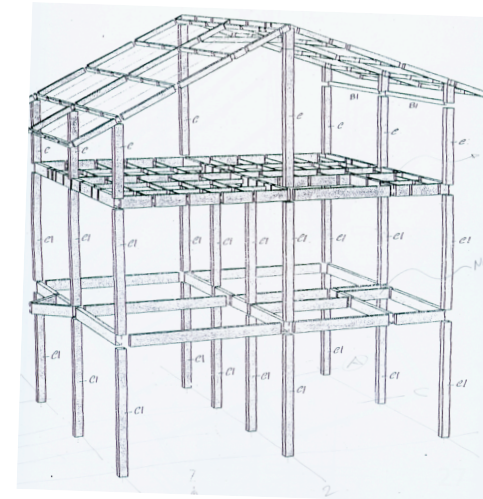
Toda la estructura es de perfiles metálicos livianos, las columnas son dos perfiles G de 150x75x15x3mm, las cuales se sueldan con las vigas formando así un solo cuerpo. La unión entre columnas y losa de cimentación se la realiza a través de una placa metálica, que se suelda a los hierros empotrados en la losa. Detalle #11.

Las vigas están constituidas por dos perfiles G de 200x50x15x3mm, G de 100x50x15x3mm. G de 200x50x15x2mm. Detalle #12.

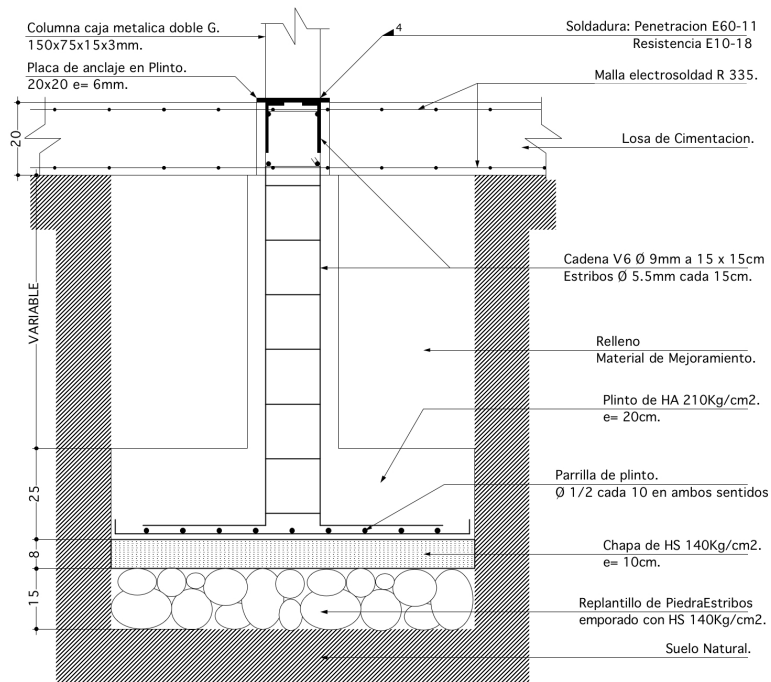
2.3.2.1.3 Paredes de relleno.

Se utilizan ladrillos industriales de 4 huecos de 27,5x13x7,6 cm, ladrillos de 2 huecos de 28,7x13x7,5 cm y con medios ladrillos para trabar las paredes. La pared se une a la estructura metálica a través de chicotes soldados a las columnas. Detalle #13.

Detalle 12. Estructura los Nogales. Fuente EMUVI. 2009.

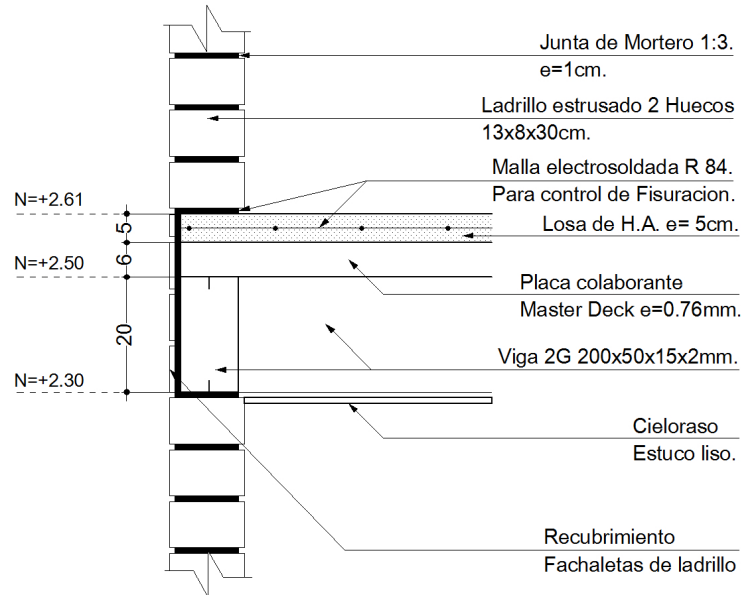


Detalle 10.
Cimentación. Fuente:
EMUVI. 2009.

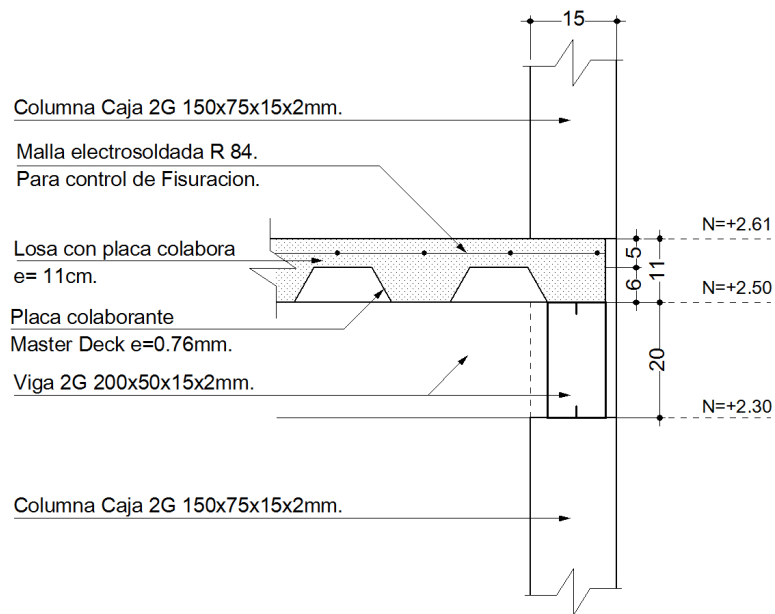


DETALLE DE ZAPATA.
escala 1:10

Detalle 11. Cimentación. Fuente: EMUVI. 2009.
ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.



Detalle 13. Pared Estructura, Entrepiso. Fuente: EMUVI. 2009.



Detalle 15. Entrepiso Novalosa, Fuente: EMUVI. 2009.

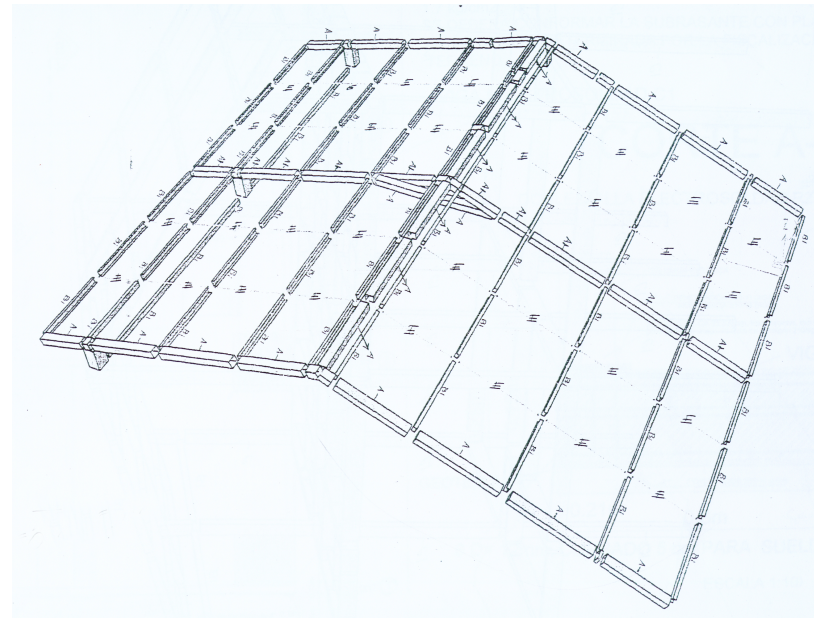
2.3.2.1.4 Entrepisos.

Se emplea una losa con placa colaborante de 0,76mm y hormigón de 210Kg/cm^2 con un espesor de 10cm. Más una malla electrosoldada R-64. Detalle #13, #14.

La grada se realiza con estructura metálica, las huellas se desarrollan en torno a un eje de perfiles C, estas son de 30cm empleándose ángulos L.

2.3.2.1.5 Cubierta.

Se realiza con estructura de perfiles metálicos livianos, las vigas son de perfiles G de $100\times 50\times 15\times 2\text{mm}$, sobre estas van las correas de $80\times 40\times 15\times 2\text{mm}$ soldados a la estructura principal de la vivienda. Luego se coloca planchas de cubierta con ganchos J de 10cm, sobre las cuales va la teja trapecio vidriada. Detalle #14.



Detalle 14. Estructura de Cubierta, Fuente: EMUVI. 2009.

2.3.2.2 Ventajas del sistema constructivo.

- La principal ventaja de este programa de vivienda, es la rapidez de montaje de la estructura, ya que al ser metálica puede ser prearmada en un taller y llevada al sitio de la obra, donde se realiza el montaje en uno o dos días; lo cual disminuye notablemente los tiempos de construcción y por ende la mano de obra.
- Al tener toda la estructura de la vivienda armada como un marco estructural de base, se facilita la construcción de losa y paredes soportantes de la vivienda.
- La estructura de entrepiso realizada con losa con placa colaborante, evita la colocación de encofrados y permite continuar de inmediato con el trabajo en las plantas inferiores y superiores de la losa.
- Las instalaciones se colocan por debajo de la losa, en el espacio que queda entre la placa colaborante y el estuco; facilitando el mantenimiento y reparación de la mayoría de las instalaciones.
- Los ladrillos que son realizados en fábrica con un proceso de estruzado, tienen dimensiones bastante regulares y un acabado homogéneo. Estos ladrillos, de muy buena apariencia, son muy aceptados en Cuenca, al igual que la cubierta de teja vidriada.
- El sistema constructivo de las gradas es muy eficiente y rápido de realizar. Al ser metálico al igual que la vivienda y empotrado en las paredes circundantes.

2.3.2.3 Desventajas del Sistema Constructivo.

- Al ser un sistema mixto, la unión entre dos materiales de características diferentes produce inconvenientes. Así en los encuentros entre la estructura metálica y las paredes de ladrillo se producen pequeños fisuramientos, a pesar del chicoteado (varillas de hierro de 6mm entre las hiladas de los ladrillo), que en muchos casos son bastante notorios.
- Luego de la fundición de la losa de cimentación, existe un tiempo de aproximadamente 15 días, en el cual, no se puede continuar con la construcción de la vivienda, debido a que se debe esperar que la losa adquiera la resistencia capaz de soportar los esfuerzos de la colocación de toda la estructura metálica.

2.3.3 Vista al Río.

La Urbanización “Vista al Río” se encuentra ubicada al Noreste de la Ciudad, junto al Hospital del Seguro Social en la parroquia Monay de Cuenca. Fue concebida mediante un convenio entre el Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social y la Empresa Municipal de Urbanización y Vivienda; EMUVI EP, está destinada a atender la demanda creciente de vivienda, de las distintas familias de clase media residentes en Cuenca.

El proyecto Urbanización “Vista al Río” es un conjunto habitacional que comprende 7,5 hectáreas. Dentro de esta superficie se distribuyen viviendas unifamiliares, departamentos de varias dimensiones, áreas comerciales y áreas de recreación. Además una red vial interna señalizada que cuenta con todos los servicios básicos.

El total de las viviendas es de 551. Estas están comprendidas entre 136 viviendas unifamiliares, 1 solución de equipamiento, 18 suites, 156 departamentos distribuidos en edificios de 3 pisos y 240 departamentos distribuidos en edificios de 8 pisos. En la actualidad el proyecto se encuentra en un avance de aproximadamente el 100% en su primera etapa. Para el caso de estudio de esta tesis se analiza únicamente las soluciones de vivienda unifamiliar que plantea este conjunto habitacional. Fig. #10,11,12.



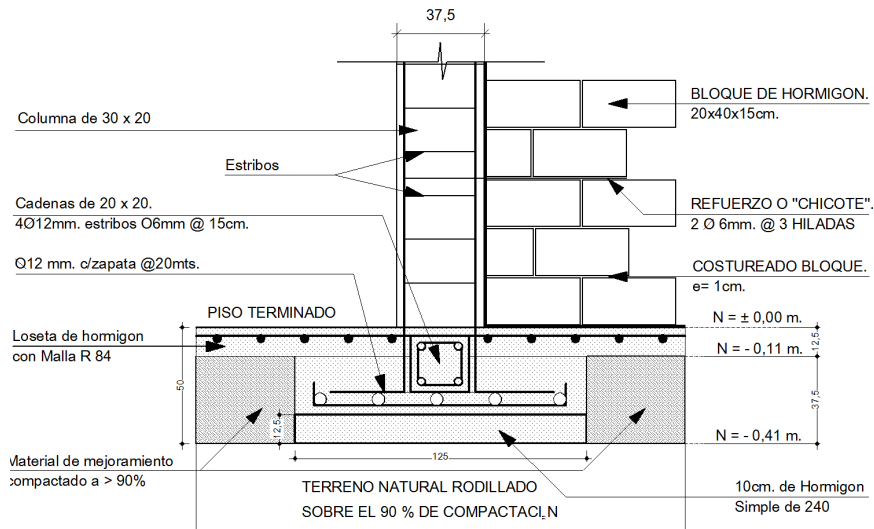
Figura 10. Urbanización Vista al Río. Fuente: el autor.2011



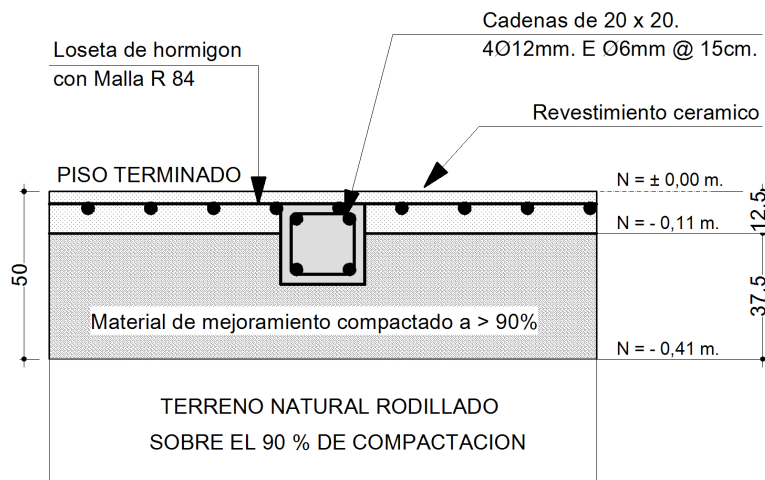
Figura 11. Urbanización Vista al Río. Fuente: el autor. 2011.



Figura 12. Urbanización Vista al Río. Fuente: el autor. 2011.



Detalle 16. Cimentación. Fuente: EMUVI. 2011.



Detalle 17. Cimentación y cadena de piso. Fuente: EMUVI. 2011.

2.3.3.1 Sistema constructivo:

2.3.3.1.1 Cimentación.

Sobre el terreno compactado en un 90% y una base de material de mejoramiento, se funde una losa de cimentación de 10 cm de espesor con malla electrosoldada R-84. La cual se funde monolíticamente con las zapatas de 1.25 x 1.25 m con un espesor de 30cm, de acuerdo a los planos estructurales.

Las zapatas se arman con parrillas de hierro de 12mm en ambos sentidos cada 20cm, de donde arrancan columnas de 20x30cm y se amarran entre si con cadenas de piso de 20x20cm, las mismas que soportaran el peso de las paredes en la planta baja. Detalle #16.

2.3.3.1.2 Estructura.

Esta conformada por una estructura de hormigón armado, con columnas de 20x30cm que arrancan desde los plintos, vigas 20x30cm y cadenas 20x20cm, que se amarran formando pórticos resistentes. Detalle #17.

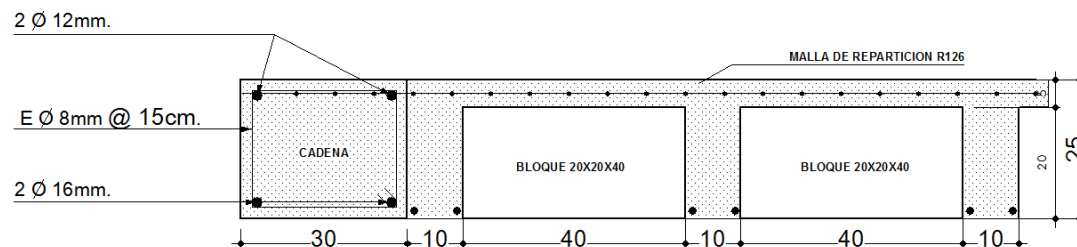
2.3.3.1.3 Paredes de relleno.

Luego de realizada la estructura, se procede con la construcción de paredes de bloque de hormigón de 20x40x15cm, las mismas que no tienen otra función más que la de llenar los espacios entre los pórticos de la estructura de hormigón armado.

Para una mejor sujeción de las paredes a la estructura, se coloca dos refuerzos de hierro de 6mm cada tres hiladas de bloque en sus costuras a manera de chicotes amarrados a las columnas. Detalle #16.

2.3.3.1.4 Entrepisos.

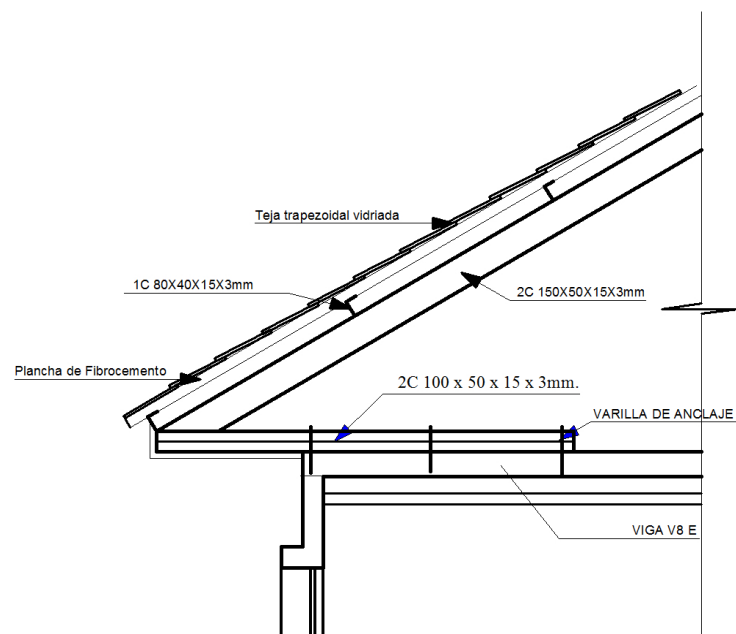
Se componen de una losa bidireccional de hormigón armado alivianada, con bloque de pómez de 20x20x40 cm y nervios reforzados de 10cm en ambas direcciones. Sobre esta se coloca una chapa de hormigón reforzado con malla electrosoldada R-84 de 5cm de espesor, que se funde monolíticamente con los macizados de las columnas según los planos estructurales. El espesor de la losa hasta el piso terminado es de 25cm. Detalle #18.



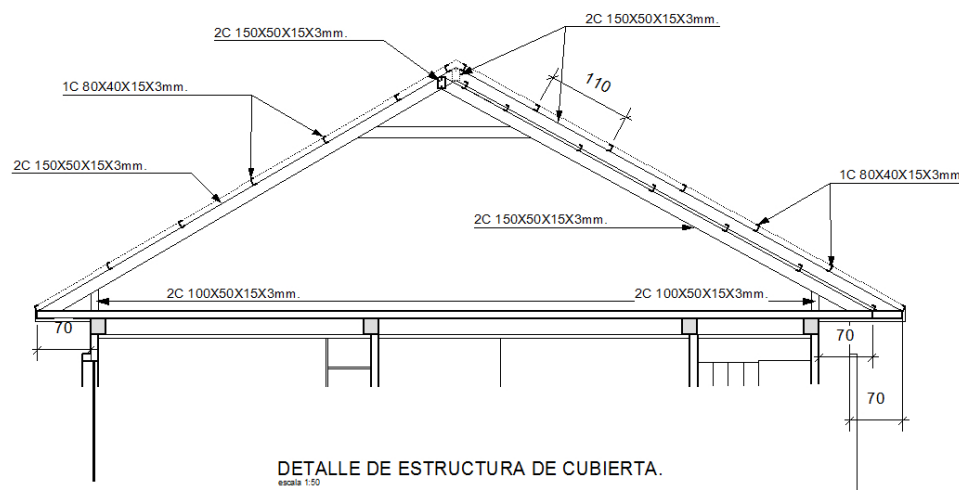
Detalle 18. Entrepiso. Fuente: EMUVI. 2011.

2.3.3.1.5 Cubierta.

Se realiza con estructura de hierro. Para las vigas y estructura principal de la cubierta se utiliza perfiles C de 150x50x15x3mm, teniendo sobre estas correas C 80x40x15x3mm colocadas cada 1.10m. Esta estructura metálica se suelda a los hierros de refuerzos de estructura principal de la vivienda. Luego se coloca las planchas de eternit con ganchos J de 10cm, sobre las cuales se coloca teja trapezoidal vidriada. Detalle #19: , y Detalle #20.



Detalle 19. Estructura de alero. Alero. Fuente: EMUVI. 2011



Detalle 20. Estructura de cubierta. Fuente: EMUVI. 2011.

2.3.3.2 Ventajas del sistema constructivo.

- Al ser éste un sistema constructivo muy utilizado en nuestra ciudad, es mucho más simple su entendimiento y concreción, ya que la mano de obra se encuentra totalmente familiarizada con esta técnica constructiva, obteniendo mejores rendimientos en obra.
- La utilización de losa de cimentación (zapatas amarradas con cadenas), reduce los riesgos de hundimientos diferenciales y agiliza la construcción al no existir la necesidad de grandes excavaciones para muros de cimentación.
- La losa alivianada de entrepiso, está compuesta de bloques de pómez en su interior, produce un ahorro de hormigón muy significativo en relación a la losa maciza.
- La estructura metálica de la cubierta es de fácil y rápido armado, además de ser muy resistente y tener un muy buen acabado final al colocar la teja como tapas sobre las planchas de fibrocemento.

2.3.3.3 Desventajas del sistema constructivo.

- Este sistema no aporta nada nuevo en el campo de la tecnología constructiva, simplemente se repite lo que se hace durante ya muchos años en el campo constructivo en Cuenca.
- Al no existir ningún componente prefabricado, toda la construcción se realiza en sitio, colocando uno a uno los elementos constitutivos de la edificación, aumentando así los costos tanto en mano de obra como en materiales.
- Para la fundición de todos los elementos de hormigón armado de la vivienda, se requieren gran cantidad de encofrados de madera, que en su mayoría no son reciclados produciendo un gran desperdicio.
- La mampostería de las paredes queda relativamente suelta, al encontrarse anclada a la estructura de la vivienda únicamente con chicotes; lo cual ante un sismo provocaría el fácil desprendimiento de las mismas.

2.3.4 Laguna del Sol.-

Comprende 325 viviendas, es un proyecto que se fundamenta en la Ordenanza municipal "lotizaciones y urbanizaciones progresivas de carácter de interés social". Conformar una ciudad satélite, en el kilómetro seis y medio de la vía El Valle-Santa Ana. Fig. #13,14,15. Fuente: Tesis "Determinación de áreas de suelo destinado a programas de vivienda de interés social dentro del área urbana y de expansión de la ciudad de Cuenca". 2006.



Figura 13. Urbanización Laguna del Sol. Fuente: Tesis "Determinación de áreas de suelo destinado a programas de vivienda de interés social dentro del área urbana y de expansión de la ciudad de Cuenca". 2006.



Figura 15. Ídem figura 13.

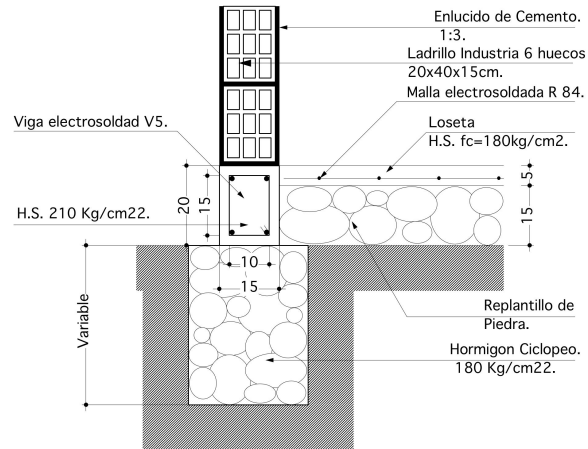


Figura 14. Ídem figura 13.

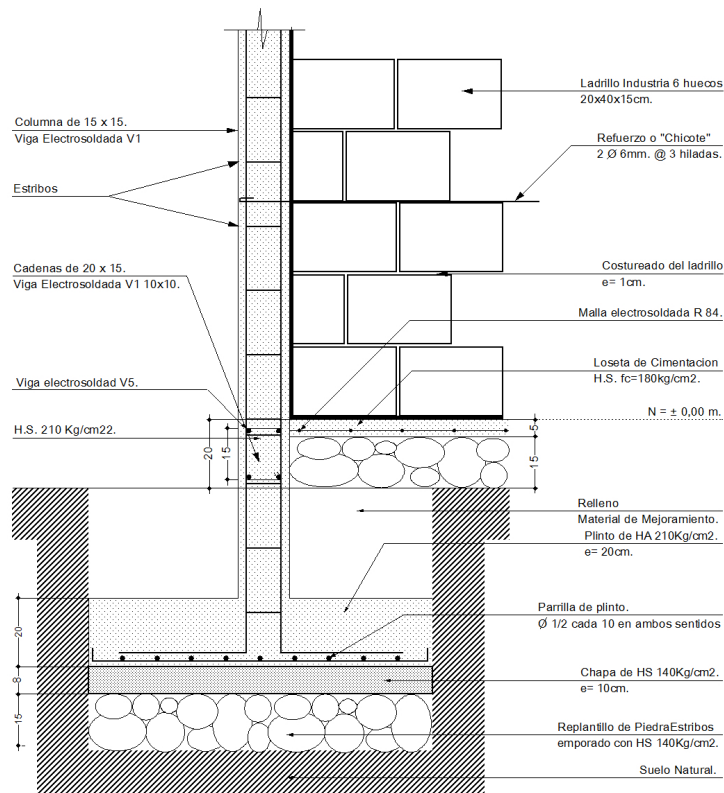
2.3.4.1 Sistema constructivo:

2.3.4.1.1 *Cimentación.*

El sistema de cimentación es corrida, excavándose unos 80cm aproximadamente. Se utiliza piedra de cantera, con hormigón ciclópeo., Sobre el cual se le se colocan cadenas electro soldadas de sobre cimient, para asentar las paredes. Finalmente se arma una losa de 5cm de espesor con una resistencia de 180 Kg/cm^2 , sobre un replantillo de piedra de 15cm. Detalle #21.



Detalle 21. Cimentación. Fuente: Tesis: Investigación y Propuesta de Vivienda de Interés Social como aporte al programa de Vivienda en el 2007.



Detalle 22. Ídem figura 21.
ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

2.3.4.1.2 Estructura.

Toda la estructura es de hormigón armado; las cadenas se realizan con vigas electro soldadas V5 de 15 x 20 cm, las columnas con vigas electro soldadas V1 de 10 x 10cm. Detalle #22.

2.3.4.1.3 Paredes de Relleno.

Las paredes son de ladrillo industrial de 6 huecos, el mismo que se enluc posteriormente. A la columna se le añaden chicotes para lograr un solo cuerpo con las paredes. Detalle #22.

2.3.4.1.4 Entrepisos.

Esta formada por vigas prefabricadas postensadas sobre encofrados metálicos apoyados en pasadores provisionales. Esta vigas tienen una luz de 3,5m; la separación entre las viguetas es de 60 cm. Encima de esta se colocara una capa de hormigón de 6cm. Detalle #23.

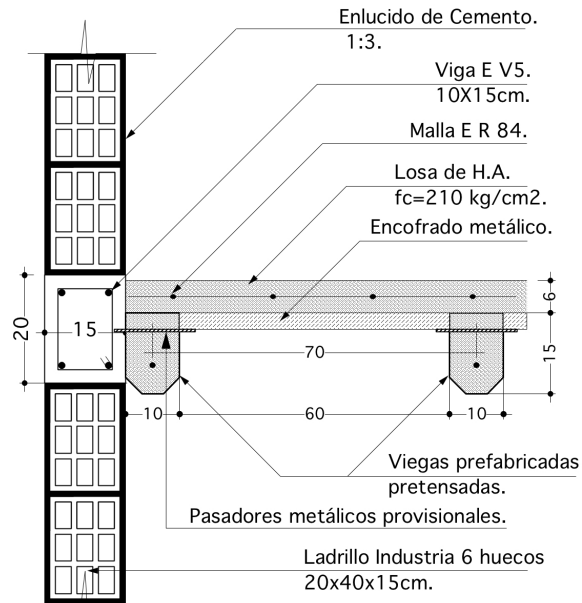
La grada es de estructura de tubo cuadrado, empotrado al piso y a la losa de entrepiso, a las huellas y contrahuellas se coloca tabla triplex de 3cm y encima de esta va alfombra. El pasamano se lo arma con estructura redonda al cual se le coloca tabla MDF, a los costados.

2.3.4.1.5 Cubierta.

Se realiza con estructura metálica, con 2G de 80x40x15x2mm, las cuales se unen a las vigas y columnas con chicotes previamente dejados en las estructura. Las correas son de 80x40x15x2mm colocándose cada 1m. Las cuales se sueldan a la estructura, para la colocación de la placa de cubierta de eternit, sujetándose con tirafondos a la estructura metálica de 10cm y capuchones. Sobre estas planchas se le coloca teja industrial. Detalle #24.

2.3.4.2 Ventajas del Sistema Constructivo:

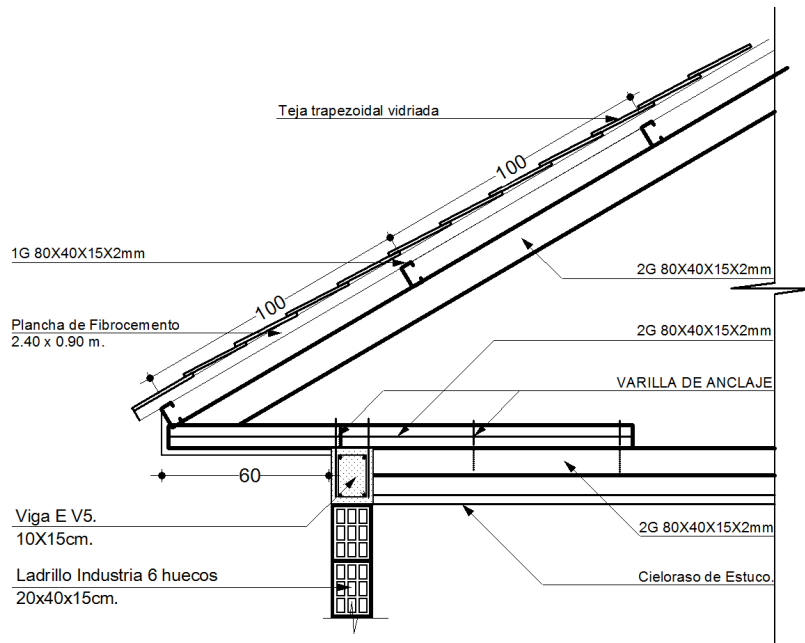
- Al igual que en los casos anteriores de vivienda de interés social, el hecho de introducir elementos constructivos prefabricados en obra es una ventaja importante en lo que se refiere a disminución de tiempos y mano de obra. Además de un mejor control de calidad de los elementos; en este caso, la utilización de vigas pretensadas prefabricadas y cofres apoyados en dichas vigas, aportó a una mayor rapidez en la construcción.



- El sistema estructural utilizado en la urbanización demuestran que tanto el diseño como la estructura funcionan adecuadamente, debido a la forma de caja estructural entre la cimentación y la estructura con sus refuerzos tanto horizontales como verticales.
- La estructura metálica de la cubierta es de fácil y rápido armado además de ser muy resistente y tener un muy buen acabado final al colocar la teja como tapas sobre las planchas de fibrocemento.

2.3.4.3 Desventajas del Sistema Constructivo:

- Al ser la estructura de la vivienda de hormigón armado construido de forma tradicional, esto implica encofrados, fundiciones en obra desencofrado, etc., lo cual significa mayor tiempo en construcción, desperdicio de materiales; además de no existir un aporte significativo en el campo tecnológico constructivo.
- La mampostería de las paredes queda relativamente suelta, al encontrarse unida a la estructura de la vivienda únicamente con chicotes; lo cual ante un sismo provocaría el fácil desprendimiento de las mismas.
- Las viguetas prefabricadas son relativamente pesadas, esto implica un transporte y montaje un tanto más complicado que las construcción tradicional. Este sistema con viguetas es recomendable en construcción masiva.



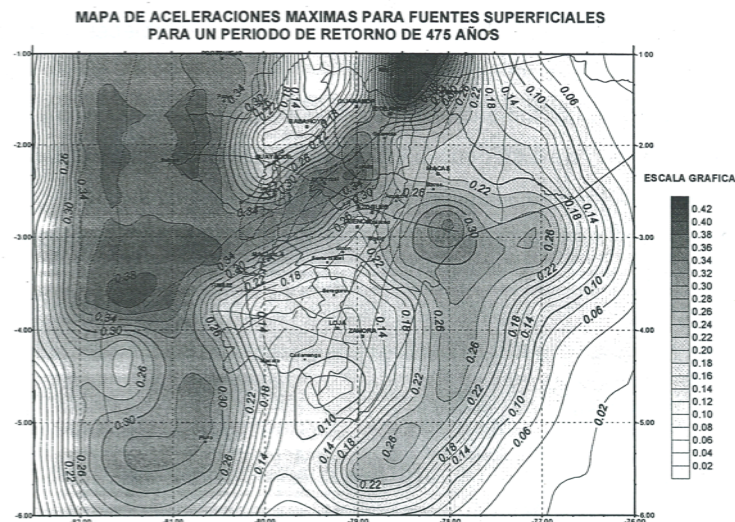


Figura 16. Fuente: Tesis de Ingeniería “Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación”. Juan Carlos Jiménez Pacheco. 2001.

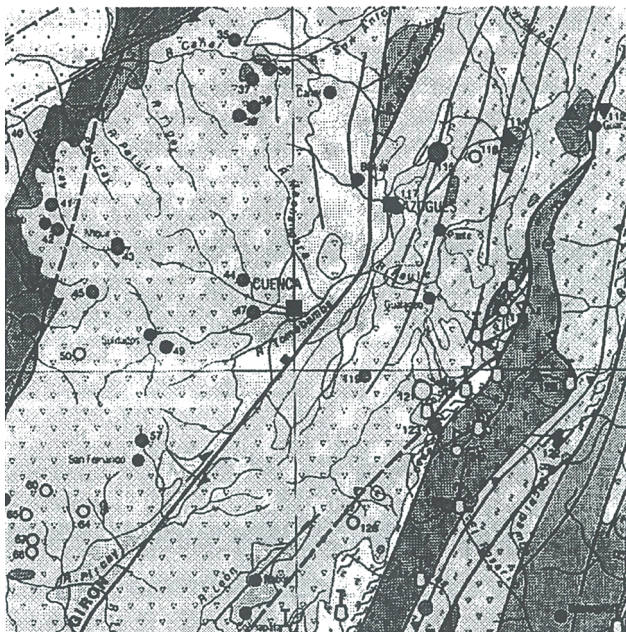


Figura 17. Ídem figura 16.

CAPITULO 3. RIESGO SÍSMICO EN EL AUSTRO.

3.1 Historial sísmico. Red sísmica del Austro.

Como se conoce, el Ecuador, se encuentra en el cinturón de fuego del pacífico, que es una zona de alta sismicidad a nivel mundial. En la Región Austral del país los mayores sismos se han producido en las provincias de Loja y el Oro. De acuerdo a los registros sísmicos, se conoce una sismicidad histórica desde 1560 hasta 1900; y una sismicidad instrumental a partir de 1900 hasta la fecha.

De acuerdo a estos registros, en la ciudad de Cuenca, se produce un fuerte temblor el 10 de febrero de 1856, destruyéndose algunas casas. En 1913 se produjeron fuertes sismos, los días 23 y 28 de febrero, provocando, daños muy severos en Gonzanama, San Pedro y Molleturo, así mismo en la misma fecha, en el cantón Girón, siendo el sismo de mayor intensidad con 6,5 a 7,25 en la escala de Richter, se destruyeron varias viviendas, incluida la iglesia.

El cantón Girón, se considera una zona de riesgo, puesto que en esta región cruzan 12 fallas geológicas. La más grande inicia a 30 Km al sur del cantón Girón y se extiende aproximadamente 200 kilómetros; pasando cerca de la capital azuaya, pasa por la provincia del Cañar y finaliza al sur de la provincia de Chimborazo, presentando una actividad muy alta. Esta falla es monitoreada de forma permanente debido al alto grado de peligrosidad que representa para el sur del país; por este motivo, es que se adoptó el Sistema de Fallas Girón como base de definición de la acción sísmica, aunque se carece todavía de la información geológica suficiente.

A continuación se muestra el mapa de peligrosidad sísmica de la Región Austral del Ecuador para fuentes sísmicas superficiales, y el mapa de localización del Sistema de Fallas Girón respecto de la ciudad de Cuenca, en las Fig. #16, #17, respectivamente.

3.2 Vulnerabilidad sísmica en Cuenca.

Para la definición de la acción sísmica en estudios de vulnerabilidad se debe integrar y sintetizar estudios de peligrosidad sísmica a nivel regional

(macrozonificación) y a nivel local (microzonificación o estudios de los efectos locales del terreno.).

El estudio de peligrosidad sísmica a escala regional reportó para la ciudad de Cuenca un nivel de aceleración máxima de 0.25g, para un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (o con un periodo de retorno de 475 años, que es el prescrito por los Códigos para diseño sísmico de edificios), resultado que sitúa a la ciudad de Cuenca como zona con moderado peligro sísmico. Además se identificó que las fuentes sísmicas de tipo superficial relacionadas con la acumulación de energía en las fallas geológicas gobiernan la peligrosidad sísmica de la ciudad de Cuenca. Fig. #18.

A nivel local el estudio de microzonificación de la ciudad de Cuenca dio como resultado, la existencia de dos tipos de terrenos principalmente:

- Terrenos aluviales: debido a que Cuenca se encuentra asentada básicamente sobre terrazas de origen aluvial, compuestas por capas conglomeráticas de matriz areno-arcillosa distribuidas en los márgenes de los ríos, de donde se espera un aceptable comportamiento dinámico.
- Terrenos blandos: identificados en zonas muy puntuales al norte de la ciudad, como son El Vecino y Bellavista (Sector de Miraflores); caracterizados por una serie de capas superpuestas de materiales finos limos-arcillas en capas repetidas y con propiedades expansivas.

A continuación se presenta el plano resultante de la investigación del proyecto PRECUPA (Prevención- Ecuador en la Cuenca-Paute.), en donde podemos observar en amarillo la zona constituida por material de origen fluvio-glacial, aluvial, con buen comportamiento sísmico y en sus contornos otras conformaciones de suelos mas blandos. Fig. #19.

El cantón Cuenca tiene una alta propensión a deslizamientos de tierra, existen al menos 10 sectores que son catalogados como inseguros por las autoridades. Estos son: Turi, Nulti, Paccha, Viola, San Vicente, Guzho, Sidcay, Santa María del Vergel, Los Trigales y Sinincay. Existen en el cantón una infinidad de construcciones hechas sin los permisos municipales respectivos. Además, estas estructuras han sido edificadas en sitios calificados como vulnerables; ya que según el director de Control Urbano de Cuenca las ordenanzas del cabildo no exigen por el momento la presentación de planos estructurales para la construcción de viviendas que tienen menos de cuatro pisos; a esto, se suma que se cuenta apenas con 18 inspectores municipales para el control de las edificaciones en la capital

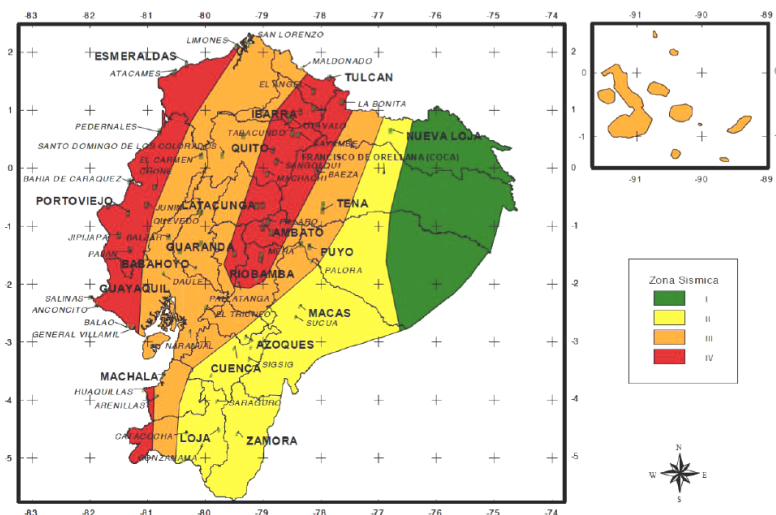
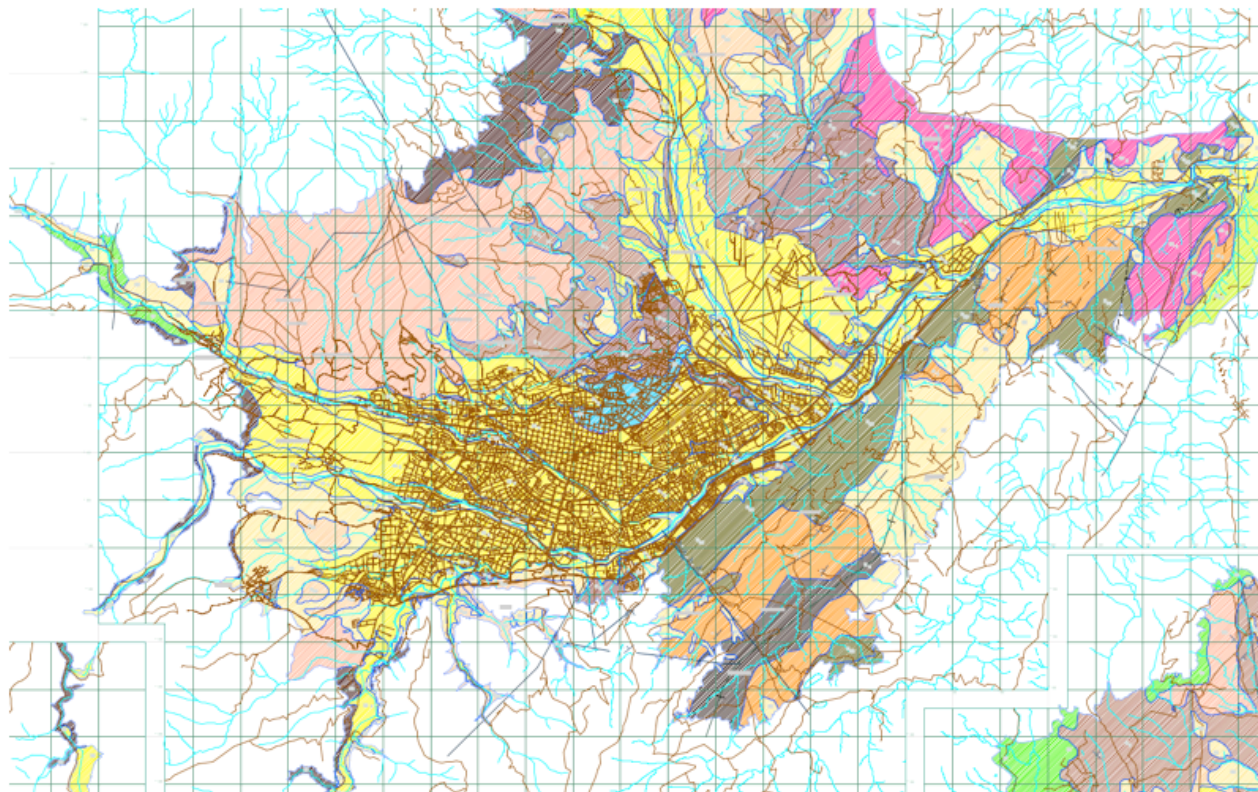


TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40



Figura 18. Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculos para Diseño Sismorresistente. INEN 5:2001.



azuaya. Fuente: Municipalidad de Cuenca. Control Urbano. 2010.

La Red Sísmica del Austro realizó un estudio en 64200 casas y edificios de mampostería no reforzada (MNR) y hormigón armado (HA) de Cuenca, en el 2002. Se determinó que el 60% no cumplía las normas de construcción para resistir sismos mayores a seis grados en la escala de Richter. El estudio lo actualizó la Cámara de Comercio de Cuenca en el 2006 y la tendencia se mantenía.

Figura 19. Fuente: Proyecto PRECUPA. Prevención de Desastres Naturales en la Cuenca del Río Paute. Cooperación Ecuatoriana – Suiza. 1998.

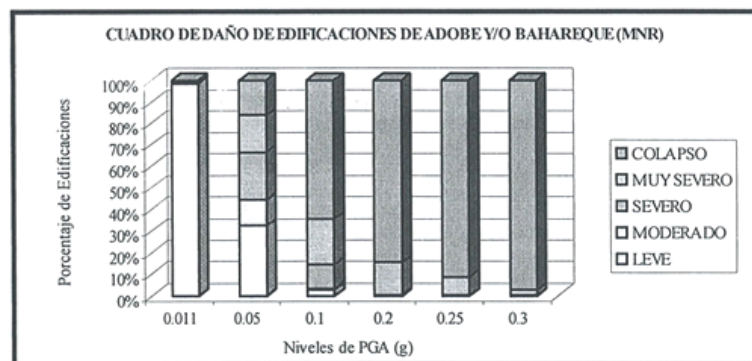


Figura 20. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco. 2001.

ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

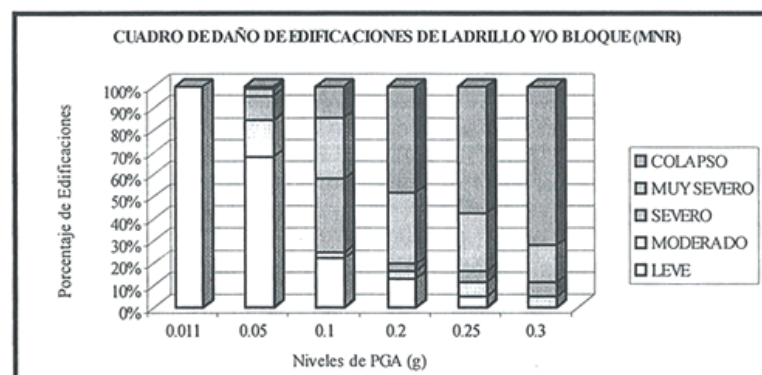


Figura 21. Ídem figura 20.

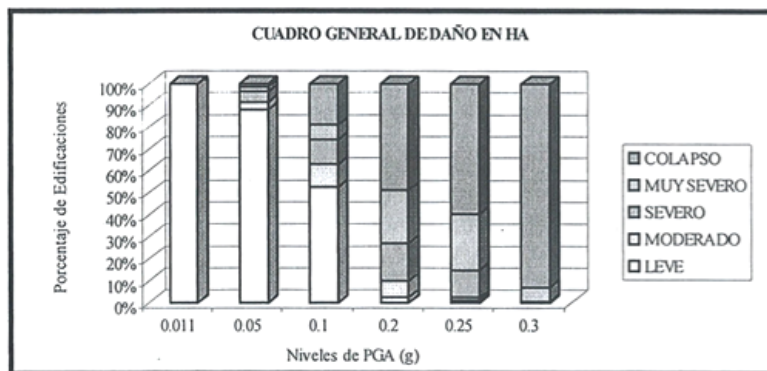


Figura 22. Ídem figura 20.

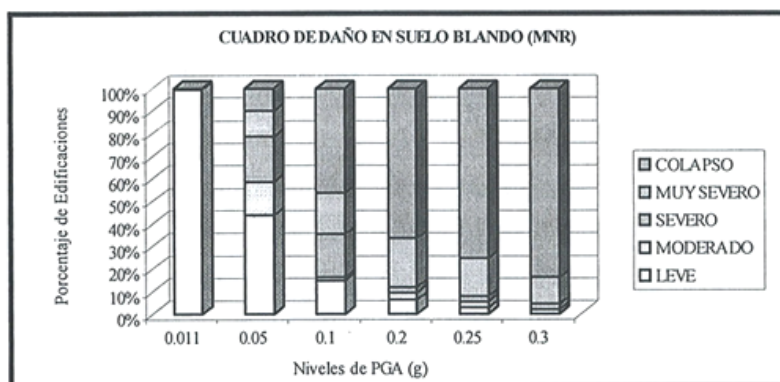


Figura 23. Ídem figura 20.

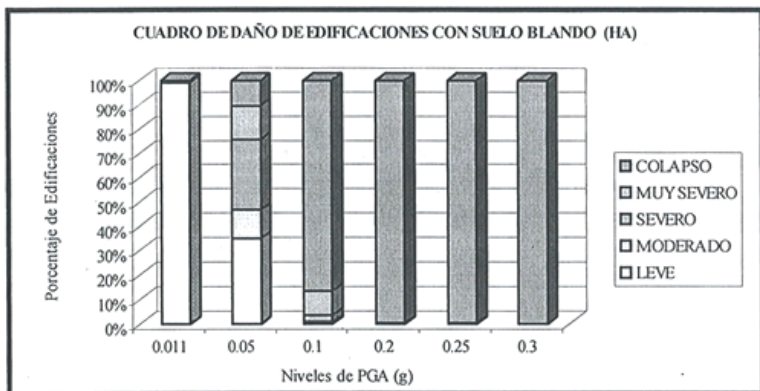


Figura 24. Ídem figura 20.

ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

Este estudio muestra que las edificaciones de MNR con materiales tradicionales exhiben daños severos en todos los escenarios de daño sísmicos. Para los sismos severos (0.20g, 0.25g, y 0.30g) las edificaciones han colapsado en su gran mayoría, pocas no tienen un grado de daño muy severo. Para estos mismos sismos, en las edificaciones de paredes de ladrillo y/o bloque, si bien se mantiene la tendencia de la predominancia de edificaciones colapsadas, puede notarse que la incidencia porcentual de los daños muy severos es más significativa. Fig. #20, #21.

En edificaciones de HA la evolución porcentual de los daños severos (muy severo y colapso) es, en términos generales, semejante a la de las edificaciones de MNR, excepto para el sismo de 0.3g, en donde se evidencia mayor gravedad de daños para los edificios de HA. Puede apreciarse también, aunque en menor grado, una mayor gravedad de escenarios de daño en las edificaciones de MNR para los sismos leves (0.05g, y 0.10g). Fig. #22.

Dentro de los edificios de HA y más específicamente en edificios con una topología de losa plana, resultan en general más afectados, que los aporticados. Esto es grave pues en la ciudad de Cuenca los edificios con esta tipología son ampliamente predominantes (alrededor del 95% del universo de edificios.)

Es importante mencionar que para todos los niveles sísmicos los daños en suelo blando son de mayor gravedad, con relación a las edificaciones colapsadas; sin embargo, a diferencia de lo que ocurre en las edificaciones de MNR la influencia del tipo de suelos en las edificaciones de HA es mayor; esto es debido a los rangos de periodos de vibración que ocurren en cada una de las tipologías. Ventajosamente el tipo de suelo blando existe en zonas puntuales de la ciudad, como se indicó anteriormente. Fig. # 23, #24 y #25.

Por el momento, Cuenca no tiene definido un plan de evacuación y tampoco el Comité de Operaciones Emergentes; las instituciones, tanto públicas como privadas, tampoco poseen un plan para enfrentar desastres. Se han realizado charlas sobre el tema, pero muy generales. Los bomberos advierten que la capital azuaya carece de zonas adecuadas para realizar evacuaciones masivas. El sector de Tarqui, a 15 minutos de Cuenca. Fig. #26; la zona de Gullanzhapa, a 10 minutos de la ciudad y el parque de El Paraíso, son las únicas zonas seguras con las que se cuenta en caso de una emergencia. Fuente: Fernando Figueroa, subcomandante del cuerpo de Bomberos.



Figura 25. Centro histórico de la ciudad de Cuenca. Fuente Google maps. 2012.

Por esa realidad estamos más cerca de una tragedia similar a la de Haití, Fig #27; dice Enrique García, de la Red Sísmica del Austro de la Universidad de Cuenca. Según datos de la Red Sísmica, en el Austro se registran de tres a cuatro sismos imperceptibles (menor a tres grados) al día.

Esta deficiencia constructiva se da a pesar de que en el Código Ecuatoriano de la Construcción en sus Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculo para Diseño Sismo Resistente, se establece un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño de estructuras que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil; tiene el propósito de defender de la vida y la propiedad; una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este reglamento debe ser capaz de resistir además de las fuerzas que le impone su uso, temblores pequeños sin daños, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente, con algún daño en elementos no estructurales, y un temblor fuerte sin colapso o pérdida de vidas humanas.



Figura 26.
Panorámica de la
ciudad de Cuenca
desde Turi. Fuente: El
Autor. 2011.



Este código es de aplicación nacional, por lo tanto, todos los profesionales e instituciones públicas y privadas dedicados a tareas de diseño, construcción o fiscalización, tienen la obligación de cumplir y hacer cumplir los requisitos mínimos aquí establecidos. Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción. CPE INEN 5:2001 Parte 1. Cap. 12. 2001-08.

Es importante destacar que el Código Ecuatoriano no es Ley de la República, es únicamente una obligación; a diferencia de, por ejemplo, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente que por medio del decreto 1000 del 2010 que modificó al 919 de 2008, es ley de la República Colombiana, el mismo que dio lugar a un nuevo reglamento NSR-10 que ésta actualmente en vigencia desde el 15 de julio del 2010.

En cuanto a los terremotos registrados más recientes y cercanos a la ciudad de Cuenca tenemos: el más cercano que ocurrió en junio del 2011, con una magnitud de 4,3; con una profundidad focal de 101 Km, en la Troncal provincia del Cañar. Un segundo sismo más distante pero más reciente, con una magnitud de 4,6; con una profundidad focal de 35 Km, que ocurrió igualmente en la Troncal, en octubre del 2011. Como se puede ver en la Fig #28. Los mismos que no afectaron a la ciudad de Cuenca.

3.3 Método para estimación de índices de vulnerabilidad de las edificaciones.

Para efectos de esta tesis y con el afán de analizar la vulnerabilidad sísmica a la que se encuentran expuestas algunas de las nuevas soluciones de vivienda de interés social, realizadas por el estado o por iniciativas particulares; se creyó conveniente optar por el método de Índices de Vulnerabilidad de Edificaciones. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco. 2001.

3.3.1 Justificación del método

Este método fué escogido debido a que tiene una amplia aceptación en el campo de la ingeniería sísmica. (fuente: F. Yeppez M. 1999.). El método categoriza de manera muy particular a las edificaciones, a la vez que califica su calidad sísmica; fué desarrollado por investigadores italianos (Benedetti D., et al., 1988). También fué utilizado para el estudio de las edificaciones y su vulnerabilidad en Cuenca, por la Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de

Figura 27. Terremoto en Haití. Fuente: culturamix.com. 2010.



Figura 28. Terremotos recientes registrados cerca de Cuenca. La troncal Provincia del Cañar. Fuente: Google maps 2012.

Simulación”, Juan Carlos Jiménez Pacheco. 2001, con sus debidas adaptaciones, obteniendo muy buenos resultados. Además, este método, por medio del análisis de ítems de vulnerabilidad, permite de una manera simple identificar las falencias o fortalezas desde el punto de vista sísmico de las edificaciones, sin necesidad de profundizar demasiado en calculos, que pueden llevar a distorsionar los resultados.

3.3.2 Presentación del método: Ítems de vulnerabilidad y calificación:

El método italiano considera un nuevo tipo de clasificación de las edificaciones, que consiste en atribuir un valor numérico a cada edificio, el cual es indicador, de su potencial o calidad sismorresistente. A este número se le denomina Índice de Vulnerabilidad, I_v , y su valor es dependiente de otros valores numéricos que miden a su vez, la calidad sísmica de ciertos componentes y características estructurales relevantes en la respuesta sísmica del edificio, y que se denominan como *ítems de vulnerabilidad*.

Puesto que ciertos ítems de vulnerabilidad tienen mayor incidencia que otros en el comportamiento sísmico de las edificaciones, la fórmula matemática que optó el índice de vulnerabilidad, como número calificador de potencial o calidad sismorresistente, fue el de un suma ponderada de las calificaciones parciales de los ítems de vulnerabilidad considerados. Fig. #29.

En donde “n” es el numero de ítems de vulnerabilidad considerados; “wi” es la calificación de calidad sísmica y “Ki” el factor de ponderación, de cada ítem de vulnerabilidad, con una escala definida de calificaciones que van desde la “A” como óptima, hasta la “C” como pésima; así se muestra en el siguiente cuadro. Fig. #30.

Mientras mayor sea el número de ítems mayor será el detalle del estudio, y mientras menor sea el número de estos ítems el estudio será más simple pero menos exacto.

El método italiano considera para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones 10 ítems de vulnerabilidad; cabe destacar, en cambio, que en la tesis de ingeniería antes mencionada se agrega un ítem más, haciendo un total de once; este nuevo ítem en este caso hace referencia al “estado de conservación del la edificación”, puesto que el universo de estudio que le compete a dicha tesis es de edificaciones que se encuentran dentro del área urbana de la ciudad de Cuenca, las cuales en su mayoría son de la época republicana, en consecuencia el estado de la conservación de la vivienda es relevante para dicho estudio en particular, pero no lo es en el presente trabajo.

$$I_v = \sum_{i=1}^n k_i w_i$$

Figura 29. Formula. Fuente: Tesis de Ingeniería “Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación”. Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

Nº	Parámetro	k _i (A)	k _i (B)	k _i (C)	Peso W _i
1	Organización del sistema resistente	0	1	2	4.0
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	1.0
3	Resistencia convencional	-1	0	1	1.0
4	Posición del edificio y cimentación	0	1	2	1.0
5	Diafragmas horizontales	0	1	2	1.0
6	Configuración en planta	0	1	2	1.0
7	Configuración en elevación	0	1	3	2.0
8	Conexión entre elementos críticos	0	1	2	1.0
9	Elementos de baja ductilidad	0	1	2	1.0
10	Elementos no estructurales	0	1	2	1.0
11	Estado de conservación	0	1	2	2.0

Calificaciones y pesos de ponderación de ítems de vulnerabilidad (HA)

Figura 30. Fuente: Tesis de Ingeniería “Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación”. Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

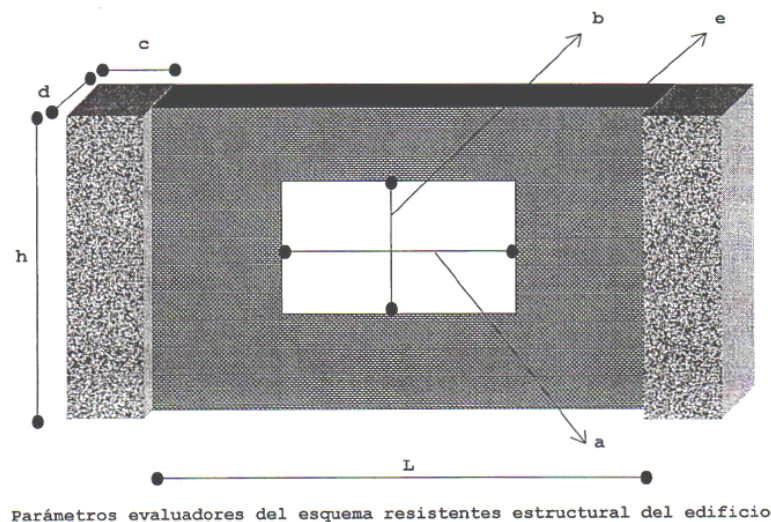


Figura 31. 1. Relación T/H. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

Por lo tanto en el estudio y análisis de las viviendas de interés social y su vulnerabilidad, que desarrolla esta tesis, se creyó conveniente la utilización del formulario de vulnerabilidad adoptando 10 ítems, únicamente, puesto que las viviendas objeto de este estudio son de construcción relativamente recientes, siendo en este caso irrelevante su estado de conservación.

A continuación se detallan brevemente estos 10 ítems de vulnerabilidad que se utiliza para el presente estudio y su respectiva calificación de cada parámetro; tomando como fuente: la Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación", Juan Carlos Jiménez Pacheco. 2001.

3.3.2.1 Formulario de vulnerabilidad.

Ítem 1: Tipo de organización del sistema resistente:

Este parámetro analiza las características del esquema resistente estructural del edificio, definiéndolo como aquel que absorbe mas del 70% de la acción sísmica.

La calificación de este parámetro se realiza como se indica en la Fig #31.1.

Calificación A.- Edificio cuyo sistema resistente principal está constituido por un pórtico de hormigón armado y muros de mampostería; que cumplan con los siguientes requisitos:

1. Los muros de mampostería están formados por elementos consistentes, como ladrillos macizos a semiacizos, cuyo material de unión es un mortero de buena calidad.
2. Los espacios huecos del muro de mamostería no supera el 30% del área de la superficie total del muro ($a*b < 0.3 h*L$).
3. La relación de esbeltez de los muros (altura / espesor) es inferior a 20 ($h/e < 20$).
4. La separación entre la viga y la parte superior del muro es inferior a 1cm.
5. La distacia que el muro sobresale respecto del pórtico debe ser menor que el 20% de la dimensión del espesor del muro.
6. El área de las columnas que limita el muro debe ser mayor que 25 veces el espesor de dicho muro (en cm) ($c*d > 25e$).
7. La resistencia al cortante, t , de los muros de mampostería no reforzada debe ser igual que $30-35 T/m^2$.

Calificación B.-Edificio cuyo sistema principal está constituido por pórticos de muros de mampostería que cumplen los siguientes requicitos:

1. Los muros de mampostería están formados por elementos consistentes, como ladrillos macizos o memimacizos, cuyo material de unión es un mortero de buena calidad.
2. Los espacios huecos del muro de mampostería debe ser menor al 60% del área de la superficie total del muro ($0.3 h \cdot L \leq a \cdot b < 0,6bh \cdot L$).
3. La relación de esbeltez de los muros (altura / espesor) es menor a 30 ($h/e < 30$).
4. La separación entre la viga y la parte superior del muro es inferior a 3cm.
5. La distancia que el muro sobresale con respecto al pórtico debe ser menor que el 30% de la dimensión del espesor del muro.
6. El área de las columnas que limita el muro debe ser mayor que 20 veces el espesor de dicho muro (en cm) ($c \cdot d > 20e$).
7. La resistencia al cortante, t , de los muros de mampostería no reforzada debe ser mayor o igual a $15 - 20 \text{ T/m}^2$.

Calificación C.- Edificio que no cumple con los requisitos anteriores.

Con este parámetro se procura evaluar la calidad del sistema resistente en cuanto a su configuración; considera un factor importante la aportación que tendrían los muros de mampostería, siempre y cuando dichos muros no presenten aberturas muy grandes, ya que esto ocasionaría que disminuya la rigidez del muro y que se generen concentraciones de esfuerzos en las esquinas. También verifica que los paneles de mampostería no presenten valores de esbeltez excesivamente altos, ya que pueden originarse problemas de inestabilidad en el muro.

Ítem 2: Calidad del sistema resistente.

Este parámetro evalúa la calidad del sistema resistente en cuanto a materiales mano de obra, calidad en la ejecución. Se estudia, para ello diversos detalles constructivos, que puedan afectar la respuesta sísmica de la estructura.

La calificación se realiza según el siguiente examen de parámetros:

Calificación A.-Edificio que presenta las siguientes características:

1. El hormigón presenta buena resistencia, resistencia al rayado, no existe zonas de porosidad excesiva ni con irregularidades mayores.
2. El refuerzo de acero es corrugado y no se lo puede observar en la superficie de los elementos estructurales.

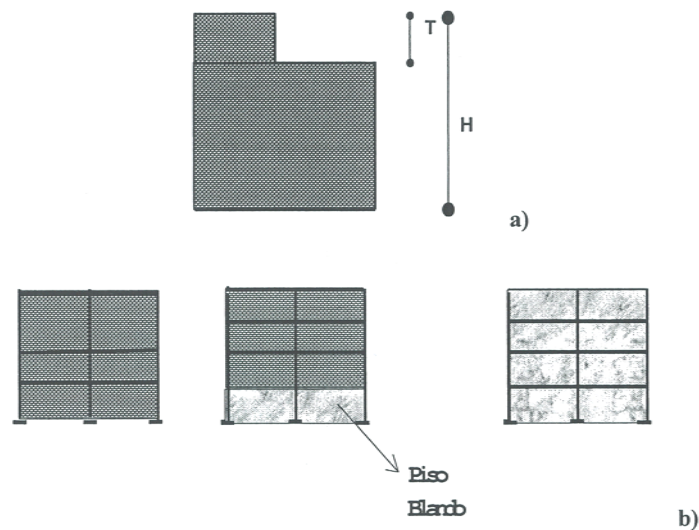


Figura 31. 2. Relación T/H. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

3. Los paneles de mampostería presentan elementos consistentes en buen estado, unidos con un mortero resistente que tiene una buena resistencia al rayado.
4. La información que se tiene sobre la estructura da la pauta de que se ha utilizado una mano de obra buena.

Calificación B.-Edificios cuyas características no se clasifican como A o como C.

Calificación C.-Edificios que presentan al menos dos de las siguientes características:

1. El hormigón es de mala calidad.
2. El refuerzo de acero se encuentra visible, oxidado o mal distribuido.
3. Las juntas de construcción se han construido de manera deficiente.
4. Los paneles de mampostería son de mala calidad.
5. La calidad del procedimiento constructivo y ejecución de la obra es baja.

Ítem 3: Resistencia convencional.

El parámetro de resistencia convencional requiere de cálculos estructurados simplificados, en base a la relación entre el cortante actuante en la base y el cortante resistente de la estructura. El cortante actuante se define a partir de un espectro elástico de respuesta, mientras que el cortante resistente está basado en la capacidad del cortante del sistema resistente estructural.

La evaluación del cortante resistente C , se realiza de la siguiente manera:

$$\text{Formula\#1: } C = (A^\circ * \tau) / q N.$$

De donde, Formulas #1a y 1b:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s ; A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t.$$

N: Número de pisos.

A_t : Área total de la planta en m^2 .

A_x, A_y : A_x : Áreas totales de las secciones resistentes (de hormigón armado y de mampostería) en los sentidos X y Y respectivamente.

A° : Valor mínimo entre A_x y A_y dividido por A_t .

h : Altura media de los pisos en metros.

P_m : Peso específico por unidad de área del sistema resistente en T/m^3 .

τ : Resistencia al cortante de los elementos del sistema resistente, obtenida como la ponderación entre los valores resistentes a cortante de cada uno de los materiales que contribuyen el sistema resistente estructural (en este caso hormigón y mampostería) mediante la relación:

$$\tau = (\sum \tau_i * A_i) / \sum A_i$$

en donde puede apreciarse que el factor de ponderación son los porcentajes relativos de las áreas contribuyentes.

Reemplazando estos valores en las Fórmulas #1a y 1b, se tiene:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s.$$

$$A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t.$$

Reemplazando estos valores en la Fórmula#1, se tiene:

$$C = (A^\circ * \tau) / q N.$$

El cortante actuante se evalúa utilizando el coeficiente sísmico, C_s , de la fórmula de cortante basal. El subcomité de estudio sobre peligro sísmico para el código ecuatoriano de la construcción, asume la siguiente fórmula de cálculo:

Cortante Actuante, Fórmula#2: $C_s = (1,25 * S) / T.$

S: Coeficiente de suelo. Según Fig #38.

T: Período de vibración:

$$\text{Fórmula \#2a: } T = C_t (h)^{3/4}$$

C_t : 0,0488, prescrito para otras estructuras.

h : Altura total del edificio.

La evaluación del procedimiento requiere del cálculo de un coeficiente α que es la relación entre el cortante resistente y el cortante actuante mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = C / (Z * C_s)$$

Z: Valor que esta en función de la zona sísmica que para la ciudad de Cuenca es de 0.25. Fig#3. Capítulo #1.

Una vez evaluado el coeficiente α la calificación se la realiza como se indica a continuación:

Calificación A: Si $\alpha \geq 1,5$

Calificación B: Si $0.7 \leq \alpha < 1.5$

Calificación C: Si $\alpha < 0.7$

Ítem 4: Posición del edificio y de la cimentación.

Con este parámetro cualitativo se evalúa la influencia del terreno en el comportamiento sísmico de la edificación; además se penaliza a aquellas edificaciones que se encuentran sobre terrenos de pendiente pronunciada.

Calificación A.- Edificios cimentados sobre terreno estable con pendiente inferior al 15%, o bien sobre roca con pendiente no superior al 30%.

Calificación B.- Edificios que no cumplen con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.

Calificación C.- Edificios cuya cimentación es insuficiente para cualquier tipo de presente en el emplazamiento. Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente superior al 30% o bien sobre terreno rocoso con pendiente superior al 60%.

En la evaluación de este parámetro también se debe observar si existen diferencias en las cotas de cimentación.

Ítem 5: Losa de entrepisos.

Se examinan dos cualidades importantes:

1. Rigidez en el plano.
2. Conexión entre losa y los elementos verticales.

El método califica a este parámetro según los siguientes criterios:

Calificación A.- Edificios con losas rígidas y bien conectadas a los elementos resistentes verticales. Estos requisitos deben ser cumplidos en losas que representen al menos el 70% del área total de superficie.

Calificación B.- Edificios que no cumplen los requisitos especificados para la calificación A o C.

Calificación C.- Edificios con losas poco rígidas, con conexiones deficientes y cuya área de losas que cumplen los requisitos de la calificación A representan menos del 30% de la superficie total.

Ítem 6: Configuración en planta.

Este parámetro tiene en cuenta la distribución de masas y rigideces, así como la forma en planta del edificio. Las calificaciones posibles se realizan

en base a ciertos valores obtenidos a partir de las dimensiones de la Fig # 40, definiendo los factores β .

Factores β :

$$\beta_1 = a/L.$$

$$\beta_2 = e/d.$$

$$\beta_3 = v/L_v.$$

$$\beta_4 = c/d. \text{ En donde:}$$

a: Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión menor del bloque principal del edificio.

L: Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión mayor del bloque principal.

e: Excentricidad existente entre el centro de masas, CM, y el centro de rigideces, CR.

d: Dimensión en planta del edificio en la dirección más desfavorable.

b y c: Son las longitudes de la mayor protuberancia del cuerpo principal del edificio.

v : Longitud del volado del edificio.

L_v :Longitud del vano adyacente al volado del edificio.

Las relaciones de β_2 y β_3 se consideran los valores máximos posibles, mientras que la relación β_4 se toma como la mínima posible.

Una vez evaluado los factores β , se procede a la calificación del parámetro mediante las siguientes indicaciones:

Calificación A.- Estructura con planta regular que cumple con los siguientes requisitos:

1. Al menos el 70% de los elementos satisfacen que β_3 es menor que 0.2.
2. El factor β_1 es mayor que 0.4.
3. Todas las protuberancias deben cumplir que el factor β_4 sea mayor que 0.5.
4. El factor β_2 es menor que 0.2.

Calificación B.- Estructuras que no cumplen los requisitos especificados para la calificación A ó C.

Calificación C.- Estructuras con plantas muy irregulares que cumplen con al menos unos de los siguientes requisitos.

1. Más del 70% de los elementos satisfacen que β_3 mayor a 0.2.
2. El factor β_1 es menor que 0.2 y en más del 30% de los elementos se cumple que β_3 es mayor que 0.2.

3. Existe al menos una protuberancia sobresaliente del bloque principal, que cumple que β_4 sean menor a 0.25.
4. El factor β_2 es mayor que 0.4.

Ítem 7: Configuración en elevación.

El método italiano considera tres criterios básicos para la evaluación del parámetro de configuración en elevación:

1. El primero de ellos intenta tomar en cuenta la irregularidad en elevación de la estructura, evaluando la relación T/H, como se explica en la Fig. #31.2.a. La utilización de este criterio se basa en los criterios simplificados propuestos por el SEAOC, de los Estados Unidos
2. El segundo criterio se basa en la comparación de factores que cuantifican la variación de masas δM entre pisos consecutivos ($\pm \delta M/M(\%)$), donde M es la masa del piso inferior. También se puede cuantificar con la variación entre superficies, δA de pisos consecutivos ($\pm \delta A/A(\%)$), donde A es la superficie del piso inferior.
3. El tercer criterio toma en consideración el efecto de variación brusca de la rigidez lateral, producida por un cambio repentino del tipo de material utilizado en el sistema resistente, o en una variación importante en una densificación de paredes, originando el fenómeno de piso débil. Como se muestra en la Fig. #31.2.b.

Utilizando estos criterios, el método califica este parámetro utilizando los siguientes criterios:

Calificación A.- La estructura no presenta variaciones significativas del sistema resistente entre dos pisos consecutivos. La relación T/H es menor que 0.1 o mayor 0.9.

Calificación B.- Edificio que no cumple con los requisitos especificados para la calificación A ó C.

Calificación C.- Edificio con variaciones en el sistema resistente, tanto en organización como en disposición en planta, como en cantidad, calidad y tipo de elementos resistentes utilizados. Edificio con un aumento de masas entre pisos consecutivos superior al 20% y, además, se verifica que $0.1 \leq T/H < 0.3$ ó $0.7 < T/H \leq 0.9$. Edificio sin variaciones significativas del

sistema resistente, pero que cumplen que $0.3 \leq T/H \leq 0.7$ y además el aumento de masas entre pisos consecutivos es superior a un 40%.

Ítem 8: Conexión entre elementos críticos.

Son de suma importancia las uniones viga – columna o losa – columna en el comportamiento sísmico de las edificaciones; una deficiente conexión significará un comportamiento no dúctil de las estructuras, pudiéndose provocar un colapso de las mismas frente a una acción sísmica severa.

Para cuantificar este parámetro se definen tres factores γ , los que se ilustran más adelante en la Fig # 48.

$$\gamma = s/b, \gamma_2 = e/b'_{\min}, \gamma_3 = e/b''$$

en donde:

s: Dimensión mayor de la parte sobresaliente de la viga respecto a la cara de la columna.

b: Dimensión de la columna.

e: Excentricidad entre los ejes de las vigas y de las columnas.

b'_{\min}: Menor de las dimensiones entre el ancho de la viga y la columna.

b'': Dimensión de la columna perpendicular a la dirección de verificación de la conexión.

El método prescribe de la siguiente manera la calificación de este ítem:

Calificación A.- Las conexiones presentan buenas condiciones, satisfaciendo los siguientes requisitos:

$$s \leq 0.2 b \text{ ó } s \leq h/2$$

$$e \leq 0.2 b'_{\min}$$

$$e \leq 0.3 b''$$

Calificación B.- Edificios que presentan conexiones en condiciones medias, satisfaciendo los siguientes requisitos:

$$s > 0.4 b \text{ ó } s > h$$

$$e > 0.3 b'_{\min}$$

$$e > 0.4 b''$$

Calificación C.- Edificios que presentan conexiones con condiciones deficientes, verificándose uno de los siguientes casos:

1. Más del 70% de las conexiones no satisfacen los requerimientos especificados para la calificación A.
2. Más del 30% de las conexiones cumplen que:

$$s > 0.4 b$$

$$e > 0.4 b'_{\min}$$

$$e > 0.4 b''$$

Ítem 9: Elementos estructurales de baja ductilidad.

Para que se verifique un adecuado comportamiento sísmico es necesario que las estructuras y los elementos estructurales posean ductilidad. Esto es que sean capaces de absorber y de disipar energía, evitando con esto fallos frágiles que pueden provocar el colapso local o total de las estructuras.

Este parámetro califica elementos estructurales que por su configuración, geometría o localización, presentan una elevada rigidez, son frágiles o muy poco dúctiles. Como se ve más adelante en la Fig # 49.

La calificación de este parámetro se realiza de la siguiente manera:

Calificación A.- Edificios que no presentan elementos estructurales de baja ductilidad o que no se pueden clasificar como B ó C.

Calificación B.- Edificios que presentan elementos estructurales de baja ductilidad:

1. El elemento estructural más corto tiene una altura inferior a la mitad de la altura de los otros elementos (relación h/H).
2. Existe un único elemento estructural con una altura inferior a los $2/3$ de la altura del resto de elementos estructurales, pero dicho elemento requiere de elevada ductilidad.

Calificación C.- Edificios que presentan elementos estructurales de muy baja ductilidad en los cuales se presenta uno de los siguientes casos:

1. El elemento estructural más corto tiene una altura inferior a la cuarta parte de la altura de los otros elementos.
2. Existe un único elemento estructural con una altura inferior a la mitad de la altura del resto de elementos estructurales, pero dicho elemento requiere de elevada ductilidad.

Ítem 10: Elementos no estructurales.

Calificación	Rango de Vulnerabilidad
Bajo	$I_v \leq 35$
Medio Bajo	$35 < I_v \leq 45$
Medio	$45 < I_v \leq 55$
Alto	$55 < I_v \leq 65$
Muy Alto	$I_v > 65$

Figura 32. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

Los elementos no estructurales se consideran como aquellos que no participan en el esquema resistente del edificio, clasificando a estos elementos tanto en internos como externos.

Los elementos externos son aquellos que pueden caer hacia el exterior del edificio como, por ejemplo, cornisas, muros, chimeneas, balcones, terrazas, etc. Los elementos internos son aquellos que pueden caer únicamente en el interior de la estructura como por ejemplo: tabiques, muebles, cielos rasos.

A partir de este criterio la calificación se realiza como sigue:

Calificación A.-Edificios con elementos estructurales externos bien conectados al esquema resistente, y cuyos elementos internos son estables aunque no se encuentren conectados fijamente a los elementos estructurales.

Calificación B.-Edificios con elementos externos estables pero que no están conectados a la estructura o que presentan una conexión deficiente. Los muros se encuentran sobre voladizos tienen toda su base apoyada sobre del elemento similar del piso inferior.

Calificación C.-Edificios cuyos elementos estructurales son inestables y se encuentran mal conectados a la estructura, o edificios que no cumplen con los requisitos para calificar como A ó como B. Los ejes de los muros y paneles que se encuentran sobre el voladizo no coinciden en los diferentes pisos.

Luego de obtener los Índices de vulnerabilidad o calidad sismorresistente de las edificaciones de nuestro ámbito de estudio, basados en estos 10 ítems, detallados anteriormente, se normalizan sus valores para ubicarlos en una escala de 0 a 100. Definida esta nueva escala de índices de vulnerabilidad, se establecen cinco intervalos los cuales se describen en el cuadro. Fig. #32.

CAPITULO 4. Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

4.1 Justificación.

Los programas de vivienda que se analizan por medio del método índices de vulnerabilidad son: Mutulista Azuay, Los Nogales, Vista al Río, y Laguna del Sol; de la ciudad de Cuenca.

Estos programas de vivienda han sido escogidos para este análisis, por estar edificados con sistemas constructivos que se han destacado por su innovación, o por su larga trayectoria dentro del ámbito constructivo de la ciudad; además, por ser construcciones relativamente recientes que muestran lo que se está proponiendo, como un panorama constructivo de soluciones habitacionales en Cuenca.

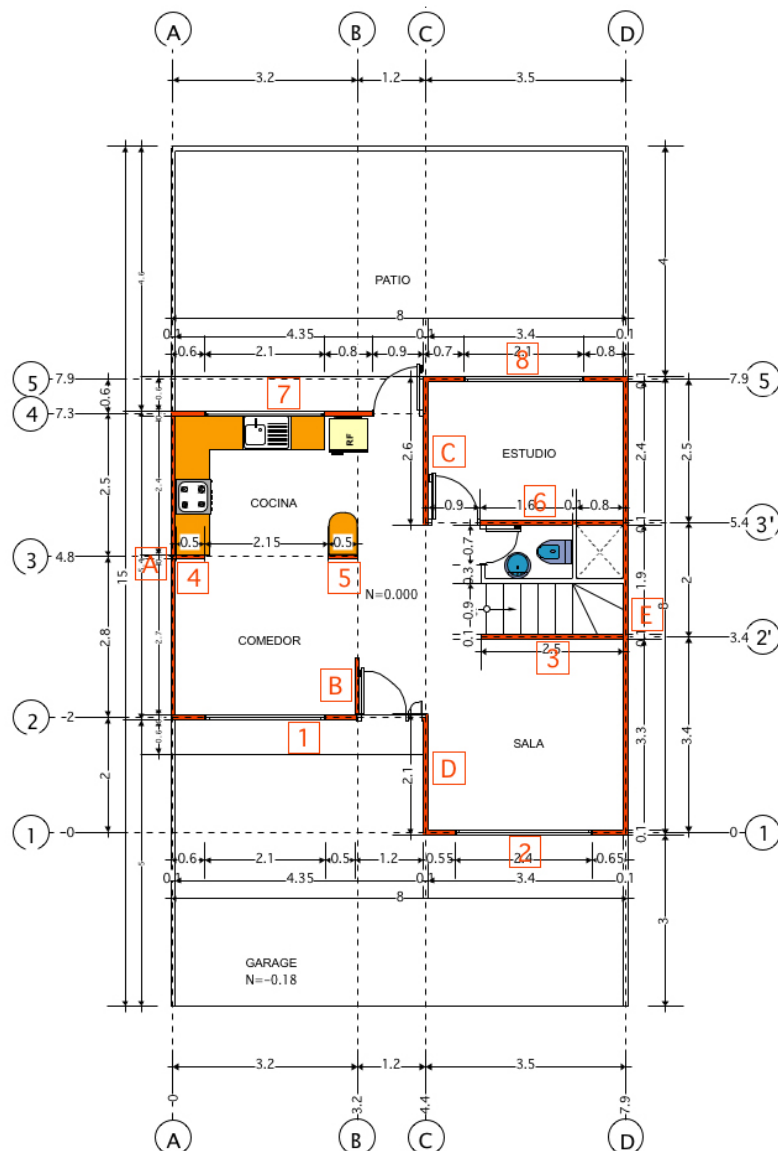
La Mutialista Azuay, por una parte, es una urbanización innovadora en cuanto a su sistema constructivo, ya que el sistema de formaletas, nunca antes realizado en la ciudad, se aplicó de manera exitosa.

Los nogales utiliza perfiles metálicos como estructura soportante de la vivienda, con losa de cimentación y losa de entrepiso de hormigón armado con placa colaborante. Siendo un sistema constructivo bastante utilizado en el medio edilicio de la ciudad.

Vista al Río, es el ejemplo típico de sistema constructivo convencional que se utiliza ampliamente en Cuenca; la construcción en estructura de hormigón armado y paredes en mampostería de bloque, como un sistema de mucha aceptación en el medio. Al igual, la urbanización Laguna del Sol, que utiliza este mismo sistema estructural, pero además introduce como variante, vigas pretensadas en las losas de entrepiso.

4.2 Análisis de Vulnerabilidad: Mutualista Azuay.

El sistema constructivo de formaletas del programa de vivienda de la Mutualista Azuay, se construye a base de moldes de aluminio estructural, que a través de un juego de accesorios se ensamblan entre sí, permitiendo



NIVEL 1: PLANTA BAJA.

Figura 33. Planos arquitectónicos. Planta Baja. Mutualista Azuay. Nomenclatura de paredes. Fuente: EMUVI. 2009.

en obra, fundir monóticamente las paredes de las viviendas; como se vió anteriormente en los detalles constructivos del 4 al 9, en 1.4.Revisión de algunos programas de vivienda de interés social en Cuenca. Capitulo 1 de esta tesis.

A continuación se muestra en las Fig. #33, #34. #36 y Fig. #39, los planos arquitectónicos de la vivienda tipo de la urbanización, que servirá como base para el cálculo y análisis del método de los índices.

Ítem 1: Tipo de organización del sistema resistente:

Calificación A: $k_i=0$; $w=4.0$.

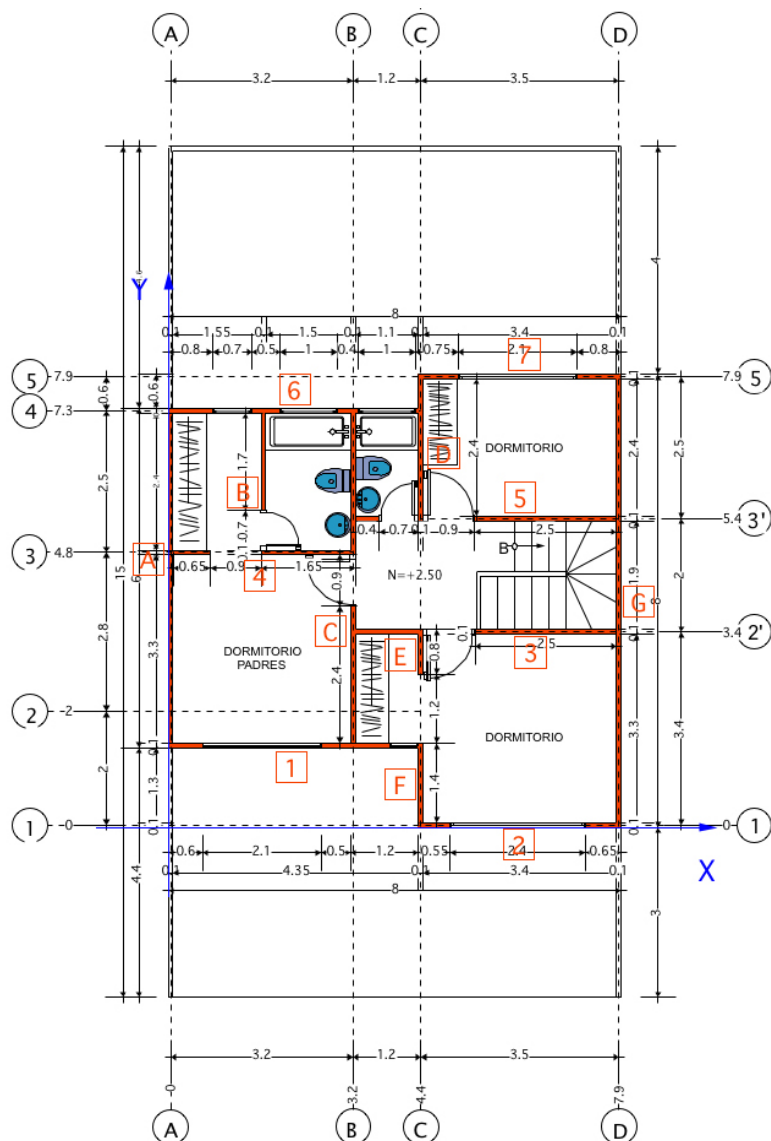
Pese a que este sistema constructivo, posee características diferentes al planteado por el método de análisis de vulnerabilidad, este sistema en base a formaletas que se utilizó en la Mutualista Azuay, le da al sistema estructural, características monolíticas por estar conformado por paredes de hormigón armado en las dos direcciones ortogonales, véase en apartado anterior en: Mutualista Azuay, ventajitas del sistema constructivo.

Ítem 2: Calidad del sistema resistente:

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

A pesar de que el conjunto habitacional cuenta con todas las especificaciones técnicas, detalles constructivos del caso y de una fiscalización permanente en obra, se tuvieron algunos inconvenientes en cuanto a la correcta capacitación y adiestramiento de la mano de obra. Por ser este un sistema constructivo nuevo en Cuenca, no fué suficiente el adiestramiento ofrecido por los técnicos de la empresa colombiana de formaletas FORSA, ya que los obreros principales luego de ser capacitados presionaban a los constructores para aumentar su remuneración, no siendo acogida su demanda, abandonaron la obra en algunos casos; por lo que se tuvo que pasar una y otra vez por un proceso de aprendizaje en el cual se cometían errores, y bajos rendimientos que influían directamente en la calidad de la ejecución de la obra. Errores que sirvieron como experiencia para la construcción de las siguientes viviendas del conjunto, hasta superar estas dificultades y llegar a los rendimientos óptimos que hicieron de este proyecto rentable y eficiente.

En algunos casos el hormigón presentó una resistencia menor a 210 Kg/cm^2 , existen algunas zonas de porosidad y muy pocas con irregularidades mayores. En las primeras viviendas construidas el hormigón no era lo bastante fluido para poder ingresar por las formaletas, por lo que, algunos obreros lo compensaron aumentando la cantidad de agua, lo que



NIVEL 2: PLANTA ALTA.

Figura 34. Planos arquitectónicos. Planta Alta. Mutualista Azuay. Nomenclatura de paredes. Fuente: EMUVI. 2009.

produjo una notable baja en la calidad y resistencia del hormigón. El acero de refuerzo es corrugado y no se lo puede observar en la superficie de los elementos estructurales, que en este caso las paredes son de relleno y resistentes a la ves.

Ítem 3: Resistencia convencional:

Calificación A: $k_i = -1$; $w = 1.0$.

Calificación dada por medio de cálculos estructurados simplificados basados en el desarrollo de las siguientes formulas:

Cortante Resistente, Formula#1: $C = (A^\circ * \tau) / q N$.

De donde, Formulas #1a y 1b:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s ; A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t$$

$N = 2$ pisos. Número de pisos. Ver Figura #33 y #34. Planos Mutualista Azuay.

$A_t = 53,80m^2$. Area total de la planta en m^2 . Ver Figura #33 y #34. Planos Mutualista Azuay.

$A_x = 4,13m^2$ y $A_y = 3,94m^2$. Áreas totales de las secciones resistentes (de hormigón armado y de mampostería, que en este caso es toda el área de las paredes ya que éstas son resistentes) en los sentidos X y Y respectivamente. Áreas tomadas de Figura #33 y #34. Planos Mutualista Azuay.

$A^\circ = 0.07$. Valor mínimo entre A_x y A_y dividido por A_t .

$h = 2,4m$. Altura media de los piso en metros. Ver Figura #39. Planos Mutualista Azuay.

$P_m = 3,065 T/m^3$. Peso específico por unidad de área del sistema resistente en T/m^3 . Se toman los pesos específicos de los materiales de la Tabla de la Fig. # 35.

Tabla 4-1 Masa de los materiales
Según Norma NSR-98 (B-3.2)

Material	Densidad
Acero	7800 kg/m ³
Concreto Reforzado	2400 kg/m ³
Concreto Simple	2300 kg/m ³
Ladrillo de arcilla, absorción baja	2000 kg/m ³
Ladrillo de arcilla, absorción media	1850 kg/m ³
Ladrillo de arcilla, absorción alta	1600 kg/m ³
Mampostería de ladrillo hueco	1300 kg/m ³
Mampostería de ladrillo macizo	1800 kg/m ³
Mampostería de piedra	2200 kg/m ³
Mampostería de concreto	2150 kg/m ³
Mortero de inyección para mampostería	2250 kg/m ³
Mortero de pega para mampostería	2100 kg/m ³

Figura 35. Masa de materiales. Fuente: Norma NSR-98.

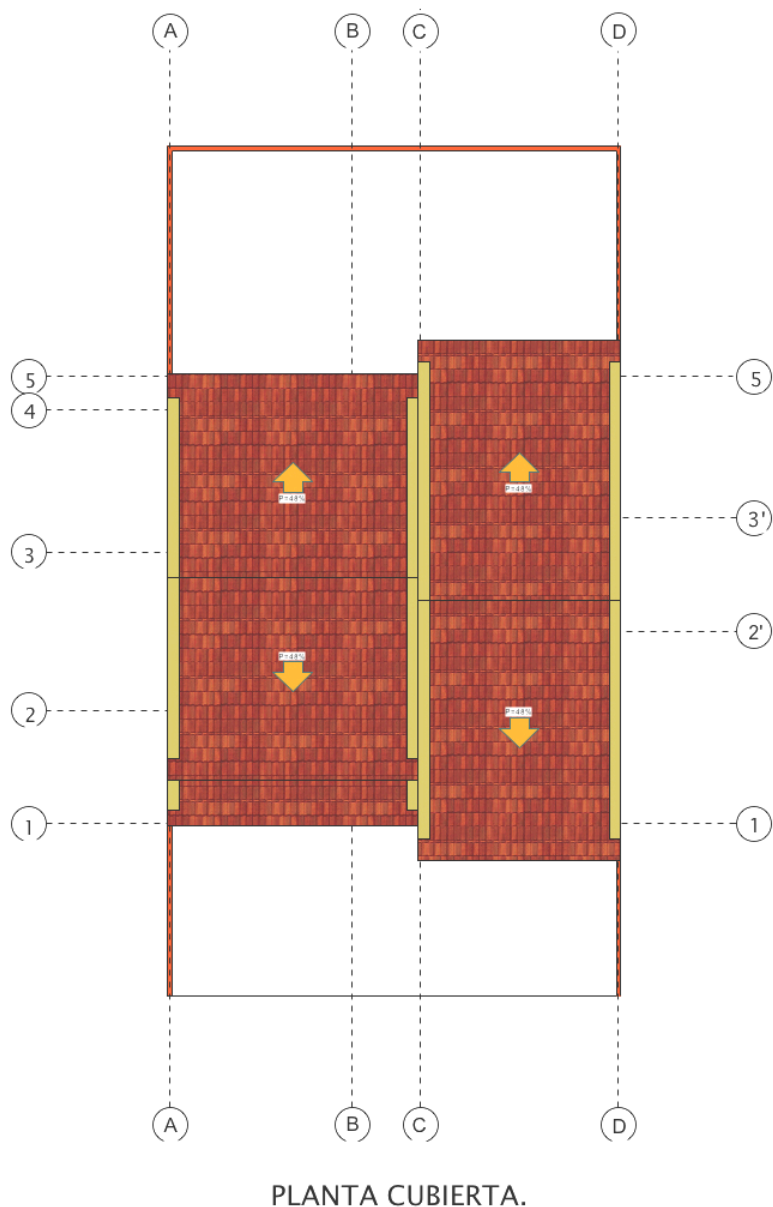


Figura 36. Planos arquitectónicos. Planta Cubierta. Mutualista Azuay. Nomenclatura de paredes. Fuente: EMUVI. 2009.



ELEVACION FRONTAL.
escala 1:100.



ELEVACION POSTERIOR.

Figura 39. Planos arquitectónicos. Elevaciones. Mutualista Azuay.
Nomenclatura de paredes. Fuente: EMUVI. 2009.

$$P_m = \{[(A_{xt} + A_{yt}) * h] + [A_t * 0,1]\} * (PE \text{ concreto reforzado})$$

$$P_m = \{[(4,13 + 3,94) * 2,4] + [53,8 * 0,1]\} * 2,4$$

$$P_m = 59,37 \text{ / Volumen resistente} = (4,13+3,94)*2,4$$

$$P_m = 59,37 \text{ T / } 19,368 \text{ m}^2.$$

$$P_m = 3,065 \text{ T/m}^3$$

Ps: 1,103 T/m². Peso por unidad de área del sistema de piso, en T/m².

$$P_s = P_m / A_t.$$

$$P_s = 59,37 / 53,8$$

$$P_s = 1,103 \text{ T/m}^2.$$

τ : 350T/m². Resistencia al cortante de los elementos del sistema resistente.
En el caso particular de la mutualista Azuay existe un solo tipo de material del sistema resistente que es el hormigón armado, por lo tanto se toma su resistencia al cortante que es de 35Kg/cm². Fig. #37.

Valores del Coeficiente de trabajo $\sigma_{ad} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$				
Material	Tracción	Compresión	Flexión	Corte
Hierro	750 a 1000	750 a 1000	750 a 1000	600 a 800
Aceros – perfiles - chapas	750 a 1800	750 a 1800	750 a 1800	600 a 1200
Fundición gris	250	500 a 1000	-----	200
Cobre	400 a 600	600 a 700	-----	300 a 500
Pino tea	60 a 100	40 a 60	40 a 100	10 a 35
Quebracho colorado	120 a 140	120 a 140	120 a 140	100 a 120
Urunday	90 a 120	90 a 120	90 a 120	80 a 100
Lapacho	80 a 100	80 a 100	80 a 100	60 a 80
Granito	-----	40 a 60	-----	-----
Caliza	-----	15 a 60	-----	-----
Mampostería Ladrillo Prensado	-----	10 a 12	-----	3 a 4
Mampostería de Bloque	-----	5 a 6	-----	2 a 3
Hormigón simple	-----	10 a 40	-----	-----
Hormigón armado	35 a 60	35 a 75	35 a 70	35 a 60

Figura 37. Valores del coeficiente de trabajo.

Reemplazando estos valores en las fórmulas #1a y 1b, se tiene:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s.$$

$$q = [(4,13 + 3,94) / 53,8] * 2,4 * 3,065 + 1,103$$

$$q = 2,206$$

$$A^{\circ} = [\min(A_x, A_y)] / A_t$$

$$A^{\circ} = [\min(3,94)] / 53,8$$

$$A^{\circ} = 0,073$$

Reemplazando estos valores en la fórmula#1, se tiene:

$$C = (A^{\circ} * \tau) / q N$$

$$C = (0,073 * 350) / 2,206 * 2$$

C = 5,79. Valor del Cortante Resistente.

Cortante Actuante, Fórmula#2: $C_s = (1,25 * S) / T$.

S: 1,2. Coeficiente de suelo; que en este caso se ha elegido el S2 equivalente a suelos intermedios Fig #38.

Tipo de Suelo	Descripción	S	Ca
S1	Roca o suelo firme	1	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3
S3	Suelo blandos y estratos profundos	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2	2.5

Coeficiente de Suelo S y coeficiente Ca (CEC)

Figura 38. Coeficiente de suelo. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". CEC 2000.

T: 0,196. Período de vibración:

$$\text{Fórmula \#2a: } T = C_t (h)^{3/4}$$

C_t: 0,0488, prescrito para otras estructuras. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

h: 6,4m. Altura total del edificio.

$$T = 0,0488 (6,4)^{3/4}$$

$$T = 0,196$$

Reemplazando estos valores en la Fórmula#2, se tiene:

$$C_s = (1,25 * S) / T$$

$$C_s = (1,25 * 1,2) / 0,196$$

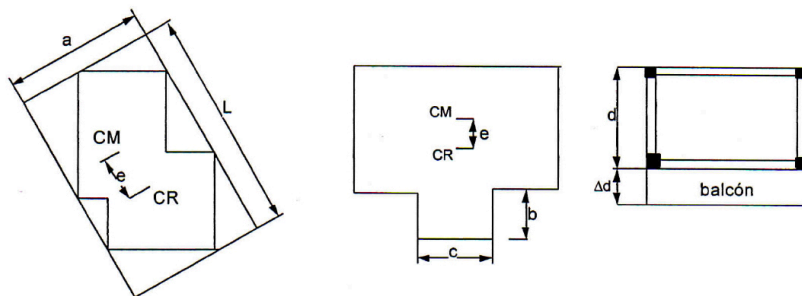
C_s = 7,65. Valor del Cortante Actuante.

Coeficiente α, Fórmula #3: $\alpha = C / (Z * C_s)$

α: Coeficiente que relaciona el cortante resistente y el cortante actuante.

Z: Valor que está en función de la zona sísmica que para la ciudad de Cuenca es de 0.25. Fig#3. Capítulo #1.

$$\alpha = C / (Z * C_s)$$



Parámetros evaluadores de la configuración en planta

Figura 40. Configuración en planta. Valores. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

$$\alpha = 5,79 / (0,25 * 7,65)$$

$\alpha = 3,026$ Coeficiente.

Luego de obtener el valor del coeficiente α , se procede a la calificación del ítem 3, que según el formulario de vulnerabilidad para los edificios, en el capítulo 3.3.2 de esta tesis; se tiene que:

Cumpliendo con la Calificación A: si α es mayor o igual a 1,5.

Ítem 4: Posición del edificio y de la cimentación.

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

Debido principalmente a que la mayor parte del terreno de implantación del conjunto habitacional posee pendiente mayor al 15%, pero menor al 30%, por este motivo se realizaron plataformas para la implantación de las viviendas, lo cual provocó diferencias en las cotas de cimentación entre cada una de las viviendas. En el sector se tiene un terreno estable, que se lo mejoró con una capa compactada de subbase, para conformar las plataformas que son confinadas con muros de contención.

Ítem 5: Losa de entrepisos.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

Las losas de entrepiso de las viviendas son rígidas y se funden monóticamente con las paredes como indica el proceso constructivo con formaletas, por lo cual existe una muy buena conexión en la totalidad de la losa de entrepiso y las elementos verticales resistentes que en este caso son las paredes.

Ítem 6: Configuración en planta:

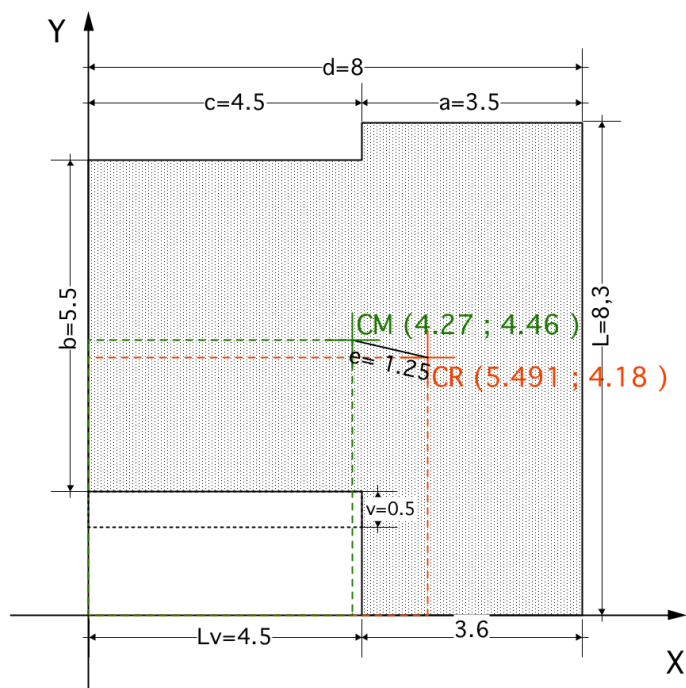
Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

Las calificaciones para este ítem se obtienen a partir de los valores tomados de dimensiones de la Fig #40, referenciadas a los planos arquitectónicos de la vivienda. Fig. #33 y #34; definiendo 4 factores β que califican a este ítem; así:

Se toma los Valores de la Fig #41.

a : 3,5m. Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimension menor del bloque principal del edificio.

L : 8,3m. Dimension menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimension mayor del bloque principal.



CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDECES.

Figura 41. Configuración en planta. Valores de la planta arquitectónica.
Fuente: El autor. 2012.

e : 1,25m. Excentricidad existente entre el centro de masas, CM, y el centro de rigideces, CR.

El Centro de Masas (CM) en un sistema de muros se calcula haciendo momentos de masa de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la masa total en el sentido considerado. Como se puede ver en la Fig #43. Desarrollado esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #45, cuadro que muestra el calculo del centro de masas del Nivel 1 y Nivel 2 en direccion: "X" y "Y" de la vivienda de la Mutualista Azuay; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #33 y #34: Nomenclatura de Paredes.

El centro de Rigideces (CR) en un sistema de muros se calcula haciendo momentos de rigidez de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la rigidez total en el sentido considerado. Fig #42. Desarrollado esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #44, cuadro que muestra el cálculo del centro de rigideces del Nivel 1 y Nivel 2 en dirección: "X" y "Y" de la vivienda de la Mutualista Azuay; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #33 y #34: Nomenclatura de Paredes.

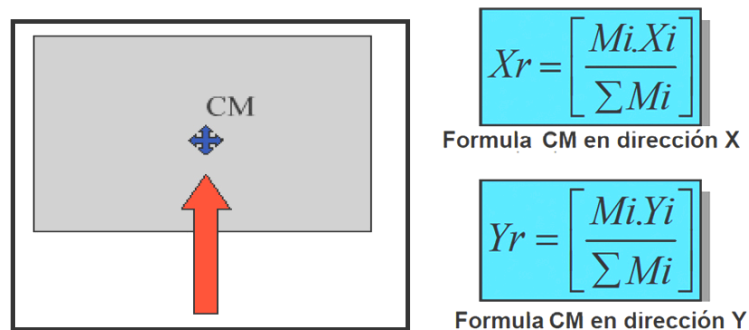


Figura 43. Centro de Masa. (CM). Fuente: Maestría en construcciones 2010. Módulo Mampostería Estructural.

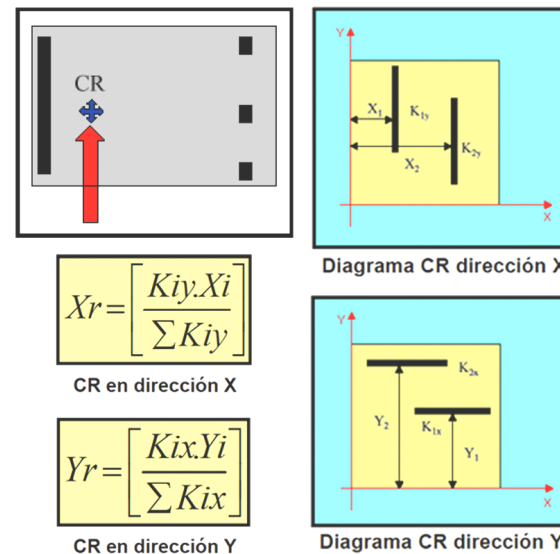


Figura 42. Centro de Rigideces. (CR). Fuente: Maestría en construcciones 2010. Módulo Mampostería Estructural.

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MIT
A	5,4	0,08	2,5	0	2400	2592,00	0,0	0,00	0,00
B	1	0,08	2,5	0	2400	480,00	3,2	1536,00	0,17
C	2,6	0,08	2,5	0	2400	1248,00	4,4	5491,20	0,60
D	2,1	0,08	2,5	0	2400	1008,00	4,4	4435,20	0,48
E	8	0,08	2,5	0	2400	3840,00	7,9	30336,00	3,31
						9168,00		Xr 1	4,56

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MIT
1	4,4	0,08	2,5	5,04	2400	1144,32	2,0	2288,64	0,31
2	3,5	0,08	2,5	3,84	2400	942,72	0,0	0,00	0,00
3	2,5	0,08	2,5	0	2400	1200,00	3,4	4080,00	0,55
4	0,5	0,08	2,5	0	2400	240,00	4,8	1152,00	0,16
5	0,5	0,08	2,5	0	2400	240,00	4,8	1152,00	0,16
6	3,5	0,08	2,5	1,89	2400	1317,12	5,4	7112,45	0,96
7	4,4	0,08	2,5	4,41	2400	1265,28	7,3	9236,54	1,25
8	3,5	0,08	2,5	3,36	2400	1034,88	7,9	8175,55	1,11
						7384,32		Yr 1	4,50

Nivel 1: CM (4,56 ; 4,5).

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MIT
A	6,1	0,08	2,5	0	2400	2928,00	0,0	0,00	0,00
B	2,5	0,08	2,5	1,47	2400	917,76	1,5	1376,64	0,11
C	6,1	0,08	2,5	1,89	2400	2565,12	3,2	8208,38	0,66
D	2,5	0,08	2,5	0	2400	1200,00	4,4	5280,00	0,42
E	0,8	0,08	2,5	0	2400	384,00	4,4	1689,60	0,14
F	1,4	0,08	2,5	0	2400	672,00	4,4	2956,80	0,24
G	7,9	0,08	2,5	0	2400	3792,00	7,9	29956,80	2,40
						12458,88		Xr 2	3,97

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MIT
1	4,4	0,08	2,5	3,12	2400	1512,96	1,4	2118,14	0,21
2	3,5	0,08	2,5	2,88	2400	1127,04	0,0	0,00	0,00
3	4,7	0,08	2,5	1,89	2400	1893,12	3,4	6436,61	0,63
4	3,2	0,08	2,5	1,89	2400	1173,12	4,8	5630,98	0,55
5	4,7	0,08	2,5	3,36	2400	1610,88	5,4	8698,75	0,85
6	4,4	0,08	2,5	1,84	2400	1758,72	7,3	12838,66	1,25
7	3,5	0,08	2,5	2,52	2400	1196,16	7,9	9449,66	0,92
						10272,00		Yr 2	4,40

Nivel 2: CM (3,97 ; 4,40).

Figura 45. Centro de masas: nivel 1 y nivel 2; en X y Y.
Fuente: El Autor. 2012.
ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, se

CENTRO DE RIGIDECES. CR.									
Nivel 1: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT	
A	540	8	250	2E+05	1,0558E+11	0,00	0,0	0,00	
B	100	8	250	2E+05	670476190	3,20	2145523809,5	0,00	
C	260	8	250	2E+05	1,1784E+10	4,40	51850873904,8	0,11	
D	210	8	250	2E+05	6209280000	4,40	27320832000,0	0,06	
E	800	8	250	2E+05	3,4328E+11	7,90	2711942095238,1	5,80	
					4,6752E+11		Xr 1	5,97	

CENTRO DE RIGIDECES. CR.									
Nivel 1: Direccion X.									
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT	
1	110	8	250	2E+05	892403810	2,00	1784807619,0	0,07	
2	120	8	250	2E+05	1158582857	0,00	0,0	0,00	
3	250	8	250	2E+05	1,0476E+10	3,40	35619047619,0	1,31	
4	50	8	250	2E+05	83809523,8	4,80	402285714,3	0,01	
5	50	8	250	2E+05	83809523,8	4,80	402285714,3	0,01	
6	250	8	250	2E+05	1,0476E+10	5,40	56571428571,4	2,07	
7	140	8	250	2E+05	1839786667	7,30	13430442666,7	0,49	
8	150	8	250	2E+05	2262857143	7,90	17876571428,6	0,66	
					2,7274E+10		Yr 1	4,62	

Nivel 1: CR (5,97 ; 4,62).

CENTRO DE RIGIDECES. CR.									
Nivel 2: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT	
A	610	8	250	2E+05	1,5219E+11	0,00	0,0	0,00	
B	170	8	250	2E+05	3294049524	1,50	4941074285,7	0,01	
C	520	8	250	2E+05	9,4274E+10	3,20	301677811809,5	0,51	
D	250	8	250	2E+05	1,0476E+10	4,40	46095238095,2	0,08	
E	80	8	250	2E+05	343283810	4,40	1510448761,9	0,00	
F	140	8	250	2E+05	1839786667	4,40	8095061333,3	0,01	
G	790	8	250	2E+05	3,3057E+11	7,90	2611510192761,9	4,40	
					5,9298E+11		Xr 2	5,02	

CENTRO DE RIGIDECES. CR.									
Nivel 2: Direccion X.									
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT	
1	180	8	250	2E+05	3910217143	1,40	5474304000,0	0,07	
2	110	8	250	2E+05	892403810	0,00	0,0	0,00	
3	380	8	250	2E+05	3,679E+10	3,40	125087256381,0	1,67	
4	230	8	250	2E+05	8157683810	4,80	39156882285,7	0,52	
5	310	8	250	2E+05	1,9974E+10	5,40	107860443428,6	1,44	
6	170	8	250	2E+05	3294049524	7,30	24046561523,8	0,32	
7	140	8	250	2E+05	1839786667	7,90	14534314666,7	0,19	
					7,4859E+10		Yr 2	4,22	

Nivel 2: CR (5,02 ; 4,22).

Figura 44. Centro de rigideces: nivel 1y Nivel 2, en X y Y. Fuente: El Autor. 2012.

CMTX	4,26	CRTX	5,49
CMTY	4,45	CRTY	4,42
CMT (4,26 ; 4,45)		CRT (5,49 ; 4,42)	

Figura 47. Coordenadas del centro de masas y el centro de rigideces. Fuente: el autor. 2012.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

Para de esta manera obtener las coordenadas del Centro de masas total (CMT) y las coordenadas del Centro de Rigideces Total (CRT), para encontrar la distancia entre los dos centros que da como resultado la excentricidad de la vivienda (e); como se puede ver gráficamente en Fig #41 y en el cuadro de la Fig #47.

d : 8m. Dimensión en planta del edificio en la dirección más desfavorable.
b y c : 5,5m y 4,5m respectivamente. Son las longitudes de la mayor protuberancia del cuerpo principal del edificio.
v : 0,50m. Longitud del volado del edificio.
Lv : 4,5m. Longitud del vano adyacente al volado del edificio.

Factores β :

$\beta_1 = a/L$; $\beta_1 = 3,5 / 8,3$; $\beta_1 = 0,421$.

$\beta_2 = e/d$; $\beta_2 = 1,25 / 8$; $\beta_2 = 0,156$.

$\beta_3 = v/L_v$; $\beta_3 = 0,5 / 4,5$; $\beta_3 = 0,111$.

$\beta_4 = c/d$; $\beta_4 = 4,5 / 5,5$; $\beta_4 = 0,812$.

Cumpliendo que: $\beta_3 < 0,2$; $\beta_1 > 0,4$; $\beta_4 > 0,5$; $\beta_2 < 0,2$. Por lo tanto la calificación para este ítem en A.

Ítem 7: Configuración en elevación.

Calificación C: $k_i=3$; $w=2,0$.

El método italiano considera tres criterios básicos para la evaluación del parámetro de configuración en elevación, tomados de la Fig. # 31.

- Primer criterio:
Relación: $T / H = 2,4 / 4,9 = 0,48$.
- Segundo criterio:
 - Variación de masas entre pisos consecutivos:
Masa PB=16552,32
Masa PA=22730,88
 $\delta M = \delta M / M(\%) = (6178,56 / 16552,32) \times 100 = 37\%$.
 - Variación de superficies entre pisos consecutivos:
Área PB= 53,8m³.
Área PA= 56,5m³.
 $\delta A = \delta A / A(\%) = (2,7 / 53,8) \times 100 = 5\%$.
- Tercer criterio: Variación de rigideces, piso débil.

Parámetros evaluados en las conexiones viga-columna

$$\gamma_1 = s/b, \quad \gamma_2 = e/b'_{\min}, \quad \gamma_3 = e/b''$$

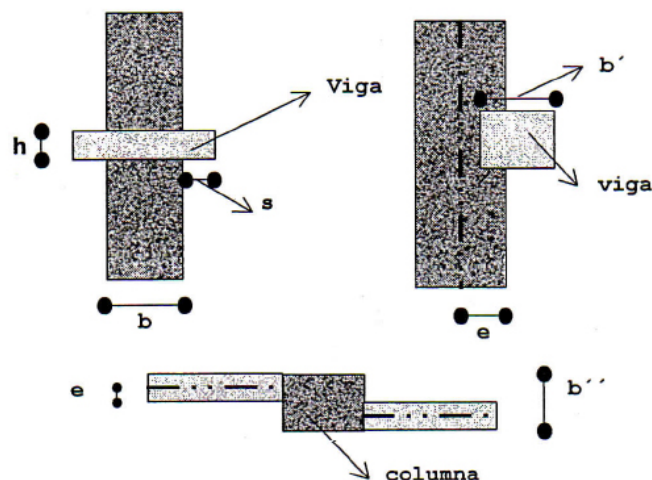


Figura 48. Parámetros evaluados en las conexiones viga-columna. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

La vivienda no muestra variación de rigidez lateral ni cambios de materiales, pero si una variación significativa en la densificación de paredes en la planta alta principalmente.

Utilizando estos criterios, la calificación para este ítem es de C; debido principalmente a la diferencia de masa (mayor al 20%) y de densificación de paredes que existe entre el piso superior y el piso inferior de esta vivienda.

Ítem 8: Conexión entre elementos críticos.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

Para calificar este ítem se definen tres factores γ de acuerdo a la Fig. # 48:

$$\gamma_1 = s / b = 0 / 0,08. \quad \gamma_1=0.$$

$$\gamma_2 = e / b'_{\min} = 0 / 0,08. \quad \gamma_2=0.$$

$$\gamma_3 = e / b'' = 0 / 0,08. \quad \gamma_3=0.$$

En donde:

s: Dimensión mayor de la parte sobresaliente de la viga respecto a la cara de la columna.

b: Dimensión de la columna.

e: Excentricidad entre los ejes de las vigas y de las columnas.

b'_{min}: Menor de las dimensiones entre el ancho de la viga y la columna.

b'': Dimensión de la columna perpendicular a la dirección de verificación de la conexión.

El sistema constructivo de formaleas posee una buena conexión entre los elementos resistentes verticales y horizontales, que para este caso son de hormigón armado, tanto para paredes como para losas de entrepisos; dando una calificación 'A' para este ítem, porque cumple con los siguientes requisitos:

$$s \leq 0,2 b.$$

$$0 \leq 0,2 \times 0,08.$$

$$0 \leq 0,016. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$s \leq h / 2.$$

$$0 \leq 0,08 / 2.$$

$$0 \leq 0,04. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$e \leq 0,2 b'_{\min}.$$

$$0 \leq 0,2 \times 0,08.$$

Casos típicos de "columnas cortas"

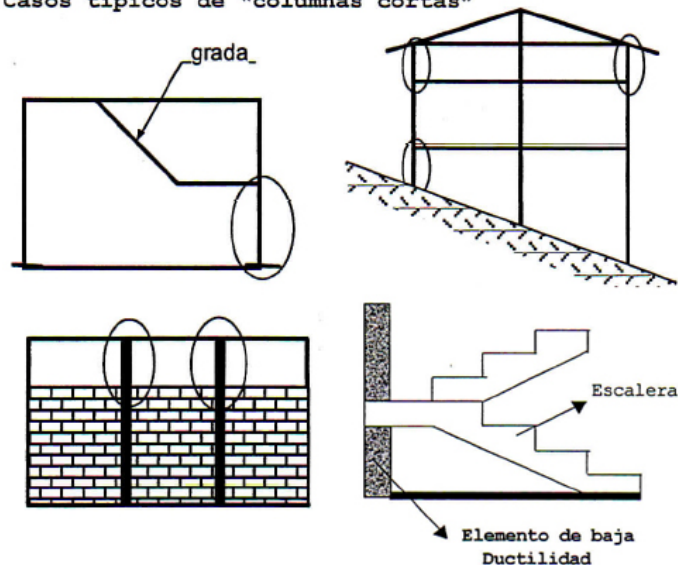


Figura 49. Casos típicos de Columna corta. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

CALIFICACIONES Y PESOS DE PONDERACION DE ITEMS DE VULNERABILIDAD RESULTADOS DE INDICES: MUTUALISTA AZUAY.

Nº	PARAMETRO	Ki (A)	Ki (B)	Ki (C)	PESO WI
1	Organización del Sistema Resistente.	0	1	2	4,0
2	Calidad del Sistema Resistente.	0	1	2	1,0
3	Resistencia Convencional.	-1	0	1	1,0
4	Posición del Edificio y Cimentación.	0	1	2	1,0
5	Losa de Entrepiso.	0	1	2	1,0
6	Configuración en Planta.	0	1	2	1,0
7	Configuración en Elevación.	0	1	3	2,0
8	Conexión Entre Elementos Críticos.	0	1	2	1,0
9	Elementos de Baja Ductilidad.	0	1	2	1,0
10	Elementos no Estructurales.	0	1	2	1,0

Figura 50. Resultados de calificaciones y pesos de ponderación de ítems de vulnerabilidad. Mutualista Azuay. Fuente: El autor.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

$$0 \leq 0,016. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

Ítem 9: Elementos estructurales de baja ductilidad.

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

Este ítem se califica de acuerdo a cinco casos típicos que son rígidos, frágiles y poco dúctiles, (columna corta), que se muestra en la Fig. # 49.

En cuanto a la unidad de vivienda, se considera, que no existen elementos de baja ductilidad, sin embargo, analizando el conjunto y la disposición de las viviendas debido al desnivel de terreno se provoca en los adosamientos elementos rígidos de poca ductilidad, elementos estructurales más cortos, de la mitad de los demás, creando un efecto de columna corta entre dos viviendas consecutivas.

Ítem 10: Elementos no estructurales:

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

No existen elementos no estructurales mal conectados, ya que en este sistema constructivo de formaletas estos participan en el sistema estructural de la vivienda. En la configuración de la vivienda no se tiene cornisas, muros, chimeneas, balcones o terrazas.

4.2.1.1 Resultados de índices: Mutualista Azuay.

Luego del análisis de los diez ítems de vulnerabilidad, tenemos los resultados de sus calificaciones y pesos de ponderación respectivamente. Fig. # 50.

Para luego aplicar la fórmula de la suma ponderada y así obtener el índice de vulnerabilidad normalizando en una escala del 0 a 100; el mismo que es de 30,64/100 que representa un **nivel de vulnerabilidad bajo**. Así:

$$I_v = (K_1W_1 + K_2W_2 + \dots + K_{10}W_{10}) / (K_1 + K_s + \dots + K_{10})$$

$$I_v = [(0 \times 4) + (1 \times 1) + (-1 \times 1) + (1 \times 1) + (0 \times 1) + (0 \times 1) + (3 \times 2) + (0 \times 1) + (1 \times 1) + (0 \times 1)] / 14$$

$$I_v = 8 / 14$$

$$I_v = 0,57 \approx 30,64\%$$

Este resultado nos da un rango de Vulnerabilidad BAJO, ya que cumple con: $I_v \leq 35\%$. Ver Fig. # 32.

4.3 Análisis de vulnerabilidad: urbanización Los Nogales.

La urbanización Los Nogales posee un sistema resistente compuesto por una estructura de perfiles metálicos aporticados soldados, que nacen de una losa de cimentación. Los entresijos son de losa de hormigón con placa colaborante, las paredes son de ladrillo, únicamente divisorias de espacios, es decir no soportan ninguna carga sobre ellas. Como se puede ver en los Detalles del 10 – 15, en 1.4.Revisión de algunos programas de vivienda de interés social en Cuenca. Capítulo 1 de esta tesis.

A continuación se muestra los planos arquitectónicos de la vivienda tipo de la urbanización, que servirá como base para el cálculo y análisis del método de los índices. Fig. # 51, #53, #54 y Fig. # 56.

Ítem 1: Tipo de organización del sistema resistente:

Calificación B: $k_i=1$; $w=4.0$.

A pesar de que este sistema constructivo difiere en la materialidad, más no en la organización, con relación al sistema para edificios de estructura de hormigón armado que plantea el método de índices; puede ser aplicado en este caso haciendo ciertos ajustes en el cálculo, ya que los dos tipos de estructura soportante (tanto metálica, como de hormigón armado) responden de una manera similar ante las fuerzas sísmicas.

Para la calificación de este ítem se toma los parámetros evaluadores del esquema resistente de la Fig. # 52.

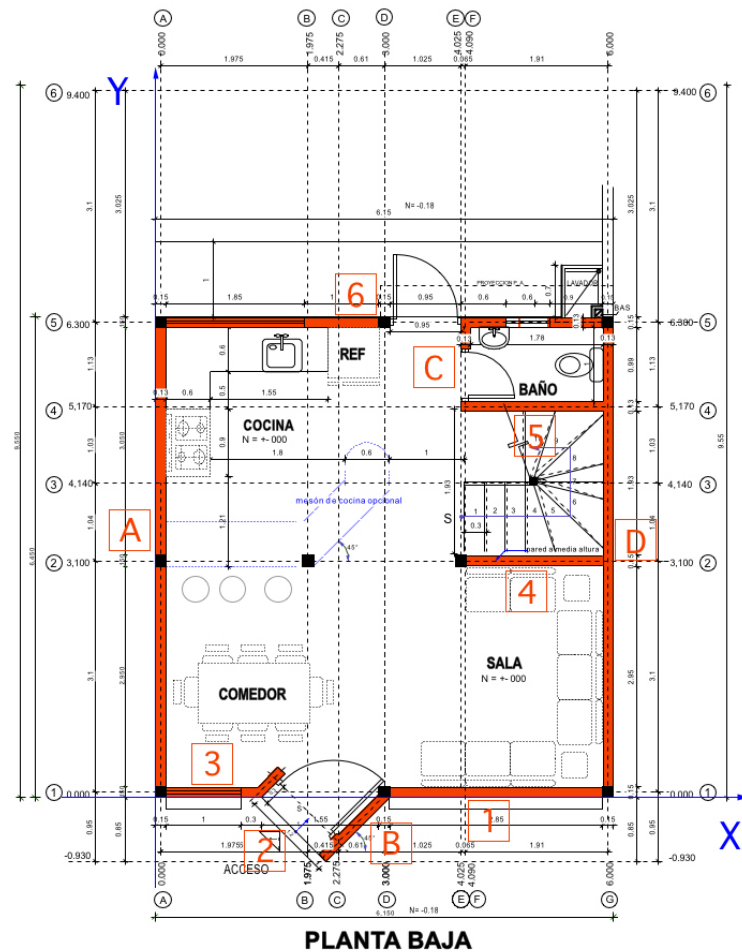


Figura 51. Planos arquitectónicos. Planta Baja. Los Nogales. Nomenclatura de paredes. Fuente: EMUVI. 2009.

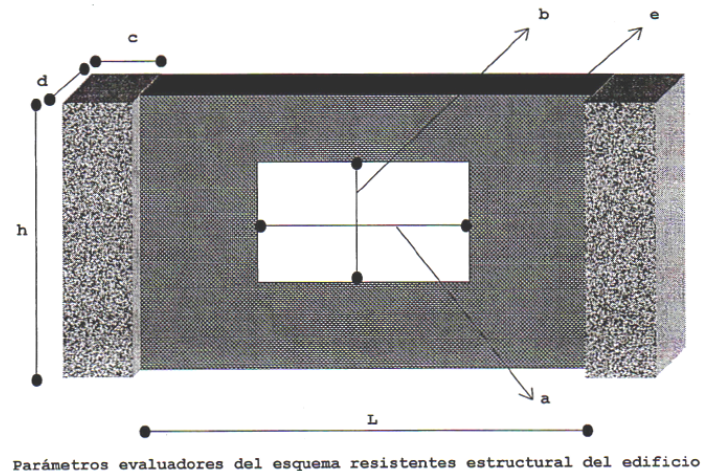


Figura 52. . Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

Cumpliendo los siguientes requisitos para calificación B:

- Los muros de mampostería están formados por elementos consistentes, con ladrillos semimacizos cuyo material de unión es un mortero de buena calidad.
- En este caso los espacios huecos del muro de mampostería si supera el 30% del área de la superficie total del muro, llegando a ser en muros de fachada de hasta el 50% del área total de muro, haciéndolo sísmicamente vulnerable.
 $0,3 h * L \leq a * b < 0,6 h * L$
 $0,3 (2,2*3) \leq 1,2*3 < 0,6 (2,2*3)$
 $1,98 \leq 3,6 < 3,96 \checkmark$ cumple
- La relación de esbeltez de los muros es inferior a 20.
 $h / e < 20$
 $2,2 / 0,15 < 20$
 $14,66 < 20 \checkmark$ cumple
- La separación entre la viga y la parte superior del muro es inferior a 1cm,
- En este caso el muro no sobresale del pórtico estructural metálico ya que ambos tienen el mismo espesor ($e=0,15\text{cm}$).
- El área de columnas (en este caso, cajas metálicas que son mucho más esbeltas) que limitan el muro es menor que 25 veces el espesor de dicho muro.
 $c * d > 20 * e$
 $15 * 15 > 20 * 15$
 $225 > 300$ no cumple

Ítem 2: Calidad del sistema resistente:

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

El conjunto habitacional cuenta con todas las especificaciones técnicas, detalles constructivos del caso; además de una fiscalización en obra, lo que garantiza que la calidad de los materiales y la calidad constructiva sea la misma de las especificaciones, además de la realización de pruebas.

A pesar de esto existieron algunos inconvenientes en lo referente al correcto fraguado de las losas de cimentación y de entrepisos en esta viviendas, que

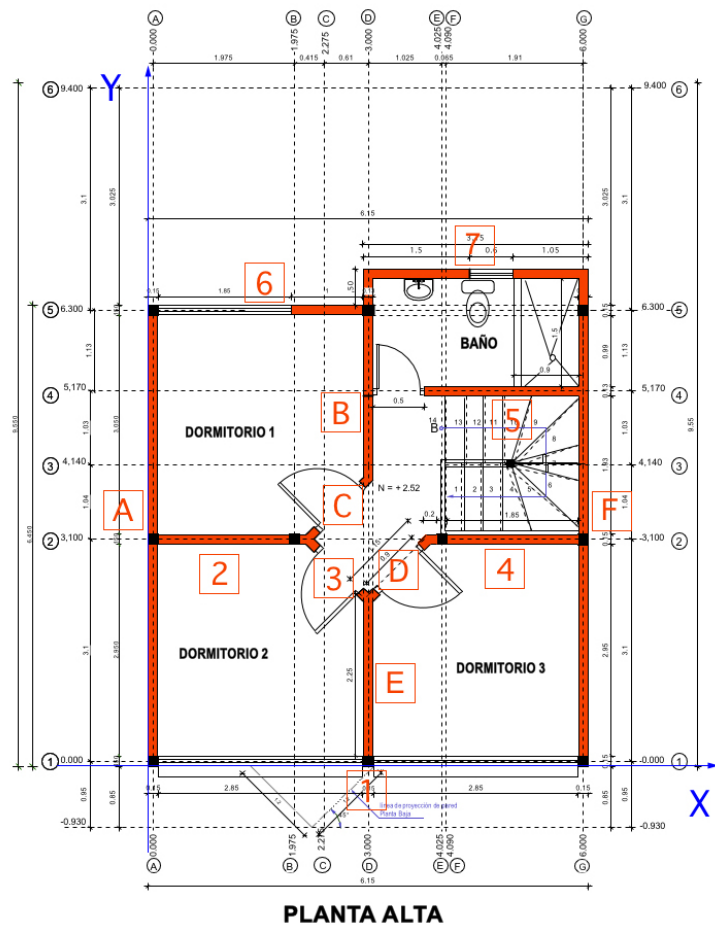


Figura 53. Planos arquitectónicos. Planta Alta. Los Nogales.. Nomenclatura de paredes. Fuente: EMUVI. 2009.

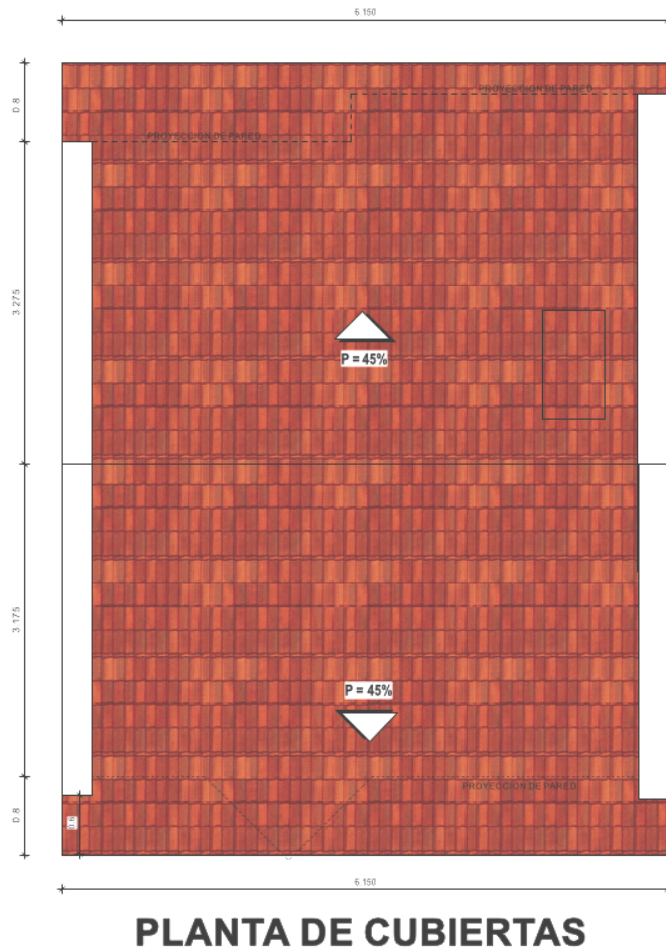


Figura 54. Planos arquitectónicos. Planta Cubierta. Los Nogales..
Nomenclatura de paredes. Fuente: EMUVI. 2009.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

al poco tiempo luego de ser fundidas se continuó con los trabajos y se formaron trizaduras provocadas por los sobre esfuerzos tempranos a las que fueron sometidas estas losas de hormigón, que en algunos de los casos fueron de importancia.

Pese a que el sistema constructivo en estructura metálica permite ser armado y soldado en gran parte en taller, disminuyendo los errores que se suelen cometer en obra y mejorando la calidad; la suelda para el armado de la estructura en el sitio de la obra fué de menor calidad, diferente a la usada en el taller lo que redujo en parte la calidad estructural de la construcción.

Posterior al armado de la estructura metálica, la construcción resulta muy similar al sistema tradicional con estructura de hormigón armado y paredes de relleno; aunque existieron algunos inconvenientes en las uniones entre los materiales diferentes: metálicos (estructura) y las paredes de mampostería de ladrillo, produciendo trizaduras considerables.

Ítem 3: Resistencia convencional:

Calificación C: $k_i=1$; $w=1.0$.

Calificación dada por medio de cálculos estructurados simplificados basados en el desarrollo de las siguientes fórmulas:

Cortante resistente, Fórmula #1: $C = (A^\circ * \tau) / q N$.

De donde, fórmulas #1a y 1b:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s ; A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t$$

$N = 2$ pisos. Número de pisos. Figura #55. Planos Los Nogales.

$A_t = 40,2m^2$. Área total de la planta en m^2 . Figura #51 y #53. Planos Los Nogales.

A_x, A_y : $A_x: 5,14m^2$ y $A_y: 4,99m^2$. Áreas totales de las secciones resistentes de hormigón armado y de mampostería, en los sentidos "x" y "y" respectivamente. Áreas tomadas de planos Los Nogales, Figura #51 y #53.

- Área de paredes: $A_x: 5,14m^2$ y $A_y: 4,99m^2$.
- Área de columnas: $0,32 m^2$. En este caso se tendría que hacer una transformación del área de la estructura metálica a hormigón armado, tomando como base la relación entre el módulo elástico del hormigón y el módulo elástico del acero, la misma que es de 10 a 1. Así tenemos 20 columnas de $0,016 m^2$; el cálculo del área equivalente al hormigón armado de la una columna tipo de acero de la estructura según la Fig # 55: Área = $0,32 m^2$.



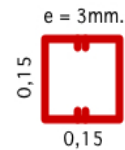
ELEVACION FRONTAL



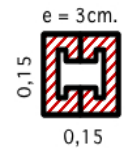
ELEVACION POSTERIOR

Figura 56. Planos arquitectónicos. Elevaciones. Los Nogales.. Nomenclatura de paredes. Fuente: EMUVI. 2009.

AREA EQUIVALENTE DE COLUMNA.



Columna tipo: Acero.
Caja 2G 150x75x15x3mm.



Columna tipo: Equivalente en H.A.
Relación modulo elástico = 10.
A= 0,016 m². Por columna.

Figura 55.

Área
equivalente en
HA de la
columna tipo
de acero de
Los Nogales.
Fuente: El
Autor. 2012.

$A^\circ = 0,124$. Valor mínimo entre A_x y A_y dividido por A_t .
 $h=2,2m$. Altura media de los piso en metros. Planos Los Nogales, Figura #56.

$P_m = 58,62 \text{ T/m}^3$. Peso específico por unidad de área del sistema de resistente en T/m^3 . Se toman los pesos específicos de los materiales de la Tabla de la Fig # 35.

$$P_m = \{[(\text{Paredes Ladrillo } A_{xt} + A_{yt}) * h] * (\text{PE Ladrillo hueco})\} + \{[(\text{Losa } A_t * 0,1) + (\text{Area Columnas } * 2,2)] * (\text{PE concreto reforzado})\}$$

$$P_m = \{[(5,14 + 4,99) * 2,2] * (1,3)\} + \{[(40,2 * 0,11) + (0,32 * 2,2)] * 2,4\}$$

$$P_m = 41,27 \text{ T} / \text{Volumen resistente} = (0,32 * 2,2)$$

$$P_m = 41,27 \text{ T} / 0,704 \text{ m}^3$$

$$P_m = 58,62 \text{ T/m}^3$$

$P_s = 1,026 \text{ T/m}^2$. Peso por unidad de área del sistema de piso, en T/m^2 .

$$P_s = P_m / A_t$$

$$P_s = 41,27 / 40,2$$

$$P_s = 1,026 \text{ T/m}^2$$

$\tau = 283,7 \text{ T/m}^2$. Resistencia al cortante de los elementos del sistema resistente. Optenida como una ponderación entre los valores resistentes a cortante de cada uno de los materiales que constituyen el sistema resistente

estructural. (en este caso estructura de acero y mampostería.) Fig #57 y Fig #58.

Mediante la relación:

$$\tau = (\sum \tau_i * A_i) / \sum A_{it}$$

τ_i : 800 Kg / cm². Resistencia al cortante del Acero.

τ_i : 4 Kg / cm². Resistencia al cortante de la mampostería de ladrillo.

A_i : Áreas de hormigón armado y de la mampostería respectivamente.

A_{it} : Área total de materiales.

De donde:

$$\tau = [(8000 * 0,32) + (40 * 10,13)] / 10,45$$

$$\tau = 283,75 \text{ Kg / cm}^2$$

Reemplazando estos valores en las fórmulas #1a y 1b, se tiene:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s$$

$$q = [(5,14 + 4,99) / 40,2] * 2,2 * 58,62 + 1,026$$

$$q = 33,52$$

$$A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t$$

$$A^\circ = [\min(4,99)] / 40,2$$

$$A^\circ = 0,124$$

Reemplazando estos valores en la fórmula#1, se tiene:

$$C = (A^\circ * \tau) / q N$$

$$C = (0,124 * 283,7) / 33,52 * 2$$

$$C = 0,524. \text{ Valor del cortante resistente.}$$

Cortante actuante, Formula#2: $C_s = (1,25 * S) / T$.

S: 1,2. Coeficiente de suelo; que en este caso se ha elegido el S2 equivalente a suelos intermedios Fig #22.

T: 0,198. Período de vibración:

$$\text{Fórmula \#2a: } T = C_t (h/3)^{1/4}$$

Valores del Coeficiente de trabajo $\sigma_{ad} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$				
Material	Tracción	Compresión	Flexión	Corte
Hierro	750 a 1000	750 a 1000	750 a 1000	600 a 800
Aceros – perfiles - chapas	750 a 1800	750 a 1800	750 a 1800	600 a 1200
Fundición gris	250	500 a 1000	-----	200
Cobre	400 a 600	600 a 700	-----	300 a 500
Pino tea	60 a 100	40 a 60	40 a 100	10 a 35
Quebracho colorado	120 a 140	120 a 140	120 a 140	100 a 120
Urunday	90 a 120	90 a 120	90 a 120	80 a 100
Lapacho	80 a 100	80 a 100	80 a 100	60 a 80
Granito	-----	40 a 60	-----	-----
Caliza	-----	15 a 60	-----	-----
Mampostería Ladrillo Prensado	-----	10 a 12	-----	3 a 4
Mampostería de Bloque	-----	5 a 6	-----	2 a 3
Hormigón simple	-----	10 a 40	-----	-----
Hormigón armado	35 a 60	35 a 75	35 a 70	35 a 60

Figura 57. Cortante de la mampostería de ladrillo presado. Valores del coeficiente de trabajo. Kg / cm².

Valores del Coeficiente de trabajo $\sigma_{ad} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$				
Material	Tracción	Compresión	Flexión	Corte
Hierro	750 a 1000	750 a 1000	750 a 1000	600 a 800
Aceros – perfiles - chapas	750 a 1800	750 a 1800	750 a 1800	600 a 1200
Fundición gris	250	500 a 1000	-----	200
Cobre	400 a 600	600 a 700	-----	300 a 500
Pino tea	60 a 100	40 a 60	40 a 100	10 a 35
Quebracho colorado	120 a 140	120 a 140	120 a 140	100 a 120
Urunday	90 a 120	90 a 120	90 a 120	80 a 100
Lapacho	80 a 100	80 a 100	80 a 100	60 a 80
Granito	-----	40 a 60	-----	-----
Caliza	-----	15 a 60	-----	-----
Mampostería Ladrillo Prensado	-----	10 a 12	-----	3 a 4
Mampostería de Bloque	-----	5 a 6	-----	2 a 3
Hormigón simple	-----	10 a 40	-----	-----
Hormigón armado	35 a 60	35 a 75	35 a 70	35 a 60

Figura 58. Cortante de perfiles de acero. Valores del coeficiente de trabajo Kg / cm².

Ct: 0,0488, prescrito para otras estructuras. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

h : 6,4m. Altura total del edificio.

$T = 0,0488 (6,5)^{3/4}$

$T = 0,198$.

Reemplazando estos valores en la fórmula#2, se tiene:

$C_s = (1,25 * S) / T$.

$C_s = (1,25 * 1,2) / 0,198$.

$C_s = 7,57$. Valor del cortante actuante.

Coeficiente α , Fórmula #3: $\alpha = C / (Z * C_s)$

α : Coeficiente que relaciona el cortante resistente y el cortante actuante.

Z : Valor que está en función de la zona sísmica, para la ciudad de Cuenca es de 0,25. Fig#3. Capítulo #1.

$\alpha = C / (Z * C_s)$

$\alpha = 0,524 / (0,25 * 7,57)$

$\alpha = 0,277$. Coeficiente.

Luego de obtener el valor del coeficiente α se procede a la calificación del ítem 3, que según el formulario de vulnerabilidad para los edificios, en el capítulo 3.3.2 de esta tesis; se tiene que:

Cumpliendo con la calificación C: si α es menor a 0.7.

Ítem 4: Posición del edificio y de la cimentación.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

El terreno de cimentación es estable con pendiente inferior al 15%, no existen diferencias en la cotas de cimentación ya que la misma se la realizó a base de losa.

Ítem 5: Losa de entrepisos.

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

Las losas de entrepiso de las viviendas son rígidas, están conformadas por placa colaborante metálica, la misma que se encuentra sujeta con pernos

comunes autorroscantes a la estructura de la vivienda, los mismo que no garantizan una correcta conexión entre losa y estructura.

Ítem 6: Configuración en planta:

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

Las calificaciones para este ítem se obtienen a partir de los valores tomados de dimensiones de la Fig. #40, referenciadas a los planos arquitectónicos de la vivienda; Figura #51 y #53; definiendo 4 factores β que califican a este ítem; así:

Valores: Fig #59.

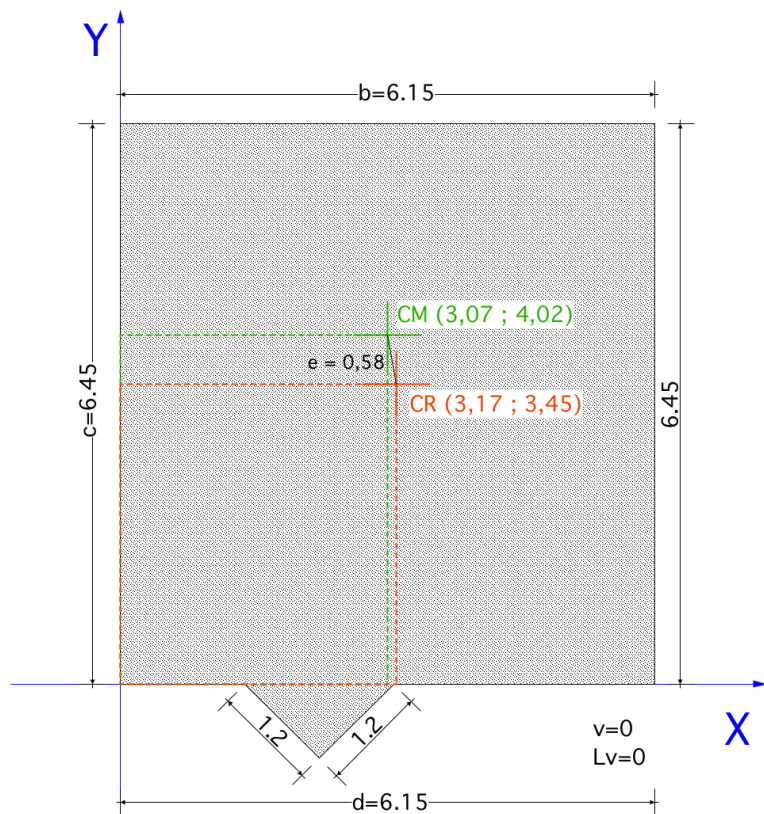
a : 6,15m. Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión menor del bloque principal del edificio.

L: 6,45m. Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión mayor del bloque principal.

e : 0,58m. Excentricidad existente entre el centro de masas, CM, y el centro de rigideces, CR.

El Centro de Masas (CM), en un sistema de muros, se calcula determinando momentos de masa de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la masa total en el sentido considerado. Como se puede ver en la Fig #43. Desarrollado esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #60, cuadro que muestra el calculo del centro de masas del Nivel 1 y Nivel 2 en direccion: "X" y "Y" de la vivienda de la Los Nogales; referenciado al plano arquitectonico de la Fig #51 y #53: Nomenclatura de Paredes.

El centro de Rigideces (CR), en un sistema de muros, se calcula determinando momentos de rigidez de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la rigidez total en el sentido considerado. Fig #42. Desarrollado esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #61, cuadro que muestra el calculo del centro de rigideces del Nivel 1 y Nivel 2 en direccion: "X" y "Y" de la vivienda de la Los Nogales; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #51 y #53: Nomenclatura de Paredes.



CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDECES

Figura 59. Perfil de la planta arquitectónica Los Nogales. Nomenclatura de valores dimensionales. Centros de masas y de rigideces. Fuente: El Autor. 2012.

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MiT
A	6,44	0,15	2,4	0	1600	3709,44	0,0	0,00	0,00
B	0,95	0,15	2,4	0	1600	547,20	2,7	1477,44	0,18
C	1,27	0,15	2,4	1,47	1600	378,72	4,1	1567,90	0,19
D	6,44	0,15	2,4	0	1600	3709,44	6,1	22516,30	2,70
						8344,80		Xr 1	3,06

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MiT
1	3,13	0,15	2,4	3,75	1600	902,88	0,0	0,00	0,00
2	1,34	0,15	2,4	2,52	1600	167,04	0,0	0,00	0,00
3	1,5	0,15	2,4	1,2	1600	576,00	0,0	0,00	0,00
4	2,12	0,15	2,4	0	1600	1221,12	3,1	3785,47	0,54
5	2,12	0,15	2,4	0	1600	1221,12	5,2	6313,19	0,90
6	6	0,15	2,4	2,35	1600	2892,00	6,3	18219,60	2,61
						6980,16		Yr 1	4,06

Nivel 1: CM (3,06 ; 4,06).

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MiT
A	6,44	0,15	2,4	0	1600	3709,44	0,0	0,00	0,00
B	2,4	0,15	2,4	0	1600	1382,40	3,0	4147,20	0,38
C	1,2	0,15	2,4	1,89	1600	237,60	2,6	617,76	0,06
D	1,2	0,15	2,4	1,89	1600	237,60	3,4	807,84	0,07
E	2,4	0,15	2,4	0	1600	1382,40	3,0	4147,20	0,38
F	6,9	0,15	2,4	0	1600	3974,40	6,0	23846,40	2,18
						10923,84		Xr 2	3,07

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MiT
1	6	0,15	2,4	6,84	1600	1814,40	0,0	0,00	0,00
2	2,3	0,15	2,4	0	1600	1324,80	3,1	4106,88	0,44
3	1,2	0,15	2,4	1,89	1600	237,60	2,7	639,14	0,07
4	2,28	0,15	2,4	0	1600	1313,28	3,1	4071,17	0,44
5	3,13	0,15	2,4	1,05	1600	1550,88	5,2	8018,05	0,87
6	3,14	0,15	2,4	2,22	1600	1275,84	6,3	8037,79	0,87
7	3,13	0,15	2,4	0,36	1600	1716,48	6,9	11843,71	1,28
						9233,28		Yr 2	3,98

Nivel 2: CM (3,07 ; 3,98).

CENTRO DE RIGIDECEDES. CR.								
Nivel 1: Direccion Y.								
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT
A	644	15	240	60000	1,78855E+11	0,0	0,0	0,00
B	95	15	240	60000	574135044,6	2,7	1550164620,5	0,00
C	127	15	240	60000	1371685045	4,1	5678776084,8	0,02
D	644	15	240	60000	1,78855E+11	6,1	1085649243000,0	3,02
					3,59656E+11		Xr 1	3,04

CENTRO DE RIGIDECEDES. CR.								
Nivel 1: Direccion X.								
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT
1	313	15	240	60000	20534127455	0,0	0,0	0,00
2	134	15	240	60000	1611230357	0,0	0,0	0,00
3	150	15	240	60000	2260044643	0,0	0,0	0,00
4	212	15	240	60000	6380442857	3,1	19779372857,1	0,11
5	212	15	240	60000	6380442857	5,2	32986889571,4	0,18
6	600	15	240	60000	1,44643E+11	6,3	911250000000,0	5,01
					1,81809E+11		Yr 1	5,30

Nivel 1: CR (3,04 ; 5,3).

CENTRO DE RIGIDECEDES. CR.								
Nivel 2: Direccion Y.								
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT
A	644	15	240	60000	1,78855E+11	0,0	0,0	0,00
B	240	15	240	60000	9257142857	3,0	27771428571,4	0,07
C	120	15	240	60000	1157142857	2,6	3008571428,6	0,01
D	120	15	240	60000	1157142857	3,4	3934285714,3	0,01
E	240	15	240	60000	9257142857	3,0	27771428571,4	0,07
F	690	15	240	60000	2,19984E+11	6,0	1319902232142,9	3,15
					4,19667E+11		Xr 2	3,29

CENTRO DE RIGIDECEDES. CR.								
Nivel 2: Direccion X.								
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT
1	600	15	240	60000	1,44643E+11	0,0	0,0	0,00
2	230	15	240	60000	8147544643	3,1	25257388392,9	0,12
3	120	15	240	60000	1157142857	2,7	3112714285,7	0,02
4	228	15	240	60000	7936842857	3,1	24604212857,1	0,12
5	3,13	15	240	60000	20534,12746	5,2	106161,4	0,00
6	314	15	240	60000	20731569643	6,3	130608888750,0	0,64
7	313	15	240	60000	20534127455	6,9	141685479442,0	0,70
					2,0315E+11		Yr 2	1,60

Nivel 2: CR (3,29 ; 1,6).

Figura 60. Centro de masas: nivel 1 y nivel 2, en X y Y. Fuente: El autor. 2012

Figura 61. Centro de rigideces: nivel 1 y nivel 2, en X y Y. Fuente: El autor. 2012

CMTX	3,07	CRTX	3,17
CMTY	4,02	CRTY	3,45
CMT (3,07 ; 4,02)		CRT (3,17 ; 3,45)	

Figura 62. Coordenadas del centro de masas y del centro de rigideces.
Fuente: el autor. 2012.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

Para de esta manera obtener las coordenadas del Centro de masas total (CMT) y las coordenadas del Centro de Rigideces Total (CRT), para encontrar la distancia entre los dos centros que da como resultado la excentricidad de la vivienda (e); como se puede ver graficamente en Fig #59, y en el cuadro de la Fig# 62.

d : 6,15m. Dimensión en planta del edificio en la dirección más desfavorable.

b y c : 6,15m y 6,45m respectivamente. Son las longitudes de la mayor protuberancia del cuerpo principal del edificio.

v : 0,5m. Longitud del volado del edificio.

Lv : 3,15m. Longitud del vano adyacente al volado del edificio.

Factores β :

$\beta_1 = a/L$; $\beta_1 = 6,15 / 6,45$; $\beta_1 = 0,953$.

$\beta_2 = e/d$; $\beta_2 = 0,58 / 6,15$; $\beta_2 = 0,094$.

$\beta_3 = v/L_v$; $\beta_3 = 0,5 / 3,15$; $\beta_3 = 0,15$.

$\beta_4 = c/d$; $\beta_4 = 6,45 / 6,15$; $\beta_4 = 1,048$.

Cumpliendo que: $\beta_3 < 0,2$; $\beta_1 > 0,4$; $\beta_4 > 0,5$; $\beta_2 < 0,2$. Por lo tanto la calificación para este ítem en A.

Ítem 7: Configuración en elevación.

Calificación C: $k_i=3$; $w=2,0$.

El método italiano considera tres criterios básicos para la evaluación del parámetro de configuración en elevación, tomados de la Fig. # 31.

- Primer criterio:
Relación: $T / H = 2,4 / 6,5 = 0,369$.
- Segundo criterio:
 - Variación de masas entre pisos consecutivos:
Masa PB=15324,96
Masa PA=20157,12
 $\delta M = \delta M / M(\%) = (4832,16 / 15324,96) \times 100 = 31,5\%$.
 - Variación de superficies entre pisos consecutivos:
Área PB= 40,4m³.
Área PA= 41,3m³.
 $\delta A = \delta A / A(\%) = (0,9 / 40,4) \times 100 = 2,2\%$.
- Tercer criterio: variación de rigideces, piso débil.

La vivienda no muestra variación de rigidez lateral ni cambios de materiales, pero si una variación significativa en la densificación de paredes en la planta alta principalmente.

Utilizando estos criterios, la calificación para este ítem es de C; debido principalmente a la diferencia de masa (mayor al 20%) y de densificación de paredes que existe entre el piso superior y el piso inferior de esta vivienda.

Ítem 8: Conexión entre elementos críticos.

Calificación C: $k_i=2$; $w=1,0$.

Para calificar este ítem se definen tres factores γ de acuerdo a la Fig. # 48:

$$\gamma_1 = s / b = 0 / 0,15. \gamma_1=0.$$

$$\gamma_2 = e / b'_{\min} = 0 / 0,1. \gamma_2=0.$$

$$\gamma_3 = e / b'' = 0 / 0,1. \gamma_3=0.$$

En donde:

s: Dimensión mayor de la parte sobresaliente de la viga respecto a la cara de la columna.

b: Dimensión de la columna.

e: Excentricidad entre los ejes de las vigas y de las columnas.

b'_{min}: Menor valor de las dimensiones entre el ancho de la viga y la columna.

b'': Dimensión de la columna perpendicular a la dirección de verificación de la conexión.

Como ya se mencionó en el Ítem 2: calidad del sistema resistente: la suelda para el armado de la estructura en el sitio de la obra fué de menor calidad, diferente a la usada en el taller, lo que redujo en la calidad estructural de la construcción, y en consecuencia un deficiente comportamiento sísmico, (no dúctil); dando una calificación C para este ítem, a pesar de que cumple con los siguientes requisitos:

$$s \leq 0,2 b.$$

$$0 \leq 0,2 \times 0,15.$$

$$0 \leq 0,016. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$s \leq h / 2.$$

$$0 \leq 0,15 / 2.$$

$$0 \leq 0,075. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$e \leq 0,2 b'_{\min}.$$



Figura 63. Deficiente anclaje de paredes de antepechos Los Nogales. Fachada frontal. Fuente: El Autor. 2012.

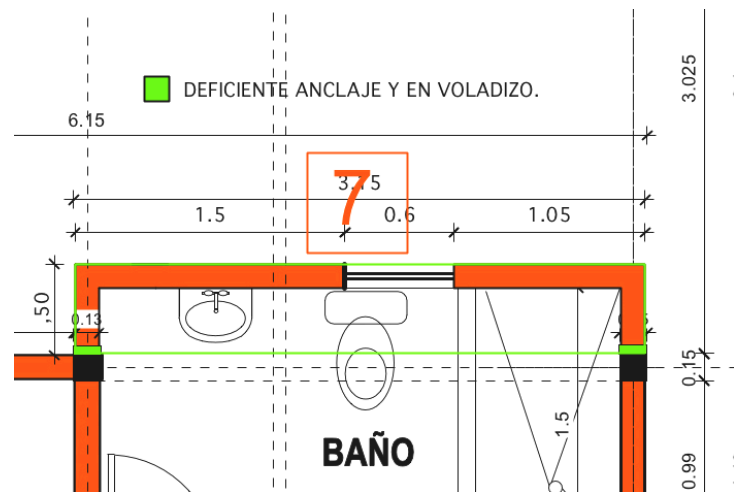


Figura 64. Deficiente anclaje de pared 7 en voladizo de baño en planta alta. Los Nogales. Fuente: El Autor. 2012.

$0 \leq 0,2 \times 0,1.$
 $0 \leq 0,02. \quad \checkmark$ cumple

Ítem 9: Elementos estructurales de baja ductilidad.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

Este ítem se califica de acuerdo a cinco casos típicos que son rígidos, frágiles y poco dúctiles, (columna corta), que se muestra en la Fig. # 49. La vivienda no presenta elementos de baja ductilidad o columnas cortas, tampoco en el conjunto ni en la disposición de las viviendas.

Ítem 10: Elementos no estructurales:

Calificación C: $k_i=2$; $w=1.0$.

En la vivienda de manera generalizada se puede afirmar que existen elementos externos e internos estables, pero que se encuentran conectados de manera deficiente a la estructura, debido principalmente al diseño de la vivienda y al mal anclaje entre la estructura de metal y la mampostería; el mismo que deja insuficiente el trabajo de chicoteado (amarrado con hierros soldados a la estructura metálica, cada dos hiladas aproximadamente), estos elementos ante la presencia de un sismo pueden derrumbarse con relativa facilidad al desprenderse de la estructura, aquí se muestra los casos mas sobresalientes:

Los antepechos de las ventanas de la fachada frontal, se encuentran conectados a la estructura únicamente por la base del antepecho, teniendo poca superficie de anclaje. Fig. # 63. En la fachada posterior en la planta alta la pared del baño que se encuentra sobre un pequeño voladizo, claramente desconectada de la estructura de la vivienda. Fig. # 64.

Algo similar ocurre en las paredes en el acceso a la vivienda en planta baja, estas dos paredes tienen deficiente conexión con la estructura metálica de la vivienda. Fig. # 66. También el caso de las paredes intermedias en planta alta, que se encuentran parcialmente ancladas a la estructura de la vivienda siendo vulnerables ante movimientos horizontales de un sismo. Fig. # 67.

4.3.1.1 Resultados de índices: Los Nogales.

Luego del análisis de los diez ítems de vulnerabilidad se tiene los resultados de sus calificaciones y pesos de ponderación respectivamente, Fig. #65; para luego aplicar la fórmula de la suma ponderada y así obtener el índice de vulnerabilidad normalizando en una escala del 0 a 100; el mismo que es de 58,66/100 que representa un **nivel de vulnerabilidad alto**.

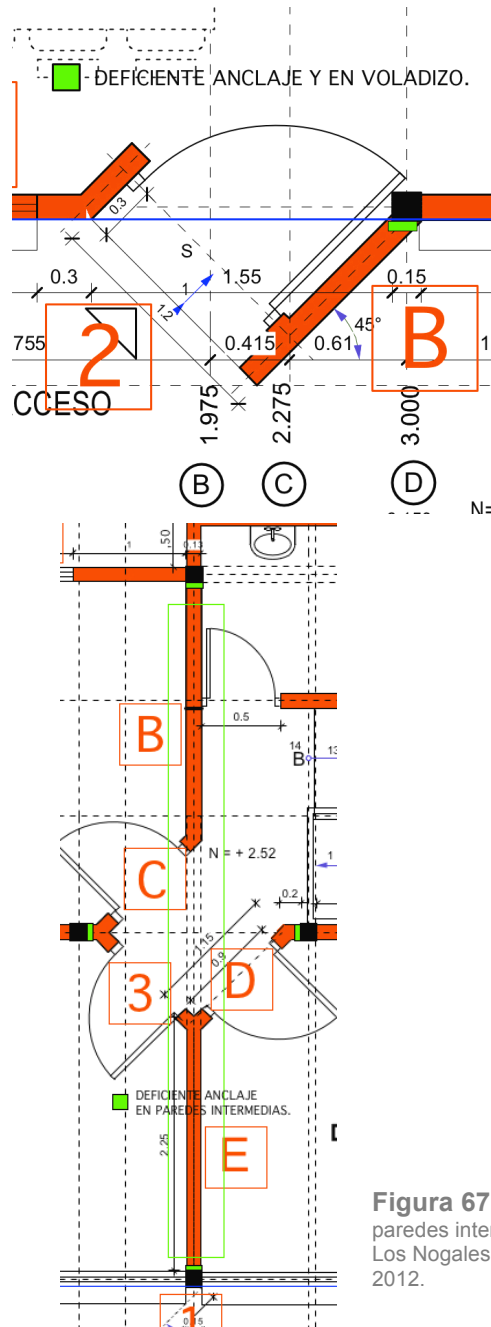


Figura 66. Deficiente anclaje de pared 2, B en acceso a vivienda planta baja. Los Nogales. Fuente: El Autor. 2012.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

CALIFICACIONES Y PESOS DE PONDERACION DE ITEMS DE VULNERABILIDAD					
RESULTADOS DE INDICES: LOS NOGALES.					
Nº	PARAMETRO	Ki (A)	Ki (B)	Ki (C)	PESO W
1	Organización del Sistema Resistente.	0	1	2	4,0
2	Calidad del Sistema Resistente.	0	1	2	1,0
3	Resistencia Convencional.	-1	0	1	1,0
4	Posición del Edificio y Cimentación.	0	1	2	1,0
5	Losa de Entrepiso.	0	1	2	1,0
6	Configuración en Planta.	0	1	2	1,0
7	Configuración en Elevación.	0	1	3	2,0
8	Conexión Entre Elementos Críticos.	0	1	2	1,0
9	Elementos de Baja Ductilidad.	0	1	2	1,0
10	Elementos no Estructurales.	0	1	2	1,0

Figura 65. Calificaciones y pesos de ponderación de ítems de vulnerabilidad. Los Nogales. Fuente el autor. 2012.

$$I_v = (K_1W_1 + K_2W_2 + \dots + K_{10}W_{10}) / (K_1 + K_s + \dots + K_{10})$$

$$I_v = [(1 \times 4) + (1 \times 1) + (1 \times 1) + (0 \times 1) + (1 \times 1) + (0 \times 1) + (3 \times 2) + (2 \times 1) + (0 \times 1) + (2 \times 1)] / 14$$

$$I_v = 17 / 14$$

$$I_v = 1,214 \approx 58,66\%$$

Este resultado nos da un rango de vulnerabilidad ALTO, ya que cumple con: $55 < I_v \leq 65$. Fig # 32.

4.4 Análisis de vulnerabilidad: urbanización "Vista al Río".

Como se vió en el análisis de viviendas de interés social, la urbanización Vista al Río, se realizó en base a un sistema constructivo convencional muy utilizado en Cuenca, con poca innovación tecnológica. Está compuesto básicamente de hormigón armado en su estructura, donde se tienen columnas que arrancan desde los plintos, vigas y cadenas que se amarran formando pórticos resistentes. La losa es alivianada y las paredes son de bloque, las mismas que en algo aportan al sistema estructural directamente. Detalles del 16 al 20; en 1.4.Revisión de algunos programas de vivienda de interés social en Cuenca. Capítulo 1 de esta tesis.

A continuación se muestra los planos arquitectónicos de la vivienda tipo de la urbanización, que sirve como base para el cálculo y análisis del método de los índices. Fig. # 68, Fig. # 69 y Fig. # 71.

Ítem 1: Tipo de organización del sistema resistente:

Calificación B: $k_i=1$; $w=4.0$.

En este caso el sistema resistente de pórticos de hormigón armado y muros de mampostería es exactamente el que plantea el método de índices. Para la calificación de este ítem se toma los parámetros evaluadores del esquema resistente, Fig. # 52, cumpliendo con la mayoría de los requisitos para calificación B:

- Los muros de mampostería están formados por elementos consistentes, con bloques de hormigón cuyo material de unión es un mortero de buena calidad.
- En este caso los espacios huecos del muro de mampostería en casi la mitad de todas las paredes supera el 30% del área de la superficie total del muro, llegando a ser en muros de fachada de hasta el 40% del área total de muro, haciéndolo sísmicamente vulnerable.

$$0,3 h * L \leq a * b < 0,6 h * L$$

$$0,3 (2,6*3,5) \leq 1,6*2,3 < 0,6 (2,6*3,5)$$

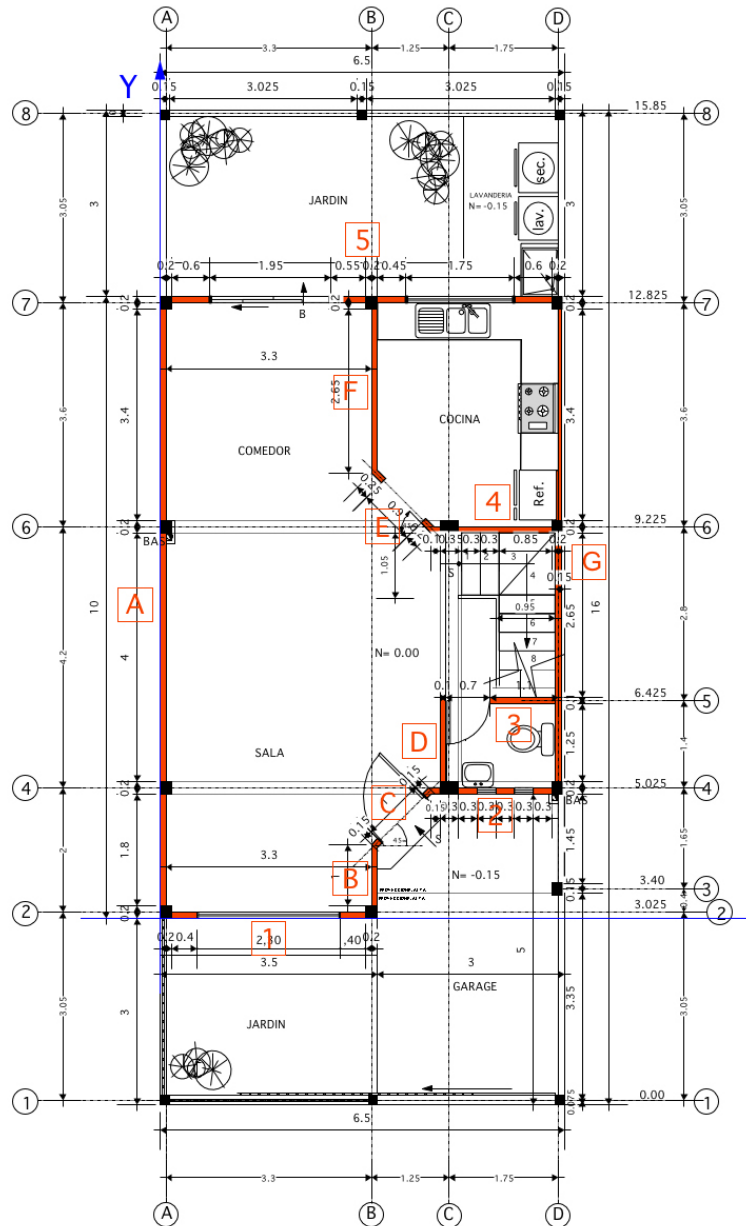
$$2,73 \leq 3,68 < 5,46 \quad \text{No cumple}$$

$$0,3 h * L \leq a * b < 0,6 h * L$$

$$0,3 (2,65*3,4) \leq 1,2*1,95 < 0,6 (2,65*3,4)$$

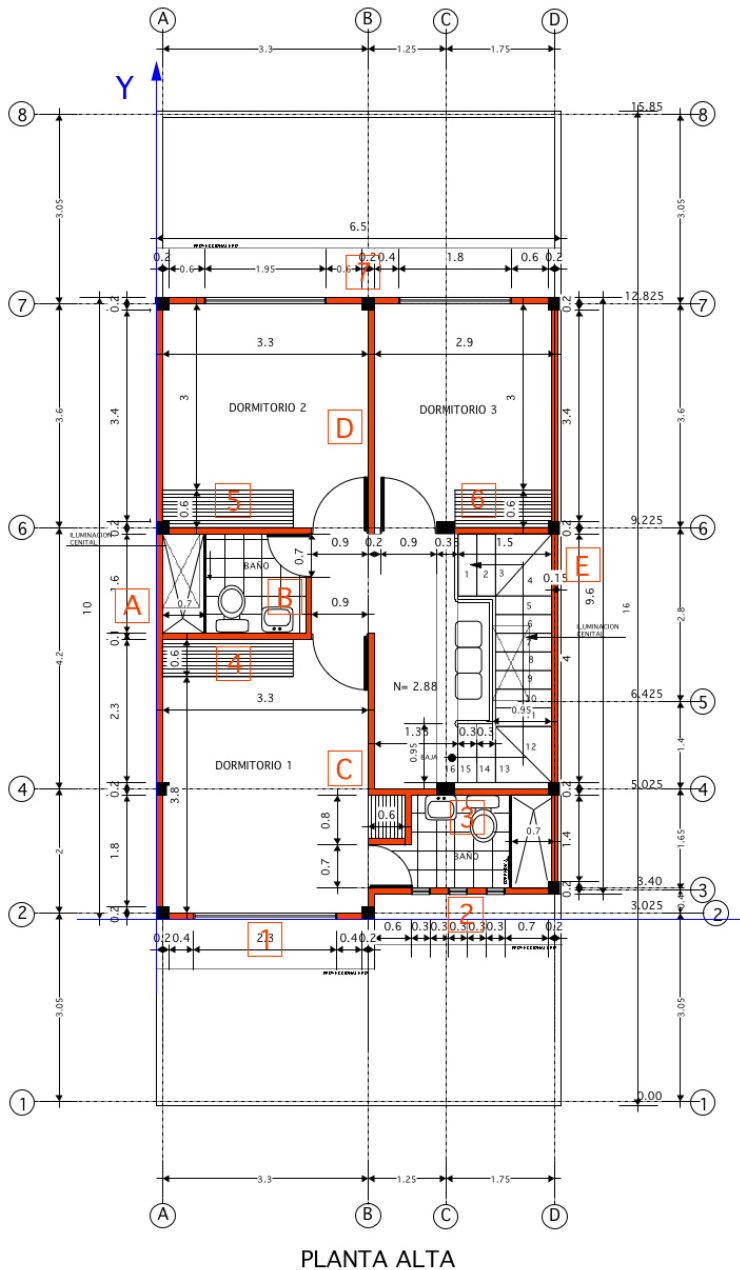
$$2,7 \leq 2,34 < 5,4 \quad \text{No cumple}$$

- La relación de esbeltez de los muros es menor a 30.
 $h / e < 30$
 $2,6 / 0,15 < 30$
 $17,3 < 30 \quad \checkmark \text{ cumple}$
- La separación entre la viga y la parte superior del muro es inferior a 3cm.
- En este caso el muro que es de 15cm sobresale 5cm de la viga siendo mas 30 %, por lo tanto no cumple.



PLANTA BAJA

Figura 68. Nomenclatura de Paredes eje x y eje y en Planta Baja arquitectónica Vista al Río. Fuente: EMUVI. 2012.



PLANTA ALTA

Figura 69. Nomenclatura de Paredes eje x y eje y en Planta Alta arquitectónica Vista al Río. Fuente: EMUVI. 2012.

ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

- El área de columnas que limitan el muro es mayor que 20 veces el espesor de dicho muro.
 $c * d > 20 * e$
 $15 * 30 > 20 * 15$
 $450 > 300 \checkmark$ cumple

Ítem 2: Calidad del sistema resistente:

Calificación A: $k_i=0$; $w=1,0$.

El conjunto habitacional cuenta con todas las especificaciones técnicas, detalles constructivos del caso; además de una fiscalización en obra, lo que garantiza que la calidad de los materiales y la calidad constructiva sea la misma de las especificaciones, además de la realización de pruebas.

Al ser un sistema constructivo utilizado de manera generalizada en nuestro medio, existe pocos errores en la ejecución de la obra propiamente dicha, no existe zonas de porosidad excesiva ni con irregularidades mayores.

Ítem 3: Resistencia convencional:

Calificación C: $k_i=1$; $w=1,0$.

Calificación dada por medio de cálculos estructurados simplificados basados en el desarrollo de las siguientes fórmulas:

Cortante Resistente, Fórmula#1: $C = (A^\circ * \tau) / q N$.

De donde, fórmulas #1a y 1b:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s ; A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t$$

N: 2 pisos. Número de pisos. Fig. #72. Planos Vista al Río.

A_t : 59m². Área total de la planta en m². Fig. #68 y #69. Planos Vista al Río.

A_x , A_y : A_x : 5,765m² y A_y : 7,761m². Áreas totales de las secciones resistentes de hormigón armado y de mampostería, en los sentidos "x" y "y" respectivamente. Áreas tomadas de Fig. #68 y #69. Planos Vista al Río.

- Área de paredes: A_x : 5,765m² y A_y : 7,761m².
- Área de columnas de hormigón armado: 1,04 m². Así se tiene 20 columnas de 20x20 y 4 columnas de 20x30.

A° : 0,097. Valor mínimo entre A_x y A_y dividido por A_t .

h : 2,6m. Altura media de los piso en metros. Fig. #72. Planos Vista al Río.

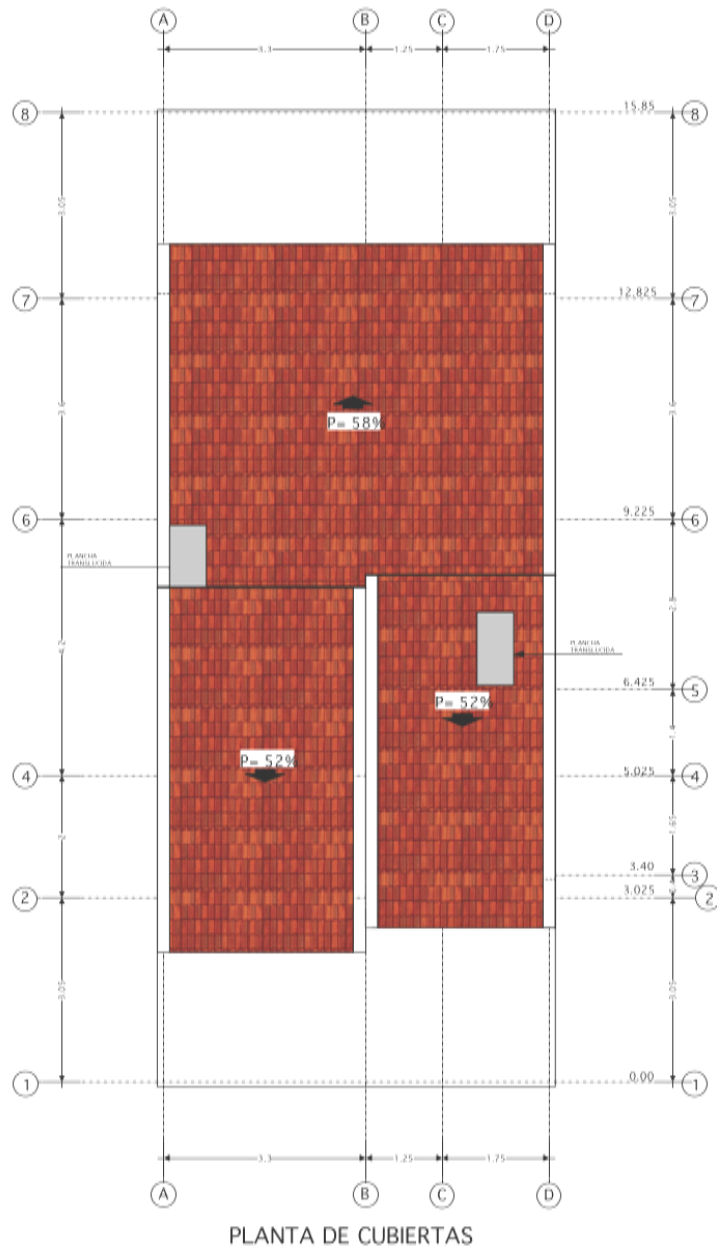


Figura 71. Planta de cubierta, arquitectónica Vista al Río. Fuente: EMUVI. 2012.

ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

P_m : 3,102 T/m³. Peso específico por unidad de área del sistema de resistente en T/m³. Se toman los pesos específicos de los materiales de la Tabla de la Fig # 35.

$$P_m = \{[(\text{Paredes Bloque } A_{xt} + A_{yt}) * h] * (PE \text{ Mamp. Concreto})\} + \{[(\text{Losa } A_t * 0,25) + (\text{Area Columnas} * 2,6)] * (PE \text{ concreto reforzado})\}$$

$$P_m = \{[(5,765 + 7,761) * 2,6] * (2,15)\} + \{[(59 * 0,25) + (1,04 * 2,6)] * 2,4\}$$

$$P_m = 117,49 \text{ T} / \text{Volumen resistente} = (5,765 + 7,761 + 1,04) * 2,6$$

$$P_m = 117,49 \text{ T} / 37,87 \text{ m}^3$$

$$P_m = 3,102 \text{ T} / \text{m}^3$$

P_s : 1,99 T/m². Peso por unidad de área del sistema de piso, en T/m².

$$P_s = P_m / A_t$$

$$P_s = 117,49 / 59$$

$$P_s = 1,99 \text{ T} / \text{m}^2$$

τ : 43,57 T/m². Resistencia al cortante de los elementos del sistema resistente. Obtenida como una ponderación entre los valores resistentes a cortante de cada uno de los materiales que constituyen el sistema resistente estructural. (en este caso estructura de hormigón armado y mampostería de bloque.) Fig #37 y Fig #70.

Valores del Coeficiente de trabajo $\sigma_{ad} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$				
Material	Tracción	Compresión	Flexión	Corte
Hierro	750 a 1000	750 a 1000	750 a 1000	600 a 800
Aceros – perfiles - chapas	750 a 1800	750 a 1800	750 a 1800	600 a 1200
Fundición gris	250	500 a 1000	-----	200
Cobre	400 a 600	600 a 700	-----	300 a 500
Pino tea	60 a 100	40 a 60	40 a 100	10 a 35
Quebracho colorado	120 a 140	120 a 140	120 a 140	100 a 120
Urunday	90 a 120	90 a 120	90 a 120	80 a 100
Lapacho	80 a 100	80 a 100	80 a 100	60 a 80
Granito	-----	40 a 60	-----	-----
Caliza	-----	15 a 60	-----	-----
Mampostería Ladrillo Prensado	-----	10 a 12	-----	3 a 4
Mampostería de Bloque	-----	5 a 6	-----	2 a 3
Hormigón simple	-----	10 a 40	-----	-----
Hormigón armado	35 a 60	35 a 75	35 a 70	35 a 60

Figura 70. Cortante de la mampostería de bloque. Valores del coeficiente de trabajo Kg / cm².

Mediante la relación:

$$\tau = (\sum \tau_i * A_i) / \sum A_{it}$$

τ_i : 350 T / m². Resistencia al cortante del hormigón.

τ_i : 20 T / m². Resistencia al cortante de la mampostería de bloque.

A_i : Áreas del hormigón armado y de la mampostería respectivamente.

A_{it} : Área total de materiales.

De donde:

$$\tau = [(350 * 1,04) + (20 * 10,13)] / 14,56$$

$$\tau = 43,57 \text{ T / m}^2.$$

Reemplazando estos valores en las fórmulas #1a y 1b, se tiene:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s.$$

$$q = [(5,765 + 7,761) / 59] * 2,6 * 3,102 + 1,99$$

$$q = 3,838.$$

$$A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t.$$

$$A^\circ = [\min(5,765)] / 59$$

$$A^\circ = 0,097$$

Reemplazando estos valores en la fórmula #1, se tiene:

$$C = (A^\circ * \tau) / q N.$$

$$C = (0,097 * 43,57) / 3,838 * 2.$$

$$C = 0,55. \text{ Valor del cortante resistente.}$$

Cortante actuante, Fórmula #2: $C_s = (1,25 * S) / T.$

S: 1,2. Coeficiente de suelo; que en este caso se ha elegido el S2 equivalente a suelos intermedios Fig #38.

T: 0,196. Período de vibración:

$$\text{Fórmula \#2a: } T = C_t (h)^{3/4}$$

C_t : 0,0488, prescrito para otras estructuras. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.



FACHADA FRONTAL



FACHADA POSTERIOR

Figura 72. Fachadas, arquitectónica Vista al Río.
Fuente: EMUVI. 2012.

h : 6,4m. Altura total del edificio.

$T = 0,0488 (6,4)^{3/4}$

$T = 0,196$

Reemplazando estos valores en la Fórmula#2, se tiene:

$C_s = (1,25 * S) / T$.

$C_s = (1,25 * 1,2) / 0,196$.

$C_s = 7,653$. Valor del cortante actuante.

Coefficiente α , Fórmula #3: $\alpha = C / (Z * C_s)$

α : Coeficiente que relaciona el cortante resistente y el cortante actuante.

Z : Valor que esta en función de la zona sísmica que para la ciudad de Cuenca es de 0.25. Fig#18.

$\alpha = C / (Z * C_s)$

$\alpha = 0,55 / (0,25 * 7,653)$

$\alpha = 0,287$. Coeficiente.

Luego de obtener el valor del coeficiente α se procede a la calificación del ítem 3, que según el formulario de vulnerabilidad para los edificios, en el capítulo 3.3.2 de esta tesis; se tiene que:

Cumpliendo con la calificación C: si α es menor a 0.7.

Ítem 4: Posición del edificio y de la cimentación.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1,0$.

El terreno de cimentación es estable, con pendiente inferior al 15%, no existen diferencias en la cotas de cimentación significativa.

Ítem 5: Losa de entrepisos.

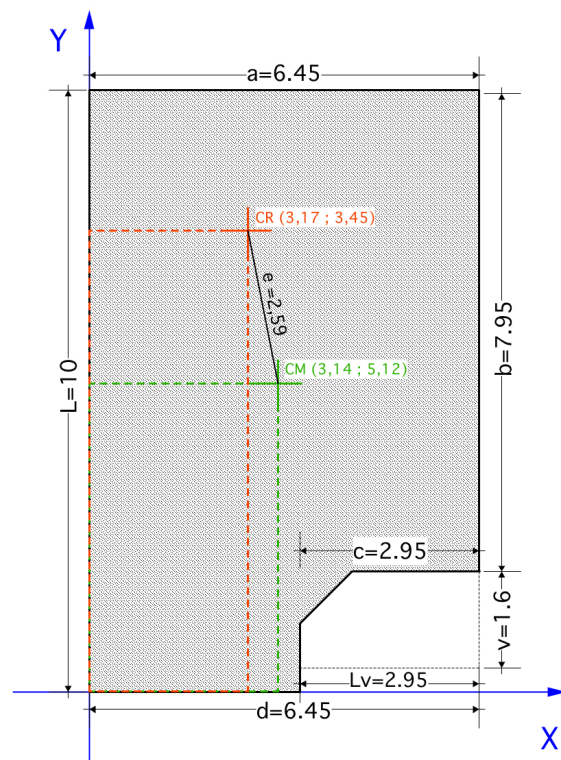
Calificación B: $k_i=1$; $w=1,0$.

Las losas de entrepiso de las viviendas son bastante rígidas; esta losa es alivianada con bloques de pómez de 20x20x40 cm, con nervios bidireccionales de 10cm y un espesor de 25cm, como se puede ver en el Detalle #18. Capítulo 1.

La calificación para este ítem es B, debido principalmente a que existen luces de mas de 4,5m en la parte central de la casa, en donde a pesar de los macizados en la losa (que le proporcionan una buena conexión con los elementos verticales) se produce un pequeño pandeo y vibración en esa zona, disminuyendo así su rigidez en el plano.

Ítem 6: Configuración en planta:

Calificación B: $k_i=1$; $w=1,0$.



CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDECES.

Figura 73. Perfil de la planta arquitectónica Vista al Río.
Nomenclatura de valores dimensionales. Centros de masas y de rigideces. Fuente: El Autor. 2012.

Las calificaciones para este ítem se obtienen a partir de los valores tomados de dimensiones de la Fig. #40, referenciadas a los planos arquitectónicos de la vivienda, Fig. #68 y #69; definiendo 4 factores β que califican a este ítem; así: Valores: Fig. #73.

a : 6,45m. Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión menor del bloque principal del edificio.

L: 10m. Dimensión mayor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión mayor del bloque principal.

e : 2,59m. Excentricidad existente entre el centro de masas, CM, y el centro de rigideces, CR.

El centro de masas (CM) en un sistema de muros se calcula determinando momentos de masa de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la masa total en el sentido considerado. Como se puede ver en la Fig #43. Desarrollado esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #75, cuadro que muestra el calculo del centro de masas del Nivel 1 y Nivel 2 en dirección: "X" y "Y" de la vivienda de la Vista al Río; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #68 y #69: Nomenclatura de Paredes.

El centro de rigideces (CR) en un sistema de muros se calcula determinando momentos de inercia de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la inercia total en el sentido considerado. Fig #42. Desarrollado esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #74, cuadro que muestra el cálculo del centro de rigideces del Nivel 1 y Nivel 2 en dirección: "X" y "Y" de la vivienda de la Vista al Río; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #68 y #69: Nomenclatura de paredes.

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MIT
A	10	0,15	2,6	0	2150	8385,00	0,0	0,00	0,00
B	1,14	0,15	2,6	0	2150	955,89	3,5	3345,62	0,16
C	1,3	0,15	2,6	2,1	2150	412,80	4,1	1692,48	0,08
D	1,5	0,15	2,6	0	2150	1257,75	4,5	5659,88	0,28
E	1,3	0,15	2,6	2,1	2150	412,80	4,1	1692,48	0,08
F	2,85	0,15	2,6	0	2150	2389,73	3,3	7886,09	0,38
G	8	0,15	2,6	0	2150	6708,00	6,5	43266,60	2,11
						20521,97	Xr 1		3,10

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MIT
1	3,5	0,15	2,6	3,68	2150	1747,95	0,0	0,00	0,00
2	2,1	0,15	2,6	0,36	2150	1644,75	2,0	3289,50	0,33
3	1,95	0,15	2,6	1,47	2150	1161,00	3,5	4005,45	0,40
4	2,1	0,15	2,6	0	2150	1760,85	6,2	10917,27	1,10
5	6,45	0,15	2,6	5,67	2150	3579,75	10,0	35797,50	3,62
						9894,30	Yr 1		5,46

Nivel 1: CM (3,10 ; 5,46).

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MIT
A	10	0,15	2,6	0	2150	8385,00	0,0	0,00	0,00
B	1,8	0,15	2,6	1,47	2150	1035,23	2,4	2484,54	0,11
C	4,6	0,15	2,6	3,15	2150	2841,23	3,4	9660,17	0,41
D	3,8	0,15	2,6	0	2150	3186,30	3,4	10833,42	0,46
E	9,6	0,15	2,6	0	2150	8049,60	6,5	51919,92	2,21
						23497,35	Xr 2		3,19

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MIT
1	3,5	0,15	2,6	3,68	2150	1747,95	0,0	0,00	0,00
2	3	0,15	2,6	0,27	2150	2428,43	0,4	971,37	0,06
3	3	0,15	2,6	0	2150	2515,50	2,0	5031,00	0,29
4	3,5	0,15	2,6	1,89	2150	2325,23	4,5	10463,51	0,61
5	3,4	0,15	2,6	1,89	2150	2241,38	6,2	13896,53	0,81
6	3	0,15	2,6	1,89	2150	1905,98	6,2	11817,05	0,69
7	6,45	0,15	2,6	4,5	2150	3957,08	10,0	39570,75	2,31
						17121,53	Yr 2		4,77

Nivel 2: CM (3,19 ; 4,77).

Figura 75. Centro de masas: nivel 1 y nivel 2, en X y Y. Fuente: el autor. 2012.

CENTRO DE RIGIDECEDES. CR.								
Nivel 1: Direccion Y.								
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT
A	1000	15	260	60000	6,18132E+11	0,0	0,0	0,00
B	114	15	260	60000	915789560,4	3,5	3205263461,5	0,00
C	130	15	260	60000	1358035714	4,1	5567946428,6	0,01
D	150	15	260	60000	2086195055	4,5	9387877747,3	0,01
E	130	15	260	60000	1358035714	4,1	5567946428,6	0,01
F	285	15	260	60000	14309211882	3,3	47220399210,2	0,05
G	800	15	260	60000	3,16484E+11	6,5	2041318681318,7	2,14
					9,54643E+11	Xr 1		2,21

CENTRO DE RIGIDECEDES. CR.								
Nivel 1: Direccion X.								
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT
1	350	15	260	60000	26502403846	0,0	0,0	0,00
2	210	15	260	60000	5724519231	2,0	11449038461,5	0,05
3	195	15	260	60000	4583370536	3,5	15812628348,2	0,08
4	210	15	260	60000	5724519231	6,2	35492019230,8	0,17
5	645	15	260	60000	1,65867E+11	10,0	1658671102335,2	7,96
					2,08402E+11	Yr 1		8,26

Nivel 1: CR (2,21 ; 8,26).

CENTRO DE RIGIDECEDES. CR.								
Nivel 2: Direccion Y.								
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT
A	1000	15	260	60000	6,18132E+11	0,0	0,0	0,00
B	180	15	260	60000	3604945055	2,4	8651868131,9	0,01
C	460	15	260	60000	60166483516	3,4	204566043956,0	0,16
D	380	15	260	60000	33918131868	3,4	115321648351,6	0,09
E	960	15	260	60000	5,46884E+11	6,5	3527398681318,7	2,79
					1,2627E+12	Xr 2		3,05

CENTRO DE RIGIDECEDES. CR.								
Nivel 2: Direccion X.								
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT
1	350	15	260	60000	26502403846	0,0	0,0	0,00
2	300	15	260	60000	16689560440	0,4	6675824175,8	0,02
3	300	15	260	60000	16689560440	2,0	33379120879,1	0,11
4	350	15	260	60000	26502403846	4,5	119260817307,7	0,41
5	340	15	260	60000	24295054945	6,2	150629340659,3	0,51
6	300	15	260	60000	16689560440	6,2	103475274725,3	0,35
7	645	15	260	60000	1,65867E+11	10,0	1658671102335,2	5,66
					2,93236E+11	Yr 2		7,07

Nivel 2: CR (3,05 ; 7,07).

Figura 74. Centro de rigideces: nivel y nivel 2, en X y Y. Fuente: el autor. 2012.

CMTX	3,14	CRTX	2,63
CMTY	5,12	CRTY	7,66
CMT (3,14 ; 5,12)		CRT (2,63 ; 7,66)	

Figura 76. Coordenadas del centro de masas y del centro de rigideces.
Fuente : El autor. 2012.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

Para de esta manera obtener las coordenadas del centro de masas total (CMT) y las coordenadas del centro de Rigideces Total (CRT), la distancia entre los dos centros da como resultado la excentricidad de la vivienda (e); como se puede ver graficamente en Fig #73, y en el cuadro de la Fig #76.

d : 6,45m. Dimensión en planta del edificio en la dirección más desfavorable.

b y c : 7,95m y 2,95m respectivamente. Son las longitudes de la mayor protuberancia del cuerpo principal del edificio.

v : 1,6m. Longitud del volado del edificio.

Lv : 2,95m. Longitud del vano adyacente al volado del edificio.

Factores β :

$\beta_1 = a/L$; $\beta_1 = 6,45 / 10$; $\beta_1 = 0,645$.

$\beta_2 = e/d$; $\beta_2 = 2,59 / 6,45$; $\beta_2 = 0,401$.

$\beta_3 = v/L_v$; $\beta_3 = 1,6 / 2,95$; $\beta_3 = 0,54$.

$\beta_4 = c/d$; $\beta_4 = 2,95 / 6,45$; $\beta_4 = 0,457$.

Cumpliendo que: $\beta_3 > 0,2$; $\beta_1 > 0,4$; $\beta_4 < 0,5$; $\beta_2 > 0,4$. Por lo tanto la calificación para este ítem al no cumplir con los requisitos especificados para A o C, es de B.

Ítem 7: Configuración en elevación.

Calificación C: $k_i=3$; $w=2,0$.

El método italiano considera tres criterios básicos para la evaluación del parámetro de configuración en elevación, tomados de la Fig. # 31.

- Primer criterio:
Relación: $T / H = 2,6 / 8,65 = 0,3$.
- Segundo criterio:
 - Variación de masas entre pisos consecutivos:
Masa PB=30416,27
Masa PA=40618,88
 $\delta M = \delta M / M(\%) = (10202,61 / 30416,27) \times 100 = 33,54\%$.
 - Variación de superficies entre pisos consecutivos:
Área PB= 59,16m².
Área PA= 63,55m².
 $\delta A = \delta A / A(\%) = (4,39 / 59,16) \times 100 = 7,42\%$.
- Tercer criterio: Variación de rigideces, Piso débil.

La vivienda no muestra variación de rigidez lateral, ni cambios de materiales, pero si una variación significativa en la densificación de paredes en la planta alta.

Utilizando estos criterios, la calificación para este ítem es C; debido principalmente a la diferencia de masa (mayor al 20%) y de densificación de paredes que existe entre el piso superior y el piso inferior de esta vivienda.

Ítem 8: Conexión entre elementos críticos.

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

Para calificar este ítem se definen tres factores γ de acuerdo a la Fig. # 48:

$$\gamma_1 = s / b = 0,15 / 0,15. \gamma_1=1.$$

$$\gamma_2 = e / b'_{\min} = 0,075 / 0,15. \gamma_2=0,5.$$

$$\gamma_3 = e / b'' = 0 / 0,15. \gamma_3=0.$$

En donde:

s: Dimensión mayor de la parte sobresaliente de la viga respecto a la cara de la columna.

b: Dimensión de la columna.

e: Excentricidad entre los ejes de las vigas y de las columnas.

b'_{min}: Menor dimensión entre el ancho de la viga y la columna.

b'': Dimensión de la columna perpendicular a la dirección de verificación de la conexión.

La vivienda presenta conexiones en condiciones intermedias, con una calificación B para este ítem, satisfaciendo los siguientes requisitos:

$$s > 0,4 b.$$

$$0,15 > 0,4 \times 0,15.$$

$$0,15 > 0,06. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$e > 0,3 b_{\min}.$$

$$0,15 > 0,3 \times 0,15$$

$$0,15 > 0,0455. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$e > 0,4 b''.$$

$$0,15 > 0,4 \times 0,15.$$

$$0,15 > 0,06. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

Ítem 9: Elementos estructurales de baja ductilidad.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1,0$.

CALIFICACIONES Y PESOS DE PONDERACION DE ITEMS DE VULNERABILIDAD					
RESULTADOS DE INDICES: VISTA AL RIO.					
Nº	PARAMETRO	Ki (A)	Ki (B)	Ki (C)	PESO WI
1	Organización del Sistema Resistente.	0	1	2	4,0
2	Calidad del Sistema Resistente.	0	1	2	1,0
3	Resistencia Convencional.	-1	0	1	1,0
4	Posición del Edificio y Cimentación.	0	1	2	1,0
5	Losa de Entrepiso.	0	1	2	1,0
6	Configuración en Planta.	0	1	2	1,0
7	Configuración en Elevación.	0	1	3	2,0
8	Conexión Entre Elementos Críticos.	0	1	2	1,0
9	Elementos de Baja Ductilidad.	0	1	2	1,0
10	Elementos no Estructurales.	0	1	2	1,0

Figura 77. Calificaciones y pesos de ponderación de ítem de vulnerabilidad resultados de índices. Vista al Río. El autor. 2012.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

Este ítem se califica de acuerdo a cuatro casos típicos que son rígidos, frágiles y poco dúctiles, (columna corta), que se muestra en la Fig. # 49. La vivienda no presenta elementos de baja ductilidad o columnas cortas, tampoco en el conjunto ni en la disposición de las viviendas.

Ítem 10: Elementos no estructurales:

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

En la vivienda de manera generalizada se puede afirmar que existen elementos externos e internos estables pero que se encuentran poco conectados a la estructura, dejando insuficiente el trabajo de chicoteado (amarrado con hierros soldados a la armadura de las columnas cada dos hiladas aproximadamente), estos elementos como paredes con poco anclaje fracasarán ante la presencia de un sismo al desprenderse de la estructura.

Resultados de Índices: Vista al Río.

Luego del análisis de los diez ítems de vulnerabilidad se tiene los resultados de sus calificaciones y pesos de ponderación respectivamente, para luego aplicar la formula de la suma ponderada y así obtener el índice de vulnerabilidad normalizando en una escala del 0 a 100; el mismo que es de 51,73/100 que representa un **nivel de vulnerabilidad MEDIO**. Fig. # 77.

$$I_v = (K_1W_1 + K_2W_2 + \dots + K_{10}W_{10}) / (K_1 + K_s + \dots + K_{10})$$

$$I_v = [(1 \times 4) + (0 \times 1) + (1 \times 1) + (0 \times 1) + (1 \times 1) + (1 \times 1) + (3 \times 2) + (1 \times 1) + (0 \times 1) + (1 \times 1)] / 14$$

$$I_v = 15 / 14$$

$$I_v = 1,071 \approx 51,73\%$$

Este resultado nos da un rango de Vulnerabilidad MEDIO, ya que cumple con: $45 < I_v \leq 55$. Fig # 32.

4.5 Análisis de vulnerabilidad: urbanización “Laguna del Sol”

Como se vió en el análisis de viviendas de interés social, la urbanización Laguna del Sol se realizó en base a un sistema convencional muy utilizado en las construcciones de nuestro medio; no muy diferente al de la propuesta de la urbanización Vista al Río; esta compuesto básicamente de hormigón armado en su estructura, donde se tienen columnas que arrancan desde los plintos, vigas y cadenas que se amarran formando pórticos resistentes.

Como un aporte se puede destacar la presencia de vigas prefabricadas postensadas de hormigón para conformar los entrepisos. Las paredes son de ladrillo industrial de seis huecos, las mismas que no aportan significativamente al sistema estructural directamente. Detalles del 21 al 24; en 1.4.Revisión de algunos programas de vivienda de interés social en Cuenca. Capítulo 1 de esta tesis.

A continuación se muestra los planos arquitectónicos de la vivienda tipo de la urbanización, que sirve como base para el cálculo y análisis del método de los índices. Fig. # 78, Fig. # 79, Fig. # 80 y Fig. # 81.

Ítem 1: Tipo de organización del sistema resistente:

Calificación A: $k_i=0$; $w=4,0$.

En este caso, el sistema resistente de pórticos de hormigón armado y muros de mampostería es exactamente el que plantea el método de índices. Para la calificación de este ítem se toma los parámetros evaluadores del esquema resistente, Fig. # 52, cumpliendo con la mayoría de los requisitos para calificación A:

- Los muros de mampostería están formados por elementos consistentes, con ladrillos semimacizos cuyo material de unión es un mortero de buena calidad.
- En este caso, los espacios huecos del muro de mampostería no superan el 30% del área de la superficie total del muro.

$$a * b < 0,3 h * L$$

$$1,2 * 1,45 < 0,3 (2,3 * 3,15)$$

$$1,74 < 2,17 \checkmark \text{ cumple}$$

- La relación de esbeltez de los muros es menor a 20.
 $h / e < 20$
 $2,3 / 0,15 < 20$
 $15,33 < 20 \checkmark \text{ cumple}$
- La separación entre la viga y la parte superior del muro es inferior a 1cm.
- En este caso el muro que es de 15cm no sobresale a la viga siendo por lo tanto menor al 20% de la dimensión del espesor del muro, por lo tanto \checkmark cumple.

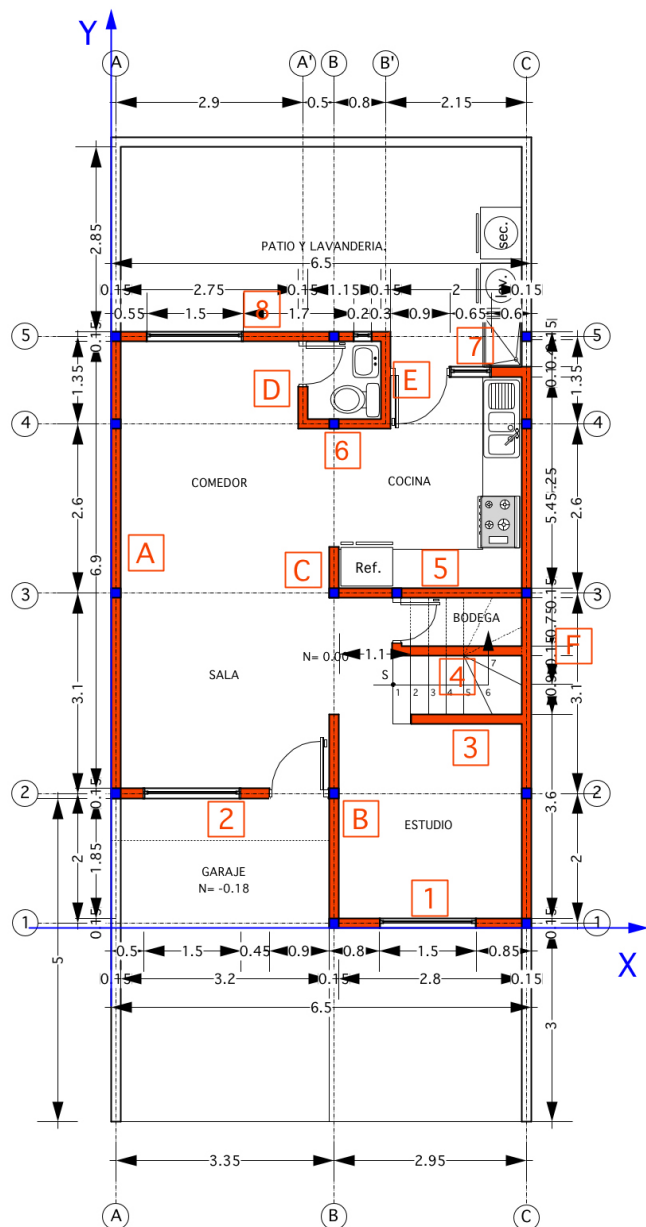
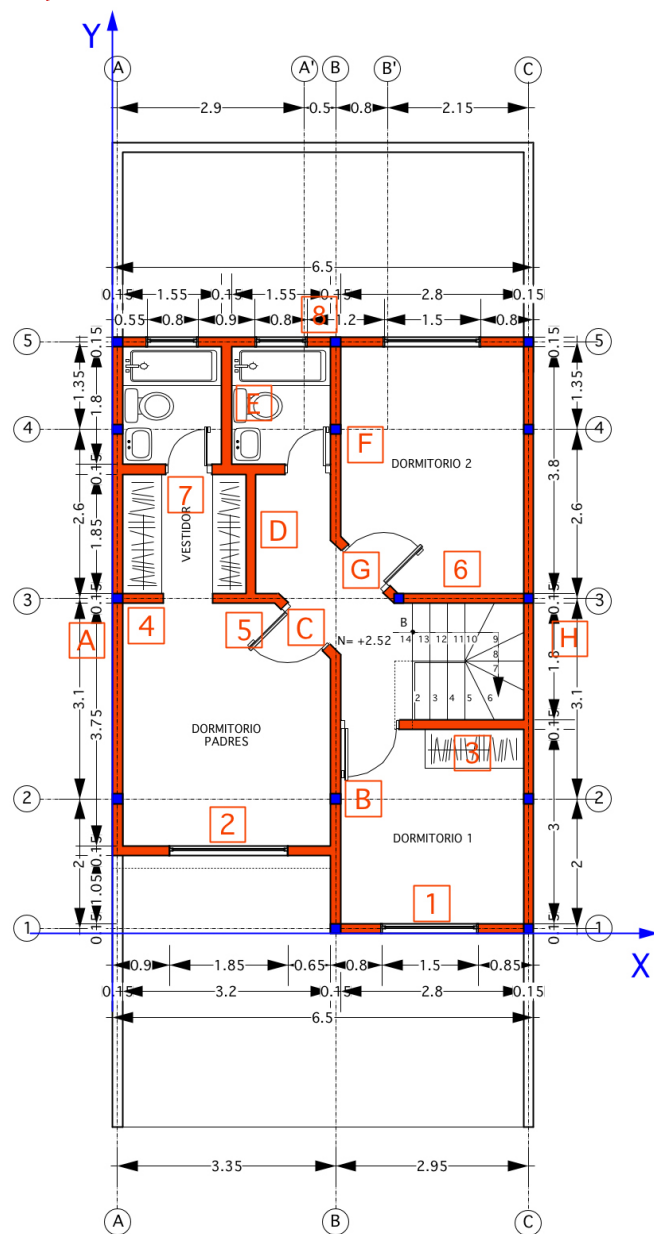


Figura 78. Nomenclatura de paredes eje x y eje y en planta baja arquitectónica Laguna del Sol. Fuente: Tesis: Investigación y propuesta de vivienda de interés social como aporte al programa de vivienda en el 2007. Año 2008. Levantamientos planimétricos, fuente el autor. 2012.



PLANTA ALTA

Figura 79. Nomenclatura de paredes eje x y eje y en planta alta arquitectónica Laguna del Sol. Fuente: Tesis: Investigación y propuesta de vivienda de interés social como aporte al programa de vivienda en el 2007. Año 2008. Levantamientos planimétricos, fuente el autor. 2012. ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

- El área de columnas que limita el muro debe ser mayor que 25 veces el espesor de dicho muro.
 $c * d > 25 * e$
 $15 * 15 > 25 * 15$
 $225 > 375$ no cumple

Ítem 2: Calidad del sistema resistente:

Calificación C: $k_i=2$; $w=1,0$.

El conjunto habitacional cuenta con todas las especificaciones técnicas, detalles constructivos del caso; además de una fiscalización en obra lo que garantiza que la calidad de los materiales y la calidad constructiva sea la misma de las especificaciones, además de la realización de pruebas.

A pesar de contar con todo lo especificado anteriormente; existieron cambios relevantes por parte de los constructores en obra, que fueron aceptados por la fiscalización; en cuanto al diseño estructural principalmente y a la cantidad de refuerzo especificada en las diseños originales de la estructura, cambiando de esta manera la calidad resistente del sistema. En cuanto a los materiales se pudo señalar que el hormigón presentó buena resistencia, no existieron zonas de porosidad excesiva ni con irregularidades mayores.

Ítem 3: Resistencia convencional:

Calificación C: $k_i=1$; $w=1,0$.

Calificación dada por medio de cálculos estructurados simplificados basados en el desarrollo de las siguientes fórmulas:

Cortante Resistente, Fórmula#1: $C = (A^\circ * \tau) / q N$.

De donde, fórmulas #1a y 1b:

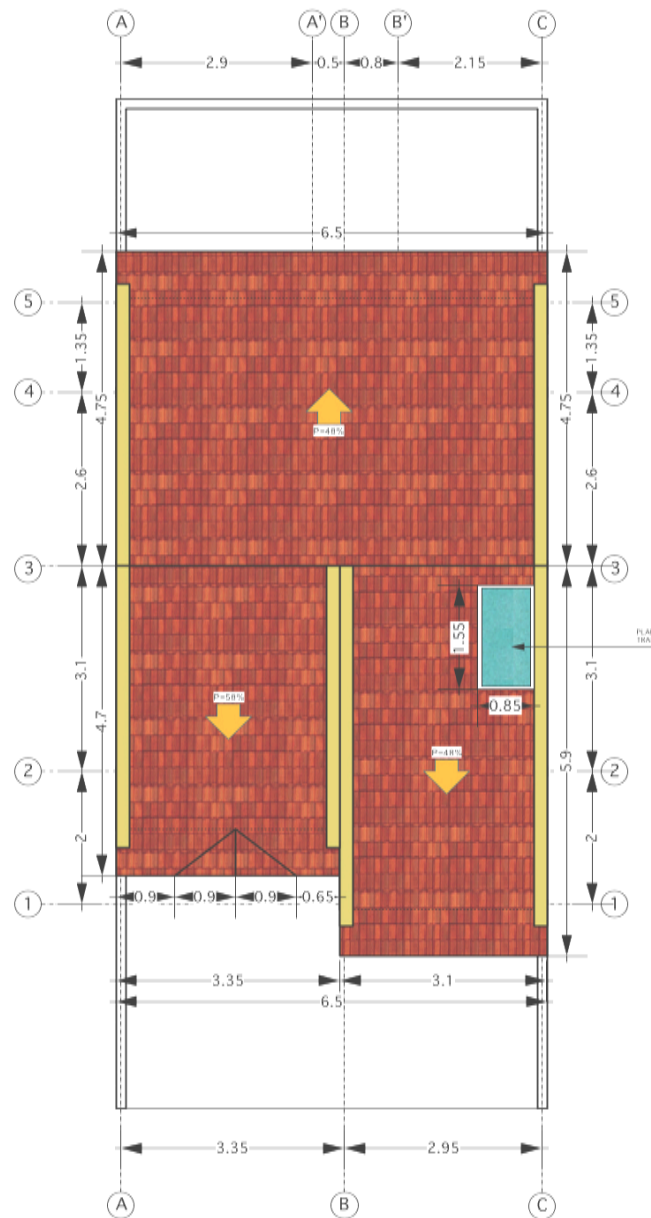
$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s ; A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t$$

N: 2 pisos. Número de pisos. Fig. #81. Planos Laguna del Sol.

A_t : 53m². Área total de la planta en m². Fig. #78 y #79. Planos Laguna del Sol.

A_x : 4,115m² y A_y : 7,63m². Áreas totales de las secciones resistentes de hormigón armado y de mampostería, en los sentidos "x" y "y" respectivamente. Áreas tomadas de Fig. #78 y #79. Planos Laguna del Sol.

- Área de paredes: A_x : 4,115m² y A_y : 7,63m².



PLANTA CUBIERTA

Figura 80. Planta cubierta, arquitectónica Laguna del Sol. Fuente: Fuente: Tesis: Investigación y propuesta de vivienda de interés social como aporte al programa de vivienda en el 2007. Año 2008. Levantamientos planimétricos, fuente el autor. 2012.

ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

- Área de columnas de hormigón armado: $0,315 \text{ m}^2$. Así se tiene 14 columnas de $0,15 \times 0,15$.

$A^\circ : 0,077$. Valor mínimo entre A_x y A_y dividido por A_t .

$h: 2,35\text{m}$. Altura media de los piso en metros. Fig. #81. Planos Laguna del Sol.

$P_m: 2,308 \text{ T/m}^3$. Peso específico por unidad de area del sistema de resistente en T/m^3 . Se toman los pesos específicos de los materiales de la Tabla de la Fig # 35.

$P_m = \{[(\text{Paredes ladrillo } A_{xt} + A_{yt}) * h] * (\text{PE mamp. lad. Hueco})\} + \{[(\text{Losa } A_t * 0,2) + (\text{Área columnas} * 4,7)] * (\text{PE concreto reforzado})\}$

$P_m = \{[(4,115 + 7,63) * 2,35] * (1,3)\} + \{[(53 * 0,2) + (0,315 * 4,7)] * 2,4\}$

$P_m = 64,87 \text{ T} / \text{Volumen resistente} = (4,11 + 7,53 + 0,315) \times 2,35$.

$P_m = 64,87 \text{ T} / 28,106 \text{ m}^3$

$P_m = 2,308 \text{ T/m}^3$

$P_s: 1,22 \text{ T/m}^2$. Peso por unidad de area del sistema de piso, en T/m^2 .

$P_s = P_m / A_t$.

$P_s = 64,87 / 53$

$P_s = 1,22 \text{ T/m}^2$.

$\tau: 38,34 \text{ T} / \text{m}^2$. Resistencia al cortante de los elementos del sistema resistente. Optenida como una ponderacion entre los valores resistentes a cortante de cada uno de los materiales que constituyen el sistema resistente estructural. (en este caso estructura de hormigón armado y mampostería de ladrillo hueco.) Fig #37 y Fig #57.

Mediante la relación:

$$\tau = (\sum \tau_i * A_i) / \sum A_{it}$$

$\tau_i: 35 \text{ Kg} / \text{cm}^2$. Resistencia al cortante del hormigón.

$\tau_i: 3 \text{ Kg} / \text{cm}^2$. Resistencia al cortante de la mampostería de ladrillo.

A_i : Áreas del hormigón armado y de la mampostería respectivamente.

A_{it} : Área total de materiales.

De donde:

$$\tau = [(350 * 0,315) + (30 * 11,74)] / 12,06$$

$$\tau = 38,34 \text{ Kg} / \text{cm}^2.$$

Reemplazando estos valores en las fórmulas #1a y 1b, se tiene:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s.$$

$$q = [(4,115 + 7,63) / 53] * 2,35 * 2,308 + 1,22$$

$$q = 2,421.$$

$$A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t.$$

$$A^\circ = [\min(4,115)] / 53$$

$$A^\circ = 0,077$$

Reemplazando estos valores en la fórmula #1, se tiene:

$$C = (A^\circ * \tau) / q N.$$

$$C = (0,077 * 38,34) / 2,421 * 2.$$

$$C = 0,609. \text{ Valor del cortante resistente.}$$

Cortante actuante, Fórmula #2: $C_s = (1,25 * S) / T.$

S: 1,2. Coeficiente de suelo; que en este caso se ha elegido el S2 equivalente a suelos intermedios Fig #38.

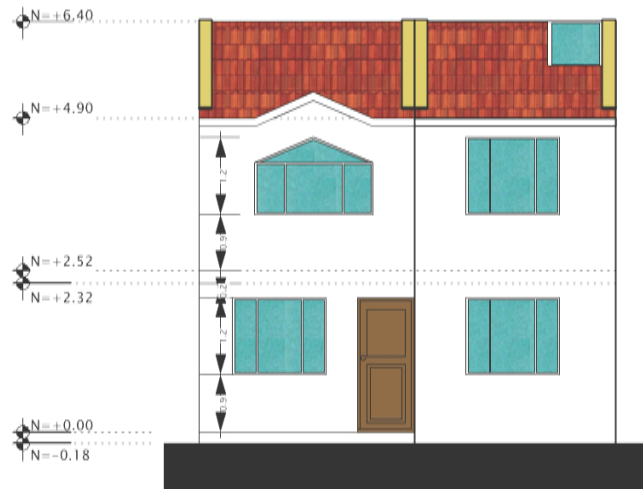
T: 0,196. Período de vibración:

$$\text{Fórmula \#2a: } T = C_t (h)^{3/4}$$

C_t : 0,0488, prescrito para otras estructuras. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación". Juan Carlos Jiménez Pacheco, 2001.

h : 6,4m. Altura total del edificio.

$$T = 0,0488 (6,4)^{3/4}$$



ELEVACION FRONTAL.



ELEVACION POSTERIOR.

Figura 81. Planta cubierta, arquitectónica Laguna del Sol. Fuente: Tesis: Investigación y propuesta de vivienda de interés social como aporte al programa de vivienda en el 2007. Año 2008. Levantamientos planimétricos, fuente el autor. 2012.

$$T = 0,196$$

Reemplazando estos valores en la Fórmula#2, se tiene:

$$C_s = (1,25 * S) / T.$$

$$C_s = (1,25 * 1,2) / 0,196.$$

Cs= 7,653. Valor del cortante actuante.

Coeficiente α , Fórmula #3: $\alpha = C / (Z * C_s)$

α : Coeficiente que relaciona el cortante resistente y el cortante actuante.

Z: Valor que esta en función de la zona sísmica que para la ciudad de Cuenca es de 0.25. Fig#18.

$$\alpha = C / (Z * C_s)$$

$$\alpha = 0,609 / (0,25 * 7,653)$$

$\alpha = 0,31$. Coeficiente.

Luego de obtener el valor del coeficiente α se procede a la calificación del ítem 3, que según el formulario de vulnerabilidad para los edificios, en el capítulo 3.3.2 de esta tesis; se tiene que:

Cumpliendo con la calificación C: si α es menor a 0.7.

Ítem 4: Posición del edificio y de la cimentación.

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

El terreno de cimentación es estable con pendiente mayor al 15 %, pero inferior al 30 %, Por lo tanto se califica como B menor. No existen diferencias en la cotas de cimentación significativa.

Ítem 5: Losa de entrepisos.

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

Las losas de entropiso de las viviendas son bastante rígidas; esta losa se compone de vigas prefabricadas postensadas colocadas cada 60cm, sobre la cual se funde una losa de hormigón de 7cm de espesor la misma que se encuentra sobre encofrados de aluminio, dando un espesor total de 20cm, como se puede ver en el Detalle #23.

La calificación para este ítem es B, debido a que a pesar que las vigas prefabricadas son del mismo material que la losa y la estructura (hormigón Armado), dándole una correcta conexión entre los elementos verticales; no le da una rigidez adecuada en su propio plano.

Ítem 6: Configuración en planta:

Calificación B: $k_i=1$; $w=1,0$.

Las calificaciones para este ítem se obtienen a partir de los valores tomados de dimensiones de la Fig. #40, referenciadas a los planos arquitectónicos de la vivienda; Fig. #78 y #79, definiendo 4 factores β que califican a este ítem; así:

Valores: Fig #82.

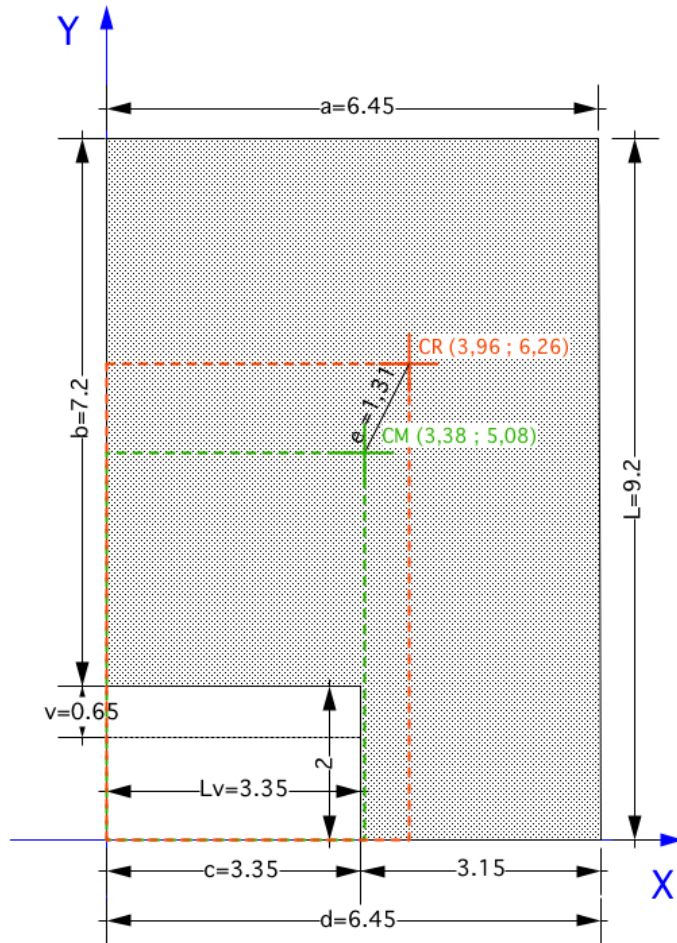
a : 6,45m. Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión menor del bloque principal del edificio.

L : 9,2m. Dimensión mayor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión mayor del bloque principal.

e : 1,31m. Excentricidad existente entre el centro de masas, CM, y el centro de rigideces, CR.

El Centro de masas (CM) en un sistema de muros se calcula determinando momentos de masa de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la masa total en el sentido considerado. Como se puede ver en la Fig #43. Desarrollado esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #84, cuadro que muestra el calculo del centro de masas del Nivel 1 y Nivel 2 en direccion: "X" y "Y" de la vivienda de Laguna del Sol; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #78 y #79: Nomenclatura de paredes.

El centro de rigideces (CR) en un sistema de muros se calcula determinando momentos de rigidez de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la rigidez total en el sentido considerado. Fig #42. Desarrollado esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #83, cuadro que muestra el cálculo del centro de rigideces del Nivel 1 y Nivel 2 en dirección: "X" y "Y" de la vivienda de Laguna del Sol; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #78 y #79: Nomenclatura de paredes.



CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDECES

Figura 82. Perfil de la planta arquitectónica Laguna del Sol. Nomenclatura de Valores dimensionales. Centros de Masas y de Rigideces. Fuente: El Autor.

señ

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	E. LAD	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MiT
A	7,2	0,15	2,35	0	1300	3299,40	0,0	0,00	0,00
B	3,3	0,15	2,35	0	1300	1512,23	3,4	5202,05	0,51
C	0,8	0,15	2,35	0	1300	366,60	3,4	1261,10	0,12
D	1,35	0,15	2,35	1,47	1300	331,99	2,9	962,76	0,10
E	1,35	0,15	2,35	0	1300	618,64	4,3	2629,21	0,26
F	8,7	0,15	2,35	0	1300	3986,78	6,5	25714,70	2,54
						10115,63		Xr 1	3,54

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	E. LAD	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MiT
1	3,1	0,15	2,35	1,8	1300	1069,58	0,0	0,00	0,00
2	3,35	0,15	2,35	3,69	1300	815,59	2,1	1696,42	0,22
3	1,7	0,15	2,35	0	1300	779,03	3,2	2492,88	0,32
4	2	0,15	2,35	0	1300	916,50	4,3	3940,95	0,51
5	3	0,15	2,35	0	1300	1374,75	5,2	7121,21	0,93
6	1,4	0,15	2,35	0	1300	641,55	7,8	5004,09	0,65
7	2,2	0,15	2,35	2,54	1300	512,85	8,6	4410,51	0,57
8	4,3	0,15	2,35	2,04	1300	1572,68	9,2	14389,98	1,87
						7682,51		Yr 1	5,08

Nivel 1: CM (3,54 ; 5,08).

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	E.LAD.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MiT
A	8	0,15	2,35	0	1300	3666,00	0,0	0,00	0,00
B	4,3	0,15	2,35	0	1300	1970,48	3,4	6778,43	0,50
C	1,3	0,15	2,35	1,89	1300	227,18	3,0	681,53	0,05
D	2,14	0,15	2,35	0	1300	980,66	2,1	2059,38	0,15
E	2,1	0,15	2,35	0	1300	962,33	1,8	1684,07	0,12
F	3,13	0,15	2,35	0	1300	1434,32	3,4	4934,07	0,36
G	1,3	0,15	2,35	1,86	1300	233,03	3,9	897,15	0,07
H	9,2	0,15	2,35	0	1300	4215,90	6,5	27192,56	1,99
						13689,88		Xr 2	3,23

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	E.LAD.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MiT
1	3,1	0,15	2,35	1,8	1300	1069,58	0,0	0,00	0,00
2	3,36	0,15	2,35	1,85	1300	1178,97	1,3	1532,66	0,18
3	3	0,15	2,35	1,89	1300	1006,20	3,2	3219,84	0,38
4	0,6	0,15	2,35	0	1300	274,95	5,2	1429,74	0,17
5	1	0,15	2,35	0	1300	458,25	5,2	2382,90	0,28
6	2,15	0,15	2,35	0	1300	985,24	5,2	5123,24	0,61
7	3,36	0,15	2,35	2,94	1300	966,42	7,2	6929,23	0,83
8	6,45	0,15	2,35	2,68	1300	2433,11	9,0	21898,01	2,62
						8372,72		Yr 2	5,08

Nivel 2: CM (3,23 ; 5,08).

CENTRO DE RIGIDECES. CR.									
Nivel 1: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT	
A	720	15	235	60000	2,5526E+11	0,0	0,0	0,00	
B	330	15	235	60000	2,4577E+10	3,4	84544796352,6	0,12	
C	80	15	235	60000	350151976	3,4	1204522796,4	0,00	
D	135	15	235	60000	1682627280	2,9	4879619110,9	0,01	
E	135	15	235	60000	1682627280	4,3	7151165938,4	0,01	
F	870	15	235	60000	4,5034E+11	6,5	2904718780395,1	3,96	
					7,339E+11		Xr 1	4,09	

CENTRO DE RIGIDECES. CR.									
Nivel 1: Direccion X.									
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT	
1	310	15	235	60000	2,0374E+10	0,0	0,0	0,00	
2	335	15	235	60000	2,5711E+10	2,1	53479135258,4	0,39	
3	170	15	235	60000	3359954407	3,2	10751854103,3	0,08	
4	200	15	235	60000	5471124620	4,3	23525835866,3	0,17	
5	300	15	235	60000	1,8465E+10	5,2	95648936170,2	0,70	
6	140	15	235	60000	1876595745	7,8	14637446808,5	0,11	
7	220	15	235	60000	7282066869	8,6	62625775076,0	0,46	
8	430	15	235	60000	5,4374E+10	9,2	497522906535,0	3,63	
					1,3691E+11		Yr 1	5,54	

Nivel 1: CR (4,09 ; 5,54).

CENTRO DE RIGIDECES. CR.									
Nivel 2: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT	
A	800	15	235	60000	3,5015E+11	0,0	0,0	0,00	
B	430	15	235	60000	5,4374E+10	3,4	187046863221,9	0,19	
C	130	15	235	60000	1502507599	3,0	4507522796,4	0,00	
D	214	15	235	60000	6702362918	2,1	14074962127,7	0,01	
E	210	15	235	60000	6333510638	1,8	11083643617,0	0,01	
F	313	15	235	60000	2,0971E+10	3,4	72140321817,6	0,07	
G	130	15	235	60000	1502507599	3,9	5784654255,3	0,01	
H	920	15	235	60000	5,3254E+11	6,5	3434866139817,6	3,53	
					9,7408E+11		Xr 2	3,83	

CENTRO DE RIGIDECES. CR.									
Nivel 2: Direccion X.									
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT	
1	310	15	235	60000	2,0374E+10	0,0	0,0	0,00	
2	336	15	235	60000	2,5942E+10	1,3	33724677446,8	0,12	
3	300	15	235	60000	1,8465E+10	3,2	59088145896,7	0,21	
4	60	15	235	60000	147720365	5,2	768145896,7	0,00	
5	100	15	235	60000	683890578	5,2	3556231003,0	0,01	
6	215	15	235	60000	6796761018	5,2	35343157294,8	0,13	
7	336	15	235	60000	2,5942E+10	7,2	186004567148,9	0,66	
8	645	15	235	60000	1,8351E+11	9,0	1651612927431,6	5,86	
					2,8186E+11		Yr 2	6,99	

Nivel 2: CR (3,83 ; 6,99).

Figura 84. Centro de masas: nivel 1 y nivel 2, en X y Y. Fuente: el autor 2012.

Figura 83. Centro de rigideces: nivel 2 en X y Y. Fuente: el autor 2012.

CMTX	3,38	CRTX	3,96
CMTY	5,08	CRTY	6,26
CMT (3,38 ; 5,08)		CRT (3,96 ; 6,26)	

Figura 85. Coordenadas del centro de masas y del centro de rigideces.
Fuente: El autor. 2012.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

De esta manera se obtiene las coordenadas del centro de masas total (CMT) y las coordenadas del centro de rigideces total (CRT), para encontrar la distancia entre los dos centros que da como resultado la excentricidad de la vivienda (e); como se puede ver gráficamente en Fig #82 y en el cuadro de la Fig #85.

d : 6,45m. Dimensión en planta del edificio en la dirección más desfavorable.

b y c : 7,20m y 3,35m respectivamente. Son las longitudes de la mayor protuberancia del cuerpo principal del edificio.

v : 0,65m. Longitud del volado del edificio.

Lv : 3,35m. Longitud del vano adyacente al volado del edificio.

Factores β :

$\beta_1 = a/L$; $\beta_1 = 6,45 / 9,20$; $\beta_1 = 0,701$.

$\beta_2 = e/d$; $\beta_2 = 1,31 / 6,45$; $\beta_2 = 0,203$.

$\beta_3 = v/L_v$; $\beta_3 = 0,65 / 3,35$; $\beta_3 = 0,194$.

$\beta_4 = c/d$; $\beta_4 = 3,35 / 6,45$; $\beta_4 = 0,519$.

Cumpliendo que: $\beta_3 < 0,2$; $\beta_1 > 0,4$; $\beta_4 > 0,5$; para la calificación a y no cumple con $\beta_2 < 0,2$. Por lo tanto la calificación para este ítem es B.

Ítem 7: Configuración en elevación.

Calificación C: $k_i=3$; $w=2,0$.

El método italiano considera tres criterios básicos para la evaluación del parámetro de configuración en elevación, tomados de la Fig. # 31.

- Primer criterio:
Relación: $T / H = 2,35 / 6,4 = 0,36$.
- Segundo criterio:
 - Variación de masas entre pisos consecutivos:
Masa PB=17798,14
Masa PA=22062,6
 $\delta M = \delta M / M(\%) = (4264,46 / 17798,14) \times 100 = 23,96\%$.
 - Variación de superficies entre pisos consecutivos:
Área PB= 53m².
Área PA= 55,86m².
 $\delta A = \delta A / A(\%) = (2,86 / 53) \times 100 = 5,39\%$.
- Tercer criterio: Variación de Rigideces, Piso débil.

La vivienda no muestra variación de rigidez lateral ni cambios de materiales, pero si una variación significativa en la densificación de paredes en la planta alta principalmente.

Utilizando estos criterios, la calificación para este ítem es C; debido principalmente a la diferencia de masa (mayor al 20%) y de densificación de paredes que existe entre el piso superior y el piso inferior de esta vivienda.

Ítem 8: Conexión entre elementos críticos.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1,0$.

Para calificar este ítem se definen tres factores γ de acuerdo a la Fig. # 48:

$$\gamma_1 = s / b = 0 / 0,15. \gamma_1=0.$$

$$\gamma_2 = e / b'_{\min} = 0 / 0,15. \gamma_2=0.$$

$$\gamma_3 = e / b'' = 0 / 0,15. \gamma_3=0.$$

En donde:

s: Dimensión mayor de la parte sobresaliente de la viga respecto a la cara de la columna.

b: Dimensión de la columna.

e: Excentricidad entre los ejes de las vigas y de las columnas.

b'_{\min} : Menor de las dimensiones entre el ancho de la viga y la columna.

b'' : Dimensión de la columna perpendicular a la dirección de verificación de la conexión.

La vivienda presenta conexiones en condiciones medias, con una calificación A para este ítem, satisfaciendo los siguientes requisitos:

$$s \leq 0,2 b.$$

$$0 \leq 0,2 \times 0,15.$$

$$0 \leq 0,03. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$s \leq h/2.$$

$$0 \leq 0,2 / 2.$$

$$0 \leq 0,1. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$e \leq 0,2 b_{\min}.$$

$$0 \leq 0,2 \times 0,15$$

$$0 \leq 0,03. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

Ítem 9: Elementos estructurales de baja ductilidad.

Calificación B: $k_i=1$; $w=1,0$.

CALIFICACIONES Y PESOS DE PONDERACION DE ITEMS DE VULNERABILIDAD					
RESULTADOS DE INDICES: LAGUNA DEL SOL.					
Nº	PARAMETRO	Ki (A)	Ki (B)	Ki (C)	PESO WI
1	Organización del Sistema Resistente.	0	1	2	4,0
2	Calidad del Sistema Resistente.	0	1	2	1,0
3	Resistencia Convencional.	-1	0	1	1,0
4	Posición del Edificio y Cimentación.	0	1	2	1,0
5	Losa de Entrepiso.	0	1	2	1,0
6	Configuración en Planta.	0	1	2	1,0
7	Configuración en Elevación.	0	1	3	2,0
8	Conexión Entre Elementos Críticos.	0	1	2	1,0
9	Elementos de Baja Ductilidad.	0	1	2	1,0
10	Elementos no Estructurales.	0	1	2	1,0

Figura 86. Calificación y pesos de ponderación de ítems de vulnerabilidad. Resultados de índices: Laguna del Sol.

CAPÍTULO 4.- Análisis de vulnerabilidad sísmica de algunos programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad.

Este ítem se califica de acuerdo a cuatro casos típicos que son rígidos, frágiles y poco dúctiles, (columna corta), que se muestra en la Fig. # 49. La vivienda no presenta elementos de baja ductilidad o columnas cortas, sin embargo, analizando el conjunto y la disposición de las viviendas debido al desnivel de terreno se provoca en los adosamientos elementos rígidos de poca ductilidad, elementos estructurales más cortos, de la mitad de los demás, produciendo el efecto de columna corta entre dos viviendas consecutivas.

Ítem 10: Elementos no estructurales:

Calificación B: $k_i=1$; $w=1,0$.

En la vivienda de manera generalizada se puede afirmar que existen elementos externos e internos estables pero que se encuentran poco conectados a la estructura, dejando insuficiente el trabajo de chicoteado (amarrado con hierros soldados a la armadura de las columnas cada dos hiladas aproximadamente), éstos elementos como paredes con poco anclaje fracasarán ante la presencia de un sismo al desprenderse de la estructura.

Resultados de Índices: Laguna del Sol.

Luego del análisis de los diez ítems de vulnerabilidad se tiene los resultados de sus calificaciones y pesos de ponderación respectivamente, para luego aplicar la fórmula de la suma ponderada y así obtener el índice de vulnerabilidad normalizando en una escala del 0 a 100; el mismo que es de 48,30/100 que representa un **nivel de vulnerabilidad MEDIO**. Fig. # 86.

$$I_v = (K_1W_1 + K_2W_2 + \dots + K_{10}W_{10}) / (K_1 + K_2 + \dots + K_{10})$$

$$I_v = [(0 \times 4) + (2 \times 1) + (1 \times 1) + (1 \times 1) + (1 \times 1) + (1 \times 1) + (3 \times 2) + (0 \times 1) + (1 \times 1) + (1 \times 1)] / 14$$

$$I_v = 14 / 14$$

$$I_v = 1 \approx 48,30\%$$

Este resultado nos da un rango de Vulnerabilidad MEDIO, ya que cumple con: $45 < I_v \leq 55$. Fig. # 32.

URBANIZACION	CALIFICACION	Iv	RANGO DE VULNERABILIDAD
Mutualista Azuay.	BAJO	30,64	$I_v \leq 35$
Laguna del Sol.	MEDIO	48,30	$45 < I_v \leq 55$
Vista al Río.	MEDIO	51,73	$45 < I_v \leq 55$
Los Nogales.	ALTO	58,66	$I_v > 65$

Figura 87. Tabulación y comparación de resultados. Método índices. Fuente: El autor. 2012.

4.6 Tabulación y comparación de resultados.

Luego del análisis realizado a los cuatro programas de vivienda de interés social basado en el método de índices de vulnerabilidad y haciendo una comparación de menor a mayor vulnerabilidad tenemos los siguientes resultados generales: Fig. #87.

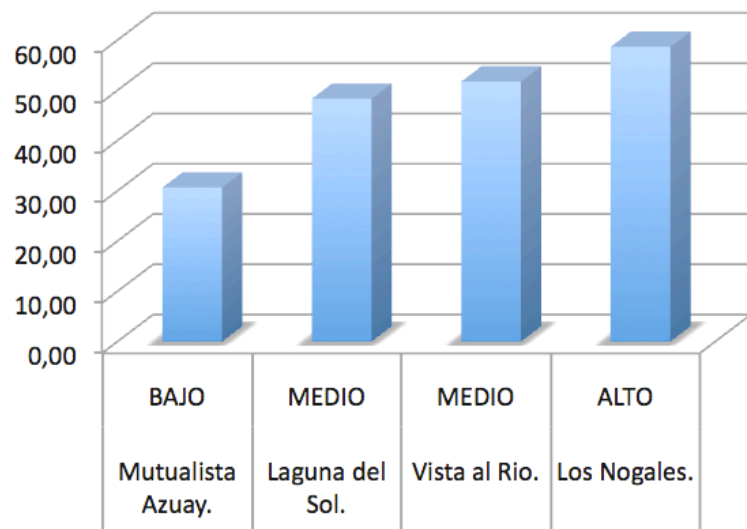


Figura 88. Tabulación y comparación de resultados. Método índices. Fuente: El autor. 2012.

Como se puede ver, la urbanización de la Mutualista Azuay es la menos vulnerable, siendo ésta la que respondería de mejor manera ante la ocurrencia de un sismo; Laguna del Sol y Vista al Río, tienen una vulnerabilidad Media y Los Nogales es la más vulnerable, con un riesgo sísmico Alto. Fig. # 88.

Estos datos se podrán cuantificar con mayor claridad con los resultados del siguiente cuadro, Fig. # 89, que muestra las calificaciones A, B o C, de cada una de las urbanizaciones con respecto a los diez parámetros que plantea el método de Índices de Vulnerabilidad.

En la figura #89, se observa marcado con una "x" las calificaciones de cada ítem en cada urbanización analizada: en el caso de los Nogales, se tiene, la mayor cantidad de marcas en la calificación "C", lo cual según el análisis resulta de alta vulnerabilidad; Vista al Río y Laguna del Sol tienen la mayor cantidad de marcas en la calificación "B", siendo de vulnerabilidad media y por último tenemos a la Mutualista Azuay, que a respondido de mejor manera, con una sola marca en "C" y la mayor parte en "A", dándole una vulnerabilidad baja.

4.6.1.1 Análisis de fortaleza y deficiencias de los programas de vivienda: por ítems de acuerdo al método índices de vulnerabilidad.

A continuación y de manera más específica se analiza las fortalezas y deficiencias de cada una de las urbanizaciones de estudio, en base a los ítems que plantea el método de índices de vulnerabilidad, así:

Nº	PARAMETRO	LOS NOGALES			VISTA AL RIO.			LAG. DEL SOL			MUTUA. AZUAY		
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	Organización del Sistema Resistente.		X			X		X			X		
2	Calidad del Sistema Resistente.		X		X					X		X	
3	Resistencia Convencional.			X			X			X	X		
4	Posicion del Edificio y Cimentacion.	X			X				X			X	
5	Losa de Entrepiso.		X			X			X		X		
6	Configuracion en Planta.	X				X			X		X		
7	Configuracion en Elevacion.			X			X			X			X
8	Conexión Entre Elementos Criticos.			X		X		X			X		
9	Elementos de Baja Ductilidad.	X			X				X			X	
10	Elementos no Estructurales.			X		X			X		X		

Figura 89. Tabulación de: ítems, Urbanizaciones, y calificaciones. Fuente: El autor. 2012.

Mutualista Azuay.**Fortalezas:**

Ítem 1: el sistema constructivo en base a formaletas que se utilizó en la Mutualista Azuay le da al sistema resistente características monolíticas, por estar conformado por paredes de hormigón armado resistentes a manera de diafragmas haciendo de estas viviendas sismorresistentes.

Ítem 3: Luego de realizar los cálculos simplificados (relación entre el cortante actuante y el cortante resistente de la estructura) se observa, que la estructura posee una buena resistencia al cortante, además de trabajar como una estructura monolítica, con la ocurrencia de daños menores en la estructura pero sin fracasar la edificación, salvaguardando la vida.

Ítem 5: Existe una muy buena conexión en la totalidad de la losa de entrepiso y las elementos verticales resistentes que en este caso son las paredes, como se vió en el ítem 3.

Ítem 6: La figura de la planta de la vivienda no posee salientes ni entrantes significativos en su emplazamiento, ni voladizos grandes, que aporten a la desestabilización de la estructura ante movimientos horizontales.

Ítem 8: El sistema constructivo de formaletas posee una buena conexión entre los elementos resistentes verticales y horizontales, que para este caso son de hormigón armado tanto para paredes como para losas de entrepisos. Estos elementos al ser fundidos como una sola pieza evitan la diferencia dimensional y formal que normalmente se encuentra entre columnas, cadenas, losas de entrepisos y paredes; formando una estructura que trabaja de manera conjunta.

Ítem 10: En la configuración de la vivienda no se tiene cornisas, muros, chimeneas, balcones o terrazas; además, al ser las paredes parte de la estructura soportante se encuentran completamente conectadas a la misma disminuyendo a cero el riesgo de caer, como sucede en la mayoría de las edificaciones en caso de terremotos.

Deficiencias:

Ítem 2: A pesar de no tener nada que ver con el diseño mismo de la edificación, la urbanización de la mutualista Azuay tubo algunos inconvenientes básicamente por ser este un sistema constructivo

nuevo en nuestra ciudad y presentar procesos constructivos diferentes a los comúnmente utilizados. No fué suficiente el adiestramiento de los obreros y en este proceso de aprendizaje se cometían algunos errores constructivos y bajos rendimientos que influyeron directamente en la calidad de la ejecución de la obra.

Ítem 7: La vivienda no muestra variación de rigidez lateral ni cambios de materiales, pero si una variación significativa en la densificación de paredes en la planta alta principalmente. Esto es debido a que el diseño de la vivienda en planta baja tiene un espacio abierto libre de paredes que corresponde a la sala-comedor-cocina; y en cambio en la planta alta se tiene una mayor densificación de paredes debido a que ahí se encuentran los dormitorios y baños, que como sabemos son espacios funcionalmente más pequeños.

Laguna del Sol.

Fortalezas:

Ítem 1: La organización del sistema resistente en este caso es bastante coherente, la mampostería se encuentra constituida con ladrillo y mortero de buena calidad; columnas y vigas son de iguales dimensiones, no existen vanos demasiado grandes en relación con el área de las paredes, y los muros son poco esbeltos; haciendo de estos muros bastante estables.

Ítem 8: Consecuencia de ítem anterior, en este caso no se tienen conexiones críticas entre elementos, se tiene buenas uniones entre viga-columna y losa-columna, teniendo un comportamiento bastante dúctil de la estructura.

En éste caso el análisis dió como resultado muchas calificaciones "B" intermedias, de las cuales podemos destacar ciertos criterios positivos o fortalezas de éste conjunto habitacional; posee una buena conexión entre la losa de entepiso y los elementos verticales al igual que su rigidez en el plano. Buena configuración en planta y elevación; una aceptable capacidad de anclaje de los elementos no estructurales en la vivienda.

Deficiencias:

Ítem 2: En este caso la calidad del sistema resistente se vio afectada directamente por la disminución de la cantidad de refuerzos en la estructura, en contra de las especificaciones originales y cálculos estructurales iniciales para el conjunto.

Ítem 3: Luego de realizar los cálculos simplificados se observa que la estructura posee poca resistencia al cortante, además de no trabajar como una estructura monolítica disipando muy poco la energía sísmica, produciendo un posible colapso de la edificación.

Ítem 7: Al igual que la Mutualista Azuay, la vivienda no muestra variación de rigidez lateral ni cambios de materiales, pero si una variación significativa en la densificación de paredes en la planta alta principalmente. Esto es debido a que el diseño de la vivienda en planta baja tiene un espacio abierto libre de paredes que corresponde a la sala-comedor-cocina; y en cambio en la planta alta se tiene una mayor densificación de paredes debido a que ahí se encuentran los dormitorios y baños, que como sabemos son espacios funcionalmente más pequeños.

Vista al Río.

Fortalezas:

Ítem 2: Es la única urbanización de las analizadas en donde la calidad del sistema resistente es “A”, es importante destacar esto ya que en los demás caso han sido de “B” o “C”. Tenemos buena calidad en los materiales, mano de obra y sobre todo calidad en la ejecución.

Ítem 4: El terreno de cimentación es estable con pendiente inferior al 15%, no existen diferencias en la cotas de cimentación significativa. Este punto a pesar de ser factor externo independiente del sistema constructivo, es favorable.

Ítem 9: Las viviendas tienen un adecuado comportamiento sísmico, los elementos estructurales poseen ductilidad; no se ha producido el efecto de “columna corta”.

Se tienen también en este caso un buen número de puntos intermedios de calificación B, que aportan de manera positiva al sistema constructivo, como puede ser: una buena conexión entre la losa de entrepiso y los elementos verticales al igual que su rigidez

en el plano. Buena configuración en planta y elevación; una aceptable capacidad de anclaje de los elementos no estructurales.

Deficiencias:

Ítem 3: Luego de realizar los cálculos simplificados se observa que la estructura posee poca resistencia al cortante, además de no trabajar como una estructura monolítica disipando poco la energía sísmica, produciendo daños en la edificación o un posible colapso de la misma.

Ítem 7: Al igual que la Mutualista Azuay y en Laguna del Sol, la vivienda no muestra variación de rigidez lateral ni cambios de materiales, pero si una variación significativa en la densificación de paredes en la planta alta principalmente.

Los Nogales.

Fortalezas:

Ítem 4: El terreno de cimentación es estable con pendiente inferior al 15%, no existen diferencias en la cotas de cimentación significativa. Este punto, a pesar de ser un factor externo independiente del sistema constructivo, es favorable.

Ítem 6: La figura de la planta de la vivienda no posee salientes ni entrantes significativos en su emplazamiento, ni voladizos grandes que aporten a la desestabilización de la estructura ante movimientos horizontales.

Ítem 9: La estructura de las viviendas tienen un adecuado comportamiento sísmico, al estar conformada por perfiles y cajas metálicas estas son bastante dúctiles; además, no se da el efecto de "columna corta".

Deficiencias:

Ítem 2: la calidad del sistema resistente se vio considerablemente disminuida debido a que la suelda para el armado de la estructura en el sitio de la obra fué de menor calidad que la realizada en el taller para el armado de las cajas estructurales; en consecuencia afectó su comportamiento estructural.

Ítem 3: Luego de realizar los cálculos simplificados se observa que la estructura posee poca resistencia al cortante, además de no

trabajar como una estructura monolítica al estar constituida por materiales constructivos diferentes poco compatibles y mal conectados (metal con paredes de mampostería de ladrillo), disipando muy poco la energía sísmica, potenciando daños significativos en la vivienda y un posible colapso de la misma.

Ítem 5: Las losas de entrepiso de las viviendas son rígidas, están conformadas por placa colaborante metálica, la misma que se encuentra sujeta con pernos comunes autorroscantes a la estructura de la vivienda, los mismo que no garantizan una correcta conexión entre losa y estructura, potenciando posibles deslizamientos entre estas, ante movimientos horizontales.

Ítem 7: Al igual que las demás urbanizaciones analizadas anteriormente, las viviendas no muestran variación de rigidez lateral, ni cambios de materiales, pero si una variación significativa en la densificación de paredes en la planta alta principalmente, variaciones muy marcadas de masas y de rigideces.

Ítem 8: Como consecuencia de la deficiencia en el ítem 2; en este caso se tienen conexiones críticas entre elementos y conexiones, se tiene deficientes uniones entre viga-columna y losa-columna, teniendo un comportamiento bastante frágil en los nudos de la estructura.

Ítem 10: Uno de los problemas críticos en el caso de la urbanización Los Nogales es el hecho de que las paredes de mampostería, se encuentran poco o nada ancladas a la estructura de la vivienda, convirtiéndose en elementos no estructurales excesivamente peligrosos y muy propensos al desplome ante los movimientos horizontales de un sismo.

CAPITULO 5. MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL.

5.1 Introducción.

5.1.1 Normativa Utilizada.

Para el desarrollo del presente capítulo se ha considerado adecuado tomar el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Titulo D - Mampostería Estructural, debido a la experiencia de Colombia en el campo normativo y en el campo de la construcción en mampostería estructural. En Ecuador existe una reciente normativa referida a este tema, que es la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-10 parte 5: Mampostería Estructural, que coincide en gran parte con lo estipulado en la normativa colombiana con algunas diferencias poco relevantes. Por lo cual se hará referencia para mayor información y como una información adicional al Anexo 2. formato digital CD, de esta tesis donde se encontrara el Titulo D - Mampostería Estructural del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Existen tres tipos de Muros de Mampostería reforzada, según el NSR-10; la construcción de estos muros es con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero.

Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*), cuando todas sus celdas se inyectan con mortero de relleno y como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*) cuando solo se inyecta con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo, según NSR-10. Fig. #90.

Para tener una mayor claridad y ser más específicos respecto a esta tecnología constructiva a utilizarse, se desarrollará textualmente el **CAPITULO D.8**, de la NSR-10, que ayudará a entender mejor la tecnología constructiva que aplica esta tesis:

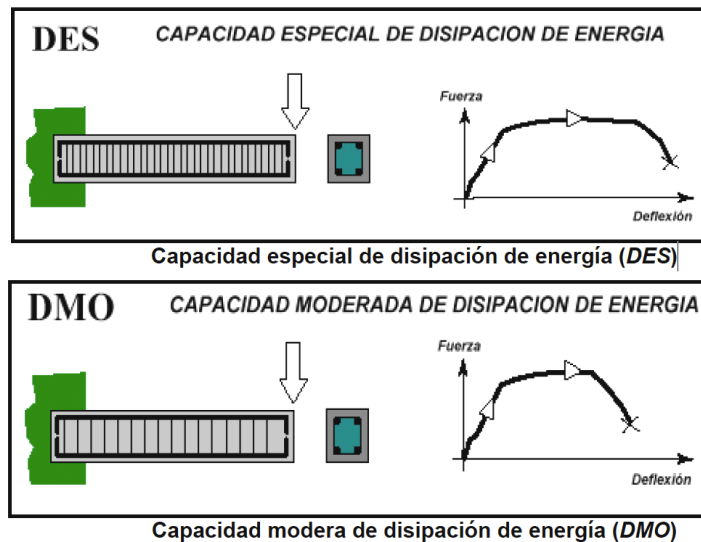


Figura 90. Capacidad de Disipación de Energía. Fuente: NSR-10 Sec. D.2.1.2.

5.1.2 CAPITULO D8. Muros de Mampostería Parcialmente Reforzada Construidos con Unidades de Perforación Vertical:

D.8.1 — GENERALIDADES

D.8.1.1 — Una edificación de muros de mampostería parcialmente reforzada se clasifica como tal si cumple los requisitos de este Capítulo. Además debe cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1: Requisitos Generales; las normas y procedimientos del Capítulo D.2: Clasificación, usos, normas, nomenclatura y definiciones; las especificaciones para materiales del Capítulo D.3: Calidad de los materiales en la mampostería estructural; y los requisitos de construcción del Capítulo D.4: Requisitos constructivos para mampostería estructural. Anexo 2. Formato digital CD.

D.8.1.2 — Los muros de mampostería parcialmente reforzada deben construirse utilizando unidades de perforación vertical que cumplan los requisitos de D.3.6.4.: Unidades de mampostería de perforación vertical. Anexo 2. Formato digital CD.

D.8.1.2.1 — En edificaciones de uno y dos pisos del grupo de uso I, cuando se utilicen piezas de arcilla cocida, se pueden combinar unidades de perforación vertical en los sitios de refuerzo vertical, combinadas con unidades macizas o de perforación horizontal de igual coordinación modular, colocadas en donde no se requiera refuerzo vertical y utilizando aparejo trabado únicamente.

D.8.1.3 — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120 mm, exceptuando los espesores mínimos establecidos en la tabla E.3.5-1 para vivienda de uno y dos pisos. Fig. #91. No se admite el uso de morteros tipo N. Tabla D.3.4-1. Fig. #92.

D.8.1.4 — La resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m de este tipo de mampostería estructural no puede ser menor de 8 MPa.

D.8.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL.

D.8.2.1 — Las restricciones al uso de la mampostería parcialmente reforzada se deben basar en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3.: Requisitos generales de diseño sismorresistente. tabla A.3-1: Sistema de Muros Estructurales de Carga. Fig. #93. (En el mismo que se especifica para una peligrosidad media que es la que corresponde al factor z de la

Tabla E.3.5-1
Espesores mínimos nominales para muros estructurales en casas de uno y dos pisos (mm)

Zona de Amenaza Sísmica	Número de niveles de construcción		
	Un Piso	Dos Pisos	
		1° Nivel	2° Nivel
Alta	110	110	100
Intermedia	100	110	95
Baja	95	110	95

Nota: Para estos espesores mínimos nominales no se deben tener en cuenta los pañetes y acabados

Figura 91. Espesores Mínimos Nominales. Fuente: NSR-10.

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad ⁽¹⁾			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa ⁽²⁾	Flujo en (%) ⁽³⁾	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada ⁽⁴⁾	Cemento para Mampostería ⁽⁷⁾	Arena/Material Cementante ⁽⁵⁾	
							Mín.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N ⁽⁶⁾	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

Figura 92. Clasificación de Morteros de Pega. Fuente: NSR-10.

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)



A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		Baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	2.0	2.5	si	12 m	si	15 m	si	18 m

zona sísmica para la ciudad de Cuenca, y al factor de importancia del grupo de uso de la edificación. Fig. #18; un uso permitido hasta una altura de 12 metros). Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

D.8.3 — REFUERZO DE MUROS

D.8.3.1—CUANTÍA MÍNIMA — La cuantía del refuerzo en cada una de las direcciones, vertical u horizontal, no debe ser menor del 0.00027, evaluadas sobre el área bruta de la sección del muro, teniendo en cuenta en la evaluación de la cuantía únicamente el refuerzo que sea continuo en el tramo del muro.

D.8.3.2—REFUERZO VERTICAL MÍNIMO—Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo vertical:

(a) El espaciamiento entre refuerzos verticales no puede ser mayor de 2.40 m.

(b) Se debe disponer como mínimo de una barra de 10 mm en cada extremo del

muro.

(c) Se debe disponer como mínimo de una barra de 10 mm al lado de ventanas o aberturas interiores mayores de 600 mm horizontal o verticalmente. Estas barras deben ser continuas dentro del tramo de muro.

Figura 93. Sistema Estructural del Muros de Carga. Fuente: NSR-10.

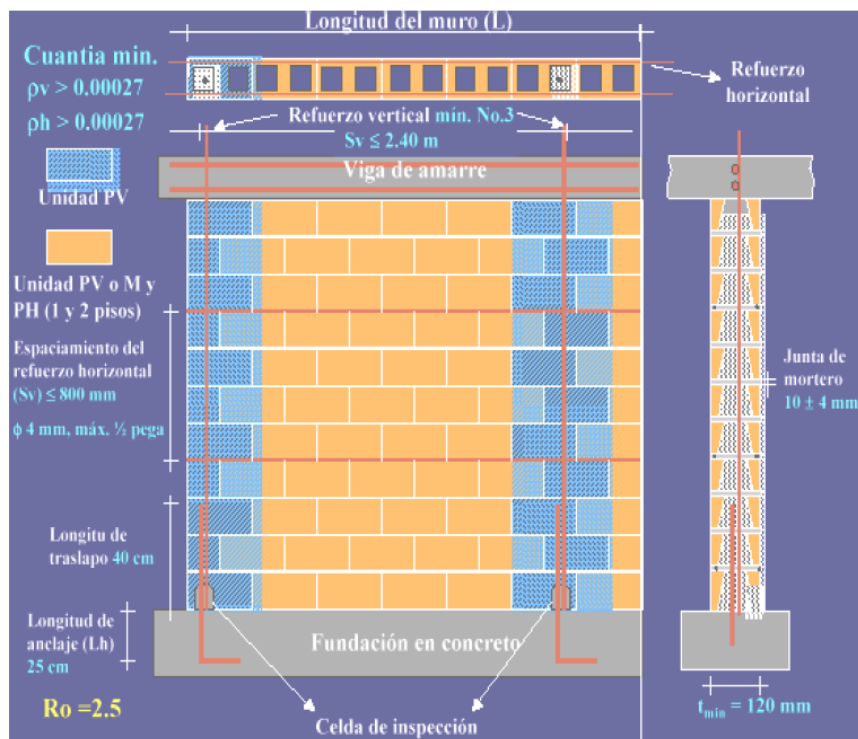


Figura 94. Requisitos mínimos para los muros de mampostería parcialmente reforzada. Fuente: NSR-10.

D.8.3.3—REFUERZO HORIZONTAL MÍNIMO—Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo horizontal:

- El refuerzo horizontal en las juntas de pega no puede estar espaciado a más de 800 mm.
- El refuerzo horizontal colocado dentro de elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales, véase D.4.5.11.2 Anexo 2.. Formato digital CD: Elementos embebidos para colocación del refuerzo horizontal, no puede espaciarse verticalmente a más de 3.00 m.
- Se debe disponer además refuerzo horizontal mínimo de dos barras de 10 mm en el remate y arranque de los muros, al nivel de las losas de entrepiso.
- En la parte superior e inferior de las aberturas interiores mayores de 600 mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600 mm.

Requisitos mínimos Resumen: Ver Fig. #94: Requisitos mínimos para los muros de mampostería parcialmente reforzada.

- Espesor mínimo de muros: $h=120\text{mm}$.
- No se admite el uso de morteros tipo N. Fig #97.
- Disipación de energía $R_o=5.2$.
- Cuantía vertical (pv) y horizontal (ph) mayores de 0.00027.
- Espaciamiento entre refuerzo vertical $L \leq 2.40\text{m}$.
- Refuerzo mínimo barras 10mm en cada extremo y al lado de ventanas y aberturas mayores de 600 mm extendiéndose al menos 600 mm.
- Espaciamiento entre refuerzo horizontal $L=800\text{mm}$.
- Espaciamiento entre refuerzo horizontal en elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales $L=3.00\text{m}$.
- Refuerzo horizontal mínimo de 2 de 10mm en el remate y arranque de los muros a nivel de losas de entrepiso.

D.8.4 — DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL.

D.8.4.1 — Las estructuras de mampostería parcialmente reforzada construidas con unidades de perforación vertical deben diseñarse siguiendo

los requisitos de los Capítulos D.1 a D.5: Capítulo D.1: Requisitos Generales; las normas y procedimientos; Capítulo D.2: Clasificación, usos, normas, nomenclatura y definiciones; Capítulo D.3: Calidad de los materiales en la mampostería estructural; Capítulo D.4: Requisitos constructivos para mampostería estructural; Capítulo D.5 Requisitos generales de análisis y diseño; Anexo 2. Formato digital CD; cumpliendo las cuantías de refuerzo dadas en el presente Capítulo.

D.8.4.2 — Cuando se utilicen unidades de perforación horizontal o unidades macizas según lo especificado en D.8.1.2.1, la resistencia a la compresión de la mampostería fm construida con estas unidades debe cumplir con la resistencia especificada para las unidades de perforación vertical.


D.8.5 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.8.5.1 — Las estructuras de mampostería parcialmente reforzada de unidades de perforación vertical deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4. Requisitos constructivos para mampostería estructural. Anexo 2. Formato digital CD.

5.2 Pruebas de Laboratorio: calidad de los materiales de nuestro medio para mampostería estructural según capítulo D.3 NSR-10.

A continuación se revisa la calidad de los materiales existentes en el medio, en función a la normativa colombiana NSR-10 Capítulo D.3; para mayor información se hará referencia al Anexo 2. Formato digital CD, como parte de esta tesis; además se deberá tener en cuenta que los materiales existentes en nuestro medio tienen características similares pero no idénticas a los estipulados en la normativa colombiana, pero en vista de que son los que tenemos a la mano y son de uso generalizado en este medio, los hemos adoptado para la introducción de esta tecnología constructiva en mampostería estructural, haciendo de esta una propuesta real y aplicable constructivamente en Cuenca.


Basados en los resultados obtenidos en las pruebas realizadas a estos materiales en el laboratorio de ingeniería de la Universidad de Cuenca, Anexo 3, de esta tesis; obtendremos el nivel de aplicabilidad con sus respectivas adaptaciones, correcciones o sustituciones para ejecutar esta tecnología constructiva en nuestra ciudad.



Certificado de Producto

Doc ID:	ACB0-H00-RC27
Revisión:	6

Autor: Técnico de Control de Calidad
Revisa: Coordinador Control de Calidad
Aprobado: Coordinador Control de Calidad



Cemento Hidráulico para Uso General Tipo GU

El Cemento Holcim Rocafuerte Tipo GU es un cemento hidráulico que se fabrica bajo la norma técnica ecuatoriana NTE INEN 2380. Esta norma establece los requisitos de desempeño que deben cumplir los cementos hidráulicos y los clasifica de acuerdo a sus propiedades específicas.

Especificaciones técnicas	Fecha Reporte: 04-10-2011 Periodo de análisis: 01-09-2011 a 01-10-2011
----------------------------------	---

Requisitos Químicos
La composición química para el cemento no está especificada en la NTE INEN 2380, sin embargo los constituyentes individuales molidos y mezclados para producirlo son analizados.

INEN 2380		Valor
Cambio de longitud por autoclave, % máximo	0.80	-0.039
Tiempo de fraguado, método de Vicat		
Inicial, no menos de, minutos	45	168
Inicial, no más de, minutos	420	273
Contenido de aire del mortero, en volumen, %	A	2.4
Resistencia a la Compresión, mínimo MPa		
1 día	A	10
3 días	13	19
7 días	20	23
28 días	28	30
Expansión en barras de mortero 14 días, % max.	0.02	0.00


NOTAS:
 1. La información que consta en el certificado corresponde al promedio de los datos obtenidos en el periodo indicado. Los datos son del cemento tipo despachado por Holcim; los despachos individuales pueden variar.
 2. La resistencia a 28 días corresponde al promedio del mes anterior.
 3. (A) Límite no especificado por la NTE INEN 2380. Resultado reportado sólo como información.
 4. (ND) Resultado del ensayo no disponible para el periodo de análisis indicado.


ALMACENAMIENTO:
 Almacenar el cemento en ambientes ventilados, sin humedad y cambios bruscos de temperatura. Se recomienda acopios de no más de 10 sacos, aislados del suelo y separados de las paredes.
 Para cemento a granel se debe contar en obra con silos de al menos 30 toneladas (capacidad promedio de camiones graneleros).

Planta Guayaquil
 Dirección: Guayaquil, Ecuador
 Teléfono: 593 4 2871900

Vía a Salinas km 18.5
 Extensiones: 1130, 1131
 1132, 1112

Servicio al cliente: 04-2871900
 www.holcim.com.ec





Myrian Patricia Moreno M.
Coordinador de Control de Calidad
Holcim Ecuador S.A., Planta Guayaquil

Figura 95. Certificado de Producto: Cemento hidráulico para uso general tipo GU. Fuente: Holcim 2012.

Hierro Corrugado

Varillas Soldables

Las varillas soldables (sismo-resistentes) son barras de acero de baja aleación que han recibido un tratamiento térmico controlado durante su proceso de laminación, de alta ductilidad y excelentes propiedades mecánicas.

USOS

Se utilizan en estructuras de hormigón armado para construcciones de diseño SISMORESISTENTE y donde se requiere empalmes por SOLDADURA.

NORMALIZACIÓN

Las varillas SOLDABLES se fabrican de acuerdo a la norma: NTE-INEN-2167 y ASTM A-706

IDENTIFICACIÓN

Las varillas Andec llevan una identificación exclusiva en toda la longitud de la varilla a una distancia de aproximadamente un metro y consiste en un sobre relieve con los siguientes símbolos:

AS = Acero Soldable

CERTIFICADOS DE CALIDAD

PROPIEDADES MECÁNICAS				
Grado de acero	Fluencia (kg/cm ²)	Resistencia (kg/cm ²)	Alargamiento (diámetro)	g
A-42 de tracción controlada	4200 (mín)	5600 (mín)	8 - 20 22 - 36 40	14 12 10

REQUISITOS DEL ENSAYO DE DOBLADO FRÍO	
Diámetro Nominal de las varillas (mm)	Diámetro del mandril
8 - 18	3d
20 - 25	4d
28 - 32	6d
36 - 40	8d

FORMAS DE ENTREGA Y EMBALAJE				
Diámetro (mm)	Longo (m)	Forma de entrega	Peso (t)	Tipo
8 hasta 32	6 - 9 - 12	Paquetes	2,5	Corrugado

Otros diámetros se fabrican bajo pedidos

5.2.1 Cemento y Cal.

Según la normativa colombiana el cemento utilizado en la obra debe de estar en condiciones apropiadas y debe corresponder en su tipo y clase a aquel sobre el cual se basan las dosificaciones del concreto y los morteros. Debe cumplir las siguientes normas: NTC – Normas Técnicas Colombianas del Instituto Colombiano de Normas Técnicas, ICONTEC y de la Sociedad Americana ASTM. Así:

- Cemento Portland: NTC 121 y NTC 321. Se permite el uso de cementos fabricados bajo las normas ASTM C150 y C595.
- Cemento para mampostería: NTC 4050 (ASTM C91).
- Cal viva: NTC 4046.

En nuestro medio se ha generalizado la utilización del Cemento Portland únicamente; Cemento Hidráulico producido por la pulverización del clinker Portland, que usualmente contiene sulfato de calcio; y muy poco o casi nada se utiliza el cemento para mampostería la cal viva, tanto para concretos como para morteros en general.

Este Cemento Hidráulico para Uso General Tipo GU, es un cemento hidráulico que se fabrica bajo la norma técnica ecuatoriana NTE INEN 2380. Esta norma establece los requisitos de desempeño que deben cumplir los cementos hidráulicos y los clasifica de acuerdo a sus propiedades específicas. Fig. # 95.

5.2.2 Acero de Refuerzo.

El acero de refuerzo debe cumplir con los requisitos del numeral C.3.5 del Título C- Concreto Estructural del NSR-10 y debe ajustarse a las normas de producción y uso mencionadas allí. Al momento de la colocación debe de estar limpio en la superficie, sin corrosión y figurado de acuerdo a los planos.

El hierro utilizado en nuestras pruebas de laboratorio cumple con la norma: NTE-INEN-2167 y ASTM A-706, que es ampliamente utilizado en nuestro medio en el campo constructivo. Fig. #96.

5.2.3 Mortero de Pega.

Requisitos Generales: Los morteros de pega utilizados en construcciones de mampostería deben cumplir la norma NTC 3329 (ASTM C270) y con lo

Figura 96. Hierro corrugado. Fuente: Andec.

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad ⁽¹⁾			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa ⁽²⁾	Flujo en (%) ⁽³⁾	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada ⁽⁴⁾	Cemento para Mampostería ⁽⁷⁾	Arena/Material Cementante ⁽⁵⁾	
							Min.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N ⁽⁶⁾	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

Notas:

1. Solo para el diseño de mezclas de morteros en laboratorio, con base en los materiales que van a ser utilizados en obra. El control de morteros en obra se debe realizar de acuerdo con la norma NTC 3546 (ASTM C780).
2. Ensayo de resistencia a la compresión a 28 días en cubos de 50 mm de lado
3. Ensayo realizado según NTC 4050 (ASTM C91)
4. Se puede utilizar cal hidratada en polvo tipo N o S.
5. Para este cálculo no se incluye como cementante la cal.
6. El mortero tipo N solo se permite en sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (DMI)
7. El tipo de cemento para mampostería (M, S o N) será el mismo que el tipo de mortero de pega.

Figura 97. Clasificación de los Morteros de Pega por propiedad o por proporción.

Fuente: NSR-10. Título D. Tabla D.3.4-1.

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad ⁽¹⁾			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa ⁽²⁾	Flujo en (%) ⁽³⁾	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada ⁽⁴⁾	Cemento para Mampostería ⁽⁷⁾	Arena/Material Cementante ⁽⁵⁾	
							Min.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N ⁽⁶⁾	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

Notas:

Figura 98. Clasificación de los Morteros de Pega por propiedad o por proporción.

Mortero tipo S. Utilizado en pruebas de laboratorio. Fuente: NSR-10. Título D. Tabla D.3.4-1.

especificado en la Tabla D.3.4-1 del NSR-10. Tabla que se muestra en la Fig. #97. El mortero premezclado para pega de unidades de mampostería debe cumplir con la norma NTC 3356 (ASTM C1142). Los morteros de pega deben de tener buena plasticidad, consistencia y ser capaces de retener el agua mínima para la hidratación del cemento y, además, garantizar su adherencia con las unidades de mampostería para desarrollar su acción cementante.

Dosificación del Mortero de Pega: La dosificación de los componentes de los morteros de pega debe basarse en ensayos previos de laboratorio o en la experiencia de campo en obras similares y se clasifican como H, M, S o N de acuerdo con la dosificación mínima de sus componentes y con la resistencia a la compresión. La resistencia a la compresión se mide a los 28 días sobre probetas tomadas en cubos de 50mm de lado, o en cilindros de 75mm de diámetro por 150mm de altura. Los diferentes tipos de mortero deben cumplir con las condiciones mínimas de flujo inicial y retención de agua establecidos en la tabla de la Fig. #97.

Para el mortero de pega debe realizarse por lo menos un ensayo de resistencia a la compresión (promedio de 3 probetas) por cada doscientos (200) metros cuadrados de muro o por cada día de pega, igualmente se debe verificar con frecuencias semanales las condiciones de plasticidad y retención de agua de los morteros de pega usados en la obra. (NSR-10 Capítulo D.3.8.1.1.).

Las pruebas de laboratorio efectuadas por esta tesis, se realizaron en base a los materiales que serian utilizados en obra; se optó por el mortero Tipo S, Fig. #98, ya que el mortero tipo N solo se permite en sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (DMI), y además la dosificación del mortero Tipo S es común en nuestro medio, pero como se dijo anteriormente, sin la utilización de la cal hidratada o cemento para mampostería en su composición; es así que la dosificación utilizada para nuestro mortero de pega fue la que cumple con la relación arena-material cementante igual a 3; con un flujo de agua necesario para una buena plasticidad del mortero y una retención mínima de agua del 75%.

Los agregados utilizados deben ser materiales libres de contaminantes que puedan deteriorar las propiedades del mortero de pega, en este caso particular se utilizó arena de Santa Isabel, conocida como una de las mejores y más utilizadas en nuestro medio. El agua utilizada para los ensayos debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, alcoholes, sales, materias orgánicas u otras sustancias que



Figura 99. Proceso de preparación del Mortero de Pega. Laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Fuente: El Autor. 2012.



Figura 100. Proceso de preparación del Mortero de Pega. Laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Fuente: El Autor. 2012.

ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

puedan ser dañinas para el mortero o el refuerzo embebido; por lo cual se utilizó agua potable que es apta para el consumo humano.

A continuación se mostrara algunas imágenes del proceso de preparación del mortero de pega, en el laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Fig. # 99, # 100.

La resistencia a la compresión de este mortero se midió a los 28 días sobre probetas tomadas en cubos de 50mm de lado, que son las que disponía el laboratorio de la Universidad; Fig. #101, #102. Se ensayaron 4 cubos, teniendo como resultado promedio $181,75\text{Kg/cm}^2$.

Que comparando con la resistencia mínima a compresión del mortero tipo S de la tabla de la Fig. #98, es de 12,5 Mp que equivale a $127,55\text{Kg/cm}^2$; como se puede observar los resultados del promedio de cuatro probetas, está por encima del mínimo estipulado. Como se ve en el Informe de laboratorio en el Anexo 3: Ensayo #1: compresión de morteros de cemento.

5.2.4 Mortero de Relleno.(Grout).

Requisitos Generales: Los morteros de relleno utilizados en construcciones de mampostería deben cumplir la norma NTC 4048 (ASTM C476). Deben ser de buena consistencia y con una fluidez suficiente para penetrar en las celdas de inyección sin segregación.

Dosificación: La dosificación de los componentes de los morteros de relleno debe basarse en ensayos previos de laboratorio o en la experiencia de campo en obras similares y su clasificación se debe basar en la dosificación mínima de sus componentes indicada en la tabla D.3.5-1. Tabla que se muestra en la Fig. #103.

Según esta normativa se ensayó en el laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca la resistencia a la compresión a los 28 días de probetas tomadas en cilindros de 75mm de diámetro por 150 mm de altura. La dosificación que se utilizó en dicho ensayo fué con tipo de mortero grueso con: 1 de cemento, 2,5 de fino (que se encuentra dentro del mínimo y el máximo estipulado), y 1,5 de grueso (que se encuentra dentro del mínimo y el máximo estipulado), con en tamaño menor a 10mm, con un flujo de agua necesario para una buena plasticidad y fluidez del mortero. Fig. #103.

Al igual que en el mortero de pega, los agregados utilizados en el mortero de relleno deben ser materiales libres de contaminantes que puedan deteriorar las propiedades del mortero, en este caso particular se utilizó un agregado de río, de canto rodado, con un tamaño menor a 10mm. El agua



Figura 101.
Ensayo a compresión de mortero de pega de cubos de 5 x 5 Cm. Laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Fuente: El Autor. 2012.



Figura 102. Idem figura 101.

Tabla D.3.5-1
Clasificación y dosificación por volumen de los morteros de relleno

Tipo de Mortero	Cemento	Agregados/Cemento			
		Fino		Grueso (tamaño < 10 mm)	
	Portland	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Fino	1	2.25	3.5	-	-
Grueso	1	2.25	3.0	1.0	2.0

Figura 103. Clasificación y dosificación por volumen de los morteros de relleno. Fuente: NSR -10 – Capítulo D.3.

utilizada para los ensayos debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, alcoholes, sales, materias orgánicas u otras sustancias que puedan ser dañinas para el mortero o el refuerzo embebido; por lo cual se utilizó agua potable que es apta para el consumo humano.

A continuación se mostrara algunas imágenes del proceso de preparación del mortero de relleno, en el laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Fig. # 104, #105, #106.

Según la normativa colombiana (NSR-10 Capítulo D.3.8.1.2.), para el mortero de relleno se debe realizar al menos un ensayo de resistencia a la compresión (promedio de 3 probetas) por cada diez (10) metros cúbicos de mortero inyectado o por cada día de inyección, la resistencia a la compresión del mortero de relleno medida a las 28 días, f'_{cr} , debe tener un valor máximo de 1,5 veces f'_m y un valor mínimo de 1,25 veces f'_m , pero en ningún caso la resistencia a la compresión a los 28 días puede ser inferior a 12,5 MPa equivalente a 127,55 Kg/cm².

Como se puede observar los resultados de los ensayos de tres probetas dan un promedio de 101 Kg/cm², que se encuentra por debajo del mínimo estipulado. Como se ve en el Informe de laboratorio en el Anexo 3: Ensayo #2: Compresión de morteros de relleno (grout); por lo que se debe pesar en mejorar las características de los materiales utilizados en este mortero de relleno, o cambiar su dosificación para obtener mejores resultados.

5.2.5 Unidades de Mampostería.

Esta tesis aplica la tecnología constructiva de muros de mampostería parcialmente reforzada construidos con unidades de perforación vertical, (NSR-10. Capítulo D.8.), los mismos que se construyen con unidades de cerámica (arcilla cocida), de perforación vertical con aparejo trabado.

Las dimensiones de las celdas y las paredes deben cumplir con lo estipulado en el capítulo D.3.6.4.1 que dice: el área de las celdas verticales de la pieza de mampostería en posición normal, no puede ser mayor que el 65% del área de la sección transversal. Las celdas verticales u horizontales continuas en donde se coloque refuerzo no pueden tener una dimensión menor de 50mm, ni menos de 3000mm² de área. Las paredes externas e internas no pueden tener un espesor menor que el establecido en la tabla D.3.6-1, que para un espesor de 150mm se muestra en la Fig. # 107.

Además la resistencia a la compresión de estas unidades en este tipo de mampostería estructural, no puede tener una resistencia menor de 8MPa. (equivalente a 81,63 Kg/cm²). (NSR-10. Capítulo D.8.1.4.), se deben



Figura 104. Preparación de mortero de relleno, para colocación en cilindros de 75cm de diámetro por 150cm de altura, para ensayo a compresión de mortero de relleno, Laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Fuente: El Autor. 2012.



Figura 105. Preparación de cilindros 75cm de diámetro por 150cm de altura, para ensayo a compresión de mortero de relleno, Laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Fuente: El Autor. 2012.

realizar ensayos establecidos de absorción inicial, absorción total, estabilidad dimensional y resistencia a la compresión de por lo menos cinco unidades por cada lote de producción hasta de 5000 unidades o menos, y no menos de una unidad por cada doscientos metros cuadrados de muro construido. (NSR-10. Capítulo D.3.8.1.3.)

Luego de buscar, sin resultados favorables en el mercado local, una unidad de mampostería que cumpliera las características antes mencionados; se encontró en la ciudad de Guayaquil un ladrillo de la fábrica Alfadomus, que cumple en buena parte con lo estipulado en las normas colombianas; por lo que se optó por este ladrillo para usarlo como base de este estudio tecnológico constructivo y para las respectivas pruebas que se realizaron. A continuación se mostrara las dimensiones del Ladrillo de la fábrica Alfadomus de la ciudad de Guayaquil. Fig. # 108.

El ladrillo de Alfadomus cumple con: el área de las celdas verticales de la pieza en posición norma no puede ser mayor que el 65% del área de la sección transversal; ya que el área de la sección transversal es de 465cm^2 y el área de las celdas verticales es de 210cm^2 , siendo el 45.16% de la sección transversal.

Las celdas verticales en donde se coloca refuerzo tienen una dimensión de 100mm y un área de 10000mm^2 , cumpliendo con la dimensión menor mínima de 50mm, y área mayor a 3000mm^2 . De igual manera se cumple con las paredes interiores y exteriores del ladrillo ya que son mayores a 150mm, en este caso todas estas son de 250mm.

En los ensayos a compresión de tres probetas del ladrillo Alfadomus, se tienen como resultado promedio 106 Kg/cm^2 , que es mayor a los 8MPa. (equivalente a $81,63\text{ Kg/cm}^2$), estipulados por la norma. Como se puede ver en los informes de laboratorio en el Anexo 3: Ensayo #3: Compresión de ladrillos.

También se realizó ensayos de absorción de humedad, absorción inicial y flexión al ladrillo de Alfadomus, obteniendo buenos resultados; como se puede ver en los informes de laboratorio en Anexo 3: Ensayos #4, #5, #6 y #7.

5.3 Pruebas de laboratorio: elaboración y ensayo de muretes.

La elaboración y el ensayo de los muretes que se utilicen para la determinación de f'_m , (resistencia a la compresión de la mampostería.), debe llevarse a cabo de acuerdo con la norma NTC 3495 (ASTM E447) cumpliendo además los siguientes requisitos: (NRS-10-Capítulo D.3.7.2).



Figura 106. Ensayo de cilindros 75cm de diámetro por 150cm de altura, a compresión de mortero de relleno, Laboratorio de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Fuente: El Autor. 2012.

Estos requisitos para la elaboración de muretes están en función a los materiales existentes en el medio constructivo de la ciudad de Cuenca, que se analizaron en el apartado anterior, y que son los utilizados para las pruebas que se efectuaron en el laboratorio de ingeniería de la universidad de Cuenca, como parte de esta tesis.

5.3.1 Requisitos de elaboración de muretes.

Los muretes deben elaborarse con los mismos materiales y bajo las mismas condiciones que se presenten en la estructura. El contenido de humedad de los materiales debe ser el mismo que se tiene en la estructura en el momento de construirse. La calidad de la mano de obra debe ser la misma que se va a utilizar en la construcción. Cuando en la construcción se coloca el mortero de pega solamente en las paredes laterales de las unidades de perforación vertical los muretes deben elaborarse colocando mortero de solo sobre las paredes laterales y sin mortero de pega en los tabiques transversales, incluyendo los terminales. NSR-10. D.4.5.10.1 (b).

En este caso, para los ensayos de laboratorio, se colocó el mortero de pega tanto en las paredes laterales como en las transverseles; ya que de esta manera es como usualmente se realiza la colocación del mortero de pega en Cuenca. Fig # 109.

Se elaboró muretes, tanto con las celdas vacías, como muretes con las celdas rellenas, por tratarse de mampostería parcialmente reforzada. Fig # 111.

5.3.2 Determinación del valor de f_m .

El valor de f_m , para una muestra debe ser el promedio obtenido del ensayo de 3 muretes de igual procedencia, pero no debe ser mayor del 125 por ciento del menor valor obtenido en los ensayos. El valor de cada ensayo se obtiene de dividir la carga última obtenida por el área neta de la mampostería que tiene el murete ensayado.

En los ensayos realizados, como se mencionó anteriormente, se realizaron: 3 pruebas con muretes sin relleno y 3 pruebas con muretes con relleno en ambas celdas, tomando en cuenta el área neta de aplicación de la fuerza.

El promedio de los tres primeros muretes sin relleno es de 93 Kg/cm², teniendo como probeta de menor valor obtenido 86 Kg/cm², que no excede el 125 % en relación al promedio. (108.13%). Fig # 112. Derecha.

El promedio de los tres muretes con las celdas rellenas es de 106 Kg/cm²;

Tabla D.3.6-1
Espesores mínimos de paredes en unidades (bloques)
de mampostería de perforación vertical (mm)

Espesor externo	Espesor mínimo de paredes exteriores		Espesor mínimo de tabiques transversales
	sin perforaciones verticales secundarias	con perforaciones verticales secundarias	sin perforaciones verticales secundarias
nominal			
80 ⁽¹⁾	20	30	20
100	20	30	20
120	22	32	20
150	25	35	25
200	30	40	25
250	35	45	30
300	40	50	30

Nota ⁽¹⁾: La unidad de 80 mm de espesor externo nominal sólo se permite en muros no estructurales y en las paredes laterales de mampostería de cavidad.

Figura 107. Espesores mínimos de paredes en unidades de mampostería de perforación vertical Fuente: NSR-10. Capítulo D.3- Tabla D.3.6-1.

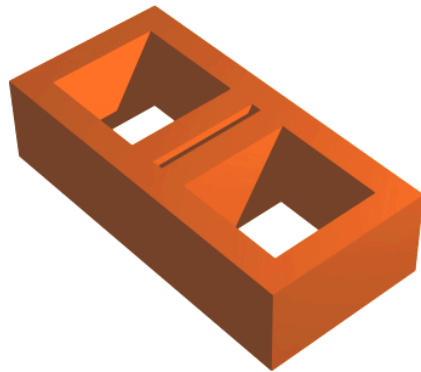
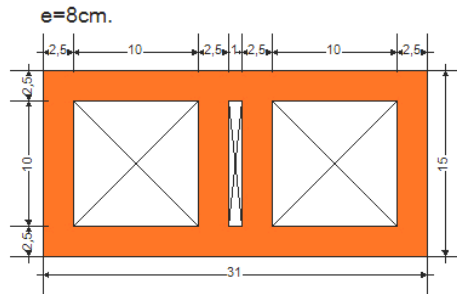


Figura 108. Ladrillo fabrica Alfadomus. Guayaquil. Fuente: El autor. 2012.

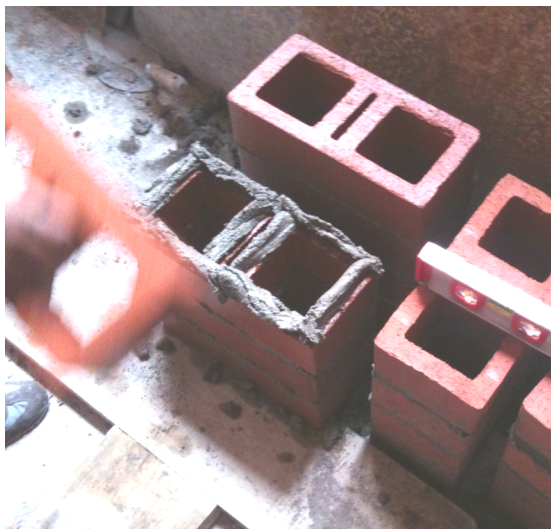


Figura 109. Colocación de mortero de pega en la elaboración de muretes. Laboratorio de ingeniería de la universidad de Cuenca. Foto: el autor. 2012.

hay que acotar que para el ensayo de estos muretes rellenos se tuvo que realizar un capeado (colocación de una capa de cemento que reparta de manera uniforme el esfuerzo aplicado sobre la probeta, en este caso el murete.), teniendo como probeta de menor valor obtenido 104 Kg/cm^2 , que no excede el 125 % en relación al promedio. (101,92%). Fig #112. Izquierda.

Estos datos se pueden revizar en los informes de laboratorio que se encuentran en el Anexo 3: Ensayo #8. Compresión de prismas de 4 ladrillos industriales, con celdas sin rellenar; y Ensayo # 9. Compresión de prismas de 4 ladrillos industriales, con celdas rellenas.

5.3.3 Dimensiones de los muretes.

Los muretes deben tener un mínimo de 300 mm de altura y una relación altura-ancho mayor ó igual a 1.5 y menor ó igual a 5. Los muretes de mampostería de bloque de perforación vertical deben tener al menos el largo de una pieza completa. Los muretes de otros tipos deben tener al menos 100 mm de largo. El ancho y el tipo de construcción deben ser representativos del tipo de mampostería que se va a utilizar en la construcción.

En este caso, las probetas ensayadas (muretes de cuatro ladrillos enteros, uno sobre otro, con juntas de mortero de pega de aproximadamente 1cm) tienen una dimension aproximada de 35cm de alto, 31 cm de ancho y 15cm de espesor; cumpliendo con lo estipulado en cuanto a dimensiones en la norma. Fig # 113.

5.3.4 Corrección por esbeltez.

El valor de f'_m debe corregirse multiplicándolo por el factor de corrección por esbeltez del murete dado en la tabla de la Fig. # 110.

Tabla D.3.7-1
Factor de corrección por esbeltez para f'_m

Relación altura/espesor del murete	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Factor de corrección	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

Figura 110. Factor de corrección por esbeltez para f'_m .



Figura 111. Elaboración de muretes, con celdas rellenas y con celdas vacías. Laboratorio de ingeniería de la universidad de Cuenca. Foto: el autor. 2012.

En el caso de las probetas ensayadas, tenemos que la relación altura-espesor del murete es de 1,129; se encuentra más cercano al 1,5 por lo que el factor de corrección en este caso sería de 0,86. Entonces los promedios obtenidos de muretes se multiplican por este factor así: muretes con celdas sin relleno sería de $93 \text{ Kg/cm}^2 \times 0,86 = 79,98 \text{ Kg/cm}^2$; muretes con celdas rellenas es de $186 \text{ Kg/cm}^2 \times 0,86 = 159,96 \text{ Kg/cm}^2$.

5.3.5 Curado de los muretes.

Los muretes deben guardarse por siete días al aire a una temperatura de 21 grados centígrados, más/menos 5 grados, a una humedad relativa que exceda el 90 por ciento, y posteriormente a las mismas condiciones, pero con una humedad relativa que puede estar entre el 30 y el 50 por ciento, hasta su ensayo a los 28 días de la fabricación. Los muretes que se construyan a pie de obra deben guardarse bajo condiciones que les conserve la humedad por un lapso de 48 a 96 horas y después de este tiempo se pueden llevar al laboratorio.

En el caso de las probetas ensayadas, se optó por un curado bastante efectivo; los muretes al siguiente día de su elaboración se los mojó completamente e inmediatamente se prosedió a emplasticarlos, como se puede ver en la Fig # 114; para luego proceder a colocarlos en un lugar cubierto y fresco, donde permanece los 28 días respectivos antes de su ensayo. De esta manera se conservó la humedad en las muestras, incluso luego de los 28 días.

Es importante destacar, que además de las pruebas a compresión, se realizó pruebas a flexión a los muretes, para saber su comportamiento; en este caso todas las celdas fueron rellenas, incluso la mitad de las probetas fueron reforzadas con hierros de 12mm, para simular su realidad estructural cuando esten formando parte de una pared soportante. Los resultados obtenidos se pueden ver en los informes de laboratorio que se encuentran en el Anexo 3: Ensayo #10: Flexión en prismas de ladrillos industriales.

En estos ensayos, los resultados muestran con claridad que los muretes sin relleno resisten menos de la mitad de la carga aplicada, en relación a los muretes con relleno y reforzados; con un promedio 1223,75 Kg en el primer caso y con 2745,33 Kg en el segundo caso. De igual forma sucede con los módulos de ruptura de los muretes, que para el primer caso tiene un promedio de $7,025 \text{ Kg/cm}^2$ y para el segundo caso un promedio de $16,015 \text{ Kg/cm}^2$.



Figura 112. Ensayos de compresión de muretes con y sin las celdas rellenas, en la prensa del laboratorio de ingeniería. Foto: el autor. 2012.

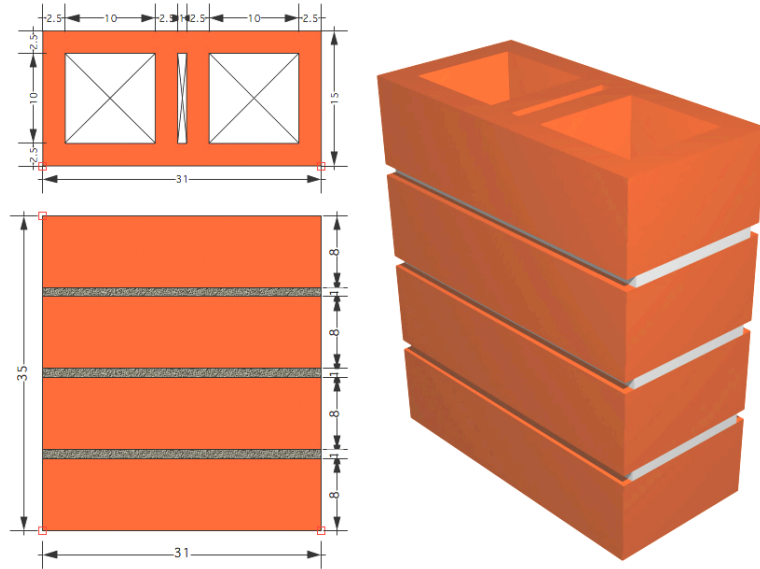


Figura 113. Dimensiones de muretes. Probetas realizadas en le laboratorio de ingeniería de la Universidad De Cuenca. Fuente: el autor. 2012.



Figura 114. Curado de muretes por medio del emplasticado. Laboratorio de ingeniería. Fotos: el autor.2012.

CAPITULO 6. FACTIBILIDAD TÉCNICO – CONSTRUCTIVA Y FINANCIERA.

6.1 Factibilidad técnico-constructiva.

En capítulo 4 se analiza la vulnerabilidad sísmica a la que se encuentra expuesta los programas de vivienda de interés social de la ciudad de Cuenca, basados en el método de índices de vulnerabilidad; que nos permite valorar las edificaciones. Es así que, de los programas de vivienda analizados, el más vulnerable fué los Nogales, debido a algunos factores indicados anteriormente en los ítems de vulnerabilidad.

Por consiguiente, como aporte a esta tesis, en este capítulo se analiza la vivienda tipo de esta urbanización, pero en este caso, diseñada bajo la técnica constructiva en mampostería estructural parcialmente reforzada. Cabe indicar que dicha tecnología ha sido aplicada en países como Colombia y Chile, observándose un buen comportamiento bajo eventos sísmicos.

Para luego comparar los resultados de vulnerabilidad en ambos casos, y cuantificar como el aporte técnico antisísmico de esta tecnología influye favorablemente en la respuesta estructural de la vivienda.

6.1.1 Análisis de vulnerabilidad: urbanización Los Nogales. En mampostería estructural.

Es importante destacar, que se toma como base los planos arquitectónicos originales de la casa tipo de la urbanización los Nogales, (Fig # 51, #53, #54, #56.), realizando algunos ajustes que se requieren para la correcta aplicación del sistema constructivo en mampostería estructural propuesto por esta tesis, y algunas consideraciones que se presentarán más adelante.

En este caso, el concepto de sistema estructural de la vivienda, da un cambio significativo en relación al esquema planteado originalmente (con una estructura de perfiles metálicos aporticados, losa de cimentación, entrepisos de losa de hormigón con placa colaborante, y paredes de ladrillo, únicamente divisorias de espacios, detalles del 10 al 15. En Capítulo 1.).

En el nuevo esquema en mampostería estructural, las paredes pasan de ser únicamente de relleno a ser soportantes, por lo tanto, se aprovecha de la

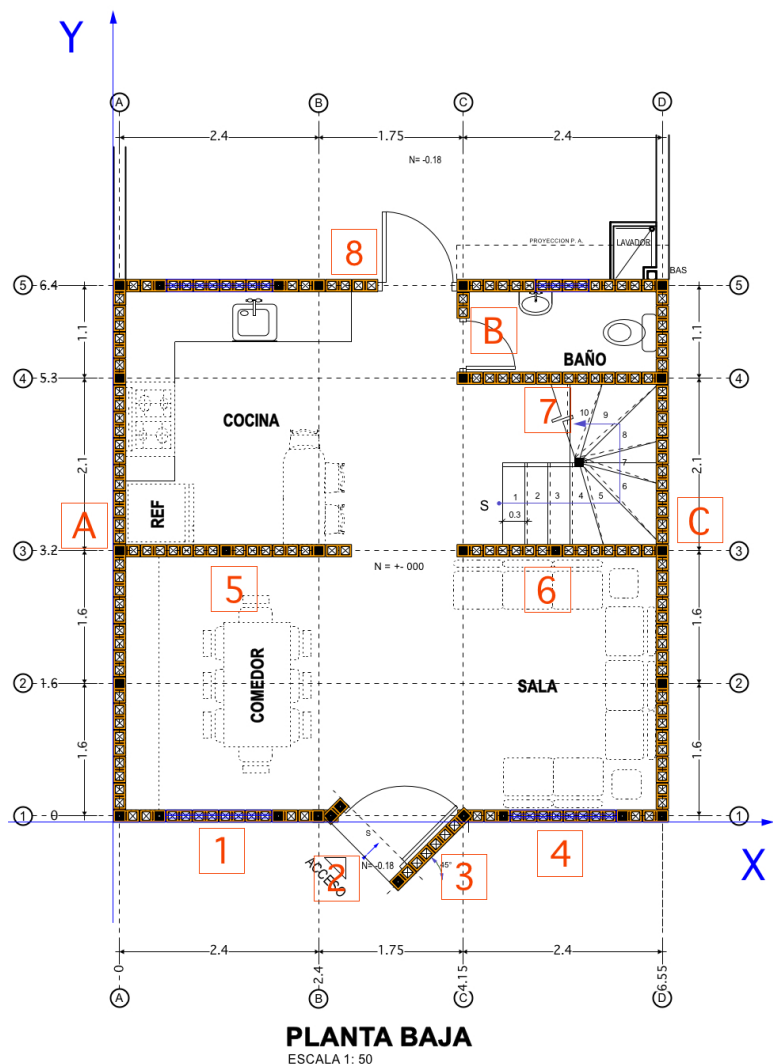


Figura 115. Planta Baja. Propuesta en mampostería estructural de vivienda tipo Los Nogales. Fuente: el autor. 2012.

estructura de estos elementos, tanto para recibir la carga como para transmitir esta al suelo a través de los cimientos corridos.

Puesto que toda la sección de la pared se utiliza para la transmisión de fuerzas; los esfuerzos, que transmiten al suelo son, por lo general, menores a los que se generan mediante una cimentación por medio de zapatas; de esta manera, la cimentación se vuelve más ligera y se optimiza la colocación de los refuerzos dentro de las paredes soportantes.

De igual manera esta amplia zona de contacto con la losa, puede reducir el espesor de la losa de entrepiso y dado que las viviendas de interés social no tienen luces mayores, dicho espesor lo establece un ingeniero estructural, pero es común el uso de espesores de 12 cm para este tipo de losas. (Ing. Fernando Zalamea León.)

El sistema estructural planteado, parte de una nueva modulación de los espacios de la vivienda, tomando como unidad el tamaño del ladrillo alfadomus. (Fig # 108.) Además, las distancias entre las celdas rellenas y reforzadas verticalmente regirán el tamaño de los espacios en planta y los refuerzos horizontales regirán las alturas de la vivienda. Como se ve en los planos arquitectónicos de la propuesta de vivienda Los Nogales en mampostería estructural; Fig #115, #116, #117 y #118. Estos planos que se encuentran con su respectiva nomenclatura de paredes, servirán de base para el análisis de índices de vulnerabilidad que se desarrolla a continuación:

Ítem 1: Tipo de organización del sistema resistente:

Calificación A: $k_i=0$; $w=4.0$.

Pese a que este sistema posee características diferentes al planteado por este método, el sistema constructivo en base a mampostería estructural propuesto, le da al sistema resistente características sismoresistentes como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*) cuando sólo se inyecta con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo, (caso de la mampostería parcialmente reforzada, para una zona de amenaza sísmica como Cuenca), según NSR-10 Sec. D.2.1.2. Fig. #90.

Para la calificación de este ítem se toma los parámetros evaluadores del esquema resistente de la Fig # 52. cumpliendo con la mayoría de los requisitos para calificación A:

- Los muros de mampostería estructural están formados por ladrillos semimacizos, cuyo material de unión es un mortero de buena

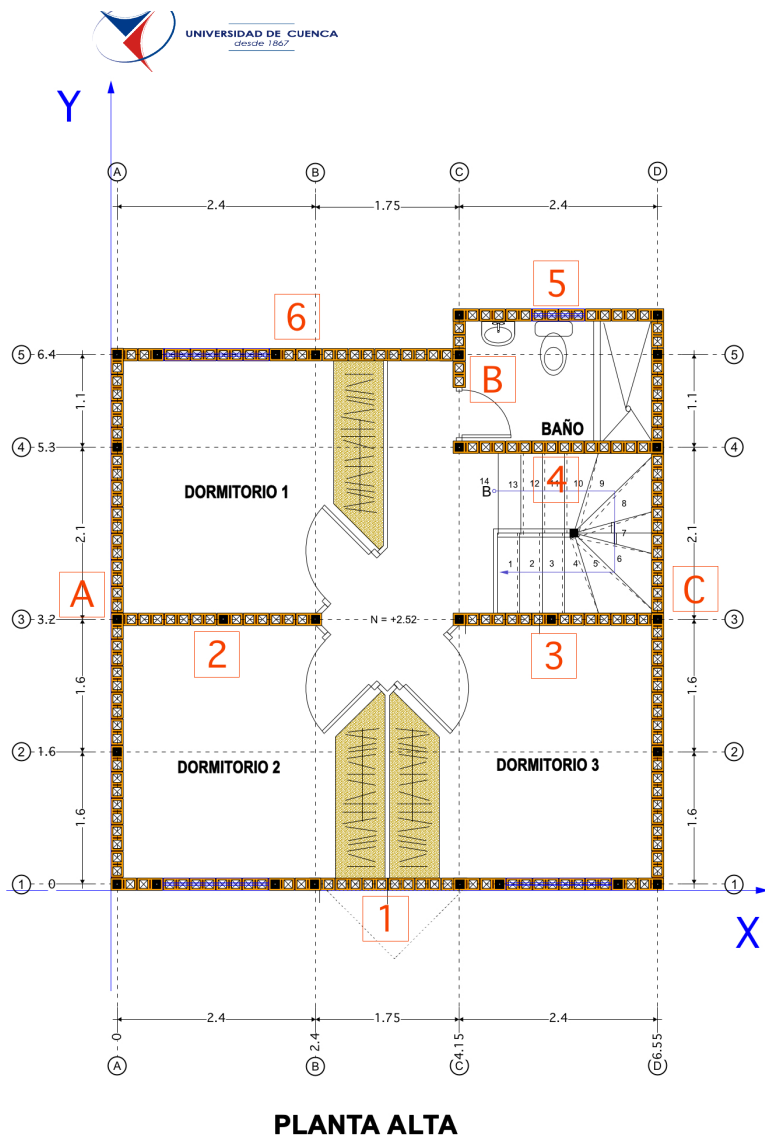


Figura 116. Planta Alta. Propuesta en mampostería estructural de vivienda tipo Los Nogales. Fuente: el autor. 2012.

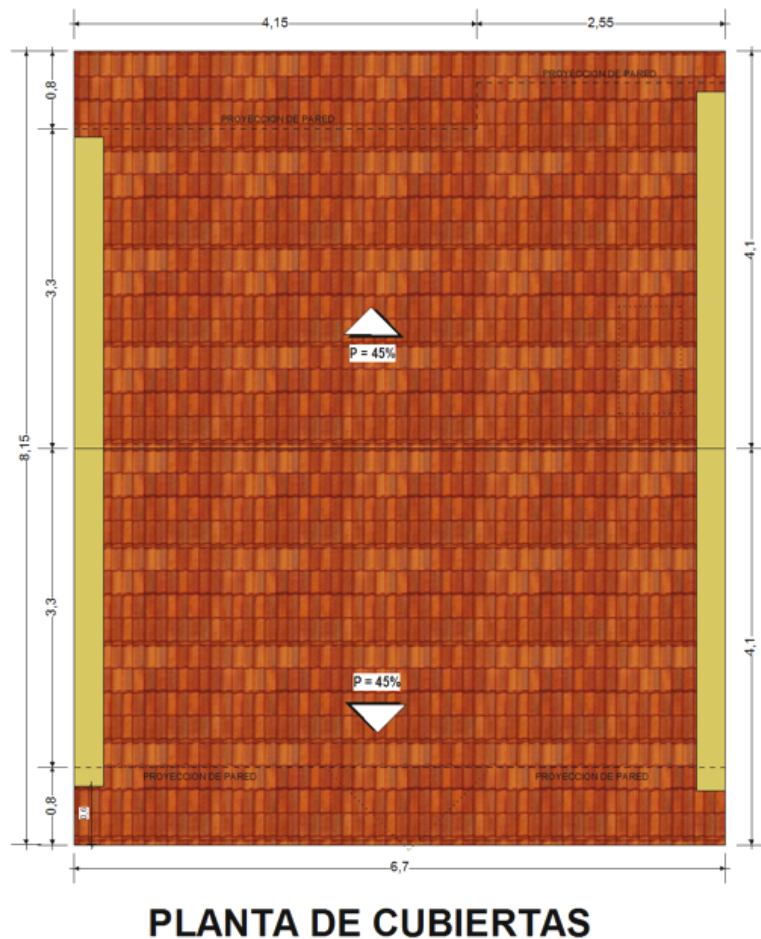


Figura 117. Planta de cubiertas. Propuesta en mampostería estructural de vivienda tipo Los Nogales. Fuente: el autor. 2012.

calidad; rellenadas las celdas donde se coloca el hierro de refuerzo vertical, refuerzos horizontales y ancladas desde la cimentación, además de un confinamiento con cadenas inferior y superior. Fig. #94: Requisitos mínimos para los muros de mampostería parcialmente reforzada.

- En este caso los espacios huecos del muro de mampostería no superan el 30% del área de la superficie total del muro.

$$a * b < 0,3 h * L$$

$$1,2 * 1,25 < 0,3 (2,52 * 3,3)$$

$$1,5 < 2,5 \checkmark \text{ cumple}$$

- La relación de esbeltez de los muros es menor a 20.
 $h / e < 20$
 $2,52 / 0,15 < 20$
 $16,8 < 20 \checkmark \text{ cumple}$

Ítem 2: Calidad del sistema resistente:

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$:

En este ítem el proyecto habitacional propuesto deberá cumplir irrestrictamente con las requisitos estipulados en la normativa NSR-10 del Capítulo D.4. Requisitos constructivos para mampostería estructural, que se encuentra en el Anexo 2, formato digital. CD. de esta tesis. De esta manera se garantiza la calidad en la ejecución de la obra.

Ítem 3: Resistencia convencional:

Calificación A: $k_i=-1$; $w=1.0$.

Calificación dada por medio de cálculos estructurados simplificados basados en el desarrollo de las siguientes fórmulas:

Cortante Resistente, fórmula#1: $C = (A^\circ * \tau) / q N$.

Formulas #1a y 1b:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s ; A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t$$

$N = 2$ pisos. Número de pisos. Ver Figura #118.



ELEVACION FRONTAL
ESCALA 1: 100



ELEVACION POSTERIOR
ESCALA 1: 50

Figura 118. Elevacion frontal y posterior. Propuesta en mampostería estructural de vivienda tipo Los Nogales. Fuente: el autor. 2012.

ARQ. PABLO QUITO NOVILLO.

$A_t = 44,5 \text{ m}^2$. Área total de la planta en m^2 . Ver Figura #115.

A_x, A_y : $A_x: 5,9 \text{ m}^2$ y $A_y: 4,2 \text{ m}^2$. Áreas totales de las secciones resistentes (de hormigón armado y de mampostería, en este caso es toda el área de las paredes ya que éstas son resistentes) en los sentidos X y Y respectivamente. Áreas tomadas de Figura #115 y #116.

- Área de paredes: $A_x: 5,9 \text{ m}^2$ y $A_y: 4,2 \text{ m}^2$.
- Área de celdas reforzadas, hormigón armado: $0,34 \text{ m}^2$. Así tenemos 34 celdas reforzadas de $0,1 \times 0,1$.
- Área de vigas de confinamiento inferior y superior: $6,67 \text{ m}^2$

$A^\circ = 0,094$. Valor mínimo entre A_x y A_y dividido por A_t .

$h = 2,5 \text{ m}$. Altura media de los piso en metros. Ver Figura #118.

$P_m = 1,565 \text{ T/m}^3$. Peso específico por unidad de área del sistema de resistente en T/m^3 . Se toman los pesos específicos de los materiales de la Tabla de la Fig. # 35.

$$P_m = \{[(\text{Paredes ladrillo } A_{xt} + A_{yt}) * h] * (\text{PE mamp. lad. hueco})\} + \{[(\text{Losa } A_t * 0,15) + (\text{Área celdas rellenas} * 5)] * (\text{PE concreto reforzado})\}$$

$$P_m = \{[(5,9 + 4,2) * 2,5] * (1,3)\} + \{[(45,5 * 0,15) + (0,34 * 5) + (6,67 * 0,15)] * 2,4\}$$

$$P_m = 51,24 \text{ T} \quad / \quad \text{Volumen resistente} = [5,9 + 4,2 + 0,32 + (44,5 * 0,15)] * 2,5$$

$$P_m = 51,24 \text{ T} / 32,72 \text{ m}^3$$

$$P_m = 1,565 \text{ T/m}^3$$

$P_s: 1,24 \text{ T/m}^2$. Peso por unidad de área del sistema de piso, en T/m^2 .

$$P_s = P_m / A_t.$$

$$P_s = 51,24 / 44,5$$

$$P_s = 1,151 \text{ T/m}^2.$$

$\tau: 291,15 \text{ T} / \text{cm}^2$. Resistencia al cortante de los elementos del sistema resistente. Optenida como una ponderación entre los valores resistentes a cortante de cada uno de los materiales que constituyen el sistema resistente estructural. (en este caso estructura de hormigón armado y mampostería de Ladrillo hueco.) Fig #37 y Fig #57.

Mediante la relación:

$$\tau = (\sum \tau_i * A_i) / \sum A_{it}$$

τ_i : 35 Kg / cm². Resistencia al cortante del hormigón.

τ_i : 3 Kg / cm². Resistencia al cortante de la mampostería de ladrillo.

A_i : Áreas del hormigón armado y de la mampostería respectivamente.

A_{it} : Área total de materiales.

De donde:

$$\tau = [(350 * 0,32) + (30 * 10,1) + (350 * 44,5)] / 54,92$$

$$\tau = 291,15$$

Reemplazando estos valores en las fórmulas #1a y 1b, se tiene:

$$q = [(A_x + A_y) / A_t] * h * P_m + P_s.$$

$$q = [(5,9 + 4,2) / 44,5] * 2,5 * 1,565 + 1,151$$

$$q = 2,039$$

$$A^\circ = [\min(A_x, A_y)] / A_t.$$

$$A^\circ = [\min(4,2)] / 44,5$$

$$A^\circ = 0,094.$$

Reemplazando estos valores en la fórmula#1, se tiene:

$$C = (A^\circ * \tau) / q \text{ N.}$$

$$C = (0,094 * 291,15) / 2,039 * 2.$$

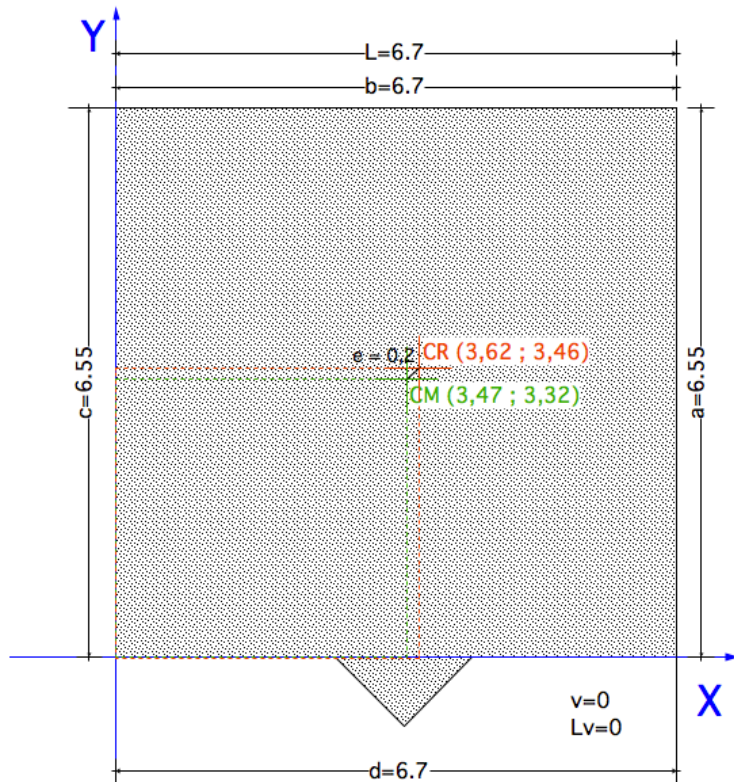
$$C = 6,711. \text{ Valor del cortante resistente.}$$

Cortante actuante, Fórmula#2: $C_s = (1,25 * S) / T.$

S: 1,2. Coeficiente de suelo; que en este caso se ha elegido el S2 equivalente a suelos intermedios Fig #38.

T: 0,2. Período de vibración:

$$\text{Fórmula \#2a: } T = C_t (h)^{3/4}$$



CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDECES

Figura 119. Perfil de la planta arquitectónica Los Nogales en mampostería estructural. Nomenclatura de Valores dimensionales. Centros de Masas y de Rigideces. Fuente: El Autor. 2012.

CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MiT
A	6,4	0,15	2,4	0	1600	3686,40	0,0	0,00	0,00
B	1,1	0,15	2,4	1,47	1600	280,80	4,5	1263,60	0,17
C	6,4	0,15	2,4	0	1600	3686,40	6,6	24145,92	3,15
						7653,60		Xr 1	3,32
CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 1: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MiT
1	2,4	0,15	2,4	1,5	1600	1022,40	0,0	0,00	0,00
2	1,15	0,15	2,4	1,89	1600	208,80	0,0	0,00	0,00
3	1,15	0,15	2,4	0	1600	662,40	0,0	0,00	0,00
4	2,4	0,15	2,4	1,5	1600	1022,40	0,0	0,00	0,00
5	2,8	0,15	2,4	0	1600	1612,80	3,2	5160,96	0,51
6	2,4	0,15	2,4	0	1600	1382,40	3,2	4423,68	0,44
7	2,4	0,15	2,4	0	1600	1382,40	5,3	7326,72	0,72
8	6,55	0,15	2,4	3,75	1600	2872,80	6,4	18385,92	1,81
						10166,40		Yr 1	3,47
Nivel 1: CM (3,47 ; 3,32).									
CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion Y.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Xi	Mi Xi	Mi Xi / MiT
A	6,4	0,15	2,4	0	1600	3686,40	0,0	0,00	0,00
B	1,6	0,15	2,4	1,47	1600	568,80	4,2	2388,96	0,29
C	6,9	0,15	2,4	0	1600	3974,40	6,6	26032,32	3,16
						8229,60		Xr 2	3,45
CENTRO DE MASAS. CM.									
Nivel 2: Direccion X.									
Muro	L	b	h	Vanos	H. A.	Mi	Yi	Mi Yi	Mi Yi / MiT
1	6,55	0,15	2,4	3	1600	3052,80	0,0	0,00	0,00
2	2,4	0,15	2,4	0	1600	1382,40	3,2	4423,68	0,42
3	2,4	0,15	2,4	0	1600	1382,40	3,2	4423,68	0,42
4	2,4	0,15	2,4	0	1600	1382,40	5,3	7326,72	0,70
5	2,4	0,15	2,4	0,36	1600	1296,00	6,9	8942,40	0,85
6	4,15	0,15	2,4	1,5	1600	2030,40	6,4	12994,56	1,23
						10526,40		Yr 2	3,62
Nivel 2: CM (3,62 ; 3,45).									

Ct: 0,0488, prescrito para otras estructuras. Fuente: Tesis de Ingeniería "Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Cuenca Mediante Técnicas de Simulación".

h: 6,6m. Altura total del edificio.

$$T = 0,0488 (6,6)^{3/4}$$

$$T = 0,2$$

Reemplazando estos valores en la fórmula #2, se tiene:

$$Cs = (1,25 * S) / T.$$

$$Cs = (1,25 * 1,2) / 0,2$$

Cs= 7,5 Valor del cortante actuante.

Coeficiente α , Fórmula #3: $\alpha = C / (Z * Cs)$

α : Coeficiente que relaciona el cortante resistente y el cortante actuante.

Z: Valor que está en función de la zona sísmica que para la ciudad de Cuenca es de 0.25. Fig#18.

$$\alpha = C / (Z * Cs)$$

$$\alpha = 6,711 / (0,25 * 7,5)$$

$\alpha = 3,57$ Coeficiente.

Luego de obtener el valor del coeficiente α se procede a la calificación del ítem 3, que según el formulario de vulnerabilidad para los edificios, en el capítulo 3.3.2 de esta tesis; se tiene que:

Cumpliendo con la Calificación A: si α es mayor a 1,5.

Ítem 4: Posición del edificio y de la cimentación.

Calificación B: $k_i=1$; $w=1.0$.

Este parametro evalúa la influencia del terreno en el comportamiento sísmico de la edificación. Para la implantación óptima del conjunto habitacional, la que se supone en este ítem, se realice en terrenos con pendientes menores al 15%; tratando de evitar la diferencia entre cotas de cimentación. Debido a la dificultad de conseguir terrenos planos en la ciudad de Cuenca y para que este ítem no sea una limitación en la planificación de programas de vivienda de interés social, la calificación que se estableció es B.

Ítem 5: Losa de entrepisos.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

Las losas de entepiso de las viviendas en mampostería estructural son

Figura 120. Centro de masas: nivel 1 y nivel 2, en X y Y. Fuente: el autor. 2012.

rígidas y trabajan conjuntamente con las paredes como indica el proceso constructivo de la Fig #94, donde los refuerzos de las celdas se anclan desde la fundación en concreto hasta la viga de amarre, y esta a su vez, se funde monolíticamente con la losa de entrepiso, por lo cual existe una buena conexión en la totalidad de la losa de entrepiso y las elementos verticales resistentes que en este caso son las paredes.

Ítem 6: Configuración en planta:

Calificación A: $k_i = 0$; $w = 1.0$.

Las calificaciones para este ítem se obtienen a partir de los valores tomados de dimensiones de la Fig. #40, referenciadas a los planos arquitectónicos de la vivienda; Figura #115 y #116; definiendo 4 factores β que califican a este ítem; así:

Valores: Fig #119.

a : 6,55m. Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión menor del bloque principal del edificio.

L : 6,7m. Dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio, o la dimensión mayor del bloque principal.

e : 0,2m. Excentricidad existente entre el centro de masas, CM, y el centro de rigideces, CR.

El Centro de Masas (CM) en un sistema de muros se calcula haciendo momentos de masa de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la masa total en el sentido considerado. Como se puede ver en la Fig #43; desarrollando esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #120, cuadro que muestra el calculo del centro de masas del Nivel 1 y Nivel 2 en direccion: “X” y “Y” de la vivienda los Nogales en mampostería estructural; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #115 y #116: Nomenclatura de Paredes.

El centro de Rigideces (CR) en un sistema de muros se calcula haciendo momentos de rigidez de cada muro con respecto al eje de referencia dividido por la rigidez total en el sentido considerado. Fig #42; desarrollando esta fórmula, como se ve en el cuadro de la Fig #121, cuadro que muestra el calculo del centro de rigideces del Nivel 1 y Nivel 2 en direccion: “X” y “Y” de la vivienda los Nogales en mampostería estructural; referenciado al plano arquitectónico de la Fig #115 y #116: Nomenclatura de Paredes.

CENTRO DE RIGIDECES. CR.								
Nivel 1: Direccion Y.								
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT
A	640	15	240	60000	1,7554E+11	0,0	0,0	0,00
B	110	15	240	60000	891294643	4,5	4010825892,9	0,01
C	640	15	240	60000	1,7554E+11	6,6	1149805714285,7	3,27
					3,5198E+11		Xr 1	3,28
CENTRO DE RIGIDECES. CR.								
Nivel 1: Direccion X.								
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT
1	240	15	240	60000	9257142857	0,0	0,0	0,00
2	115	15	240	60000	1018443080	0,0	0,0	0,00
3	115	15	240	60000	1018443080	0,0	0,0	0,00
4	240	15	240	60000	9257142857	0,0	0,0	0,00
5	280	15	240	60000	1,47E+10	3,2	47040000000,0	0,19
6	240	15	240	60000	9257142857	3,2	29622857142,9	0,12
7	240	15	240	60000	9257142857	5,3	49062857142,9	0,20
8	655	15	240	60000	1,8818E+11	6,4	1204334464285,7	4,98
					2,4194E+11		Yr 1	5,50
Nivel 1: CR (5,5 ; 3,28).								
CENTRO DE RIGIDECES. CR.								
Nivel 2: Direccion Y.								
Muro	L	b	h	E	Kiy	Xi	Kiy.Xi	Kiy. Xi / KiyT
A	640	15	240	60000	1,7554E+11	0,0	0,0	0,00
B	160	15	240	60000	2742857143	4,2	11520000000,0	0,03
C	690	15	240	60000	2,1998E+11	6,6	1440893270089,3	3,62
					3,9827E+11		Xr 2	3,65
CENTRO DE RIGIDECES. CR.								
Nivel 2: Direccion X.								
Muro	L	b	h	E	Kix	Yi	Kix.Yi	Kix. Yi / KixT
1	655	15	240	60000	1,8818E+11	0,0	0,0	0,00
2	240	15	240	60000	9257142857	3,2	29622857142,9	0,11
3	240	15	240	60000	9257142857	3,2	29622857142,9	0,11
4	240	15	240	60000	9257142857	5,3	49062857142,9	0,18
5	240	15	240	60000	9257142857	6,9	63874285714,3	0,23
6	415	15	240	60000	4,7862E+10	6,4	306314464285,7	1,12
					2,7307E+11		Yr 2	1,75
Nivel 2: CR (1,75 ; 3,65).								

Figura 121. Centro de rigideces: nivel 1 y nivel 2, en X y Y. Fuente: el autor. 2012.

De esta manera se obtiene las coordenadas del Centro de masas total (CMT) y las coordenadas del Centro de Rigideces Total (CRT). La distancia entre los dos centros da como resultado la excentricidad de la vivienda (e); como se puede ver graficamente en Fig #119 y en el cuadro de la Fig #122.

d : 6,7m. Dimensión en planta del edificio en la dirección más desfavorable.
b y c : 6,7m y 6,55m respectivamente. Son las longitudes de la mayor protuberancia del cuerpo principal del edificio.
v : 0,45m. Longitud del volado del edificio.
Lv : 2,4m. Longitud del vano adyacente al volado del edificio.

Factores β :

$\beta_1 = a/L$; $\beta_1 = 6,55 / 6,7$; $\beta_1 = 0,97$.

$\beta_2 = e/d$; $\beta_2 = 0,2 / 6,7$; $\beta_2 = 0,029$.

$\beta_3 = v/L_v$; $\beta_3 = 0,45 / 2,4$; $\beta_3 = 0,18$.

$\beta_4 = c/d$; $\beta_4 = 6,7 / 6,7$; $\beta_4 = 1$.

Cumpliendo que: $\beta_3 < 0,2$; $\beta_1 > 0,4$; $\beta_4 > 0,5$; $\beta_2 < 0,2$. Por lo tanto la calificación para este ítem en A.

Ítem 7: Configuración en elevación.

Calificación A: $k_i=0$; $w=2.0$.

El método italiano considera tres criterios básicos para la evaluación del parámetro de configuración en elevación, tomados de la Fig. # 31.

- Primer criterio:
Relación: $T / H = 2,4 / 5,1 = 0,47$.
- Segundo criterio:
 - Variación de masas entre pisos consecutivos:
Masa PB=17820
Masa PA=18756
 $\delta M = \delta M / M(\%) = (936 / 17820) \times 100 = 5,25\%$.
 - Variación de superficies entre pisos consecutivos:
Área PB= 44,5m³.
Área PA= 45m³.
 $\delta A = \delta A / A(\%) = (0,5 / 44,5) \times 100 = 1,12\%$.
- Tercer Criterio: Variación de rigideces, piso débil.
La vivienda no muestra variación de rigidez lateral ni cambios de materiales; la variación en la densificación de paredes en la planta baja y la alta es poco significativa.

CMTY	3,39	CRTY	3,46
CMTX	3,55	CRTX	3,62
CMT (3,55 ; 3,39)		CRT (3,62 ; 3,46)	

Figura 122. Coordenadas del centro de masas y del centro de rigideces.
Fuente : El autor. 2012.

Luego de analizados estos criterios, la calificación para este ítem es de A.

Ítem 8: Conexión entre elementos críticos.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

Para calificar este ítem se definen tres factores γ de acuerdo a la Fig. # 48:

$$\gamma_1 = s / b = 0 / 0,15. \gamma_1=0.$$

$$\gamma_2 = e / b'_{\min} = 0 / 0,15. \gamma_2=0.$$

$$\gamma_3 = e / b'' = 0 / 0,15. \gamma_3=0.$$

En donde:

s: Dimensión mayor de la parte sobresaliente de la viga respecto a la cara de la columna.

b: Dimensión de la columna.

e: Excentricidad entre los ejes de las vigas y de las columnas.

b'_{\min} : Menor de las dimensiones entre el ancho de la viga y la columna.

b'' : Dimensión de la columna perpendicular a la dirección de verificación de la conexión.

El sistema constructivo en mampostería estructural posee una buena conexión entre los elementos resistentes verticales y horizontales, que para este caso son celdas y cadenas de hormigón armado; dando una calificación A para este ítem porque cumple con los siguientes requisitos:

$$s \leq 0,2 b.$$

$$0 \leq 0,2 \times 0,15.$$

$$0 \leq 0,03. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$s \leq h / 2.$$

$$0 \leq 0,15 / 2.$$

$$0 \leq 0,075. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

$$e \leq 0,2 b'_{\min}.$$

$$0 \leq 0,2 \times 0,15.$$

$$0 \leq 0,03. \quad \checkmark \text{ cumple}$$

Ítem 9: Elementos estructurales de baja ductilidad.

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

Este ítem se califica de acuerdo a cinco casos típicos que son rígidos, frágiles y poco dúctiles, (columna corta), que se muestra en la Fig. # 49.

En cuanto a la unidad de vivienda, se considera, que no existen elementos de baja ductilidad, ya que al ser las paredes soportantes no existen elementos cortos o columnas de alturas menores, el refuerzo interno le permite tener un buen comportamiento. Por lo tanto la calificación es A.

Ítem 10: Elementos no estructurales:

Calificación A: $k_i=0$; $w=1.0$.

No existen elementos no estructurales mal conectados, ya que en este sistema constructivo de mampostería estructural, todos los elementos constitutivos de la vivienda participan en el sistema estructural. No existen cornisas, muros, chimeneas, balcones o terrazas.

6.1.1.1 Resultados de índices: Los Nogales: en mampostería estructural.

Luego del análisis de los diez ítems de vulnerabilidad, tenemos los resultados de sus calificaciones y pesos de ponderación respectivamente. Fig. # 123.

A continuación se utiliza la formula de la suma ponderada y se obtiene el índice de vulnerabilidad normalizando en una escala del 0 a 100; el mismo que es de 0/100 que representa un **nivel de vulnerabilidad bajo**. Tal como se presenta a continuación:

$$I_v = (K_1W_1 + K_2W_2 + \dots + K_{10}W_{10}) / (K_1 + K_s + \dots + K_{10})$$

$$I_v = [(0 \times 4) + (0 \times 1) + (-1 \times 1) + (1 \times 1) + (0 \times 1) + (0 \times 1) + (0 \times 2) + (0 \times 1) + (0 \times 1) + (0 \times 1)] / 14$$

$$I_v = 0 / 14$$

$$I_v = 0 = 0\%$$

Este resultado da un rango de Vulnerabilidad BAJO, ya que cumple con: $I_v \leq 35\%$. Ver Fig. # 32.

6.2 Factibilidad financiera.

Para el análisis de la factibilidad financiera de la tecnología constructiva que propone esta tesis, se toma como base la vivienda tipo de la urbanización los Nogales. Se compara un segmento de muro representativo realizado en mampostería estructural parcialmente reforzado, con uno sin reforzar, construido según los planos originales de la urbanización Los Nogales; para luego hacer su respectivo presupuesto y su equivalencia en metros

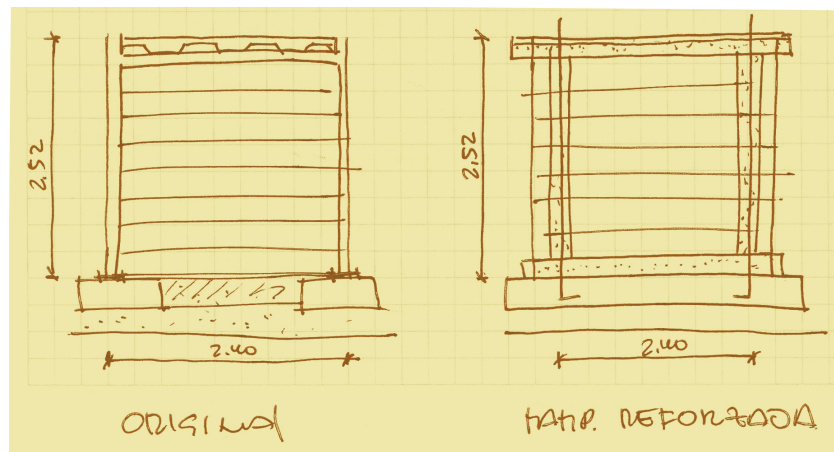
CALIFICACIONES Y PESOS DE PONDERACION DE ITEMS DE VULNERABILIDAD					
RESULTADOS DE INDICES: LOS NOGALES: en mampostería estructural					
Nº	PARAMETRO	Ki (A)	Ki (B)	Ki (C)	PESO WI
1	Organización del Sistema Resistente.	0	1	2	4,0
2	Calidad del Sistema Resistente.	0	1	2	1,0
3	Resistencia Convencional.	-1	0	1	1,0
4	Posicion del Edificio y Cimentacion.	0	1	2	1,0
5	Losa de Entrepiso.	0	1	2	1,0
6	Configuracion en Planta.	0	1	2	1,0
7	Configuración en Elevacion.	0	1	3	2,0
8	Conexión Entre Elementos Criticos.	0	1	2	1,0
9	Elementos de Baja Ductilidad.	0	1	2	1,0
10	Elementos no Estructurales.	0	1	2	1,0

Figura 123. Resultados de calificaciones y pesos de ponderación de ítems de vulnerabilidad. Los Nogales: en mampostería estructural. Fuente: El autor. 2012.

cuadrados, obteniendo así el costo por metro cuadrado de cada uno de los sistemas en cuestión.

Es importante destacar, que los elementos constructivos o rubros que intervienen en este segmento de muro, son como su nombre lo indica, los elementos constructivos más representativos, más reelevantes que intervienen, además de que son los rubros que varían entre la una propuesta y la otra. Por lo cual, no se ha tomado en cuenta rubros como por ejemplo cubiertas, puertas, ventanas, instalaciones y acabados en general; ya que estos pueden ser los mismos para los dos casos del ejemplo.

Este segmento de muro representativo, que para ambos casos tendrá una dimensión de 2.52 x 2.40m, un área de piso de 3m², y un área de losa de entrepiso de 3m²; está conformado, como se dijo anteriormente, por los elementos constructivos más relevantes que intervienen en la estructura de la vivienda; los mismos que van desde la cimentación hasta la losa de entrepiso, de cada uno de los sistemas constructivos a comparar. Fig # 124.



6.2.1 Segmento de muro los Nogales: original.

La urbanización Los Nogales posee un sistema resistente compuesto por una estructura de perfiles metálicos aporticados soldados, que nacen de una losa de cimentación.

Los entresijos son de losa de hormigón con placa colaborante, las paredes son de ladrillo, únicamente divisorias de espacios, es decir no soportan ninguna carga sobre ellas.

A continuación se muestra los detalles constructivos del segmento de muro representativo, para el análisis presupuestal del mismo. Fig # 125.

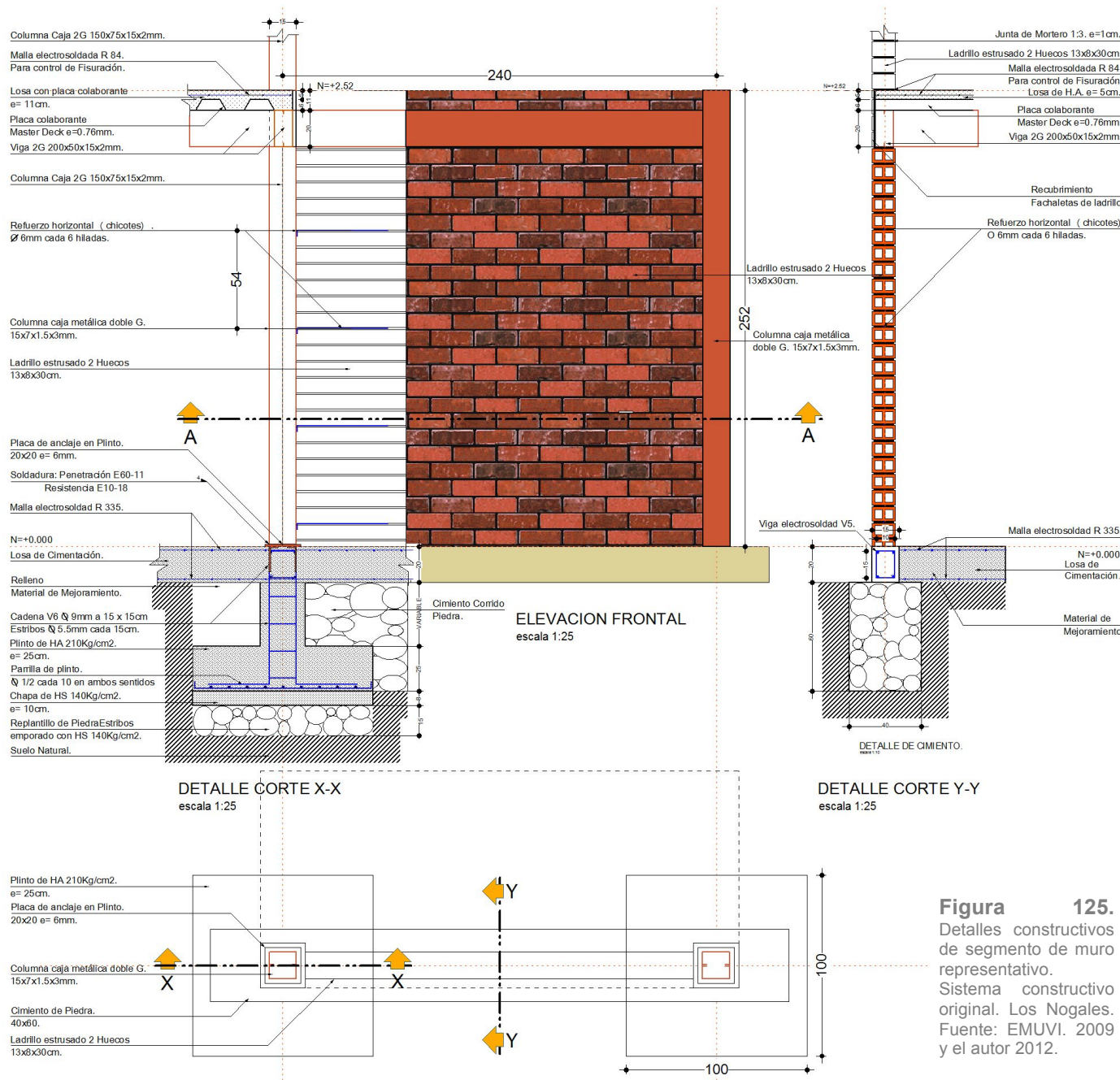


Figura 125.
Detalles constructivos
de segmento de muro
representativo.
Sistema constructivo
original. Los Nogales.
Fuente: EMUVI. 2009
y el autor 2012.

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 CIMENTACION					
	Excavación a mano en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m	m3	1,09	8,18	8,93
	Excavación manual de plintos y cimientos	m3	2,77	9,82	27,17
	Cargada de material a mano	m3	5,02	3,72	18,67
	Transporte de materiales hasta 6 km	m3	5,02	3,01	15,10
	Mampostería de piedra con mortero 1:3 (para cimentación)	m3	0,97	66,42	64,16
	Viga electrosoldada V5	m	2,60	4,03	10,49
	Malla electrosoldada tipo R 335	m2	3,17	12,52	39,68
	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 (para losa)	m3	0,63	128,89	81,72
	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 (para plintos y cadenas)	m3	0,50	127,27	63,64
	Hormigón pobre f'c=140 kg/cm2 e=5cm.	m2	2,00	7,62	15,24
	Acero de refuerzo (plintos)	kg	31,97	1,74	55,62
	Relleno compactado con material de sitio (plancha vibratoria)	m3	0,95	6,81	6,48
	Relleno con material de mejoramiento (plancha vibratoria)	m3	0,95	17,21	16,37
	Placa de anclaje de 25cmx25cm e=6cm	u	2,00	13,20	26,40
	SUBTOTAL USD				449,67
2 ESTRUCTURA METALICA					
	Estructura metálica perfil laminado	kg	66,09	2,08	137,47
	Elementos de arriostramiento de estructuras metálicas, con varilla corrugada	kg	13,56	1,74	23,59
	Pintura esmalte estructura metálica (1 manos)	m2	4,46	3,65	16,29
	SUBTOTAL USD				177,36
3 MAMPOSTERIA					
	Mampostería de ladrillo visto dos caras prensado 8 x 13 x 30 cm	m2	6,05	21,12	127,73
	Acero de refuerzo (chicotes)	kg	1,58	1,74	2,75
	SUBTOTAL USD				130,48
4 ENTREPISO					
	Placa colaborante; e=0.76mm	m2	3,17	18,20	57,69
	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 (para losa)	m3	0,25	128,89	32,69
	Malla electrosoldada R-84	m2	3,17	2,73	8,66
	SUBTOTAL USD				99,04
COSTO DIRECTO TOTAL: SEGMENTO DE MURO LOS NOGALES ORIGINAL. USD.					856,55

Figura 126. Presupuesto muro de segmento representativo Los Nogales.
Fuente: el autor. 2012.

6.2.1.1 Análisis presupuestal. Los Nogales. (original).

Para el análisis presupuestal del segmento de muro representativo, se toma como base el detalle de la Fig #125, y únicamente los rubros que intervienen en la ejecución del muro, y como se dijo anteriormente, no se toma en cuenta ningún tipo de acabado, revestimiento, o instalación. Los precios unitarios son los de la cámara de construcción de Cuenca; de esta forma se refleja la realidad constructiva en la ciudad. A continuación se muestra el presupuesto del segmento representativo de muro en el cuadro de la Fig #126.

6.2.2 Segmento de muro los Nogales: en mampostería estructural parcialmente reforzada.

El segmento de muro se toma de la vivienda en mampostería estructural que plantea esta tesis, cumpliendo con los requisitos mínimos que se resumen en la Fig. #94, NSR-10: Requisitos mínimos para los muros de mampostería parcialmente reforzada; y además en Capítulo D.4.5. Requisitos constructivos para mampostería estructural.

Es necesario explicar, con más detalle, la fabricación de un elemento constructivo poco conocido en nuestro medio, pero de mucha importancia para la buena elaboración de muros en mampostería; más conocido como “ratoneras”, como se explica textualmente en NSR-10:

D.4.5.10.2.- Ventanas de inspección y limpieza.- *Deben dejarse ventanas de inspección y limpieza en la base de los muros en cada celda que se vaya a inyectar y a distancia no mayor de 1,0 metro en mampostería de cavidad. Cumpliendo los siguientes requisitos:*

- a.- Las dimensiones de las ventanas no deben ser menores de 75mm x 75mm, ni mayores de 100mm x 100mm.
- b.- Cuando se hagan inyecciones parciales en altura no se requiere el uso de ventana de inspección si la porción de muro de inyectar no supera 1,4 metros.

c.- Se deben retirar las rebabas internas y externas de la junta de pega.

En la Fig # 128, se muestra los detalles constructivos del segmento de muro representativo en mampostería estructural parcialmente reforzada, para el análisis presupuestal del mismo.

6.2.2.1 Análisis presupuestal. Los Nogales: en mampostería estructural parcialmente reforzada.

Para el análisis presupuestal del segmento de muro representativo, se toma como base el detalle de la Fig #128, y únicamente los rubros que intervienen en la ejecución del muro, no se toma en cuenta ningún tipo de acabado, revestimiento, o instalación. Los precios unitarios son los de la cámara de construcción de Cuenca; de esta forma los datos están de acuerdo a la realidad constructiva de la ciudad. A continuación se muestra el presupuesto del segmento representativo de muro en el cuadro de la Fig #127.

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 CIMENTACION					
	Excavación a mano en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m	m3	0,39	8,18	3,19
	Cargada de material a mano	m3	0,51	3,72	1,89
	Transporte de materiales hasta 6 km	m3	0,51	3,01	1,53
	Malla electrosoldada tipo R 84	m2	3,17	2,73	8,66
	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 (para losa de contrapiso)	m3	0,16	128,89	20,43
	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 (cadena cimentación)	m3	2,08	127,27	264,72
	Acero de refuerzo (viga de cimentación)	kg	45,20	1,74	78,64
	Releño compactado con material de sitio (plancha vibratoria)	m3	0,63	6,81	4,32
	Releño con material de mejoramiento (plancha vibratoria)	m3	0,63	17,21	10,91
			SUBTOTAL USD		394,28
2 ESTRUCTURA					
	Viga electrosoldada V6 superior de amarre	m	2,60	4,27	11,09
	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 (celdas rellenadas)	m3	0,05	127,27	6,41
	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 (cadena superior)	m3	0,08	127,27	9,56
	Mampostería de ladrillo visto dos caras prensado 8 x 15 x 31 cm	m2	6,05	24,00	145,15
	Acero de refuerzo (refuerzos horizontales y verticales)	kg	10,41	1,74	18,11
			SUBTOTAL USD		190,34
3 ENTREPISO					
	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 (para losa)	m3	0,40	128,89	51,07
	Acero de refuerzo (para losa)	Kg	25,10	1,74	43,68
			SUBTOTAL USD		94,75
COSTO DIRECTO TOTAL: SEGMENTO DE MURO LOS NOGALES EN MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL. USD.					679,37

Figura 127. Presupuesto muro de segmento representativo Los Nogales en mampostería estructural parcialmente reforzada. Fuente: el autor. 2012.

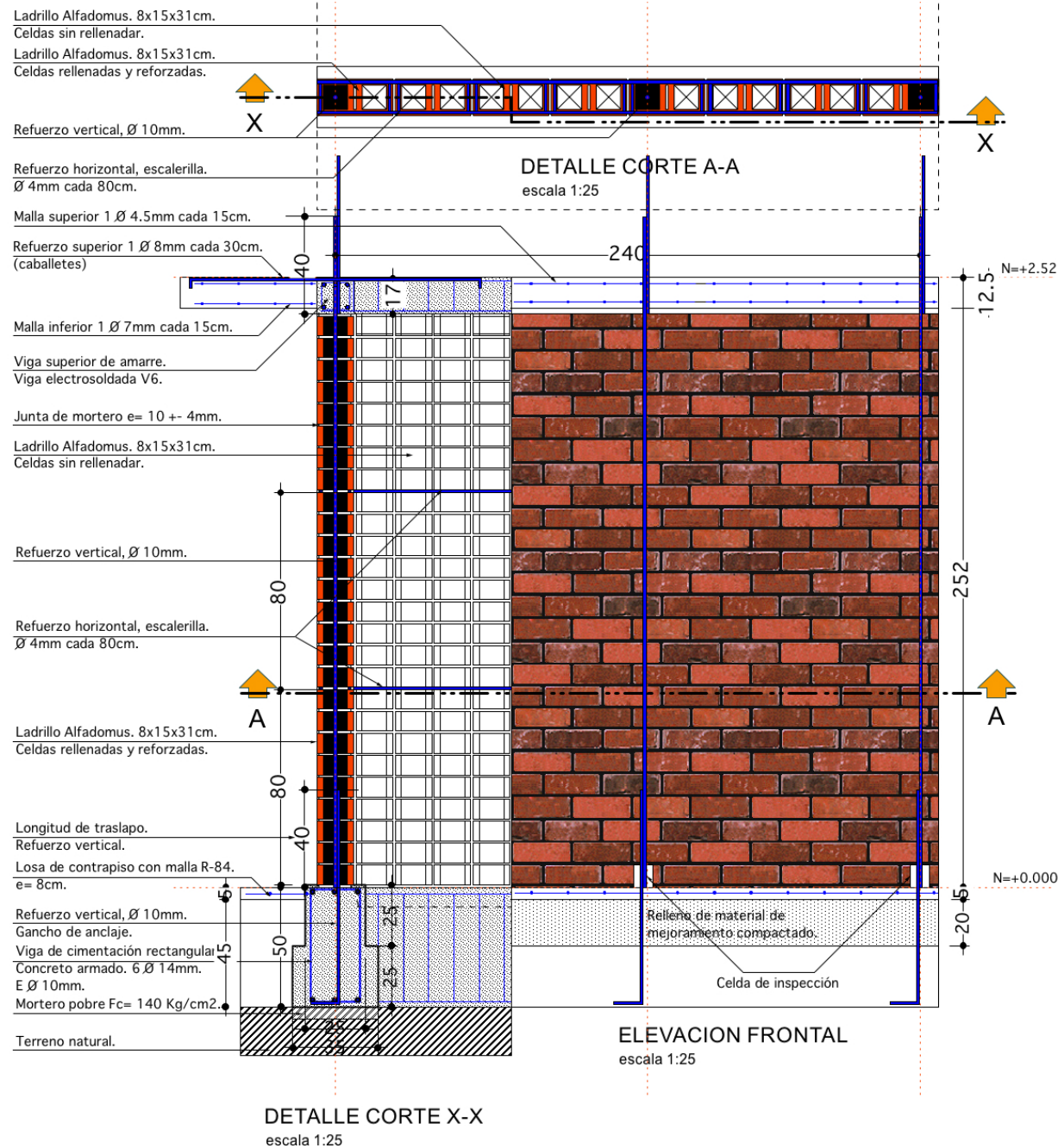


Figura 128. Detalles constructivos de segmento de muro representativo. Sistema constructivo Los Nogales en mampostería estructural parcialmente reforzada. Fuente: El Autor. 2012.

CAPITULO 7. CONCLUSIONES GENERALES.

7.1 Conclusiones, acerca de calidad y costos de la vivienda de interés social.

En la actualidad la demanda de vivienda nueva o de mejoramiento, rebasa la capacidad de los programas gubernamentales, así la vivienda de interés social, cuyo costo solo puede ser alcanzable para una parte de la población y siempre a base de costos financieros subsidiados, no puede mitigar el problema masivo de la falta de vivienda. La vivienda de interés social es un tema complejo multidisciplinario que debe ser abordado de una forma integral; implicando transformaciones políticas, sociales, financieras, institucionales, legales, y tecnológicos constructivos.

Los sistemas constructivos más utilizados en vivienda en general en Cuenca, en su mayoría se han enmarcado dentro de dos tipologías bien definidas: la mampostería “soportante” sobre cimiento corrido y la estructura en pórticos de hormigón armado en zapatas; estas tipologías se encuentran, de alguna manera, combinadas dentro de la tipología constructiva en mampostería estructural, por lo cual será fácil su aplicación en el medio constructivo de la ciudad.

En los programas de vivienda que se analizaron como parte de esta tesis, se encuentran pocos aportes tecnológicos constructivos, algunos de éstos han estado dirigidos a la disminución de costos y más no hacia la disminución de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas, además de que estos no se han podido concretar correctamente, existiendo muchos errores e incongruencias constructivas, en muchos de los casos estos “nuevos aportes constructivos” aumentaron la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.

La falta de conocimiento técnico, de criterio antisísmico en el momento del diseño, el insuficiente control de calidad y la utilización inadecuada de los materiales de construcción produce: desperdicios, sobre costos y un escaso aprovechamiento del verdadero potencial que poseen los materiales de construcción. Los profesionales de la construcción no han sabido dar respuestas innovadoras para tratar de contribuir a la solución del problema de déficit de vivienda, al utilizar las mismas técnicas y formas constructivas convencionales.

7.2 Conclusiones riesgo sísmico en Cuenca.

La ciudad de Cuenca se encuentra en una zona de moderado peligro sísmico. Las fuentes sísmicas de tipo superficial relacionadas con la acumulación de energía en las fallas geológicas, gobiernan la peligrosidad sísmica de la ciudad; razón por la cual, el sistema de fallas Girón es la fuente principal de la acción sísmica, aunque se carece todavía de la información geológica suficiente, por lo que esta falla se encuentra en un constante monitoreo.

Según los resultados que arroja la tesis: Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación, autor Juan Carlos Jiménez Pacheco, año 2001; se determinó que el 60% de las edificaciones no cumplía las normas de construcción para resistir sismos mayores a seis grados en la escala de Richter. Se concluye además que las construcciones del centro histórico, realizadas con materiales tradicionales, se encuentran expuestas a la destrucción total ante la presencia de los sismos severos, (0.25g, y 0.30g), en la simulación en ordenador se determina que ante dichos eventos las edificaciones colapsan en su gran mayoría, y pocas son las que no tienen un grado de daño muy severo. Los problemas detectados en este estudio son varios. Uno de estos es el mal uso de materiales en las cimentaciones y mampostería de las edificaciones para abaratar costos. También la falta de estudios de suelos y de un profesional que dirija la obra.

En consecuencia, del estudio reaizado por esta tesis, tomando como modelo el método italiano de índices de vulnerabilidad, aplicado a algunos programas de vivienda de interés social, se obtuvo resultados de vulnerabilidad sísmica media y alta; lo cual ratifica las conclusiones expresadas en la tesis antes mencionada de Juan Carlos Jiménez. Es importante destacar que en nuestro medio todavía no existe una conciencia clara respecto a la construcción sismoresistente, los diseños arquitectónicos no se realizan bajo criterios formales y estructurales que disminuyan la acción sísmica, en caso de la ocurrencia de un terremoto.

Tanto usuarios como diseñadores y constructores en general deben hacer conciencia al riesgo al que se encuentra expuesta la ciudad, debido a la gran vulnerabilidad de las edificaciones existentes, y lo que es peor, la vulnerabilidad de las edificaciones que se encuentran en proyecto o actualmente en construcción, sin la mínima prevención sísmica.

7.3 Conclusiones análisis de vulnerabilidad, de algunos programas de vivienda de interés social.

Como se indicó anteriormente, el método para estimación de índices de vulnerabilidad de las edificaciones, categoriza a las edificaciones, a la vez que califica su calidad sísmica, por medio del análisis de ítems de vulnerabilidad, permite de una manera simple identificar las fallas o fortalezas desde el punto de vista sísmico de las edificaciones, sin necesidad de profundizar demasiado en cálculos, que pueden llevar a distorsionar los resultados.

A través del análisis realizado en el capítulo 4: análisis de vulnerabilidad sísmica de cuatro programas de vivienda de interés social, según el método de índices de vulnerabilidad, se obtuvo importantes conclusiones generales que se desarrollan a continuación.

La vulnerabilidad de las edificaciones en los programas existentes y nuevos de vivienda de interés social, de acuerdo a la escala establecida, es medio alto; se tiene que, de las cuatro urbanizaciones analizadas, una sola se encuentra con vulnerabilidad baja, dos con vulnerabilidad media y una con vulnerabilidad alta; cabe destacar que estas urbanizaciones son prácticamente nuevas; dejando entre ver que si éstas no han sido planificadas de manera antisísmica, peor aun podemos esperar que las edificaciones antiguas tengan estándares mínimos de sismo resistencia.

Por lo tanto, el caso de la Mutualista Azuay es un ejemplo destacable de la aplicación de nuevos sistemas constructivos sismo resistente en nuestra ciudad, al obtener un índice de vulnerabilidad bajo en la escala establecida, según el modelo de índices de vulnerabilidad.

A pesar de los problemas que existieron inicialmente en la ejecución de obra, por ser un sistema nuevo, se lograron buenos resultados como: una buena organización del esquema resistente estructural del edificio, una buena relación entre el cortante actuante en la base y el cortante resistente de la estructura, la losa de entrepiso con una buena rigidez en el plano y una buena conexión con los elementos verticales, una buena distribución de masas y rigideces, así como una forma bastante regular de la planta del edificio, una buena conexión entre elementos críticos y una buena sujeción de los elementos no estructurales. Dando como resultado final una disminución de vulnerabilidad. Para mayor información se puede revisar el apartado 4.6.1.1 Análisis de fortalezas y deficiencias de los programas de vivienda: por ítems de acuerdo al método índices de vulnerabilidad; que forma parte de esta tesis.

Dentro de los principales fallos detectados de los sistemas constructivos de los programas de vivienda analizados podemos enumerar los siguientes:

En algunos casos, estos programas de vivienda, toman a la estructura como un elemento autosuficiente aislado de la demás materialidad de la vivienda, totalmente reforzado y muy rígido. Desde el punto de vista sísmico la estructura de estas viviendas se encuentran en un constante conflicto con los elementos complementarios como paredes, zócalos, entresijos, gradas, cubiertas, etc; al ser de materiales diferentes y tener conexiones deficientes o nulas entre ellos en muchos de los casos; como se pudo ver en el análisis por método de índices en la urbanización Los Nogales.

En otros casos, los sistemas constructivos, un tanto más eficientes, las paredes trabajan en conjunto con la estructura, repartiendo las cargas verticales de mejor manera hacia la cimentación y luego al suelo, como es el caso de las urbanizaciones Vista al Río y Laguna del Sol, que se basan en este criterio; pero es importante mencionar que, en ambos casos se deja vulnerable a la estructura ante movimientos laterales. Desde el punto de vista sísmico, las deficiencias en el anclaje de las paredes a la estructura, son claramente identificables, por lo tanto, se produciría el desprendimiento de las mismas exponiendo al fracaso de la estructura ante la ocurrencia de un sismo.

El diseño arquitectónico, formal y funcional es un factor fundamental que definirá la vulnerabilidad sísmica de la vivienda; ya que formas complejas, irregulares, poco sustentadas constructivamente provocarán entre otras cosas: diferencias de masas, rigideces, elementos frágiles poco dúctiles, excentricidades exageradas, fenómenos como el piso blando, piso débil; que llevarán a la edificación al fracaso ante la ocurrencia de un sismo.

En cuanto a la adopción de materiales para la construcción de las viviendas, debe tenerse en cuenta la compatibilidad entre ellos y solucionar todos los detalles constructivos que garanticen un correcto funcionamiento de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales para que trabajen como un conjunto; ya que si estos tienen propiedades diferentes no responderán bien dentro de la estructura.

Evitar la construcción de viviendas en pendientes mayores al 30% o en zonas de terreno suelto o con fallas geológicas; realizar estudios de suelos previos a cualquier proyecto de urbanización. En algunas de las urbanizaciones analizadas, con pendiente poco pronunciada y por lo tanto diferencia en los niveles de cimentación entre casas continuas; se produjo el fenómeno denominado “columna corta” que se especifica en el ítem 9: elementos de baja ductilidad. Fig. #32

Durante la construcción no se tiene una supervisión exhaustiva para cumplir con todas las especificaciones y detalles constructivos al pie de la letra, más aun, si se trata de sistemas constructivos nuevos. Para mayor información se puede revisar el apartado 4.6.1.1 Análisis de fortalezas y deficiencias de los programas de vivienda: por ítems de acuerdo al método índices de vulnerabilidad; que forma parte de esta tesis.

7.4 Conclusiones de aplicabilidad técnico constructiva y ventajas de la mampostería estructural.

Al estudiar la normativa colombiana y su tecnología constructiva en mampostería estructural, se observa que es similar a la tecnología de construcción que se realiza comúnmente en Cuenca. Como se revisó en capítulo 2, en la ciudad de Cuenca es muy común edificar con el sistema constructivo en muros confinados, (más de una forma empírica, que técnicamente), especialmente para viviendas unifamiliares de hasta dos pisos; en donde las paredes se encuentran confinadas con una pequeña estructura de hormigón armado, que las circunda; haciendo de este conjunto (pared, columnas y vigas.) una estructura bastante resistente y que ha funcionado por mucho tiempo en la ciudad. No será difícil, por lo tanto, aplicar los criterios referidos a la técnica constructiva en muros de mampostería parcialmente reforzada construidos con unidades de perforación vertical, en esta ciudad.

Además de la técnica constructiva, luego de realizar el análisis comparativo basados en la normativa NSR-10 Capítulo D. Calidad de los materiales en la mampostería estructural; los materiales que existen en el medio constructivo de la ciudad de Cuenca, son apropiados en cuanto a sus características y cualidades; por lo que se tiene un panorama favorable en cuanto a la aplicabilidad de este sistema constructivo.

Los materiales, tanto individualmente, como formando parte constitutiva de los muretes ensayados, respondieron de buena manera a las pruebas realizadas, en algunos de los casos incluso con resultados más altos de los requeridos como mínimos por la norma a la que se hace referencia. Como se puede ver en Anexo #3: ensayos de laboratorio Universidad de Cuenca.

Es importante mencionar, que mientras se vaya realizando proyectos de vivienda en esta tecnología constructiva de mampostería estructural, se irá perfeccionando la técnica y de igual manera se encontrarán en el mercado materiales con mejores características y rendimientos.

Se puede concluir entonces, que la técnica constructiva en mampostería estructural es aplicable en el medio constructivo de la ciudad de Cuenca; ya que, como ya se dijo, es de fácil concreción por ser un sistema constructivo con características similares a la construcción que se realiza comumente en Cuenca y por la existencia de materiales apropiados en cuanto a sus características y propiedades.

Al construir en mampostería estructural se tiene muchas ventajas desde el punto de vista técnico, razón por la cual esta tecnología a sido de gran aceptación en muchos países; entre las principales ventajas tenemos:

- La doble función de los muros, en este caso, son arquitectónicos y estructurales; además la mampostería estructural es un sistema rígido, lo que implica que su desplazamiento lateral durante un evento sísmico es muy bajo y presenta daños mínimos en los acabados.
- Tiene entrepisos y cimentaciones más eficientes (menor espesor y armadura); ya que para el caso de la mampostería estructural, la losa de entrepiso proporciona un diafragma rígido a la edificación y reparte las cargas de manera uniformemente distribuida a lo largo de los muros y estos a su vez hacia la cimentación.
- Resuelve adecuadamente el problema de los muros no estructurales, al estar éstos formando parte constitutiva de la estructura de la vivienda.
- Debido a su respuesta flexible, tolera de mejor manera la fuerza sísmica, además de tener gran capacidad para disipar de energía. Como sistema constructivo genera daños secundarios menores, con sismos dentro del espectro de diseño y se puede utilizar en todo rango de riesgo sísmico con gran desempeño.
- Es un sistema de fácil concreción, con mano de obra adiestrada se puede obtener una gran velocidad y eficiencia en la fabricación de los muros. En condiciones adecuadas de diseño y construcción, además de una modulación de la vivienda, se disminuyen los desperdicios de materiales.
- Dentro de las celdas verticales de los muros se puede colocar las conducciones eléctricas, hidrosanitarias y de telecomunicaciones. Además se elimina la gran cantidad de perforaciones en los muros, las reparaciones y los desperdicios.

- Los muros en mamposteira estructural, tienen un grán aislamiento termico y acústico, debido a sus perforaciones que proporcionan cámaras de aire aislantes para ambos factores.
- Puede ser empleado para viviendas de bajo costo de uno y dos pisos (como se plantea en esta tesis), hasta edificios de gran altura y costo, con grandes beneficios económicos, como se concluirá más adelante.
- La alternativa en mampostería estructural además de ser sismoresistente, abarata costos en la construcción, esto implica una vivienda más accesible a un mayor número de usuarios necesitados; ya que optimiza los materiales y recursos, aprovechando al máximo todas sus cualidades y potencial ahora ignorados.

7.5 Conclusiones de disminución de vulnerabilidad.

En el capítulo 6 de esta tesis, apartado *6.1.1 Análisis de vulnerabilidad: urbanización Los Nogales. En mampostería estructural*; se trabajó en el supuesto de esta vivienda tipo de los Nogales, pero esta vez, diseñada bajo los conceptos técnicos de la mampostería estructural, para luego ser analizada por el método de índices de vulnerabilidad.

Cabe aclarar que el método de índices que se utiliza, se basa en factores claves, que expertos a nivel mundial han considerado como detonantes de un buen o mal comportamiento sísmico. Al modificar el sistema constructivo original de Los Nogales y acoplar el sistema en mampostería estructural en este proyecto habitacional, se afecta sustancialmente a estos factores claves de comportamiento y dá como resultado una disminución de vulnerabilidad de un nivel alto a un nivel bajo, mostrando así que el aporte técnico antisísmico de esta tecnología influye favorablemente en la respuesta estructural de la vivienda; esto a su vez es ratificado por la experiencia obtenida en sísmos de importancia en países vecinos, como es el caso de Colombia.

A continuación se enumera algunas de las mejoras en le diseño arquitectónico y constructivo que se relizaron en la vivienda tipo de los Nogales, las mismas que como ya se dijo, influyeron favorable comportamiento sísmico de la vivienda; tales como:

- Redimensionamiento de los espacios de la vivienda, con una modulación de muros tanto verticales como horizontales, de tal manera que estos cohincidan uno sobre el otro. El módulo, en este caso es el ladrillo alfadomus con las dimensiones que se ven en la Fig # 108 y la normativa NSR-10 de mampostería parcialmente reforzada; el mismo que da como resultado una estructura mejor articulada y ordenada.
- Se da una mayor continuidad a los muros soportantes, al disminuir el tamaño de los grandes ventanales de la vivienda, principalmente los de la fachada frontal. Se reparte de manera uniforme las cargas y se refuerza las celdas de borde de las ventanas, dándole al vano mayor resistencia.
- La losa de entrepiso es rígida en su propio plano y se conecta con los elementos estructurales verticales, en este caso las paredes, de forma monolítica. El sistema de mampostería estructural permite distribuir mejor las cargas de la vivienda, dado que se aprovecha la totalidad de las paredes.
- Se disminuye la diferencia de masas y la excentricidad que se produce entre la planta baja y la planta alta de la vivienda original; debido a la mayor cantidad de paredes divisorias que existía en la planta alta en relación a la planta baja.
- Se plantean modificaciones formales tanto en planta como en elevación, ya que una edificación con geometrias sencillas, tiene siempre un mejor comportamiento ante los sismos.
- Se mejora notablemente el comportamiento estructural del conjunto habitacional; cuando las viviendas de encuentra adosadas y sus paredes cohinciden creando de esta manera tabiques de paredes resistentes continuas más largas, que aportan en ambos sentidos ante las fuerzas horizontales.

7.6 Conclusiones del análisis financiero comparativo.

Luego de realizados los presupuestos de los respectivos segmentos de muros representativos, (como se indica en el capítulo 6, apartado 6.2 factibilidad financiera. Fig # 124.) tanto en estructura metálica como en mampostería estructural parcialmente reforzada; podemos comparar los costos de cada uno de ellos y más específicamente el costo del metro cuadrado de construcción que es el referente que busca este análisis.

El muro realizado en el sistema constructivo original de Los Nogales tiene un costo directo total de 856,55 USD y un costo por metro cuadrado de 141,62 USD. Mientras que el muro realizado en el sistema constructivo en

mampostería estructural tiene un costo directo total de 679,37 USD y un costo por metro cuadrado de 112,32 USD. Fig #126 y Fig #127. Se ve claramente que la tecnología propuesta por esta tesis en mampostería estructural parcialmente reforzada es más económica, en un 20% aproximadamente, en relación de la propuesta original de construcción realizada en Los Nogales, además de las muchas ventajas que tiene este sistema. Esta disminución de costos se produce por algunos factores que influyen en el presupuesto tales como:

- La simplicidad del sistema constructivo, que se refleja en su menor cantidad de rubros que intervienen en la construcción del muro representativo, con respecto a los de los Nogales original.
- La disminución notoria en las cantidades de obra que se ve en la cimentación al ser menos profunda y pesada que la utilizada en los Nogales. Los costos disminuyen en este rubro en un 15% aproximadamente.
- La eliminación de materiales costosos como la estructura metálica, y la integración de la estructura a las paredes en un solo sistema de paredes soportantes, en este rubro ha hecho que los costos disminuyan significativamente en un 40% aproximadamente.
- A pesar de la disminución del espesor de la losa de entrepiso, no existe una disminución del costo significativa en este rubro. Esto se atribuye a que la losa con placa colaborante no requiere de encofrados, a diferencia de la losa maciza que sí los requiere; además de que esta losa requiere mayor volumen de hormigón que la losa con placa colaborante; por lo tanto los costos en este rubro se equiparan.

7.7 Conclusión final.

Este trabajo de tesis revela la vulnerabilidad sísmica a la que se encuentran actualmente expuestas las edificaciones en general y particularmente los actuales programas de vivienda de interés social de la ciudad de Cuenca. Se demuestra que la construcción basada en criterios antisísmicos es posible, técnicamente y económicamente, tomando como base la tecnología constructiva en mampostería estructural parcialmente reforzada, muy utilizada en Colombia y de fácil aplicación en el medio constructivo de Cuenca. Al realizar pequeñas mejoras, constructivas, arquitectónicas y de materiales, se puede obtener un mejor comportamiento sísmico de las viviendas, mayor calidad y sobre todo seguridad al salvaguardar la vida ante la ocurrencia de un sismo.

Bibliografía.

ANDINO M., ALBERTO. Hacia una política de vivienda y desarrollo urbano. Editorial: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil 2008. Pág. 51-59.

ARCOS M. PAÛL ANDRÉS – GUACHICHULCA, CRISTIAN REINALDO. Tesis: Investigación y propuesta de viviendas de 'Interés Social' como aporte al programa de vivienda del 2007. Universidad de Cuenca 2008. Pág. Formato CD.

BERMEO MOYANO, HENRY E. Tesis de Ingeniería: Generación de escenarios de daño sísmico en la ciudad de Cuenca. Editorial. Cuenca 2001. Pág. 177.

CABRERA MAXSI, ABEL-CONDOY CARRILLO, DARWIN-WILCHES JARA, JUAN. Determinación de áreas de suelo destinado a programas de vivienda de interés social dentro del área urbana y de expansión de la Ciudad de Cuenca. Cuenca 2006. Pág. 151.

GONZALEZ LOBO, CARLOS. Tecnologías para viviendas de interés social. Editorial Escala. Bogotá 1998. Pág. 230.

INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACION. INEN. CPE INEN 5:2001 PARTE 1. CAPÍTULO 12. CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO: PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULOS PARA DISEÑO SÍSMO- RESISTENTE. Primera edición, Quito 2001.

JIMENES PACHECO, JUAN CARLOS. Tesis de Ingeniería: Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación. Editorial. Cuenca 2001. Pág. 296.

KLINGNER, RICHARD E. Uso apropiado de la mampostería en zonas sísmicas. Editorial: ESPE. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras. Quito 1997. Pág. pp. 123-144.

MEJÍA, NATALIA. Tesis de Arquitectura: Sistemas Constructivos de Ladrillo en Cuenca: análisis comparativo en México, Uruguay y Colombia. Editorial: Universidad de Cuenca. Cuenca 2007. Pag libro digital.

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10. Bogotá D.C., Colombia Enero de 2010.

MORENO, ROSANGEL. Evaluación de Vulnerabilidad sísmica de estructuras no reforzada. Aplicación en el edificio de la zona del elxample en Barcelona España. Editorial ESPE. Quito 2003. Pág. Pp 91 – 120.

PALOMINO ARMANDO. Mampostería Estructural: análisis y diseño en mampostería estructural de acuerdo al código de construcciones sismorresistentes. Editorial: Universidad Nacional de Colombia. Colombia 1989. Pág. 144.

PAEZ M. DIEGO FERNANDO. Comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos cortantes debido a efectos sísmicos. Editorial: Universidad de Medellín. Facultad de Ingeniería. Medellín 2008. Pág. pp. 91-104.

PROAÑO ESCANDÓN, DIEGO JAVIER- MARTÍNEZ HERNÁNDEZ, FREDY NAPOLEÓN. Tesis de arquitectura: Uso de formaleas en nuestra ciudad. Universidad de Cuenca. 2006.

ANEXOS.

Anexo 1. Figuras estadísticas.

ENCUESTA DE CONDICIONES DE VIDA ECV - QUINTA RONDA (2005 - 2006)																				
PRINCIPALES INDICADORES: NACIONAL, ÁREA, REGIONES, CIUDADES AUTO REPRESENTADAS																				
INDICADORES	TOTAL		ÁREA				REGIONES						CIUDADES AUTO REPRESENTADAS							
	NACIONAL		URBANO		RURAL		SIERRA		COSTA		AMAZONÍA		QUITO		GUAYAQUIL		CUENCA		MACHALA	
	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)
SECCIÓN 1. VIVIENDA																				
Suministro de Agua																				
Dentro de la vivienda	1.680.825	51,5%	1.439.305	66,9%	241.520	21,7%	899.179	59,2%	742.213	46,1%	39.432	28,8%	348.481	82,0%	359.913	66,4%	77.215	90,3%	30.453	53,3%
Fuera de la vivienda	1.584.041	48,5%	712.985	33,1%	871.057	78,3%	620.418	40,8%	866.329	53,9%	97.294	71,2%	76.500	18,0%	182.030	33,6%	8.274	9,7%	26.684	46,7%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.577	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.726	100,0%	424.981	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Déficit cualitativo de la vivienda																				
Viviendas con deficiencias	2.463.916	75,5%	1.403.199	65,2%	1.060.717	95,3%	1.008.322	66,4%	1.335.421	83,0%	120.173	87,9%	197.787	46,5%	382.199	70,5%	27.219	31,8%	41.784	73,1%
Viviendas sin deficiencias	800.950	24,5%	749.091	34,8%	51.860	4,7%	511.275	33,6%	273.121	17,0%	16.554	12,1%	227.194	53,5%	159.744	29,5%	58.271	68,2%	15.353	26,9%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Déficit en materiales																				
Viviendas con deficiencias	2.338.651	71,6%	1.316.196	61,2%	1.022.455	91,9%	938.425	61,8%	1.287.435	80,0%	112.791	82,5%	178.785	42,1%	362.201	66,8%	22.394	26,2%	40.073	70,1%
Viviendas sin deficiencias	926.216	28,4%	836.094	38,8%	90.122	8,1%	581.172	38,2%	321.108	20,0%	23.936	17,5%	246.197	57,9%	179.742	33,2%	63.096	73,8%	17.064	29,9%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Déficit en servicios																				
Viviendas con deficiencias	1.316.561	40,3%	433.181	20,1%	883.380	79,4%	480.643	31,6%	749.539	46,6%	86.379	63,2%	8.289	2,0%	120.318	22,2%	2.291	2,7%	11.687	20,5%
Viviendas sin deficiencias	1.948.305	59,7%	1.719.109	79,9%	229.196	20,6%	1.038.954	68,4%	859.004	53,4%	50.347	36,8%	416.692	98,0%	421.624	77,8%	83.199	97,3%	45.450	79,5%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Hacinamiento de los hogares																				
hacinado	972.827	29,8%	572.372	26,6%	400.455	36,0%	372.127	24,5%	552.189	34,3%	48.511	35,5%	85.755	20,2%	174.367	32,2%	10.159	11,9%	17.280	30,2%
No Hacinado	2.292.039	70,2%	1.579.918	73,4%	712.122	64,0%	1.147.470	75,5%	1.056.353	65,7%	88.216	64,5%	339.227	79,8%	367.576	67,8%	75.330	88,1%	39.858	69,8%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Tenencia de la Vivienda																				
En arriendo	591.685	18,1%	538.584	25,0%	53.101	4,8%	333.043	21,9%	236.070	14,7%	22.572	16,5%	154.261	36,3%	118.567	21,9%	28.464	33,3%	11.248	19,7%
Propia	2.144.070	65,7%	1.298.810	60,3%	845.461	76,0%	920.797	60,8%	1.128.799	70,2%	94.474	69,1%	198.045	46,6%	357.203	65,9%	43.615	51,0%	37.219	65,1%
Cedida	445.920	13,7%	289.247	13,4%	156.673	14,1%	227.638	15,0%	201.836	12,5%	16.448	12,0%	64.112	15,1%	62.776	11,6%	11.901	13,9%	7.970	13,9%
Recibida por servicios	82.802	2,5%	25.459	1,2%	57.342	5,2%	37.732	2,5%	41.837	2,6%	3.233	2,4%	8.175	1,9%	3.396	0,6%	1.510	1,8%	700	1,2%
Otra	390	0,0%	390	0,0%			390	0,0%					390	0,1%						
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%

Figura 2: Fuente: INEC, Encuesta de Condiciones de Vida ECV – Quinta ronda (2005-2006) Principales Indicadores: Nacional, Area, Regiones, Ciudades auto representadas.

Figura 3.
Fuente: INEC, Encuesta de Condiciones de Vida ECV – Quinta ronda (2005-2006).

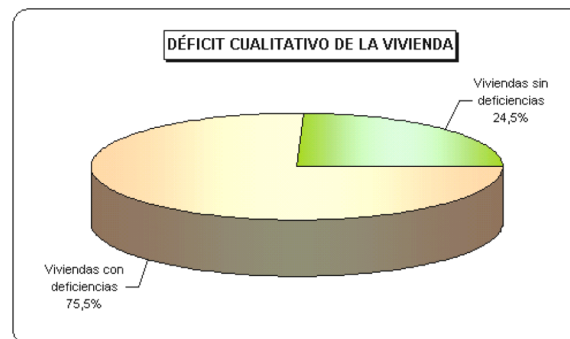
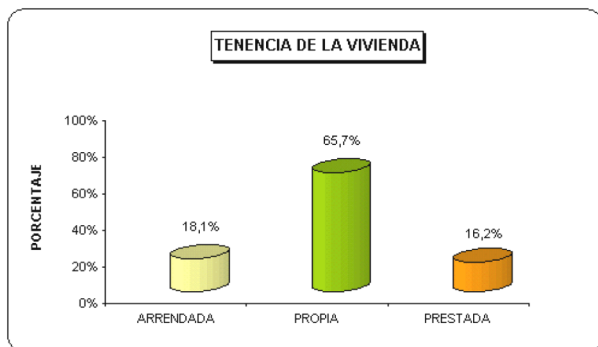


Figura 4.
Fuente: INEC, Encuesta de Condiciones de Vida ECV – Quinta ronda (2005-2006).

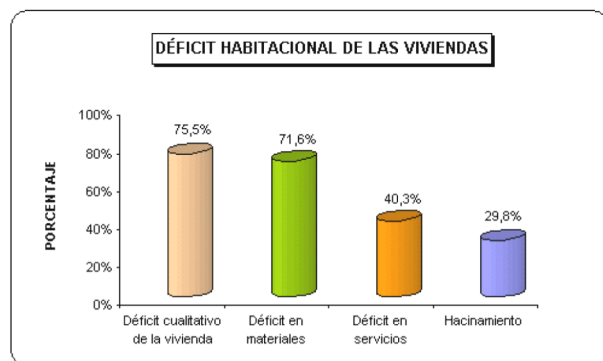


Figura 5. Fuente: INEC, Encuesta de Condiciones de Vida ECV – Quinta ronda (2005-2006).

Figura 6. Fuente: El Sistema Integrado de Indicadores Sociales del Ecuador. SIISE 2005.

PRINCIPALES INDICADORES SOCIO-DEMOGRÁFICOS

POBLACION	AZUAY	CUENCA	%
Población (habitantes)	599,546	417,632	69.66%
Población - hombres	279,792	195,683	46.86%
Población - mujeres	319,754	221,949	53.14%
Estimación de la población negra rural	0	0	
Estimación de la población indígena rural	6.4	8	
Población de 0 a 5 años	80,372	52,321	12.53%
Población de 6 a 11 años	83,919	54,953	13.16%
Población de 12 a 17 años	82,305	55,854	13.37%
Población de 18 a 24 años	82,957	62,388	14.94%
Población de 25 a 64 años	224,342	163,519	39.15%
Población de 65 años y más	45,651	28,597	6.85%
Índice de feminidad	114.3		
Densidad demográfica	73.2		
Tasa de matrimonio	71.6		
EMPLEO			
Población en edad para trabajar	435,255	310,358	74.31%
Población Económicamente Activa	231,085	164,366	39.36%
Tasa bruta de participación laboral	38.5%	39.4%	
Tasa global de participación laboral	53.1%	53.0%	

CRECIMIENTO POBLACIONAL

AÑO CENSAL	POBLACION			TASA DE CRECIMIENTO ANUAL %			
	PROVINCIA AZUAY	CANTÓN CUENCA	CIUDAD CUENCA	PERIODO	PROVINCIA	CANTÓN	CIUDAD
1950	250,975	122,434	39,983				
1962	274,642	143,031	60,402	1950-1962	0.75	1.3	3.45
1974	367,324	213,027	104,470	1962-1974	2.52	3.45	4.75
1982	442,019	275,070	152,406	1974-1982	2.19	3.02	4.46
1990	506,090	331,028	194,981	1982-1990	1.69	2.31	3.08
2001	599,546	417,632	277,374	1990-2001	1.54	2.11	3.2

Figura 7. Fuente: La Comisión Económica para América Latina. CEPAL. El Centro Latinoamericano de Desarrollo. CELADE 2010.

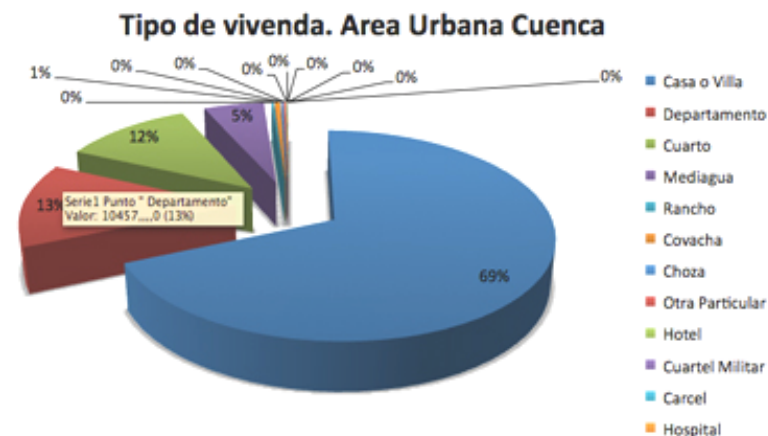


Figura 8. Fuente: El Instituto de Estadísticas y Censos. INEC Censo 2001.

PRINCIPALES INDICADORES SOCIALES DE VIVIENDA

VIVIENDA	Medida	CUENCA
Viviendas	Número	99.949
Hogares	Número	101.303
Casas, villas o departamentos	% viviendas	83,8
Piso de entablado, parquet, baldos, vinil, ladrillo	% viviendas	87,5
Sistemas de eliminación de excretas	% viviendas	87,3
Servicio eléctrico	% viviendas	96,1
Servicio telefónico	% viviendas	51,3
Servicio de recolección de basura	% viviendas	69,3
Déficit de servicios residenciales básicos	% viviendas	37,5
Vivienda propia	% hogares	59,8
Personas por dormitorio	Número	2
Hacinamiento	% hogares	17,4
Servicio higiénico exclusivo	% hogares	67,3
Ducha exclusiva	% hogares	65,4
Cuarto de cocina	% hogares	89,2
Uso de gas o electricidad para cocinar	% hogares	92,4
Uso de gas para cocinar	% hogares	92,0
Uso de leña o carbón para cocinar	% hogares	6,6
Índice multivariado de infraestructura básica	Índice (sobre 100)	47,4

Fuente: SIISE – 2005

Figura 9. Fuente: El Sistema Integrado de Indicadores Sociales del Ecuador. SIISE 2005.



ENCUESTA DE CONDICIONES DE VIDA ECV - QUINTA RONDA (2005 - 2006)



PRINCIPALES INDICADORES: NACIONAL, ÁREA, REGIONES, CIUDADES AUTO REPRESENTADAS

INDICADORES	TOTAL		ÁREA				REGIONES						CIUDADES AUTO REPRESENTADAS							
	NACIONAL		URBANO		RURAL		SIERRA		COSTA		AMAZONÍA		QUITO		GUAYAQUIL		CUENCA		MACHALA	
	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)	(Abs)	(%)
SECCIÓN 1. VIVIENDA																				
Suministro de Agua																				
Dentro de la vivienda	1.680.825	51,5%	1.439.305	66,9%	241.520	21,7%	899.179	59,2%	742.213	46,1%	39.432	28,8%	348.481	82,0%	359.913	66,4%	77.215	90,3%	30.453	53,3%
Fuera de la vivienda	1.584.041	48,5%	712.985	33,1%	871.057	78,3%	620.418	40,8%	866.329	53,9%	97.294	71,2%	76.500	18,0%	182.030	33,6%	8.274	9,7%	26.684	46,7%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.577	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.726	100,0%	424.981	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Déficit cualitativo de la vivienda																				
Viviendas con deficiencias	2.463.916	75,5%	1.403.199	65,2%	1.060.717	95,3%	1.008.322	66,4%	1.335.421	83,0%	120.173	87,9%	197.787	46,5%	382.199	70,5%	27.219	31,8%	41.784	73,1%
Viviendas sin deficiencias	800.950	24,5%	749.091	34,8%	51.860	4,7%	511.275	33,6%	273.121	17,0%	16.554	12,1%	227.194	53,5%	159.744	29,5%	58.271	68,2%	15.353	26,9%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Déficit en materiales																				
Viviendas con deficiencias	2.338.651	71,6%	1.316.196	61,2%	1.022.455	91,9%	938.425	61,8%	1.287.435	80,0%	112.791	82,5%	178.785	42,1%	362.201	66,8%	22.394	26,2%	40.073	70,1%
Viviendas sin deficiencias	926.216	28,4%	836.094	38,8%	90.122	8,1%	581.172	38,2%	321.108	20,0%	23.936	17,5%	246.197	57,9%	179.742	33,2%	63.096	73,8%	17.064	29,9%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Déficit en servicios																				
Viviendas con deficiencias	1.316.561	40,3%	433.181	20,1%	883.380	79,4%	480.643	31,8%	749.539	46,6%	86.379	63,2%	8.289	2,0%	120.318	22,2%	2.291	2,7%	11.687	20,5%
Viviendas sin deficiencias	1.948.305	59,7%	1.719.109	79,9%	229.196	20,6%	1.038.954	68,4%	859.004	53,4%	50.347	36,8%	416.692	98,0%	421.624	77,8%	83.199	97,3%	45.450	79,5%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Hacinamiento de los hogares																				
hacinado	972.827	29,8%	572.372	26,6%	400.455	36,0%	372.127	24,5%	552.189	34,3%	48.511	35,5%	85.755	20,2%	174.367	32,2%	10.159	11,9%	17.280	30,2%
No Hacinado	2.292.039	70,2%	1.579.918	73,4%	712.122	64,0%	1.147.470	75,5%	1.056.353	65,7%	88.216	64,5%	339.227	79,8%	367.576	67,8%	75.330	88,1%	39.858	69,8%
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%
Tenencia de la Vivienda																				
En arriendo	591.685	18,1%	538.584	25,0%	53.101	4,8%	333.043	21,9%	236.070	14,7%	22.572	16,5%	154.261	36,3%	118.567	21,9%	28.464	33,3%	11.248	19,7%
Propia	2.144.070	65,7%	1.298.610	60,3%	845.461	76,0%	920.797	60,6%	1.128.799	70,2%	94.474	69,1%	198.045	46,6%	357.203	65,9%	43.615	51,0%	37.219	65,1%
Cedida	445.920	13,7%	289.247	13,4%	156.673	14,1%	227.636	15,0%	201.836	12,6%	16.448	12,0%	64.112	15,1%	62.776	11,6%	11.901	13,9%	7.970	13,9%
Recibida por servicios	82.802	2,5%	25.459	1,2%	57.342	5,2%	37.732	2,5%	41.837	2,6%	3.233	2,4%	8.175	1,9%	3.396	0,6%	1.510	1,8%	700	1,2%
Otra	390	0,0%	390	0,0%			390	0,0%					390	0,1%						
Total	3.264.866	100,0%	2.152.290	100,0%	1.112.576	100,0%	1.519.597	100,0%	1.608.542	100,0%	136.727	100,0%	424.982	100,0%	541.943	100,0%	85.489	100,0%	57.137	100,0%

Figura 11. Fuente: INEC, Encuesta de Condiciones de Vida ECV – Quinta ronda (2005-2006) Principales Indicadores: Nacional, Área, Regiones, Ciudades auto representadas.9

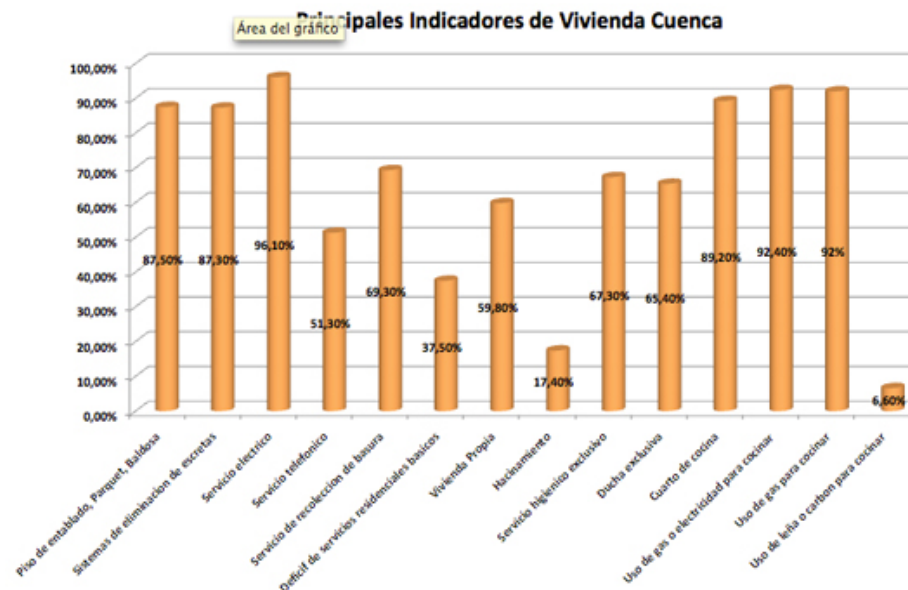


Figura 10. Fuente: INEC, Encuesta de Condiciones de Vida ECV – Quinta ronda (2005-2006) Principales Indicadores de vivienda Cuenca.

Statistics					
Percentile Group of ingpc					
N	Valid	14100930			
	Missing	178755			
Percentile Group of ingpc					
		Frequency	Percent	Valid Percent	Cumulative Percent
Valid	Quintil 1	3407985	23,9	24,2	24,2
	Quintil 2	3096625	21,7	22,0	46,1
	Quintil 3	2878067	20,2	20,4	66,5
	Quintil 4	2530205	17,7	17,9	84,5
	Quintil 5	2188048	15,3	15,5	100,0
	Total	14100930	98,7	100,0	
Missing	System	178755	1,3		
Total		14279685	100,0		

Figura 12. Quintiles. Fuente: INEC-SIISE. 2011.

Cinco Ciudades * Percentile Group of ingpc Crosstabulation						
Count						
		Percentile Group of ingpc				
		Quintil 1	Quintil 2	Quintil 3	Quintil 4	Quintil 5
		Total				
Cinco Ciudades	Cuenca	24024	50931	71793	123165	130454
	Machala	33196	46506	60697	61182	38803
	Guayaquil	255306	521885	580569	501120	407026
	Quito	120393	140286	277139	409386	604503
	Ambato	19382	30850	49540	47053	56224
Total		452301	790458	1039738	1141906	1237010

Figura 13. Quintiles. Fuente: INEC-SIISE. 2011.

Descriptives			Percentile Group of Ingreso		Statistic	Std. Error
Quintil 1	Mean				35,40	,007
	95% Confidence Interval for Mean	Lower Bound			35,39	
		Upper Bound			35,42	
	5% Trimmed Mean				35,91	
	Median				37,00	
	Variance				176,599	
	Std. Deviation				13,289	
	Minimum				1	
	Maximum				59	
	Range				54	
	Interquartile Range				21	
	Skewness				-,460	,001
	Kurtosis				-,707	,003
Quintil 2	Mean				73,39	,006
	95% Confidence Interval for Mean	Lower Bound			73,38	
		Upper Bound			73,41	
	5% Trimmed Mean				73,30	
	Median				73,40	
	Variance				118,032	
	Std. Deviation				10,864	
	Minimum				59	
	Maximum				93	
	Range				38	
	Interquartile Range				18	
	Skewness				,105	,001
	Kurtosis				-1,135	,003
Quintil 3	Mean				116,96	,009
	95% Confidence Interval for Mean	Lower Bound			116,95	
		Upper Bound			116,98	
	5% Trimmed Mean				116,70	
	Median				116,00	
	Variance				225,429	
	Std. Deviation				15,014	
	Minimum				93	
	Maximum				146	
	Range				53	
	Interquartile Range				26	
	Skewness				,206	,001
	Kurtosis				-1,166	,003
Quintil 4	Mean				190,58	,019
	95% Confidence Interval for Mean	Lower Bound			190,54	
		Upper Bound			190,61	
	5% Trimmed Mean				189,55	
	Median				185,60	
	Variance				942,646	
	Std. Deviation				30,703	
	Minimum				146	
	Maximum				257	
	Range				111	
	Interquartile Range				51	
	Skewness				,430	,002
	Kurtosis				-,967	,003
Quintil 5	Mean				512,82	,352
	95% Confidence Interval for Mean	Lower Bound			512,13	
		Upper Bound			513,51	
	5% Trimmed Mean				445,21	
	Median				385,71	
	Variance				270537,301	
	Std. Deviation				520,132	
	Minimum				257	
	Maximum				13610	
	Range				13353	
	Interquartile Range				227	
	Skewness				11,297	,002
	Kurtosis				210,169	,003

Figura 14. Quintiles. Fuente: INEC-SIISE. 2011.

Estructura. Area Urbana Cuenca

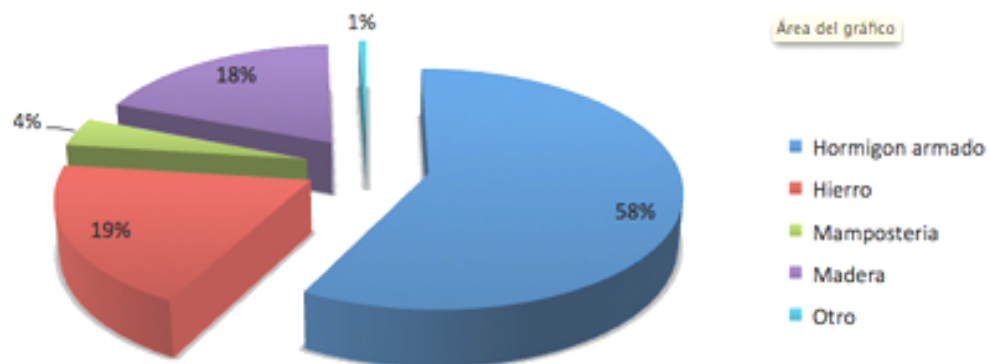


Figura 15. Fuente: CEPAL/CELADE 2010.

Paredes exteriores. Area Urbana CuENCA.

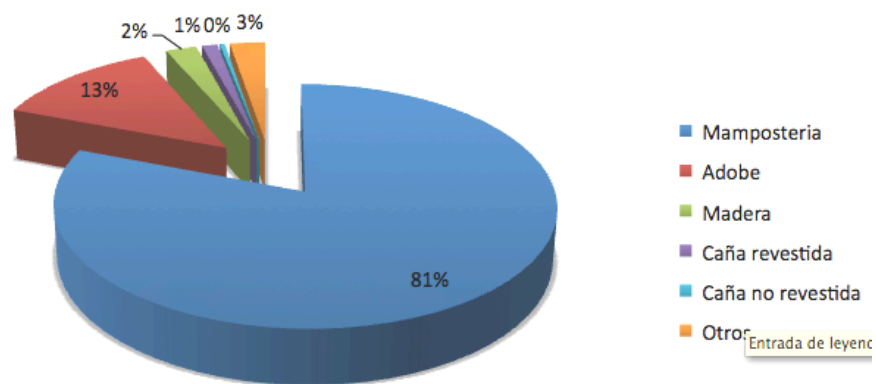


Figura 16

ESTADÍSTICAS DE LOS PERMISOS DE CONSTRUCCIÓN

PERMISOS DE CONSTRUCCIÓN CANTÓN CUENCA

PERMISOS DE CONSTRUCCIÓN 2009										ACUMULADO	
	URBANO	AREA m2	RUSTICO	AREA m2	CENTRO HIST.	AREA m2	TOTAL	TOTAL m2		No.	ÁREA
ENERO	147	44.688	40	*11.519	0	0	187	56.207	187	56.207	
FEBRERO	138	35.736	23	5.481	0	0	161	41.217	348	97.424	
MARZO	192	74.033	33	9.240	0	0	225	83.272	573	180.696	
ABRIL	185	53.562	27	5.572	0	0	212	59.134	785	239.831	
MAYO	133	47.341	34	7.431	0	0	167	54.772	952	294.603	
JUNIO	158	54.118	40	11.419	0	0	198	65.537	1.150	360.140	
JULIO	167	60.444	47	9.448	0	0	214	69.892	1.364	430.032	
AGOSTO	126	47.205	32	6.081	0	0	158	53.286	1.522	483.318	
SEPTIEMBRE	164	61.864	51	12.113	0	0	215	73.976	1.737	557.295	
OCTUBRE	335	58.468	38	7.204	0	0	373	65.672	2.110	622.967	
NOVIEMBRE	132	41.197	24	6.989	0	0	156	48.186	2.266	671.153	
DICIEMBRE	110	61.310	42	20.301	0	0	152	81.611	2.418	752.764	
TOTAL ANUAL	1.987	639.966	431	112.798	0	0	2.418	752.764			

PERMISOS DE CONSTRUCCIÓN 2010										ACUMULADO	
	URBANO	AREA m2	RUSTICO	AREA m2	CENTRO HIST.	AREA m2	TOTAL	TOTAL m2		No.	ÁREA
ENERO	137	42.441	48	*14.527	0	0	185	56.967	185	56.967	
FEBRERO	106	47.856	30	8.352	0	0	136	56.208	321	113.176	
MARZO	182	111.861	55	13.599	0	0	237	125.460	558	238.636	
ABRIL	117	98.755	28	9.706	0	0	145	108.460	703	347.096	
MAYO	113	103.049	23	4.072	0	0	136	107.121	839	454.217	
JUNIO	108	58.142	38	9.131	0	0	146	67.273	985	521.490	
JULIO	156	52.194	42	10.160	0	0	198	62.354	1.183	583.845	
AGOSTO	125	39.437	25	5.582	0	0	150	45.019	1.333	628.863	
SEPTIEMBRE	129	45.783	45	51.030	0	0	174	96.813	1.507	725.676	
OCTUBRE	111	34.525	57	14.863	0	0	168	49.388	1.675	775.065	
NOVIEMBRE	142	47.007	35	8.810	0	0	177	55.817	1.852	830.882	
DICIEMBRE	149	82.058	30	9.001	0	0	179	91.060	2.031	921.942	
TOTAL ANUAL	1.575	763.108	456	158.834	0	0	2.031	921.942			

PERMISOS DE CONSTRUCCIÓN 2011										ACUMULADO	
	URBANO	AREA m2	RUSTICO	AREA m2	CENTRO HIST.	AREA m2	TOTAL	TOTAL m2		No.	ÁREA
ENERO	106	33.193	31	7.636	0	0	137	40.829	137	40.829	
FEBRERO	136	193.288	27	7.796	0	0	163	201.084	300	241.913	
MARZO	147	55.628	29	6.792	0	0	176	62.420	476	304.334	
ABRIL	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
MAYO	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
JUNIO	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
JULIO	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
AGOSTO	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
SEPTIEMBRE	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
OCTUBRE	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
NOVIEMBRE	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
DICIEMBRE	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
TOTAL ANUAL	389	282.110	87	22.224	0	0	476	304.334			

Figura 17 Fuente: Cámara de la construcción de Cuenca. 2011.

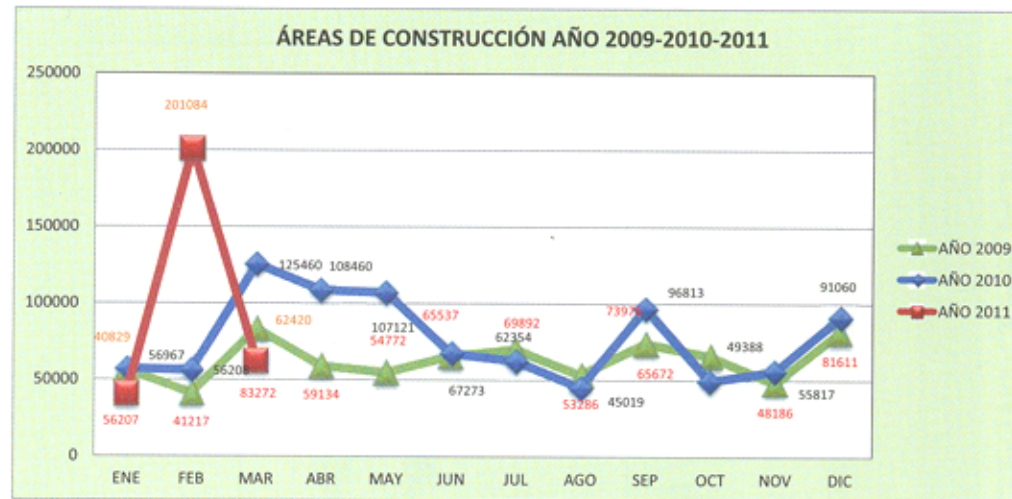


Figura 18. Fuente: Cámara de la Construcción de Cuenca. 2011.

Anexo 2: Normativa sismoresistente. NSR-10. Título D – Mampostería estructural. Formato digital.

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10



TÍTULO D – MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

TÍTULO D MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

CAPÍTULO D.1 REQUISITOS GENERALES

D.1.1 — ALCANCE

D.1.1.1 — ALCANCE — El Título D de este Reglamento establece los requisitos mínimos de diseño y construcción para las estructuras de mampostería y sus elementos. Estas estructuras tienen un nivel de seguridad comparable a las estructuras de otros materiales, cuando se diseñan y construyen de acuerdo con los requisitos del presente Reglamento.

D.1.1.2 — ESTRUCTURAS ESPECIALES — Para estructuras especiales tales como arcos, bóvedas, tanques, silos y chimeneas, los requisitos del Título D de este Reglamento pueden utilizarse cuando sean aplicables, a juicio del ingeniero diseñador.

D.1.1.3 — PROPÓSITO — Los requisitos establecidos en este Título están dirigidos a lograr un comportamiento apropiado de las construcciones en mampostería estructural y su integridad estructural bajo las condiciones de carga vertical permanente o transitoria, bajo condiciones de fuerza lateral, de viento o de sismo y bajo estados ocasionales de fuerzas anormales.

D.1.1.4 — COMPLEMENTO — El Título D se complementa con los otros Títulos de este Reglamento. En el eventual caso de conflicto entre uno o varios de los requisitos, debe adoptarse como válido el más severo de ellos.

D.1.1.5 — REQUISITOS MÍNIMOS — Los procedimientos y las especificaciones establecidas constituyen los requisitos mínimos que deben cumplir el diseño y la construcción de estructuras de mampostería, con el objetivo de la protección a la vida y en lo posible los bienes materiales de los usuarios de la edificación.

D.1.1.6 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO — Las estructuras de mampostería deben diseñarse por el método del estado límite de resistencia utilizando las combinaciones de carga, descritas en B.2.4, y los requisitos del Título D que se presentan para este método. No obstante, se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de esfuerzos de trabajo admisibles utilizando las combinaciones de carga, descritas en B.2.3 y para el efecto deben emplearse los requisitos alternos presentados en el Apéndice D-1 – Diseño de estructuras de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles. Todo el diseño de la estructura debe realizarse por uno de los dos métodos.

D.1.2 — PLANOS Y MEMORIAS

D.1.2.1 — PLANOS ESTRUCTURALES — Además de los requisitos establecidos en A.1.5.2 de este Reglamento, debe especificarse y detallarse en los planos lo siguiente:

- (a) Características de las unidades de mampostería utilizadas en el diseño, indicando la norma NTC, de las normas permitidas que se citan en la sección D.3.6, bajo la cual deben ser fabricadas.
- (b) Valor de la resistencia nominal a la compresión de la mampostería utilizada en los diferentes elementos estructurales, especificada respecto al área neta promedio de la sección (f_m).
- (c) Definición del mortero de pega como tipo H, M, S o N, de los indicados en la sección D.3.4, fijando su resistencia mínima a la compresión, medida como se define en esa misma sección.
- (d) Ubicación de las celdas y cavidades que deben inyectarse con mortero de relleno.
- (e) Definición del tipo de mortero de relleno, de los indicados en la sección D.3.5, prescribiendo su resistencia mínima a la compresión, medida como se define en esa misma sección.
- (f) Tamaño y localización de todos los elementos especificados.
- (g) Tamaño especificado, resistencia, tipo y localización del acero de refuerzo, anclajes mecánicos y conectores utilizados en el diseño.

- (h) Ubicación, tamaño y características de las juntas de control y de las juntas de construcción.
(i) Ubicación y tamaño de las celdas de inspección.

D.1.2.2 — MEMORIAS — Se debe cumplir lo estipulado al respecto en A.1.5.3.

D.1.3 — SUPERVISIÓN TÉCNICA

D.1.3.1 — OBLIGATORIEDAD DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA — Toda edificación de más de 3000 m² de área construida debe someterse a una Supervisión Técnica, como lo indica la Ley 400 de 1997. El Supervisor técnico debe cumplir lo dispuesto en el Título I, Supervisión Técnica, del presente Reglamento. Dada la susceptibilidad de la mampostería estructural a los defectos de la calidad de la mano de obra y a la calidad de los materiales utilizados; es recomendable en edificaciones de menos de 3000 m², que toda obra que se realice con este sistema se construya bajo estricta supervisión técnica de un profesional idóneo, Ingeniero Civil o Arquitecto debidamente matriculado, o un representante competente bajo su responsabilidad.

D.1.3.2 — ALCANCE DE LA SUPERVISIÓN — El supervisor técnico debe verificar la concordancia entre la obra ejecutada y los planos y especificaciones de construcción, de acuerdo con lo estipulado en la sección 1.2.4 del presente Reglamento.

D.1.3.3 — REGISTRO DE LAS LABORES DE SUPERVISIÓN - El Supervisor técnico debe llevar un registro escrito de su labor. Además de lo reglamentado en A.1.3.9 y en el Título I, el supervisor técnico debe controlar y registrar la calidad de las unidades de mampostería, de los morteros de pega y de relleno, la disposición de las armaduras, anclajes y conectores. Igualmente debe supervisar las operaciones de inyección de mortero.

D.1.4 — REQUISITOS GENERALES PARA LAS ESTRUCTURAS EN MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

D.1.4.1 — RESISTENCIA ANTE CARGAS HORIZONTALES EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES EN PLANTA — Los muros estructurales son elementos de gran rigidez para fuerzas aplicadas en su plano y de baja rigidez y resistencia cuando se aplican fuerzas perpendiculares a su plano. Por tal razón, toda estructura conformada por muros estructurales debe tener componentes en las dos direcciones ortogonales principales de la edificación, mediante la disposición de muros en las direcciones apropiadas o por medio del uso de elementos compuestos cuya geometría en planta genere rigidez en dos direcciones principales.

D.1.4.1.1 — Diferencia en rigidez entre las dos direcciones principales en planta — En cualquier piso en edificaciones de mampostería estructural con tres niveles o más, la rigidez aportada por el conjunto de elementos estructurales existentes en una dirección, no puede ser inferior al 20% de la rigidez existente en la dirección ortogonal. En edificaciones de uno y dos niveles esta relación puede reducirse al 10%.

D.1.4.2 — MODELO MATEMÁTICO PARA REALIZAR EL ANÁLISIS — Se puede utilizar para el análisis estructural el modelo de muros en voladizo empotrados en la base y arriostrados lateralmente por los diafragmas de piso. En su defecto, puede utilizarse cualquier modelo estructural alternativo compatible con el funcionamiento real de la construcción ante la sollicitación analizada, siempre que se garantice por evidencia experimental o teórica la mejor precisión de la respuesta determinada con el modelo alternativo.

D.1.4.3 — DIAFRAGMAS HORIZONTALES DE PISO — El sistema de piso utilizado como diafragma debe diseñarse para atender los esfuerzos derivados de su función, teniendo en cuenta lo dispuesto en A.3.6.8.

D.1.4.4 — INCONVENIENCIA DE LA COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES — Debido a que la estructura puede verse sometida a condiciones de trabajo en el rango inelástico bajo sismos severos, no se considera conveniente la combinación en altura de sistemas estructurales de diferentes capacidades de disipación de energía.

D.1.4.5 — REQUISITOS PARA LA COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA — En caso de que se utilice la combinación en planta, o en la altura, de sistemas estructurales diferentes, deben cumplirse los requisitos enunciados en las secciones A.3.2.4 y A.3.2.5.

D.1.4.6 — LÍMITES DE DERIVA PARA SISTEMAS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL — Los valores de los límites de la deriva para construcciones en mampostería estructural están indicados en la tabla A.6.4-1 de este

D-2

Reglamento.

D.1.4.7 — REQUISITOS PARA LOS MATERIALES — Todos los materiales utilizados en la construcción de estructuras de mampostería deben cumplir las normas y especificaciones relacionadas en el capítulo D.3.

D.1.4.8 — CONDICIONES AMBIENTALES — Cuando las condiciones ambientales estén por fuera de las normales o puedan afectar negativamente las características especificadas de los materiales, deben tomarse precauciones adicionales de manera que se garantice el funcionamiento correcto de la construcción realizada en estas condiciones.

D.1.4.9 — MANO DE OBRA EN LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA — Debe darse especial importancia a la utilización de mano de obra calificada. Los controles iniciales y previos de la construcción deben ser los especificados, con el objeto de poder determinar la calificación más exigente del personal involucrado.

D-3

Notas

D-4

CAPÍTULO D.2 CLASIFICACIÓN, USOS, NORMAS, NOMENCLATURA Y DEFINICIONES

D.2.1 — CLASIFICACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

Estas normas reconocen los siguientes tipos de mampostería:

D.2.1.1 — MAMPOSTERÍA DE CAVIDAD REFORZADA — Es la construcción realizada con dos paredes de piezas de mampostería de caras paralelas reforzadas ó no, separadas por un espacio continuo de concreto reforzado, con funcionamiento compuesto y que cumple los requisitos del capítulo D.6. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*).

D.2.1.2 — MAMPOSTERÍA REFORZADA — Es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero y que cumple los requisitos del capítulo D.7. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*) cuando todas sus celdas se inyectan con mortero de relleno o cuando se cumpla con los requisitos adicionales de refuerzos mínimos descritos en D.7.2.1.1, y como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*) cuando sólo se inyectan con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo.

D.2.1.3 — MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA — Es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero y que cumple los requisitos del capítulo D.8. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.2.1.4 — MAMPOSTERÍA NO REFORZADA — Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero que no cumple las cuantías mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada. Debe cumplir los requisitos del capítulo D.9. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.2.1.5 — MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS — Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro, confinándolo y que cumple los requisitos del capítulo D.10. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.2.1.6 — MAMPOSTERÍA DE MUROS DIAFRAGMA — Se llaman muros diafragma de mampostería a aquellos muros colocados dentro de una estructura de pórticos, los cuales restringen su desplazamiento libre bajo cargas laterales. Los muros diafragma deben cumplir los requisitos del capítulo D.11. Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, y su empleo sólo se permite dentro del alcance del Capítulo A.10, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, o de la evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

D.2.1.7 — MAMPOSTERÍA REFORZADA EXTERNAMENTE — Es la construcción de mampostería en donde el refuerzo se coloca dentro de una capa de revoque (pañete) fijándolo al muro de mampostería mediante conectores y/o clavos y cumple con los requisitos descritos en D.12. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.2.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

D.2.2.1 — USOS PERMITIDOS — Se permite, de acuerdo con el Reglamento, el uso de la mampostería estructural como sistema estructural, siempre y cuando se cumpla con las salvedades establecidas en el presente Título, las

D-5

limitaciones de uso para los diferentes tipos de mampostería estructural del capítulo A.3, según la zona de amenaza sísmica, el grupo de uso de la edificación, y el tipo de sistema estructural.

D.2.2.2 — COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES — La combinación de sistemas estructurales que incluyen mampostería estructural tiene las mismas limitaciones y debe cumplir con los requisitos descritos en el capítulo A.3 de este Reglamento.

D.2.2.3 — ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO DENTRO DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL — Se permite el empleo de elementos de concreto reforzado embebidos dentro de la mampostería estructural, o en combinación con ella, en elementos tales como dinteles, vigas, elementos colectores de diafragmas, machones, etc., para los casos diferentes a los contemplados explícitamente dentro de cada uno de los tipos de mampostería estructural. El diseño de estos elementos se debe realizar siguiendo los requisitos del Título C del Reglamento, para el mismo grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico en que se clasifique el tipo de mampostería en el cual están colocados los elementos de concreto reforzado. Los enchapes realizados con piezas de mampostería cuando se utilicen como formaleta para vaciar el concreto, pueden considerarse como parte del recubrimiento de los elementos de concreto reforzado. Los valores del coeficiente básico de disipación de energía R_0 , que se emplee en el diseño de estos elementos debe ser el mismo asignado al sistema de mampostería estructural en el capítulo A.3.

D.2.3 — NORMAS Y ESPECIFICACIONES CITADAS EN EL TÍTULO D DEL REGLAMENTO

Las siguientes normas Técnicas Colombianas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas, ICONTEC, y de la Sociedad Americana para ensayos de Materiales, ASTM, a las cuales se hace referencia en el Título D de este Reglamento, y hacen parte integral de él. Debe consultarse A.1.6 respecto a la obligatoriedad de las normas técnicas mencionadas en este Título del Reglamento.

Normas NTC promulgadas por el ICONTEC

NTC 121 — Cemento Portland — Especificaciones físicas y mecánicas.

NTC 161 — Barras lisas de acero al carbono para concreto armado. (Nota: C.3.5.4 impone limitaciones a la utilización de este tipo de acero de refuerzo). (ASTM A615)

NTC 245 — Barras de acero al carbono trabajadas en frío para concreto reforzado armado. (Nota: Se prohíbe el uso de este tipo de acero).

NTC 248 — Barras corrugadas de acero al carbono para concreto reforzado armado. (Nota: C.3.5.3 impone requisitos adicionales a los que contiene esta Norma). (ASTM A615)

NTC 296 — Dimensiones modulares de ladrillos cerámicos.

NTC 321 — Cemento Portland — Especificaciones químicas.

NTC 673 — Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros de concreto (ASTM C39).

NTC 922 — Ladrillos sílico-calcareos. (ASTM C73)

NTC 1925 — Mallas soldadas fabricadas con alambre liso de acero para concreto reforzado. (ASTM A185)

NTC 2240 — Agregados usados en morteros de mampostería. (ASTM C144)

NTC 2289 — Barras y rollos corrugados de acero de baja aleación y/o termotratados para concreto reforzado en construcciones de diseño sismo resistente. (ASTM A706)

NTC 2310 — Mallas soldadas fabricadas con alambre corrugado para refuerzo de concreto. (ASTM A497)

NTC 3329 — Especificaciones del mortero para unidades de mampostería. (ASTM C270)

NTC 3356 — Mortero premezclado de larga duración para unidades de mampostería. (ASTM C1142)

D-6

NTC 3495 — Resistencia a la compresión de prismas de mampostería. (ASTM E447)

NTC 3546 — Método de ensayo para la evaluación en el laboratorio y en obra, de morteros para unidades de mampostería simple y reforzada. Toma de muestras y ensayo del mortero de pega para mampostería. (ASTM C780)

NTC 4002 — Siderurgia. Alambre liso de acero para refuerzo de concreto. (ASTM A82)

NTC 4017 — Método de ensayo para unidades de mampostería de arcilla cocida. (ASTM C67)

NTC 4019 — Cal hidratada para mampostería. (ASTM C207)

NTC 4020 — Agregados para mortero de inyección para mampostería. (ASTM C404)

NTC 4024 — Muestreo y ensayo de prefabricados de concreto no reforzados, vibrocompactados. (ASTM C140)

NTC 4026 — Unidades bloques y ladrillos de concreto para mampostería estructural. (ASTM C90)

NTC 4040 — Procedimientos de soldadura aplicables al acero para refuerzo de concreto. (ANSI/AWS D1.4)

NTC 4043 — Muestreo y ensayo de concreto fluido (Grouts). (ASTM C1019)

NTC 4046 — Cal viva (CaO) para propósitos estructurales. (ASTM C5)

NTC 4048 — Lechadas (Grouts) para mampostería. (ASTM C476)

NTC 4050 — Cemento para mampostería. (ASTM C91)

NTC 4076 — Unidades de concreto bloques y ladrillos para mampostería no estructural. (ASTM C129)

NTC 4205 — Unidades de mampostería de arcilla cocida (ladrillos y bloques) (ASTM C34, C56 y C62)

NTC 4383 — Términos y definiciones sobre mampostería de concreto.

Normas ASTM

A 82 — Specification for Steel Wire, plain for concrete reinforcement. (NTC 4002)

A 185 — Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement. (NTC 1925)

A 706 — Specification for low-alloy steel deformed bars for concrete reinforcement. (NTC 2289)

A 497 — Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement. (NTC 2310)

C 5 — Specification for quicklime for structural purposes. (NTC 4046)

C 34 — Specification for structural clay load-bearing wall tile. (NTC 4205)

C 55 — Specification for concrete building brick. (NTC 4026)

C 56 — Specification for structural clay, non-load bearing tile. (NTC 4205)

C 62 — Specification for building brick (Solid masonry units made from clay or shale). (NTC 4205)

C 67 — Test methods of sampling and testing brick and structural clay tile. (NTC 4017)

C 73 — Specification for calcium silicate face brick (Sand-lime brick). (NTC 922)

C 90 — Specification for load-bearing concrete masonry units. (NTC 4026)

C 91 — Specification for masonry cement. (NTC 4050)

D-7

C 109 — Test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or 50-mm cube specimens). (NTC 220)

C 129 — Specification for non-load-bearing concrete masonry units. (NTC 4076)

C 140 — Method of sampling and testing concrete masonry units. (NTC 4024)

C 144 — Specification for aggregate for masonry mortar. (NTC 2240)

C 150 — Specification for portland cement.

C 207 — Specification for hydrated lime for masonry purposes. (NTC 4019)

C 212 — Specification for structural clay facing tile. (NTC 4205)

C 216 — Specification for facing brick (Solid masonry units made from clay or shale). (NTC 4205)

C 270 — Specification for mortar for unit masonry. (NTC 3329)

C 404 — Specification for aggregate for masonry grout. (NTC 4020)

C 476 — Specification for grout for masonry. (NTC 4048)

C 595 — Standard specification for blended hydraulic cements.

C 652 — Specification for hollow brick (Hollow masonry units made from clay or shale) (NTC 4205)

C 780 — Test method for pre-construction and construction evaluation of mortars for plain and reinforced unit masonry. (NTC 3546)

C 897 — Specification for Aggregate for Job-Mixed Portland Cement – Based Plasters.

C 926 — Specification for Application of Portland Cement – Based Plaster.

C 1019 — Method for sampling and testing grout. (NTC 4043)

C 1142 — Specification for ready-mixed mortar for masonry. (NTC 3356)

E 447 — Test methods for compressive strength of masonry prisms. (NTC 3495)

Normas de la AWS:

"Structural Welding Code - Reinforcing Steel" (ANSI/AWS D1.4-92) of the American Welding Society (NTC 4040).

D.2.4 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente de aceleración pico efectiva, véase el Título A.
 A_{ci} = área de la sección de la columna de confinamiento i , en mm^2 . Capítulo D.10.
 A_{ct} = área total de las columnas de confinamiento del muro, en mm^2 . Capítulo D.10.
 A_e = área efectiva de la sección de mampostería, mm^2 . Véase D.5.4.1.
 A_m = área mínima de los muros del piso, que actúan en la misma dirección en planta. Dentro del área de los muros se incluyen las columnas de confinamiento, en m^2 . Capítulo D.10.
 A_{md} = área efectiva de mampostería para verificación por aplastamiento, en mm^2 . Capítulo D.10.
 A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, mm^2 . Véase D.5.4.5.
 A_p = área del piso en el nivel considerado, en m^2 . Capítulo D.10.

D-8

A_{se} = área efectiva de refuerzo en tracción, mm^2 .
 A_{st} = área total de acero de refuerzo en la sección de muro, o área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento, en mm^2 .
 A_{s1} = área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería, mm^2 .
 A_{s2} = área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo a compresión, mm^2 .
 A_v = área de refuerzo horizontal que resiste cortante espaciado a una separación s medida verticalmente, mm^2 .
 a = profundidad del bloque equivalente de compresión (tomar como $0.85c$), mm .
 a_b = profundidad del bloque equivalente de compresión en condiciones balanceadas, ecuación (D.5.1-2), mm .
 b = ancho efectivo de la sección, mm . Véase D.5.4.4.
 c = profundidad del eje neutro en la zona de compresión, mm .
 d = distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo en tracción, mm .
 d' = distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión.
 E = efectos sísmicos reducidos.
 E_{cre} = módulo de elasticidad del mortero de revoque o pañete, MPa.
 E_m = módulo de elasticidad de la mampostería, MPa.
 E_r = módulo de elasticidad del mortero de relleno, MPa.
 E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, MPa.
 F_s = fuerzas sísmicas.
 f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.
 f'_{cp} = resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, MPa.
 f'_{cr} = resistencia especificada a la compresión del mortero de relleno, MPa.
 f'_{cre} = resistencia especificada a la compresión del mortero de recubrimiento ó revoque, MPa.
 f'_{cu} = resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre área neta, MPa.
 f'_m = resistencia especificada a la compresión de la mampostería, MPa.
 $\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
 f_r = módulo de ruptura de la mampostería, MPa.
 f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
 G_m = módulo de cortante de la mampostería, MPa.
 G_r = módulo de cortante del mortero de relleno, MPa.
 h = altura de la unidad de mampostería, en mm , para ser empleada en la ecuación (D.3.7-1).
 h' = altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm , véase D.5.4.3, o longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, o altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo en el Capítulo D.10.
 h_p = altura del piso localizado por encima del elemento bajo estudio, medida centro a centro entre vigas de confinamiento, en mm . Capítulo D.10.
 I_{ct} = momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro, con respecto a su centroide, en mm^4 . Capítulo D.10.
 K = recubrimiento del refuerzo medido desde el extremo exterior de la unidad de mampostería, mm .
 k_p = factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional, en la determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería no inyectada.
 $k_p = 1.4$ para unidades de concreto
 $k_p = 0.8$ para unidades de arcilla o sílico-calcareas
 k_r = factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional, en la determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería inyectada.
 $k_r = 0.90$ para unidades de concreto
 $k_r = 0.75$ para unidades de arcilla o sílico-calcareas
 ℓ = luz de una viga o dintel, mm .
 ℓ_c = distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio, en mm . Capítulo D.10.

D-9

ℓ_w	= longitud horizontal del muro, mm, o longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde, en el Capítulo D.10.
M	= momento actuante que ocurre simultáneamente con V .
M_n	= resistencia nominal a flexión.
M_{cr}	= momento de agrietamiento del muro de mampostería.
M_u	= momento mayorado solicitado de diseño del muro.
N	= número de niveles por encima del nivel considerado, Capítulo D.10.
P_b	= carga axial nominal balanceada, N.
P_n	= resistencia nominal a carga axial, N.
P_{nc}	= fuerza axial resistente nominal en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
P_{nt}	= fuerza axial resistente nominal en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
P_o	= máxima resistencia axial teórica, N.
P_u	= fuerza axial de diseño solicitada sobre el muro, en N.
P_{uc}	= fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
P_{ud}	= fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro, en N. Capítulo D.10.
P_{ut}	= fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N. Capítulo D.10.
ΔP_{ui}	= valor absoluto del incremento de la fuerza axial sobre la columna de confinamiento i , causada por el momento solicitado de diseño, M_u , en N. Capítulo D.10.
R	= coeficiente de capacidad de disipación de energía.
R_e	= coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
R_m	= parámetro definido por medio de la ecuación (D.3.7-1).
R_o	= coeficiente básico de capacidad de disipación de energía.
r	= relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mampostería, adimensional.
s	= separación del refuerzo de cortante medida a lo largo del eje vertical del muro, mm.
t	= espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
V	= fuerza cortante actuante que ocurre simultáneamente con M .
V_n	= fuerza cortante resistente nominal del muro, en N.
V_{nc}	= fuerza cortante resistente nominal para una sección de concreto reforzado, calculada de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, en N. Capítulo D.10.
V_m	= resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería, N.
V_u	= fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro, en N.
V_{uc}	= fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca a la intersección con la viga de confinamiento, en N. Capítulo D.10.
V_s	= resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por el refuerzo de cortante, N.
x_i	= distancia de la columna de confinamiento i al borde del muro, en mm. Capítulo D.10.
\bar{x}	= distancia al borde del muro del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento del muro, en mm. Capítulo D.10.
α	= coeficiente para ser empleado en la ecuación (D.5.8-1).
ϵ_{mu}	= máxima deformación unitaria permisible de compresión en la mampostería ($\epsilon_{mu} = 0.003$).
ϵ_y	= deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
ϕ	= coeficiente de reducción de resistencia.
ρ	= cuantía de refuerzo a tracción por flexión, $\rho = A_s(bd)$.
ρ_b	= cuantía correspondiente a las condiciones de flexión balanceada.
ρ_n	= cuantía de refuerzo horizontal que resiste cortante en un muro en un plano perpendicular al plano A_{mv} , mm^2 .
η	= factor de eficiencia del refuerzo horizontal

D-10

D.2.5 — DEFINICIONES

Las definiciones siguientes corresponden a los términos de mayor uso en el presente título de este Reglamento. Deberán consultarse además, las consignadas en A.13, en el capítulo C.2, y en la norma NTC 4383.

Absorción — Cantidad de agua que penetra en los poros de la unidad en relación al peso seco.

Acción compuesta — Transferencia de esfuerzos entre los componentes de un elemento diseñado para resistir las cargas de tal manera que los componentes actúan en conjunto como un solo elemento.

Adherencia — Adhesión y enlace del concreto ó el mortero al refuerzo ó a otras superficies junto a las cuales es colocado. Capacidad del mortero para atender esfuerzos normales y tangenciales a la superficie que lo une en la estructura.

Aditivo — Es toda sustancia, diferente al agua, los agregados, el cemento y los refuerzos, usada como ingrediente del concreto o mortero y que se agrega a la mezcla inmediatamente antes o después del mezclado.

Altura libre efectiva — Distancia libre entre elementos que proveen apoyo lateral y que se emplea para calcular la relación de esbeltez del muro o columna.

Antepecho — Muro de altura inferior a la de piso que configura la parte inferior de una ventana, de un balcón.

Aparejo — Patrón de colocación de las unidades de mampostería.

Aparejo trabado — Patrón de colocación de las unidades de mampostería traslapadas con las unidades superiores e inferiores al menos en un cuarto de la longitud de la pieza.

Aparejo de petaca — Patrón de colocación de las unidades de mampostería alineadas verticalmente sin traslapos.

Arcilla cocida (cerámica) — Mezcla de arcilla, sílice y otros componentes menores, moldeada y que ha sido sometida a temperaturas altas por tiempo prolongado.

Área bruta de la sección — Área delimitada por los bordes externos de la mampostería en el plano bajo consideración.

Área neta de la sección — Es el área de la unidad de mampostería incluyendo los morteros de relleno y excluyendo las cavidades, medida en el plano bajo consideración, desde los bordes externos de la mampostería.

Barra de empalme — Refuerzo que transfiere por adherencia el esfuerzo entre el refuerzo longitudinal de un muro y el elemento de soporte, en el cual se ancla adecuadamente.

Bloque — Es un tipo de pieza de mampostería que tiene huecos.

Bloque de perforación horizontal — Es un bloque de concreto o arcilla cuyas perforaciones son horizontales y se asienta sobre la cara que no tiene huecos.

Bloque de perforación vertical — Es un bloque, de concreto o de arcilla cocida, que tiene perforaciones verticales que forman celdas donde se coloca el refuerzo. En las celdas donde haya refuerzo vertical debe colocarse mortero de relleno.

Cabezal — Parte extrema de un elemento estructural.

Celda — Cavidad continua interior en la mampostería.

Cemento de mampostería — Cemento hidráulico producido para usarse en mortero de pega y que genera mayor plasticidad y retención de agua que los obtenidos usando solo cemento Portland.

Conector — Elemento mecánico para unir dos o más piezas, partes o miembros.

Cuantía — Relación entre el área transversal del refuerzo y el área bruta de la sección considerada.

D-11

Dimensiones nominales — Son las dimensiones modulares de la unidad de mampostería incluyendo los espesores de pega y/o acabados. No deben exceder en más de 10 mm a las dimensiones reales.

Dimensiones reales — Son las dimensiones externas de fabricación de la pieza.

Elemento compuesto — Muros con aletas de sección transversal en forma de L, T, C, H, Z, I, Y, etc. que trabajan con acción compuesta.

Elemento de borde — Regiones extremas de muros que soportan cargas en su plano, y que son reforzadas y confinadas para cumplir con requisitos específicos y pueden ser del mismo o de mayor espesor que el muro.

Junta de control — Cualquier separación continúa que reduzca la transferencia de esfuerzos. Se coloca para permitir desplazamientos controlados relativos dentro de los elementos, o para suspender o controlar constructivamente los tamaños de los elementos.

Junta de pega — Capa de mortero en cualquier dirección, utilizada para adherir las unidades de mampostería

Mortero de pega — Mezcla plástica de materiales cementantes, agregado fino y agua, usado para unir las unidades de mampostería.

Mortero de recubrimiento o revoque (pañete) — Mezcla plástica de materiales cementantes, agregado fino y agua, usado para dar acabado liso (enlucir) los muros de mampostería.

Mortero de relleno — Mezcla fluida de materiales cementantes, agregados y agua, con la consistencia apropiada para ser colocado sin segregación en las celdas o cavidades de la mampostería.

Murete o prisma — Ensamble de piezas de mampostería con mortero de pega inyectadas o no de mortero de relleno usado como espécimen de ensayo para determinar las propiedades de la mampostería

Muro estructural — Elemento estructural de longitud considerable con relación a su espesor, que atiende cargas en su plano adicionales a su peso propio.

Muro no estructural — Elemento dispuesto para separar espacios, que atiende cargas únicamente debidas a su peso propio.

Plasticidad (mortero de pega) — Facilidad con que se extiende el mortero de pega sobre una superficie, sin pérdida de su uniformidad.

Posición Normal — Forma típica de colocación de la unidad de mampostería en el muro de que hace parte.

Prisma — Murete.

Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) — Mínima resistencia nominal de la mampostería a compresión, medida sobre el área transversal neta y sobre la cual se basa su diseño.

Retención de agua — Capacidad del mortero de pega para evitar la pérdida de humedad, manteniendo su estado plástico.

Tasa inicial de absorción — Medida de la cantidad de agua que absorbe una unidad de mampostería de arcilla en contacto con el agua por unidad de área, durante un minuto.

Tolete — Es una unidad de mampostería sólida. Puede ser de arcilla cocida, de concreto o sílico-calceárea.

Traba — Intersección continúa y traslapada de dos muros.

Trabajabilidad (mortero de pega) — Medida de la plasticidad de una mezcla.

Unidad de mampostería — Elemento de colocación manual, de características pétreas y estabilidad dimensional, que unida con mortero configura el muro de mampostería.

D-12

CAPÍTULO D.3 CALIDAD DE LOS MATERIALES EN LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

D.3.0 — NOMENCLATURA

f'_m	=	resistencia nominal a la compresión de la mampostería, MPa
f'_c	=	resistencia a la compresión del mortero de relleno, MPa
f'_{cre}	=	resistencia especificada a la compresión del mortero de recubrimiento ó revoque, MPa.
f'_{cu}	=	resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre área neta, MPa
f'_{cp}	=	resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, MPa
h	=	altura de la unidad de mampostería, en mm, para ser empleada en la ecuación D.3.7-1
k_p	=	factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional $k_p = 1.4$ para unidades de concreto, $k_p = 0.8$ para unidades de arcilla o sílico-calceáreas
k_r	=	factor de corrección por absorción de la unidad en la mampostería inyectada. $k_r = 0.9$ para unidades de concreto, $k_r = 0.75$ para unidades de arcilla o sílico-calceáreas
R_m	=	parámetro definido por medio de la ecuación D.3.7-1
r	=	relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mampostería, adimensional

D.3.1 — ASPECTOS GENERALES

D.3.1.1 — REQUISITOS PARA LOS MATERIALES — Los materiales utilizados en las construcciones de mampostería estructural deben cumplir los requisitos de calidad especificados en el presente Capítulo. Este cumplimiento debe comprobarse mediante ensayos realizados sobre muestras representativas.

D.3.1.2 — ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES — Los ensayos de los materiales se deben realizar siguiendo los procedimientos establecidos en las normas técnicas colombianas NTC respectivas. A falta de ellas deben seguirse las normas correspondientes de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, mencionadas en el Reglamento. En D.2.3 se indican las normas adoptadas para el presente Título, las cuales hacen parte de él.

D.3.2 — CEMENTO Y CAL

D.3.2.1 — El cemento utilizado en la obra debe estar en condiciones apropiadas y debe corresponder en su tipo y clase a aquel sobre el cual se basan las dosificaciones del concreto y los morteros. Deben cumplirse las siguientes normas:

Cemento portland:	NTC 121 y NTC 321. Se permite el uso de cementos fabricados bajo las normas ASTM C150 y C595
Cemento para mampostería:	NTC 4050 (ASTM C91)
Cal viva:	NTC 4046 (ASTM C5)
Cal hidratada:	NTC 4019 (ASTM C270)

D.3.3 — ACERO DE REFUERZO

D.3.3.1 — El acero de refuerzo debe cumplir con los mismos requisitos del numeral C.3.5 de este Reglamento y debe ajustarse a las normas de producción y uso mencionadas allí. Al momento de la colocación debe estar limpio en la superficie, sin corrosión y figurado de acuerdo a los planos.

D-13

D.3.4 — MORTERO DE PEGA

D.3.4.1 — REQUISITOS GENERALES — Los morteros de pega utilizados en construcciones de mampostería deben cumplir la norma NTC 3329 (ASTM C270) y con lo especificado en la Tabla D.3.4-1. El mortero premezclado para pega de unidades de mampostería debe cumplir con la norma NTC 3356 (ASTM C1142). Los morteros de pega deben tener buena plasticidad, consistencia y ser capaces de retener el agua mínima para la hidratación del cemento y, además, garantizar su adherencia con las unidades de mampostería para desarrollar su acción cementante.

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad ⁽¹⁾			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa ⁽²⁾	Flujo en (%) ⁽³⁾	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada ⁽⁴⁾	Cemento para Mampostería ⁽⁷⁾	Arena/Material Cementante ⁽⁵⁾	
							Mín.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N ⁽⁶⁾	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

Notas:

- Solo para el diseño de mezclas de morteros en laboratorio, con base en los materiales que van a ser utilizados en obra. El control de morteros en obra se debe realizar de acuerdo con la norma NTC 3546 (ASTM C780).
- Ensayo de resistencia a la compresión a 28 días en cubos de 50 mm de lado
- Ensayo realizado según NTC 4050 (ASTM C91)
- Se puede utilizar cal hidratada en polvo tipo N o S.
- Para este cálculo no se incluye como cementante la cal.
- El mortero tipo N solo se permite en sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (DMI)
- El tipo de cemento para mampostería (M, S o N) será el mismo que el tipo de mortero de pega.

D.3.4.2 — DOSIFICACIÓN DEL MORTERO DE PEGA — La dosificación de los componentes de los morteros de pega debe basarse en ensayos previos de laboratorio o en experiencia de campo en obras similares y se clasifican como H, M, S o N de acuerdo con la dosificación mínima de sus componentes y con la resistencia a la compresión, según la tabla D.3.4-1. La denominación de morteros tipo H, M, S o N es exclusiva para morteros de pega de mampostería y no deberá emplearse para designar otros tipos de morteros. La resistencia a la compresión se mide a los 28 días sobre probetas tomadas en cubos de 50 mm de lado, o en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura. Los diferentes tipos de mortero deben cumplir con las condiciones mínimas de flujo inicial y retención de agua establecidos en la tabla D.3.4-1. Para cada uno de los tipos de mortero, en la tabla D.3.4-1 se indican dos alternativas de dosificación, una utilizando cemento portland y cal hidratada, y la otra utilizando cemento portland y cemento para mampostería. Puede emplearse cualquiera de las dos alternativas de dosificación, pero no se permiten dosificaciones que empleen simultáneamente cal hidratada y cemento de mampostería.

D.3.4.2.1 — Probetas cilíndricas — En caso de utilizarse probetas cilíndricas para ensayos de resistencia a compresión, sus resultados deben correlacionarse respecto a los obtenidos en cubos de 50 mm de lado que constituyen la referencia de la dosificación, y deben ensayarse de acuerdo con lo estipulado en la Norma NTC 3546 (ASTM C780).

D.3.4.3 — USO DE LA CAL — La cal que se utilice en la preparación del mortero debe ser cal hidratada y se debe verificar que ésta no sea perjudicial a ninguna de las propiedades especificadas.

D.3.4.4 — AGREGADOS — Los agregados para el mortero de pega deben cumplir la norma NTC 2240 (ASTM C144) y estar libres de materiales contaminantes o deleznales que puedan deteriorar las propiedades del mortero de pega.

D.3.4.5 — AGUA — El agua utilizada para el mortero de pega debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, alcoholes, sales, materias orgánicas u otras sustancias que puedan ser dañinas para el mortero o el

D-14

refuerzo embebido. Se debe cumplir con lo establecido en C.3.4 de este Reglamento.

D.3.4.6 — COLORANTES Y ADITIVOS — Los colorantes y aditivos que se utilicen en la preparación del mortero de pega deben someterse a la aprobación previa del supervisor técnico y debe demostrarse mediante realización de ensayos de laboratorio o evidencia confiable de obras similares, que no deterioran ninguna de las propiedades deseables del mortero ni de las unidades de mampostería, ni causan corrosión del refuerzo embebido.

D.3.4.7 — PREPARACIÓN EN OBRA — La preparación del mortero de pega con las dosificaciones establecidas previamente, debe hacerse utilizando mezcladoras mecánicas apropiadas en seco o con el agua de amasado suficiente para obtener la plasticidad requerida. Cuando se mezclen los componentes en seco, la adición de agua se debe realizar por el albañil hasta obtener la plasticidad y consistencia requeridas. El tiempo de mezclado debe ser el suficiente para obtener uniformidad sin segregación en la mezcla. La preparación manual sólo se admite para trabajos de obras menores no contempladas en A.1.6.1 de este Reglamento.

D.3.4.7.1 — Morteros mezclados en seco en obra — Los morteros de pega mezclados en seco en la obra deben usarse antes de que se inicie la hidratación del cemento por contacto con el agua natural de la arena. En ningún caso se pueden utilizar después de 2 horas y media de haber sido mezclados, excepto los morteros de larga vida.

D.3.4.7.2 — Morteros premezclados de larga vida — Los morteros premezclados de larga vida, deben utilizarse de acuerdo con las instrucciones y dentro del tiempo especificado por el fabricante. Debe verificarse mediante ensayos que estos morteros no presentan deterioro de sus propiedades al momento de utilizarse.

D.3.5 — MORTERO DE RELLENO

D.3.5.1 — REQUISITOS GENERALES — Los morteros de relleno utilizados en construcciones de mampostería deben cumplir la norma NTC 4048 (ASTM C476). Deben ser de buena consistencia y con fluidez suficiente para penetrar en las celdas de inyección sin segregación.

D.3.5.2 — DOSIFICACIÓN — La dosificación de los componentes de los morteros de relleno debe basarse en ensayos previos de laboratorio o con experiencia de campo en obras similares y su clasificación se debe basar en la dosificación mínima de sus componentes indicada en la tabla D.3.5-1. La resistencia, f'_{cr} , debe medirse a los 28 días sobre probetas tomadas en las celdas de las unidades huecas o en prismas de unidades dispuestas convenientemente, con uso de papel permeable que permita la transferencia de agua entre el mortero de relleno y las unidades de mampostería, impidiendo su adherencia. El procedimiento para la toma de muestras y el ensayo debe hacerse de acuerdo a la norma NTC 4043 (ASTM C1019). La resistencia a la compresión también puede medirse a los 28 días sobre probetas tomadas en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura, y deben ensayarse de acuerdo con lo estipulado en la Norma NTC 3546 (ASTM C780) para los morteros de relleno fino. El mortero de relleno grueso también se puede muestrear y ensayar según lo establecido en C.5.6.3.1 y C.5.6.3.2 de este Reglamento.

Tabla D.3.5-1
Clasificación y dosificación por volumen de los morteros de relleno

Tipo de Mortero	Cemento	Agregados/Cemento			
		Fino		Grueso (tamaño < 10 mm)	
	Portland	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Fino	1	2.25	3.5	-	-
Grueso	1	2.25	3.0	1.0	2.0

D.3.5.3 — VALOR MÁXIMO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN — La resistencia a la compresión del mortero de relleno medida a los 28 días, f'_{cr} , debe tener un valor máximo de 1.5 veces f'_m y un valor mínimo de 1.25 veces f'_m , pero en ningún caso la resistencia a la compresión a los 28 días puede ser inferior a 12.5 MPa.

D-15

D.3.5.4 — USO DE LA CAL — En caso de utilizarse cal, esta debe cumplir la norma NTC 4019 (ASTM C207) con una dosificación máxima del 10% del volumen de cemento.

D.3.5.5 — AGREGADOS — Los agregados para el mortero de relleno deben cumplir la norma NTC 4020 (ASTM C404) y estar libres de materiales contaminantes o deleznales que puedan deteriorar las propiedades del mortero de relleno.

D.3.5.6 — AGUA Y ADITIVOS — El agua y los aditivos empleados deben cumplir lo establecido en D.3.4.5 y D.3.4.6 en concordancia con C.3.4 y C.3.6 de este Reglamento.

D.3.5.7 — MEZCLADO Y TRANSPORTE — La preparación del mortero de relleno debe realizarse utilizando mezcladoras mecánicas apropiadas. El transporte desde el sitio de mezclado hasta el sitio de inyección debe garantizar la conservación de la consistencia y plasticidad de la mezcla.

D.3.6 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA

D.3.6.1 — TIPOS DE UNIDADES DE MAMPOSTERÍA — Las unidades de mampostería que se utilicen en las construcciones de mampostería estructural pueden ser de concreto, cerámica (arcilla cocida), sílico-calcáreas o de piedra. Según el tipo de mampostería estructural y según el tipo de refuerzo, las unidades pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o sólidas, de acuerdo con la posición normal de la pieza en el muro. Las unidades sólidas son aquellas cuyas cavidades ocupan menos de un 25% del volumen de la pieza.

D.3.6.2 — NORMAS DE PRODUCCIÓN Y CALIDAD — Todas las unidades de mampostería utilizadas en el diseño y la construcción de estructuras de mampostería deben cumplir con las siguientes normas:

D.3.6.2.1 — Unidades de concreto para mampostería

- (a) Las unidades (bloque) de perforación vertical portante de concreto para mampostería deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C90)
- (b) Las unidades portantes de concreto macizas (tolete) para mampostería, deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C55)
- (c) Las unidades de concreto para mampostería no estructural, deben cumplir con la norma NTC 4076 (ASTM C129)

D.3.6.2.2 — Unidades de arcilla para mampostería

- (a) Las unidades (bloque) de perforación vertical de arcilla para mampostería estructural deben cumplir con la norma NTC 4205-1 (ASTM C34)
- (b) Las unidades de arcilla macizas (tolete) para mampostería estructural deben cumplir con la norma NTC 4205-1 (ASTM C62, C652)
- (c) Las unidades de arcilla para mampostería no estructural deben cumplir con la norma NTC 4205-2 (ASTM C56, C212, C216).
- (d) Las unidades de arcilla de perforación horizontal para mampostería estructural deben cumplir con la norma NTC 4205-1 (ASTM C56, C212).
- (e) Las unidades de mampostería de arcilla cocida que se utilicen en fachadas deben cumplir con la norma NTC 4205-3.

D.3.6.2.3 — Unidades sílico-calcáreas para mampostería — Las unidades sílico-calcáreas para mampostería deben cumplir con la norma NTC 922 (ASTM C73).

D.3.6.3 — UNIDADES ESPECIALES — Para la construcción de elementos de mampostería como muros, vigas, etc., son indispensables unidades especiales, las cuales deben cumplir las especificaciones adoptadas para las unidades típicas del mismo material.

D.3.6.4 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA DE PERFORACIÓN VERTICAL — Las unidades de mampostería de perforación vertical (bloque) se pueden utilizar en las construcciones de mampostería estructural de todos los tipos clasificados en D.2.1. Pueden ser de concreto, arcilla o sílico-calcáreas. Se establecen, además, para este tipo de unidades los siguientes requisitos:

D-16

D.3.6.4.1 — Dimensiones de las celdas y las paredes — El área de las celdas verticales de la pieza de mampostería en posición normal, no puede ser mayor que el 65% del área de la sección transversal. Las celdas verticales u horizontales continuas en donde se coloque refuerzo no pueden tener una dimensión menor de 50 mm, ni menos de 3000 mm² de área. Las paredes externas e internas no pueden tener un espesor menor que el establecido en la tabla D.3.6-1.

Tabla D.3.6-1
Espesores mínimos de paredes en unidades (bloques)
de mampostería de perforación vertical (mm)

Esesor externo	Espesor mínimo de paredes exteriores		Esesor mínimo de tabiques transversales
nominal	sin perforaciones verticales secundarias	con perforaciones verticales secundarias	sin perforaciones verticales secundarias
80 ⁽¹⁾	20	30	20
100	20	30	20
120	22	32	20
150	25	35	25
200	30	40	25
250	35	45	30
300	40	50	30

Nota ⁽¹⁾: La unidad de 80 mm de espesor externo nominal sólo se permite en muros no estructurales y en las paredes laterales de mampostería de cavidad.

D.3.6.4.2 — Perforaciones secundarias — Las unidades de perforación vertical en arcilla cocida pueden tener perforaciones secundarias en las paredes, distintas a las celdas principales y paralelas a ellas. Las perforaciones en las paredes no pueden tener una dimensión transversal mayor de 20 mm ni pueden estar a menos de 10 mm del borde de la pared perforada.

D.3.6.5 — UNIDADES DE PERFORACIÓN HORIZONTAL — Las unidades de mampostería de perforación horizontal (bloque) sólo se pueden utilizar en los siguientes tipos de estructuras de mampostería clasificados en D.2.1: mampostería de muros confinados, mampostería de cavidad reforzada y mampostería reforzada externamente. También se pueden usar combinadas con unidades de perforación vertical, en edificaciones de uno y dos pisos del grupo de uso I para mampostería no reforzada y para mampostería parcialmente reforzada.

D.3.6.6 — UNIDADES MACIZAS DE MAMPOSTERÍA — Las unidades macizas de mampostería (tolete) sólo se pueden utilizar en los siguientes tipos de estructuras de mampostería clasificados en D.2.1: mampostería de muros confinados, mampostería de cavidad reforzada y mampostería reforzada externamente. También se pueden utilizar, combinadas con unidades de perforación vertical para mampostería parcialmente reforzada.

D.3.7 — DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA A LA COMPRESIÓN f'_m

D.3.7.1 — DETERMINACIÓN DE f'_m PREVIA A LA CONSTRUCCIÓN — El valor especificado para la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m , se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos:

- (a) Por medio de registros históricos D.3.7.3.
- (b) Por determinación experimental sobre muretes de prueba D.3.7.4.
- (c) Por medio de ensayos sobre materiales individuales D.3.7.5

D.3.7.1.1 — Aplicabilidad de los procedimientos — Los valores de f'_m definidos en esta sección que se basan en la calidad de los materiales, solo se pueden utilizar en el diseño previo a la construcción y no para control de calidad.

D-17

D.3.7.2 — ELABORACIÓN Y ENSAYO DE LOS MURETES — La elaboración y el ensayo de los muretes que se utilicen para la determinación de f'_m , deben llevarse a cabo de acuerdo con la norma NTC 3495 (ASTM E447); cumpliendo, además, con los siguientes requisitos:

D.3.7.2.1 — Requisitos de elaboración de los muretes — Los muretes deben elaborarse con los mismos materiales y bajo las mismas condiciones que se presenten en la estructura. El contenido de humedad de los materiales debe ser el mismo que se tiene en la estructura en el momento de construirse. La calidad de la mano de obra debe ser la misma que se va a utilizar en la construcción. Cuando en la construcción se coloca el mortero de pega solamente en las paredes laterales de las unidades de perforación vertical, los muretes deben elaborarse colocando mortero de pega sólo sobre las paredes laterales y sin mortero de pega en los tabiques transversales, incluyendo los terminales. Véase D.4.5.10.1 (b). Se deben elaborar muretes, tanto, con las celdas vacías, como muretes con las celdas rellenas, cuando especifique mampostería parcial o totalmente inyectada.

D.3.7.2.2 — Determinación del valor de f'_m — El valor de f'_m , para una muestra debe ser el promedio obtenido del ensayo de 3 muretes de igual procedencia, pero no debe ser mayor del 125 por ciento del menor valor obtenido en los ensayos.

D.3.7.2.3 — Área para determinación de los esfuerzos — El valor de cada ensayo se obtiene de dividir la carga última obtenida por el área neta de la mampostería que tiene el murete ensayado.

D.3.7.2.4 — Dimensiones de los muretes — Los muretes deben tener un mínimo de 300 mm de altura y una relación altura-ancho mayor o igual a 1.5 y menor o igual a 5. Los muretes de mampostería de bloque de perforación vertical deben tener al menos el largo de una pieza completa. Los muretes de otros tipos deben tener al menos 100 mm de largo. El ancho y el tipo de construcción deben ser representativos del tipo de mampostería que se va a utilizar en la construcción.

D.3.7.2.5 — Corrección por esbeltez — El valor de f'_m debe corregirse multiplicándolo por el factor de corrección por esbeltez del murete dado en la tabla D.3.7-1.

Tabla D.3.7-1
Factor de corrección por esbeltez para f'_m

Relación altura/espesor del murete	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Factor de corrección	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

D.3.7.2.6 — Curado de los muretes — Los muretes deben guardarse por siete días al aire a una temperatura de 21 grados centígrados, más/menos 5 grados, a una humedad relativa que exceda el 90 por ciento, y posteriormente a las mismas condiciones, pero con una humedad relativa que puede estar entre el 30 y el 50 por ciento, hasta su ensayo a los 28 días de la fabricación. Los muretes que se construyan a pie de obra deben guardarse bajo condiciones que les conserve la humedad por un lapso de 48 a 96 horas y después de este tiempo se pueden llevar al laboratorio.

D.3.7.2.7 — Refrentado y ensayo — Los muretes deben refrentarse y ensayarse bajo la norma NTC 3495 (ASTM E447).

D.3.7.3 — DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA DE f'_m — Cuando existan registros históricos confiables y suficientes de resultados de ensayos de muestras de muretes de construcciones anteriores realizadas con los materiales especificados para la obra, llevadas a cabo con similares procesos técnicos y de supervisión, en caso de que el coeficiente de variación de los resultados sea inferior o igual al 30%, se permite seleccionar el valor de f'_m con base en estos registros, según el número de resultados de ensayos registrados y de acuerdo con:

D.3.7.3.1 — Más de 30 ensayos históricos — Cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas, sea superior o igual a 30, se puede seleccionar f'_m como el 75% del valor promedio de los resultados del registro.

D.3.7.3.2 — Entre 10 y 30 ensayos históricos — Cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas sea de 10 a 30, se puede seleccionar f'_m como el 70% del valor promedio de los resultados del registro.

D.3.7.3.3 — Menos de 10 ensayos históricos — Cuando el número de pruebas registradas, con tres o más muretes por prueba, sea inferior a 10, no se pueden utilizar los registros históricos para la selección de f'_m .

D.3.7.4 — DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE f'_m — La resistencia especificada a la compresión de la mampostería f'_m , se puede determinar experimentalmente para los mismos materiales que se van a emplear, realizando ensayos sobre muretes preliminares a la obra, de acuerdo con lo indicado en el numeral D.3.7.2, exceptuando el número de muretes por muestra, los cuales deben ser los indicados a continuación:

D.3.7.4.1 — Más de 30 ensayos previos a la obra — Cuando el número de muretes ensayados sea superior o igual a 30, f'_m se puede tomar como el 85% del valor promedio de los ensayos realizados.

D.3.7.4.2 — Entre de 10 y 30 ensayos previos a la obra — Cuando el número de muretes ensayados sea superior a 10 e inferior a 30, f'_m se puede tomar como el 80% del valor promedio de los ensayos.

D.3.7.4.3 — Menos de 10 ensayos previos a la obra — Cuando el número de muretes ensayados sea inferior a 10 pero no menor de 3, f'_m se puede tomar como el 75% del valor promedio de los ensayos.

D.3.7.5 — VALOR DE f'_m BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES — Cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de f'_m , se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left(\frac{2h}{75 + 3h} \right) f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75 + 3h} \right) f'_{cp} \leq 0.8 f'_{cu} \quad (D.3.7-1)$$

$$f'_m = 0.75 R_m \quad (D.3.7-2)$$

Los valores empleados en la ecuación D.3.7-1 deben indicarse en los planos estructurales y controlarse en la obra de acuerdo con lo establecido en la sección D.3.8, pero esto no exime de la obligación de comprobar el valor de f'_m por medio de muretes como lo indica la sección D.3.8.1.4.

D.3.7.6 — VALOR DE f'_m CUANDO LAS CELDAS SE INYECTAN CON MORTERO DE RELLENO, BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES — En la mampostería de cavidad reforzada o de perforación vertical, inyectada con mortero de relleno, se puede obtener el valor de f'_m de la siguiente forma:

$$f'_m = 0.75 [r R_m + 0.9k_r (1 - r) f'_{cr}] \leq 0.94 R_m \quad (D.3.7-3)$$

D.3.8 — EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

D.3.8.1 — FRECUENCIA DE MUESTREO Y ENSAYOS — El número de pruebas y su frecuencia deben ser como mínimo los siguientes:

D.3.8.1.1 — Mortero de pega — Para el mortero de pega debe realizarse por lo menos un ensayo de resistencia a la compresión (promedio de 3 probetas) por cada doscientos (200) metros cuadrados de muro o por cada día de pega. Igualmente se debe verificar con frecuencias semanales las condiciones de plasticidad y retención de agua de los morteros de pega usados en la obra.

D.3.8.1.2 — Mortero de relleno — Para el mortero de relleno se debe realizar al menos un ensayo de resistencia a la compresión (promedio de 3 probetas) por cada diez (10) metros cúbicos de mortero inyectado o por cada día de inyección.

D.3.8.1.3 — Unidades de mampostería — Para las unidades de mampostería se deben realizar los ensayos establecidos de absorción inicial, absorción total, estabilidad dimensional y resistencia a la compresión de por lo menos cinco (5) unidades por cada lote de producción hasta de 5000 unidades o menos, y no menos de una unidad por cada doscientos (200) metros cuadrados de muro construido.

D.3.8.1.4 — Muretes — La resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m , debe verificarse mediante el ensayo de al menos tres (3) muretes por cada quinientos (500) metros cuadrados de muro o fracción, realizados con los materiales y procedimientos empleados en obra. Para unidades de perforación vertical debe medirse el efecto del mortero de relleno en la resistencia de la mampostería, mediante ensayos adicionales de muretes inyectados con mortero, en la cantidad y frecuencia apropiadas, a juicio del supervisor técnico, de acuerdo con lo establecido en el Título I, pero en ningún caso en cantidad inferior al 50% del total de especímenes ensayados. Deben tomarse y ensayarse muretes para todos los tipos de unidades utilizadas.

D.3.8.1.5 — Acero de refuerzo — La calidad del acero de refuerzo se debe comprobar de acuerdo con los requisitos de C.3.5.10.

D.3.8.2 — CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y RECHAZO — Deben aplicarse los siguientes criterios para aceptar la calidad de la mampostería:

D.3.8.2.1 — Resistencia mínima — La calidad de la mampostería se considera satisfactoria si se cumplen simultáneamente que el promedio de los resultados de resistencia a la compresión de los morteros de pega, morteros de relleno, unidades y muretes es mayor o igual a la resistencia especificada, y ningún valor individual es inferior al 80% de la resistencia especificada.

D.3.8.2.2 — Medidas correctivas — Si no se cumple uno o varios de los requisitos anteriores deben tomarse de inmediato las medidas necesarias para aumentar el promedio de las subsiguientes evaluaciones de resistencia.

D.3.8.2.3 — Resultados de resistencia bajos — Si algún resultado individual de resistencia a la compresión de los morteros de pega, morteros de relleno, unidades y muretes es inferior al 80% del valor especificado deben tomarse las medidas necesarias para asegurar que la capacidad de carga de la estructura no se haya comprometido. En caso de confirmarse que la mampostería es de baja resistencia y si los cálculos indican que la capacidad de soportar carga de la estructura se ha reducido significativamente se puede apelar al ensayo de extracción de porciones cortadas de los muros afectados. En tal caso deben tomarse 3 porciones por cada lote afectado. La dimensión mínima de los muretes extraídos debe cumplir con lo especificado en D.3.7.2.4. La resistencia promedio de las porciones cortadas debe ser por lo menos igual al 80% de la resistencia especificada.

D.3.8.2.4 — Pruebas de carga — Si los criterios de D.3.8.2.3 no se cumplen y si la seguridad estructural permanece en duda, el supervisor técnico puede ordenar que se hagan pruebas de carga como las descritas en el Capítulo C.20 para la parte dudosa de la estructura.

CAPÍTULO D.4 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

D.4.0 — NOMENCLATURA

d_b	=	diámetro de la barra, mm.
f_y	=	resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
f'_m	=	resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
$\sqrt{f'_m}$	=	raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
	=	longitud de desarrollo requerida para el refuerzo, mm.
K	=	recubrimiento del refuerzo medido desde el extremo exterior de la unidad de mampostería, mm.
ϕ	=	coeficiente de reducción de resistencia, dado en el Capítulo D.5

D.4.1 — ALCANCE

D.4.1.1 — ALCANCE DE LOS REQUISITOS CONSTRUCTIVOS — Los requisitos constructivos para edificaciones de mampostería estructural que se dan en el presente Capítulo cubren los diferentes sistemas de mampostería estructural. Cuando los requisitos son propios de un solo sistema de mampostería se indica en el texto para cual de ellos es aplicable. Si no se hace esta advertencia se entiende que el requisito es obligatorio para todos los tipos de mampostería estructural. En el Título E se dan requisitos especiales para casas de uno y dos pisos construidas con mampostería confinada.

D.4.2 — DETALLES DEL REFUERZO

D.4.2.1 — EMBEBIDO DEL REFUERZO — Todo refuerzo que se emplee en los diferentes tipos de mampostería estructural debe estar embebido en concreto, mortero de relleno o mortero de pega, y debe estar localizado de tal manera que se cumplan los requisitos de recubrimiento mínimo, anclaje, adherencia, y separación mínima y máxima con respecto a las unidades de mampostería y a otros refuerzos.

D.4.2.2 — DIÁMETROS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PERMITIDOS PARA EL REFUERZO — Los refuerzos que se empleen en la mampostería estructural deben cumplir los siguientes diámetros mínimos y máximos:

D.4.2.2.1 — Refuerzo longitudinal en celdas y cavidades que se inyectan — El refuerzo longitudinal que se coloca dentro de celdas de unidades de perforación vertical, celdas de unidades especiales tipo viga o cavidades que posteriormente se inyectan con mortero debe cumplir los siguientes requisitos:

- (a) El diámetro mínimo es N° 3 (3/8") o 10M (10 mm).
- (b) Para muros con espesor nominal de 200 mm o más no puede tener un diámetro mayor que N° 8 (1") ó 25M (25 mm).
- (c) Para muros de menos de 200 mm de espesor nominal no puede tener un diámetro mayor que N° 6 (3/4") ó 20M (20 mm).
- (d) El diámetro no puede exceder 1/3 de la menor dimensión libre de la celda.

D.4.2.2.2 — Refuerzo de junta — El refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero de pega debe cumplir los siguientes requisitos:

- (a) El diámetro debe ser mínimo 4 mm.
- (b) El diámetro no puede exceder la mitad del espesor del mortero de pega.

D.4.2.2.3 — Refuerzo longitudinal y transversal en elementos de confinamiento — Los diámetros mínimos y máximos que debe cumplir el refuerzo longitudinal y transversal en los elementos de confinamiento de la mampostería confinada deben consultarse en el Capítulo D.10.

D.4.2.2.4 — Refuerzo longitudinal y transversal en elementos de concreto reforzado dentro de la mampostería — Los diámetros mínimos y máximos que debe cumplir el refuerzo longitudinal y transversal en los elementos de concreto reforzado embebidos o usados en combinación con la mampostería estructural, excepto los elementos de confinamiento de la mampostería confinada, deben cumplir lo especificado en el Título C del Reglamento, para el mismo grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico (DES, DMO, o DMI) del sistema de mampostería estructural.

D.4.2.3 — LÍMITES PARA LA COLOCACIÓN DEL REFUERZO — Se establecen los siguientes límites respecto a la colocación del refuerzo en la mampostería estructural:

D.4.2.3.1 — Número de barras por celda vertical — En la mampostería de unidades de perforación vertical solo debe colocarse una barra de refuerzo vertical por celda. Cuando la dimensión menor de la celda sea mayor de 140 mm se permite colocar dos barras por celda siempre y cuando su diámetro no sea mayor de N° 5 (5/8") ó 16M (16 mm).

D.4.2.3.2 — Barras en paquete — Cuando se permiten dos barras por celda en la mampostería de unidades de perforación vertical, las barras pueden ser colocadas en paquete y en contacto para actuar como una unidad. Los puntos de corte de las barras individuales de un paquete deben estar espaciados como mínimo 40 veces el diámetro de la barra.

D.4.2.3.3 — Distancia entre la barra y el borde interior de la celda — El espesor de mortero de relleno entre el refuerzo y la unidad de mampostería no debe ser menor de 6.5 mm para mortero fino o 13 mm para mortero grueso.

D.4.2.3.4 — Mampostería confinada — En la mampostería de muros confinados el número de barras y la cantidad de refuerzo depende de la sección y del tipo de elemento diseñado para confinamiento. Los requisitos adicionales de construcción de este sistema se definen en el Capítulo D.10.

D.4.2.4 — RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO — La distancia de recubrimiento de las barras de refuerzo en mampostería de unidades de perforación vertical o mampostería de cavidad reforzada, es la siguiente:

D.4.2.4.1 — Recubrimiento de barras colocadas en celdas — Las barras de refuerzo deben tener un recubrimiento, incluyendo el mortero de relleno y la pared de la unidad de mampostería, no menor de lo siguiente:

- (a) Para mampostería expuesta al contacto con la tierra o intemperie: 50 mm para barras mayores a N° 5 (5/8") o 16M (16 mm) o 40 mm para barras menores o iguales a N° 5 (5/8") o 16M (16 mm).
- (b) Para mampostería no expuesta al contacto con la tierra o intemperie: 40 mm

D.4.2.4.2 — Recubrimiento del refuerzo de junta — El refuerzo horizontal colocado en las juntas de pega debe estar completamente embebido en mortero con un recubrimiento mínimo de 12 mm cuando la mampostería está en contacto con la tierra o intemperie, o 6 mm cuando no se encuentra en contacto con la tierra o intemperie. El refuerzo horizontal debe protegerse con productos anticorrosivos cuando la mampostería esté en contacto con la tierra o agua permanente.

D.4.2.5 — DESARROLLO DEL REFUERZO EMBEBIDO EN MORTERO DE RELLENO

D.4.2.5.1 — Generalidades — La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección, debe ser desarrollada a cada lado de la sección mediante la longitud de desarrollo, gancho, anclaje mecánico o una combinación de los mismos.

D.4.2.5.2 — Longitud de desarrollo — La longitud de desarrollo, ℓ_d , para barras corrugadas embebidas en mortero de relleno en tracción o en compresión, debe ser determinada por la ecuación D.4.2-1. Para barras lisas la longitud de desarrollo se debe tomar como el doble de la obtenida para barras corrugadas.

$$\ell_d = \frac{1.5 d_b^2 f_y}{K \sqrt{f'_m}} \geq 300 \text{ mm} \quad (\text{D.4.2-1})$$

K es el recubrimiento del refuerzo medido desde el extremo exterior de la unidad de mampostería, y no debe exceder del espaciamiento libre entre empalmes de refuerzo adyacentes, ni de $5d_b$.

D.4.2.5.3 — Longitud de empalme por traslazo — La longitud de empalme por traslazo se debe tomar igual a la longitud de desarrollo, ℓ_d . Las barras unidas por medio de empalmes por traslazo que no estén en contacto, no deben estar espaciadas transversalmente más de una quinta parte de la longitud requerida de traslazo ni más de 200 mm.

D.4.2.5.4 — Empalmes mecánicos o soldados — Los empalmes mecánicos o soldados deben ser capaces de resistir por lo menos 1.25 veces el f_y de la barra. Todas las soldaduras deben cumplir la norma NTC 4040 (ANSI/AWS D.1.4).

D.4.2.6 — DESARROLLO DEL REFUERZO EMBEBIDO EN CONCRETO — El desarrollo del refuerzo anclado o embebido en concreto, se rige por los requisitos del Título C del Reglamento. Este es el caso de barras de empalme ancladas en los elementos de la cimentación o de barras de elementos de concreto reforzado embebidos dentro de la mampostería o trabajando en combinación con ella.

D.4.2.7 — GANCHOS ESTÁNDAR — El término gancho estándar usado en esta sección significa:

- (a) Un doblez de 180 grados más una extensión recta de al menos 4 veces el diámetro de la barra pero no menor de 64 mm en el extremo libre de la barra.
- (b) Un doblez de 90 grados más una extensión recta de al menos 12 veces el diámetro de la barra en el extremo libre de la barra.
- (c) Un doblez de 135 grados más una extensión recta de al menos 6 veces el diámetro de la barra en el extremo libre de la barra.

D.4.2.8 — DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLAMIENTO PARA BARRAS DE REFUERZO — El diámetro mínimo de doblamiento medido por el lado interior de las barras del refuerzo no debe ser menor que los valores especificados en la tabla D.4.2-1.

Tabla D.4.2-1
Diámetros de doblamiento para barras de refuerzo

Diámetro (d_b)	f_y	Diámetro mínimo
N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a N° 7 (7/8") ó 22M (22 mm)	240 MPa	$5d_b$
N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a N° 8 (1") ó 25M (25 mm)	420 MPa	$6d_b$

D.4.3 — ACTIVIDADES PRELIMINARES A LA CONSTRUCCIÓN

D.4.3.1 — ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES — Todos los materiales de la obra deben almacenarse de manera que permanezcan protegidos contra deterioro anormal o contaminación y deben utilizarse en los tiempos previstos. Materiales que presenten deterioro de sus propiedades físicas por debajo de las especificadas, deben rechazarse.

D.4.3.2 — ALMACENAMIENTO DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA — En el sitio de la obra debe ubicarse un espacio destinado al almacenamiento de las unidades de mampostería, preferiblemente cubierto y ventilado, con acceso externo e interno.

D.4.3.3 — LUGAR PARA LA TOMA Y ALMACENAMIENTO DE MUESTRAS — En la obra debe ubicarse un espacio para la toma de muestras de los distintos materiales especificados, un espacio apropiado para su curado y almacenamiento en las condiciones previstas en las normas respectivas.

D.4.4 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES

D.4.4.1 — GENERAL — Las características propias de las cimentaciones para mampostería estructural, obedecen a las condiciones del suelo de cimentación y del proyecto en sí mismo. Su diseño y construcción se debe ajustar a lo dispuesto en este Reglamento en el Título C y en el Título H.

D.4.4.2 — ANCLAJE EN LA CIMENTACIÓN DEL REFUERZO DE LOS MUROS — Todos los refuerzos verticales de los muros estructurales deben quedar anclados de acuerdo con lo establecido en el Título C de este Reglamento en el sistema de cimentación, mediante barras de empalme que sobresalgan la longitud necesaria para realizar el traslape, fijadas a la armadura del cimiento, de tal manera que los desplazamientos en el proceso de compactación y vaciado del concreto de cimentación estén dentro de las tolerancias establecidas en el numeral D.4.4.3.

D.4.4.3 — TOLERANCIA DE LOCALIZACIÓN DEL REFUERZO DE EMPALME CON EL MURO — La tolerancia de colocación longitudinal y transversal de la barra de empalme debe ser como máximo una cuarta parte de la dimensión de la celda en cada sentido. En caso de que se exceda esta tolerancia, la posición de la barra de empalme se puede corregir con inclinación suave 1H:6V. Se prohíbe la corrección brusca de la posición de la barra de empalme, y el corte de tabiques de las unidades de mampostería.

D.4.4.4 — VACIADO DE LOS ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN — El vaciado de los elementos estructurales de la cimentación debe realizarse con la aprobación previa del supervisor técnico. Las juntas de vaciado deben ser verticales y estar ubicadas en el tercio central entre los vanos libres de muros.

D.4.4.5 — ALINEAMIENTO HORIZONTAL — Los entramados y losas de cimentación deben alinearse y nivelarse por la cara superior, buscando alturas modulares de los muros.

D.4.4.6 — CORRECCIÓN DEL ALINEAMIENTO DEL CIMIENTO — Terminado el vaciado de la cimentación deben verificarse los alineamientos de la misma y las posiciones finales de las barras de empalme. Las diferencias verticales de alineamiento se pueden corregir de la siguiente forma:

- (a) Si el error en el nivel superior de la cimentación es inferior a 25 mm, éste se puede corregir repartiendo en las juntas de pega del primer tramo teniendo en cuenta las tolerancias de la tabla D.4.2-2.
- (b) Si el error en el nivel superior de la cimentación es mayor de 25 mm, se puede corregir el alineamiento con un realce en concreto reforzado de tal manera que se garantice su funcionamiento monolítico con el cimiento.

D.4.5 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA

D.4.5.1 — GENERAL — Los requisitos constructivos establecidos en esta sección son fundamentalmente para muros de mampostería hechos con unidades de perforación vertical. Para otros sistemas de mampostería estructural se establecen requisitos constructivos especiales adicionales:

- (a) Para mampostería de cavidad reforzada en la Sección D.6.5.
- (b) Para mampostería de muros confinados en la Sección D.10.8

D.4.5.2 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA — Los siguientes requisitos de construcción deben cumplirse en forma adicional a lo establecido en D.3.6.

D.4.5.2.1 — Estado de las unidades previo a su colocación — Al momento de colocarse las unidades de mampostería, deben estar limpias y libres de imperfecciones que afecten negativamente las propiedades mecánicas o físicas del muro. Las unidades de arcilla cocida que excedan una tasa inicial de absorción de 0.15 gramos por minuto por cm² determinada según la norma NTC 4017 (ASTM C67), deben humedecerse convenientemente antes de colocarlas. Para valores de tasa inicial de absorción mayores de 0.25 gramos por minuto por cm² deben humedecerse las unidades durante 24 horas previas a la colocación. Todas las unidades deben colocarse sin exceso de agua en sus superficies, la cual debe ser removida mediante frote con un paño seco. Las unidades de concreto siempre deben colocarse secas.

D.4.5.2.2 — Unidades especiales — La configuración del muro y de los refuerzos, así como las juntas de control, los remates, los dinteles, antepechos, etc., requieren de unidades especiales que deben estar disponibles al momento de la colocación.

D-24

D.4.5.3 — MORTERO DE PEGA — Debe cumplir con los requisitos de D.3.4.

D.4.5.4 — MORTERO DE INYECCIÓN — Debe cumplir con los requisitos en D.3.5.

D.4.5.5 — ACERO DE REFUERZO — El acero de refuerzo debe cumplir con los requisitos de C.3.5, y además con las siguientes disposiciones:

D.4.5.5.1 — Estado de la superficie del refuerzo — El refuerzo debe tener la superficie limpia de grasas, arcillas y demás sustancias perjudiciales. No debe presentar corrosión, aunque puede permitirse, a juicio del supervisor técnico, la oxidación superficial.

D.4.5.5.2 — Dimensiones — Todo refuerzo debe cumplir con las dimensiones, figuración y ubicación indicadas en los planos.

D.4.5.5.3 — Doblado de refuerzo parcialmente embebido — No se permite realizar dobleces al acero de refuerzo que ya esté parcialmente embebido en el mortero o en el concreto; excepto en los conectores flexibles los cuales pueden doblarse y en las barras de empalme cuando se cumple lo indicado en D.4.4.3.

D.4.5.6 — TUBERÍAS EMBEBIDAS — Se pueden embeber tuberías en los muros de mampostería siempre y cuando se coloquen en celdas no inyectadas y que tengan un diámetro inferior a la menor dimensión de la celda.

D.4.5.6.1 — Regatas — Se prohíbe la colocación de tuberías en los muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical mediante regatas.

D.4.5.6.2 — Salidas a la superficie del muro — Las salidas de sistemas de instalaciones interiores que empleen tuberías embebidas deben ubicarse en unidades especialmente diseñadas para este propósito.

D.4.5.6.3 — Tuberías embebidas en celdas inyectadas — Se pueden colocar tuberías embebidas en los muros de mampostería inyectada en los siguientes casos:

- (a) Cuando conducen líquidos a temperatura inferior a 65°C.
- (b) Cuando estén sometidas a presión inferior a 0.4 MPa.
- (c) Cuando el líquido que contengan no pueda congelarse bajo la temperatura de servicio.
- (d) Cuando el diámetro individual o del paquete de tuberías sea inferior a la tercera parte del espesor del muro.
- (e) Cuando el material de fabricación no reaccione nocivamente con el mortero de relleno.
- (f) Cuando en la celda no exista una barra.

En ningún caso se permiten tuberías que ocupen más del 5% del área transversal del muro. Además, deben estar separadas más de 5 diámetros de la tubería centro a centro y no se pueden colocar en celdas adyacentes.

D.4.5.7 — APAREJO DE PETACA — Se prohíbe el uso de aparejo de petaca en muros estructurales. Se admite su uso solamente en machones y columnas aisladas.

D.4.5.8 — APAREJO TRABADO — El patrón de colocación en aparejo trabado debe permitir continuidad en las celdas verticales que se inyectan con mortero de relleno.

D.4.5.9 — JUNTAS DE CONTROL — Deben proveerse juntas de control en los muros para permitir los movimientos relativos previstos en la construcción, en los siguientes sitios:

- (a) En donde la altura del muro cambia de manera apreciable.
- (b) En cambios de espesor en la longitud del muro.
- (c) Cuando esté previsto así su funcionamiento en el diseño.
- (d) En empates con elementos estructurales de función diferente y no integrados a la función del muro.
- (e) En donde haya juntas de control en la fundación, en las losas ó en las cubiertas.
- (f) En antepechos de ventanas cuando así se haya previsto.

D.4.5.9.1 — Distancia entre juntas de control — La distancia máxima entre juntas de control es de 8 metros. Esta distancia entre juntas de control puede aumentarse en caso de que haya evidencia técnica que

D-25

lo permita.

D.4.5.9.2 — Configuración de la junta de control — La junta de control se configura con las unidades de mampostería apropiadas para tal función. En ausencia de las unidades especiales para junta, ésta debe estar diseñada y detallada en los planos de construcción. En todos los casos se debe garantizar que no haya movimiento diferencial en la dirección transversal, entre los muros separados por la junta.

D.4.5.10 — CONSTRUCCIÓN DEL MURO — El muro debe levantarse siguiendo el patrón de colocación de las unidades, con la metodología apropiada al rendimiento de la mano de obra, sin perjuicio del cumplimiento de las disposiciones de este Reglamento ó de la condición de adherencia del mortero con las unidades de mampostería. Las tolerancias para alineamiento del muro se establecen en la tabla D.4.2-2.

D.4.5.10.1 — Mortero de pega — Debe colocarse mortero de pega en todas las juntas entre piezas de mampostería con los siguientes requisitos especiales:

- En las juntas horizontales de las unidades de perforación vertical, debe colocarse mortero de pega sobre las paredes laterales de la unidad y sobre sus tabiques transversales.
- Alternativamente, en las juntas horizontales se permite la colocación del mortero de pega solamente sobre las paredes laterales de la unidad, siempre y cuando la comprobación del valor de f_{tm} , requerida en D.3.8, se realice sobre muretes que sólo tienen mortero de pega sobre las paredes laterales de la unidad de mampostería y este requisito se indique claramente en los planos.
- En las juntas verticales de las unidades de perforación vertical, en las paredes laterales de la unidad.
- Cuando se utilicen piezas macizas o bloques de perforación horizontal, el mortero de pega debe colocarse en todo el ancho del muro en las juntas verticales y horizontales.
- El avance del mortero de pega debe ser tal que al momento de colocar las unidades no se haya reducido la plasticidad del mortero colocado.
- El espesor máximo de las juntas de pega debe ser de 10 mm con las tolerancias establecidas en la Tabla D.4.2-2.

D.4.5.10.2 — Ventanas de inspección y limpieza — Deben dejarse ventanas de inspección y limpieza en la base de los muros en cada celda que se vaya a inyectar y a distancia no mayor de 1.0 metro en mampostería de cavidad. Cumpliendo los siguientes requisitos:

- Las dimensiones de las ventanas no deben ser menores de 75 mm x 75 mm, ni mayores de 100 mm x 100 mm.
- Cuando se hagan inyecciones parciales en altura no se requiere el uso de ventana de inspección si la porción de muro de inyectar no supera 1.4 metros.
- Se deben retirar las rebabas internas y externas de la junta de pega.

Tabla D.4.2-2
Tolerancias constructivas para muros de mampostería

Elemento	Tolerancia
1. Dimensiones de elementos (sección o elevación)	- 6 mm + 12.5 mm
2. Junta de mortero (10 mm)	- 4 mm + 4 mm
3. Cavidad ó celda de inyección	- 6 mm + 9 mm
4. Variación del nivel de junta horizontal Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12.5 mm
5. Variación de la superficie de apoyo (cara superior del muro) Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
6. Variación del plomo del muro Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
7. Variación del alineamiento longitudinal Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
8. Tolerancia de elementos en planta Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 20 mm
9. Tolerancia de elementos en elevación Máximo	± 6 mm/piso ± 20 mm

D.4.5.11 — COLOCACIÓN DEL REFUERZO HORIZONTAL — El refuerzo horizontal en muros de mampostería de unidades de perforación vertical puede colocarse de dos maneras diferentes según su función:

D.4.5.11.1 — Refuerzo horizontal de junta — Este refuerzo se emplea principalmente para el control de la fisuración por efectos de cambios de temperatura y retracción de fraguado. Se coloca dentro de las juntas horizontales de pega, cumpliendo los siguientes requisitos:

- Este refuerzo puede tenerse en cuenta para efecto de resistencia a los esfuerzos cortantes contribuidos por el refuerzo.
- El área del refuerzo de junta puede tenerse en cuenta en el cumplimiento de las cuantías mínimas de refuerzo horizontal del muro.
- El refuerzo de las juntas de mortero no debe atravesar las juntas de control. Debe anclarse mediante un gancho estándar doblado sobre el refuerzo vertical en cada extremo del muro y antes de la junta de control.

D.4.5.11.2 — Elementos embebidos para colocación del refuerzo horizontal — En los muros de mampostería de unidades de perforación vertical, el refuerzo horizontal que se coloca para resistir esfuerzos cortantes, y en aquellos casos en que no se puede colocar refuerzo de junta, se debe localizar dentro de unidades de mampostería especiales, de acuerdo con los siguientes requisitos:

- Las unidades especiales exteriormente deben tener la misma apariencia de las unidades de perforación vertical empleadas en el resto del muro.
- Las unidades especiales deben tener tabiques transversales de menor altura para permitir la colocación del refuerzo horizontal.
- La cavidad horizontal que forma se debe inyectar con mortero de relleno para embeber el refuerzo horizontal, llevándola hasta la parte superior de la unidad especial.
- Antes de asentar las unidades especiales, colocando un ángulo, o malla metálica, o por medio de otro procedimiento apropiado, se debe impedir que el mortero de relleno caiga dentro de las celdas verticales que no se inyectan; sin afectar el paso del mortero de relleno en las celdas verticales que se van a inyectar.
- El refuerzo horizontal que se coloca dentro de la celda que producen las unidades especiales debe cumplir los mismos requisitos de diámetros máximos y mínimos del refuerzo que se coloca en las celdas verticales.
- El refuerzo horizontal que se coloca dentro de la celda debe terminar en sus extremos en un gancho estándar. El gancho puede tener su extensión libre colocada hacia arriba, hacia abajo, u horizontal, teniendo cuidado de no obstruir las operaciones de inyección del mortero de relleno. Cuando el refuerzo termina en vigas o en columnas, debe quedar totalmente anclado allí.

D.4.5.12 — COLOCACIÓN DEL REFUERZO VERTICAL — La colocación de los refuerzos y su disposición, deben tener en cuenta los siguientes requisitos, además de lo especificado en D.4.2

D.4.5.12.1 — Tolerancias — La colocación del refuerzo debe cumplir las tolerancias siguientes:

- Tolerancia transversal: La cuarta parte de la dimensión transversal de la celda.
- Tolerancia longitudinal: La cuarta parte de la dimensión longitudinal de la celda.

D.4.5.12.2 — Localización de las barras en la celda — Las barras verticales deben colocarse preferiblemente en el centro de la celda.

D.4.5.12.3 — Empalmes — En la zona de empalme, las barras traslapadas pueden estar en contacto mediante posicionadores, o pueden estar separadas una distancia no menor de 25 mm. Se puede empalmar refuerzo entre celdas adyacentes, siempre y cuando ambas celdas estén completamente inyectadas de mortero de relleno.

D.4.5.12.4 — Sujeción del refuerzo — Antes de la inyección del mortero, el refuerzo debe asegurarse contra desplazamientos, mediante posicionadores de alambre o dispositivos similares.

D.4.5.12.5 — Cambios — El cambio de posición o de dimensión del refuerzo sólo puede ser autorizado por el responsable del diseño estructural o su delegado.

D.4.6 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA EL MORTERO DE RELLENO

D.4.6.1 — PREPARACIÓN DEL MORTERO DE RELLENO — El mortero de relleno preparado en el sitio se debe mezclar durante un período entre 3 y 10 minutos en equipo mecánico, con la cantidad de agua requerida para la trabajabilidad deseada.

D.4.6.2 — FLUIDEZ — Al momento de la colocación del mortero de relleno, éste debe presentar las condiciones de fluidez requeridas sin que se haya iniciado endurecimiento por hidratación del cemento, de manera que el mortero de relleno fluya sin segregación por los espacios a inyectar.

D.4.6.3 — INYECCIÓN DEL MORTERO — El mortero de relleno se debe colocar directamente con bomba o manualmente con embudo, teniendo la precaución de que todo el espacio inyectado quede homogéneo y compacto, buscando vinculación íntima entre el mortero de relleno y las unidades de mampostería.

D.4.6.3.1 — Altura de inyección — La altura máxima de inyección se determinará teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- (a) Distancia entre traslapes del refuerzo vertical.
- (b) Condición resistente de las unidades de mampostería a la presión hidrostática del mortero de relleno.
- (c) Altura de inyección en un día con intervalos máximos de una hora.
- (d) Tamaño del espacio a inyectar según altura de inyección (tabla D.4.6-1).

Tabla D.4.6-1
Altura máxima de inyección según el tamaño del espacio de inyección

Altura de Inyección		Dimensiones mínimas de celda requerida ⁽¹⁾	Dimensión mínima de cavidad ^{(2) (3)}
Mortero Fino	Mortero Grueso	(mm)	(mm)
0.4 m	-	40 x 50	25
1.2 m	0.4 m	50 x 60	38
1.5 m	1.2 m	50 x 75	50
3.0 m	1.5 m	60 x 75	60
-	3.0 m	75 x 75	75

(1) Espacio libre entre rebabas internas.

(2) Se refiere al espacio entre muros en la mampostería de cavidad reforzada.

(3) El área del refuerzo no ocupará más del 6% del área de la cavidad.

D.4.6.3.2 — Suspensión de la inyección — Cuando el proceso de inyección se suspenda por más de una hora, debe iniciarse un nuevo vaciado del mortero de relleno con las precauciones anotadas, como ventanas de inspección, etc.

D.4.6.3.3 — Inyección parcial — Es conveniente proveer de controles laterales de flujo al mortero de relleno cuando la inyección del muro es parcial. Para tal efecto se pueden rellenar con arena las celdas seleccionadas como barrera, o utilizar otro mecanismo apropiado al efecto.

D.4.6.3.4 — Juntas entre inyecciones de mortero — La junta de vaciado entre etapas de inyección debe hacerse al mismo nivel con un mínimo de 40 mm por debajo de una junta de mortero de pega.

D.4.6.4 — COMPACTACIÓN — El mortero de relleno debe compactarse adecuadamente con vibrador o barra lisa en porciones de 300 mm de altura o menos. En las celdas donde exista refuerzo vertical, se puede realizar la compactación haciendo vibrar la barra del refuerzo.

D.4.6.4.1 — Recompactación — Cuando se coloque el mortero de relleno en porciones de más de 300 mm de altura y pasado un tiempo prudencial de unos 5 minutos, es necesario recompactar el mortero de relleno colocado para garantizar la adherencia con las unidades, por la reducción de volumen que sufre el mortero al perder el agua succionada por las unidades. Alternativamente puede usarse un aditivo de expansión de volumen en el mortero de relleno.

D.4.7 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA LOSAS DE ENTREPISO

D.4.7.1 — ACCIÓN COMO DIAFRAGMA — Las losas de entrepiso utilizadas en las construcciones de mampostería estructural deben cumplir los requisitos para diafragma de A.3.6.8 y C.21.11 de este Reglamento.

D.4.7.1.1 — Diafragmas flexibles — Los diafragmas flexibles que no cumplan los requisitos indicados en esta sección, se pueden utilizar en edificaciones de 1 y 2 niveles del grupo de uso I cumpliendo los requisitos de control de desplazamientos y distribución especial de cargas laterales dados en el Título A.

D.4.7.2 — APOYO DE LOS ELEMENTOS DEL ENTREPISO — Los elementos de la losa del entrepiso que se apoyan directamente sobre los muros deben quedar suficientemente soportados durante la construcción y vinculados adecuadamente en forma permanente a los muros.

D.4.7.3 — VOLCAMIENTO DE LA HILADA DE APOYO - Se debe garantizar que el apoyo de la losa no cause volcamiento en la hilada de apoyo por exceso de excentricidad, ni que haya posibilidad de desprendimiento de la placa en la etapa constructiva o en la etapa de servicio.

D.4.7.4 — LOSAS PREFABRICADAS — Cuando se utilicen losas prefabricadas, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- (a) El espesor mínimo nominal del muro de carga es 120 mm
- (b) Deben cumplirse los requisitos de A.3.6.8 y C.21.11, de acuerdo con la capacidad de disipación de energía en rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.
- (c) Debe utilizarse apuntalamiento provisional de la placa hasta que se garantice el funcionamiento del conjunto losa muro. En la intersección debe garantizarse la transferencia de esfuerzos entre la losa y el muro tanto para carga vertical como para la carga lateral.

D.4.8 — APUNTALAMIENTO DE MUROS

D.4.8.1 — Cuando así lo requieran, los muros expuestos a las condiciones ambientales como viento y humedad, deben protegerse contra sus efectos, de manera provisional o definitiva.

D.4.9 — JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

D.4.9.1 — Las juntas de construcción entre edificaciones estructuralmente independientes deben realizarse permitiendo los desplazamientos laterales sin interferencias por golpeteo entre las mismas. Las juntas de construcción deben estar libres de escombros y demás materiales que limiten la libertad a los desplazamientos horizontales. El acabado de las fachadas se debe suspender en las juntas de construcción utilizando elementos flexibles para prevenir la humedad.

D.4.10 — CURADO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

D.4.10.1 — Mampostería con unidades de concreto o sílico-calcareas — A este tipo de mampostería debe dársele protección contra la lluvia, el viento y la exposición excesiva al sol durante los tres primeros días después de pegar las unidades o de inyectar las celdas. Este tipo de mampostería no debe curarse mediante riego con agua; sólo en el caso de que haya evidencia de deficiente hidratación del mortero de pega se debe curar humedeciendo con brocha húmeda las juntas de mortero de pega teniendo cuidado de no humedecer las unidades de mampostería.

D.4.10.2 — Mampostería con unidades de arcilla — Esta mampostería debe curarse proporcionando humedad y temperatura adecuadas durante por lo menos 7 días después de pegadas las unidades o de inyectar las celdas.

Notas

D-30

CAPÍTULO D.5 REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

D.5.0 — NOMENCLATURA

- A_e = área efectiva de la sección de mampostería, mm^2 . Véase D.5.4.1.
 A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, mm^2 . Véase D.5.4.5.
 A_{se} = área efectiva de refuerzo en tracción, mm^2 .
 A_{st} = área total de acero de refuerzo en la sección de muro, mm^2 .
 A_{s1} = área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería, mm^2 .
 A_{s2} = área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo a compresión, mm^2 .
 A_v = área del refuerzo para cortante, mm^2 .
 a = profundidad del bloque equivalente de compresión (tomar como $0.85c$), mm.
 a_b = profundidad del bloque equivalente de compresión en condiciones balanceadas, ecuación D.5.1-2, mm.
 b = ancho efectivo de la sección, mm. Véase D.5.4.4.
 c = profundidad del eje neutro en la zona de compresión, mm.
 d = distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo en tracción, mm.
 d' = distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión.
 E = efectos sísmicos reducidos.
 E_m = módulo de elasticidad de la mampostería, MPa.
 E_r = módulo de elasticidad del mortero de relleno, MPa.
 E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, MPa.
 F_s = fuerzas sísmicas.
 f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
 $\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
 f_r = módulo de ruptura de la mampostería, MPa.
 f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
 G_m = módulo de cortante de la mampostería, MPa.
 G_r = módulo de cortante del mortero de relleno, MPa.
 h' = altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.3.
 ℓ = luz de una viga o dintel, mm.
 ℓ_w = longitud horizontal del muro, mm.
 M = momento actuante que ocurre simultáneamente con V .
 M_{cr} = momento de agrietamiento del muro de mampostería.
 M_n = resistencia nominal a flexión.
 M_u = resistencia solicitada de diseño a flexión.
 P_b = carga axial nominal balanceada, N.
 P_n = resistencia nominal a carga axial, N.
 P_o = máxima resistencia axial teórica, N.
 P_u = resistencia solicitada de diseño a carga axial, N.
 R = coeficiente de capacidad de disipación de energía.
 R_e = coeficiente utilizado para tener en cuenta el efecto de esbeltez de elementos en compresión.
 R_0 = coeficiente básico de capacidad de disipación de energía.
 s = separación del refuerzo de cortante medida a lo largo del eje vertical del muro, mm.
 t = espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
 V = fuerza cortante actuante que ocurre simultáneamente con M .
 V_n = resistencia nominal para fuerza cortante, N.
 V_u = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería, N.

D-31

- V_u = resistencia solicitada de diseño de fuerza cortante, N.
 V_s = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por el refuerzo de cortante, N.
 α = coeficiente para ser empleado en la ecuación D.5.8-1.
 ϵ_{mu} = máxima deformación unitaria permisible de compresión en la mampostería ($\epsilon_{mu} = 0.003$)
 ϵ_y = deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo.
 ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.
 ρ = cuantía de refuerzo a tracción por flexión, $\rho = A_s / (bd)$
 ρ_b = cuantía correspondiente a las condiciones de flexión balanceada.
 ρ_n = cuantía de refuerzo horizontal que resiste cortante en un muro en un plano perpendicular al plano A_{mv} , mm².

D.5.1 — HIPÓTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES

D.5.1.1 — GENERALIDADES — El análisis y diseño de la mampostería estructural debe hacerse utilizando métodos racionales basados en principios aceptados por la buena práctica de la ingeniería y que reflejen las características y propiedades de los materiales componentes, los métodos constructivos utilizados y el comportamiento individual y en conjunto del sistema estructural.

D.5.1.2 — METODOLOGÍA DE DISEÑO POR ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA — Los requisitos de análisis y diseño del Título D están basados en el método del estado límite de resistencia, utilizando las combinaciones de carga descritas en B.2.4. No obstante, se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de esfuerzos de trabajo, utilizando las combinaciones de carga descritas en B.2.3, y para el efecto pueden emplearse los requisitos alternos presentados en el Apéndice D-1. Todo el diseño de la estructura debe realizarse por uno de estos dos métodos

D.5.1.3 — RESISTENCIA REQUERIDA — La resistencia requerida para los elementos de mampostería estructural se obtiene como el valor máximo, expresado en términos de carga o momentos y fuerzas internas asociadas, que resultan de aplicar a la estructura las diferentes cargas tales como muertas, vivas, sísmicas, de viento e impuestas por cambios de temperatura, retracción de fraguado y flujo plástico, empuje de tierra o líquidos, etc.; combinadas y mayoradas de acuerdo con B.2.4 de este Reglamento.

D.5.1.4 — RESISTENCIA DE DISEÑO — La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros elementos y cualquier parte o sección de él, en términos de momentos flectores, carga axial, cortantes y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del presente capítulo, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ . Por lo tanto:

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \times \text{Resistencia Nominal} \geq \text{Resistencia Requerida} = U \quad (\text{D.5.1-1})$$

D.5.1.5 — VALORES DE ϕ — Los coeficientes de reducción de resistencia deben ser los siguientes:

D.5.1.5.1 — Efectos gravitacionales y fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro — En el diseño de muros de mampostería estructural para efectos gravitacionales solos o acompañados por fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia:

- (a) Flexión y flexo-compresión $\phi = 0.80$
 (b) Cortante $\phi = 0.60$

D.5.1.5.2 — Fuerzas paralelas al plano del muro — En el diseño de muros de mampostería estructural para efectos causados por fuerzas horizontales paralelas al plano del muro, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia:

- (a) Flexión $\phi = 0.85$
 (b) Compresión y flexo-compresión $\phi = 0.60$

D-32

Para muros con refuerzo simétrico en los cuales f_y no excede 420 MPa, el valor de ϕ puede incrementarse linealmente hasta $\phi = 0.85$ en la medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f_m' A_c$ ó $0.25 P_b$ hasta cero. Para muros con todas sus celdas inyectadas, P_b puede calcularse utilizando la ecuación (D.5.1-2).

$$P_b = 0.80 f_m' b a_b \quad \text{y} \quad a_b = 0.85 d \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + \frac{f_y}{E_s}} \quad (\text{D.5.1-2})$$

(c) Cortante $\phi = 0.60$

Este valor puede subirse a $\phi = 0.85$ en muros donde la resistencia nominal a cortante excede el cortante correspondiente al desarrollo de su resistencia nominal a flexión para la combinación de fuerzas mayoradas.

D.5.1.5.3 — Valores de ϕ para esfuerzos de aplastamiento — El valor de ϕ para esfuerzos de aplastamiento debe ser $\phi = 0.60$

D.5.1.6 — SUPOSICIONES DE DISEÑO — El diseño de mampostería estructural por el método del estado límite de resistencia se basa en las siguientes suposiciones:

D.5.1.6.1 — Resistencia a la tracción de la mampostería — La mampostería no resiste esfuerzos de tracción.

D.5.1.6.2 — Compatibilidad de deformaciones — El refuerzo está totalmente rodeado y adherido a los materiales de la mampostería de una manera tal, que trabajan como un material homogéneo.

D.5.1.6.3 — Secciones planas permanecen planas — Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en la mampostería deben suponerse proporcionales a la distancia al eje neutro de la sección. La resistencia nominal de las secciones de muros de mampostería para las condiciones de flexo-compresión se debe obtener de la aplicación de los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

D.5.1.6.4 — Relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo — Los esfuerzos en el acero, para valores menores que el esfuerzo de fluencia, f_y , deben considerarse linealmente proporcionales a la deformación unitaria multiplicada por E_s . Para valores superiores de deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia, $\epsilon_y = f_y / E_s$, el esfuerzo en el acero se debe considerar independiente de la deformación e igual a f_y .

D.5.1.6.5 — Deformación unitaria máxima en la mampostería — La máxima deformación unitaria en la fibra extrema en compresión de la mampostería, ϵ_{mu} , debe tomarse como 0.003.

D.5.1.6.6 — Relación esfuerzo-deformación para la mampostería — En el diseño por el método de resistencia puede considerarse una distribución rectangular de esfuerzos de compresión en la mampostería definida de la siguiente forma:

- (a) Se puede suponer un esfuerzo uniforme de compresión en la mampostería con intensidad de $0.80 f_m'$ sobre una zona equivalente limitada por los bordes de la sección efectiva y una línea recta paralela al eje neutro de la sección.
 (b) La dimensión de la zona equivalente de compresión, a , medida en dirección perpendicular al eje neutro a partir de la fibra de máxima compresión, debe ser el 85% de la dimensión comprimida, c , de la sección en esa dirección ($a = 0.85c$).

D-33

D.5.2 — MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y DE CORTANTE

D.5.2.1 — MÓDULO DE ELASTICIDAD — Para los módulos de elasticidad se deben tomar los siguientes valores:

D.5.2.1.1 — Acero de refuerzo — El valor para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo debe tomarse como:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-1})$$

D.5.2.1.2 — Mampostería — El valor para el módulo de elasticidad de la mampostería se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de muretes fabricados y ensayados como se indica en D.3.7.2, calculando en la curva esfuerzo-deformación obtenida en el ensayo la pendiente de la secante desde $0.05f'_m$ hasta $0.33f'_m$. Los registros históricos del módulo de elasticidad determinado experimentalmente para proyectos en construcción, pueden utilizarse en diseños posteriores de obras con materiales similares. En ausencia de los valores experimentales, pueden emplearse los siguientes:

Para mampostería en concreto

$$E_m = 900f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-2})$$

Para mampostería en arcilla

$$E_m = 750f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-3})$$

D.5.2.1.3 — Mortero de relleno — El valor para el módulo de elasticidad del mortero de relleno se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de cilindros fabricados y ensayados como se indica en C.8.5. En ausencia de valores experimentales, puede emplearse el siguiente:

$$E_r = 2500\sqrt{f'_{cr}} \leq 20\,000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-4})$$

D.5.2.2 — MÓDULO DE CORTANTE — Para los módulos de cortante se deben tomar los siguientes valores:

Mampostería

$$G_m = 0.4E_m \quad (\text{D.5.2-5})$$

Mortero de relleno

$$G_r = 0.5E_r \quad (\text{D.5.2-6})$$

D.5.3 — CARGAS

D.5.3.1 — SOLICITACIONES A EMPLEAR — Las estructuras de mampostería deben diseñarse para los efectos de las cargas combinadas especificadas en el Título B de este Reglamento. Así mismo en la evaluación de los esfuerzos de diseño, se deben tener en cuenta los efectos de las cargas sobre los desplazamientos.

D.5.3.1.1 — Combinación de las solicitaciones — Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos de B.2.4 por el método del estado límite de resistencia. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en B.2.4. En los efectos causados por el sismo se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, E , obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_s , determinadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $R(E = F_s/R)$. El coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , es función de:

- El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el capítulo A.3,
- El grado de irregularidad de la edificación,
- La ausencia de redundancia según se especifica en A.3.3.8, y
- Los requisitos de diseño y detallado de cada tipo de mampostería estructural, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (DMI , DMO , o DES), tal como se especifica en el presente Título y en el capítulo A.3.

D.5.3.1.2 — Otros efectos — Además de las combinaciones de cargas verticales y horizontales especificadas, se debe capacitar la estructura y sus partes para atender los efectos causados por contracción, expansión, flujo plástico, asentamientos previstos y condiciones ambientales de funcionamiento.

D.5.3.2 — DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL — Las fuerzas laterales deben distribuirse al sistema estructural de acuerdo con la rigidez de los elementos y del diafragma de acuerdo con lo prescrito en el Título A del Reglamento.

D.5.3.2.1 — Efecto de las aletas de la sección — Puede considerarse el incremento en la rigidez de los elementos por el efecto de aleta en muros que se intersectan monolíticamente. El ancho efectivo de aleta a cada lado (tipo T, I) no debe exceder 6 veces el espesor del muro intersectado. El ancho efectivo de aleta a un solo lado (tipo L, Z, C), no debe exceder 6 veces el espesor del muro intersectado. La aleta no se deben considerar en la resistencia a cortante.

D.5.3.2.2 — Efectos torsionales — Las cargas laterales distribuidas deben tener en cuenta los efectos torsionales horizontales de asimetría en las cargas, las masas o la estructura, tal como lo establece el Título A del Reglamento.

D.5.3.3 — CARGAS CONCENTRADAS — Los siguientes aspectos referentes a cargas concentradas deben tenerse en cuenta en el análisis y diseño.

- Para el cálculo de los esfuerzos de aplastamiento, en aparejo trabado se debe tomar un área cuya profundidad es el espesor neto del elemento de apoyo y cuya longitud no puede ser mayor que el ancho de la pieza soportada más cuatro veces el espesor del apoyo, sin ser mayor que la distancia entre centros de las cargas concentradas. Para mampostería con aparejo de petaca, la longitud del área de cálculo se debe tomar como el tamaño de la unidad de mampostería en esa dirección.
- Los esfuerzos de aplastamiento bajo cargas concentradas mayoradas, evaluadas sobre el área especificada en el literal anterior, no deben exceder $\phi 0.85f'_m$.
- Se considera que las cargas concentradas se distribuyen a un ángulo de 45° con la vertical en muros con aparejo trabado y de 30° en muros con aparejo de petaca.

D.5.3.4 — CARGA EXCÉNTRICA — Los esfuerzos que producen las cargas con excentricidad paralela o normal al plano del elemento estructural, deben considerarse en el diseño teniendo en cuenta su posición relativa al centro de rigidez de la sección neta. Todo esfuerzo que se produzca debe estar dentro de los límites establecidos en cada caso.

D.5.3.4.1 — Apoyos provisionales — En la evaluación de los esfuerzos por cargas excéntricas, se debe tener en cuenta la condición transitoria de su acción y los efectos permanentes. Cuando los efectos por la acción transitoria se mitíguen por medio de apoyos provisionales, estos apoyos se deben especificar claramente en los planos de construcción.

D.5.4 — CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES EFECTIVAS

D.5.4.1 — ÁREA EFECTIVA (A_e) — El área efectiva a utilizar para el cálculo de los esfuerzos axiales debe ser la suma del área mínima de contacto entre el mortero de pega y la unidad de mampostería y el área inyectada. Cuando la junta de mortero sea ranurada el área efectiva debe reducirse proporcionalmente. En la mampostería confinada incluye el área de los elementos de confinamiento.

D.5.4.2 — ESPESOR EFECTIVO PARA EVALUAR EL EFECTO DE PANDEO (t) — El espesor efectivo t a utilizar para el cálculo del coeficiente de reducción por pandeo, se debe tomar de la siguiente forma:

- Para muros sin machones o columnas de arriostramiento, el espesor efectivo es su espesor real.
- Para muros arriostrados a distancias regulares por machones integrados monolíticamente al muro, el

- espesor efectivo es el producto del espesor real del muro por el coeficiente de la tabla D.5.4-1
- (c) Los muros de cavidad reforzada se deben asimilar para el efecto, a un solo muro con un espesor real medido entre los bordes externos del conjunto.
- (d) En elementos de sección rectangular se debe considerar como espesor efectivo la dimensión de la sección en la dirección considerada. Para secciones no rectangulares se debe considerar como espesor efectivo en cada dirección el espesor de una sección rectangular de igual ancho e inercia equivalente.

Tabla D.5.4-1
Coefficientes para muros arriostrados por machones (*)

Espaciamento machón Espesor machón	Espesor machón Espesor muro		
	1.0	2.0	3.0
6 ó menos	1.0	1.4	2.0
8	1.0	1.3	1.7
10	1.0	1.2	1.4
15	1.0	1.1	1.2
20 ó más	1.0	1.0	1.0

(*) Interpolación linealmente para valores intermedios.

D.5.4.3 — ALTURA EFECTIVA PARA EVALUAR EL EFECTO DE PANDEO (h') — La altura efectiva h' de un elemento para el cálculo del coeficiente de reducción por pandeo se debe tomar de la siguiente forma:

- (a) En elementos soportados lateralmente arriba y abajo en la dirección considerada, como la distancia libre entre apoyos.
- (b) En elementos no soportados en un extremo en la dirección considerada, como el doble de la dimensión medida desde el apoyo.
- (c) Cuando se justifique apropiadamente, se puede utilizar como altura efectiva una dimensión menor a la distancia libre entre apoyos.

D.5.4.3.1 — La relación entre altura efectiva y espesor efectivo no puede ser superior a 25 en muros estructurales.

D.5.4.4 — ANCHO EFECTIVO (b) — El ancho efectivo para ser empleado en los cálculos de la resistencia a flexión y flexo-compresión de muros de mampostería contruidos con unidades de perforación vertical, debe tomarse de la siguiente manera:

D.5.4.4.1 — Ancho efectivo b para flexión perpendicular al plano del muro — Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es perpendicular al plano del muro, e inducen flexión o flexo-compresión con respecto a un eje paralelo al muro, el ancho efectivo b que se debe tomar para efectos de diseñar la sección es, para aparejo trabado, la mayor entre 6 veces el ancho nominal del muro y la distancia centro a centro entre refuerzos verticales; y para aparejo en petaca, la mayor entre 3 veces el ancho nominal del muro y la distancia centro a centro entre refuerzos verticales. En la mampostería con todas sus celdas inyectadas, la sección se considera sólida y no hay necesidad de aplicar las reducciones indicadas anteriormente.

D.5.4.4.2 — Ancho efectivo b para flexión paralela al plano del muro — Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es paralela al plano del muro, e inducen flexión o flexo-compresión con respecto a un eje perpendicular al plano del muro, el ancho efectivo b que se debe tomar para efectos de diseñar la sección es igual al ancho sólido promedio del muro. El ancho efectivo b , corresponde al área efectiva dividida por la longitud horizontal del muro $b = A_e / \ell_w$.

D.5.4.5 — ÁREA EFECTIVA PARA DETERMINAR ESFUERZOS CORTANTES (A_{mv}) — El área efectiva para calcular esfuerzos cortantes en muros de mampostería contruidos con unidades de perforación vertical, debe tomarse de la siguiente manera:

D.5.4.5.1 — Área efectiva A_{mv} para cortante en la dirección perpendicular al plano del muro — Cuando

la dirección de la fuerza horizontal es perpendicular al plano del muro, e induce esfuerzos cortantes en esa dirección, el área efectiva para cortante es igual a A_e ($A_{mv} = A_e$), excepto cuando se emplea mortero de pega sólo en las paredes laterales de la unidad de perforación vertical, véase D.4.5.10.1(b), caso en el cual A_{mv} corresponde a la suma de las porciones del muro inyectadas con mortero de relleno, incluyendo las paredes de las unidades de mampostería que las circundan y que tienen mortero de pega.

D.5.4.5.2 — Área efectiva A_{mv} para cortante en la dirección paralela al plano del muro — Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es paralela al plano del muro, e induce esfuerzos cortantes en esa dirección, sólo el alma de la sección resiste esfuerzos cortantes y A_{mv} es el área neta del alma de la sección. Generalmente $A_{mv} = b \ell_w$, siendo b el ancho efectivo del alma. No obstante, cuando hay concentraciones de celdas inyectadas con mortero de relleno en los extremos del muro, el ancho efectivo para este propósito debe calcularse en la zona central del alma.

D.5.4.6 — DISTANCIA ENTRE APOYOS EN VIGAS Y DINTELES — Para vigas y dinteles la distancia máxima entre apoyos que les den soporte lateral debe ser de 32 veces el ancho efectivo.

D.5.4.7 — RIGIDEZ MÍNIMA A FLEXIÓN EN VIGAS Y DINTELES — La rigidez mínima a flexión de un elemento debe ser tal que no se produzcan flechas elásticas mayores a $\ell/500$ bajo la totalidad de las cargas verticales de diseño sin mayorar.

D.5.4.8 — VIGAS DE SECCIÓN ALTA — Las vigas que tengan relaciones de longitud/altura menores de 1.25 en luces simples y menores de 2.5 en luces continuas, se deben diseñar teniendo en cuenta relaciones no lineales en la distribución de esfuerzos en la sección.

D.5.5 — RESISTENCIA PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN

D.5.5.1 — MÁXIMA RESISTENCIA AXIAL TEÓRICA — La máxima resistencia axial teórica del muro sometido a carga axial sin excentricidad, P_o , se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$P_o = 0.80 f'_m (A_e - A_{st}) + A_{st} f'_y \leq f'_m A_e \quad (D.5.5-1)$$

D.5.5.2 — REDUCCIÓN DE RESISTENCIA AXIAL POR ESBELTEZ — El efecto de la esbeltez del muro en la resistencia nominal para carga axial se obtiene por medio del parámetro R_e :

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t} \right]^2 \quad \text{para } h'/t \leq 30 \quad (D.5.5-2)$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'} \right]^2 \quad \text{para } h'/t > 30$$

D.5.5.3 — RESISTENCIA NOMINAL PARA CARGA AXIAL — La resistencia nominal para carga axial de compresión P_n , sin excentricidad y teniendo en cuenta los efectos de esbeltez, no puede ser mayor que el valor dado a continuación:

$$P_n = 0.80 P_o R_e \quad (D.5.5-3)$$

D.5.5.4 — MÁXIMA RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CARGA AXIAL — La máxima resistencia de diseño para carga axial de compresión P_u , sin excentricidad y teniendo en cuenta los efectos de esbeltez, está dada por la siguiente expresión

$$P_u \leq \phi P_n = \phi 0.80 P_o R_e \quad (D.5.5-4)$$

D.5.6 — RESISTENCIA A FLEXIÓN SIN CARGA AXIAL

D.5.6.1 — GENERAL — Cuando la sección del muro esta sometida a momento flector sin la presencia de carga axial, se debe cumplir la siguiente condición:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (\text{D.5.6-1})$$

D.5.6.2 — SECCIONES SOLO CON REFUERZO A TRACCIÓN — Cuando la sección del muro esta simplemente reforzada, y su cuantía es menor del 75% de la cuantía para condiciones balanceadas, la resistencia nominal a flexión M_n , se puede obtener por medio de la ecuación (D.5.6-2).

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{D.5.6-2})$$

y

$$a = \frac{A_s f_y}{0.80 f'_m b} \quad (\text{D.5.6-3})$$

D.5.6.3 — SECCIONES CON REFUERZO A COMPRESIÓN — Cuando la sección del muro tiene refuerzo que trabaja a compresión, y se puede probar que el refuerzo a compresión está en fluencia, la resistencia nominal a flexión M_n , se puede obtener por medio de la ecuación D.5.6-4.

$$M_n = A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{s2} f_y (d - d') \quad (\text{D.5.6-4})$$

D.5.7 — DISEÑO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR A SU PLANO

D.5.7.1 — GENERAL — Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical y de cavidad reforzada para el efecto de las cargas horizontales perpendiculares al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.5.7.2 — RESISTENCIA A FLEXIÓN PARA MUROS CON CARGA AXIAL MENOR QUE $0.10 f'_m A_e$ — Cuando la carga axial que actúa sobre el muro P_u en la sección bajo estudio es menor que $0.10 f'_m A_e$, el momento de diseño solicitado, M_u , debe cumplir la condición dada por la ecuación D.5.7-1:

$$M_u \leq \phi R_e M_n \quad (\text{D.5.7-1})$$

donde R_e está dado por la ecuación D.5.5-2, y M_n se obtiene por medio de:

$$M_n = A_{se} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{D.5.7-2})$$

$$A_{se} = \frac{A_s f_y + P_u}{f_y} \quad (\text{D.5.7-3})$$

y

$$a = \frac{A_s f_y + P_u}{0.80 f'_m b} \quad (\text{D.5.7-4})$$

y la cuantía de refuerzo a flexión, $\rho = A_s / (bd)$ no debe exceder $0.5 \rho_b$.

D-38

D.5.7.3 — RESISTENCIA A FLEXIÓN PARA MUROS CON CARGA AXIAL MAYOR QUE $0.10 f'_m A_e$ — Cuando la carga axial que actúa sobre el muro P_u en la sección bajo estudio es mayor que $0.10 f'_m A_e$, la relación de esbeltez del muro h'/t no debe ser mayor que 30, y el momento de diseño solicitado, M_u , que acompaña la carga axial P_u , debe cumplir la condición dada por la ecuación D.5.7-5:

$$M_u \leq \phi R_e M_n \quad (\text{D.5.7-5})$$

donde R_e está dado por la ecuación D.5.5-2, y M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6 y empleando el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ , apropiado de los dados en D.5.1.5.1.

D.5.7.4 — RESISTENCIA A CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO — Se debe cumplir la siguiente condición con respecto a la fuerza cortante que actúa en la dirección perpendicular al plano del muro:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{D.5.7-6})$$

donde:

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m} \quad (\text{D.5.7-7})$$

donde A_{mv} está definido en D.5.4.5.1 y el valor del coeficiente de reducción de resistencia, ϕ , está dado en D.5.1.5.1.

D.5.8 — DISEÑO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO

D.5.8.1 — GENERAL — Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical y de cavidad reforzada para el efecto de las cargas horizontales paralelas al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.5.8.2 — RESISTENCIA MÍNIMA A LA FLEXIÓN — Cuando el modo de falla dominante del muro es la flexión, la resistencia nominal a flexión del muro M_n , debe cumplir la siguiente relación:

$$M_n \geq \alpha M_{cr} \quad (\text{D.5.8-1})$$

donde $\alpha = 1.8$ para mampostería con todas sus celdas inyectadas con mortero de relleno, $\alpha = 3.0$ para mampostería donde solo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo y $\alpha = 3.0$ para mampostería de cavidad reforzada. M_{cr} es el momento de agrietamiento, el cual se obtiene por medio de la ecuación D.5.8-2.

$$M_{cr} = \frac{b \ell_w^2}{6} f_r \quad (\text{D.5.8-2})$$

El módulo de ruptura de la mampostería, f_r , se obtiene de la tabla D.5.8-1:

D-39

Tabla D.5.8-1
Módulo de ruptura, f_r (MPa)

Dirección de los esfuerzos de tracción por flexión y tipo de mampostería.	Morteros de cemento portland y cal		Morteros de cemento para mampostería	
	H, M, ó S	N	H, M, ó S	N
Perpendicular a las juntas horizontales				
- Unidades Macizas	0.69	0.52	0.41	0.26
- Unidades de perforación vertical ⁽¹⁾				
- Sin rellenar	0.43	0.33	0.26	0.16
- Rellenas con morteros de inyección	1.12	1.09	1.06	1.00
Perpendicular a la junta vertical				
- Unidades Macizas	1.38	1.03	0.83	0.52
- Unidades de perforación vertical				
- Sin rellenar	0.86	0.66	0.52	0.33
- Rellenas y parcialmente rellenas con morteros de inyección	1.38	1.03	0.83	0.52

⁽¹⁾Para mampostería parcialmente inyectada, el módulo de ruptura deberá ser determinado por interpolación lineal de los valores dados para las unidades de perforación vertical sin rellenar y las rellenas con mortero de relleno basada en la cantidad (porcentaje) relleno con mortero de relleno.

D.5.8.3 — RESISTENCIA A LA FLEXO-COMPRESIÓN — El momento de diseño solicitado, M_u , que acompaña la carga axial P_u , debe cumplir la condición dada por la ecuación D.5.8-2, para el nivel de carga P_u :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (D.5.8-3)$$

M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6, los cuales permiten calcular un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ , apropiado de los dados en D.5.1.5.2, el cual, a su vez, depende del nivel de carga axial.

D.5.8.4 — RESISTENCIA A CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PARALELA AL PLANO DEL MURO — Se debe cumplir la siguiente condición con respecto a la fuerza cortante que actúa en la dirección paralela al plano del muro:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (D.5.8-4)$$

y

$$V_n = V_m + V_s \quad (D.5.8-5)$$

Si $V_u \geq \phi V_m$, el refuerzo debe tomar todo el esfuerzo cortante, y entonces:

En las ecuaciones anteriores, V_m se calcula de acuerdo con lo indicado en D.5.8.4.2 y V_s de acuerdo con D.5.8.4.3. Además, el cortante nominal total, V_n dado por la ecuación D.5.8-5 no puede exceder en ninguna sección horizontal del muro el valor dado en D.5.8.4.4.

D.5.8.4.1 — Verificación de articulación plástica — Si el cortante nominal del muro, V_n , excede el cortante que se produce con la resistencia nominal a flexión del muro, M_n , existe la posibilidad de que se desarrolle una articulación plástica en la base del muro y deben adoptarse precauciones especiales dentro de una región que va desde la base del muro hasta una altura igual a ℓ_w . Todas las secciones dentro de esta región deben tener una resistencia nominal al cortante igual a:

$$V_n = V_s \quad (D.5.8-6)$$

D-40

La resistencia al corte requerida, V_u , para esta región puede determinarse con base en el momento resistente M_n en una sección localizada a una altura igual a $\ell_w/2$, pero no más de medio piso, por encima de la base del muro. La separación, s , del refuerzo horizontal de cortante dentro de esta región comprendida entre la base y una altura igual a ℓ_w , no puede exceder tres veces el ancho nominal del muro, t , ni 600 mm. En el resto del muro hacia arriba, la resistencia nominal al cortante puede determinarse por medio de la ecuación D.5.8-5.

D.5.8.4.2 — Valor de V_m — El cortante nominal resistido por la mampostería, V_m , se calcula utilizando las expresiones dadas en la tabla D.5.8-2, donde M_u es el momento que ocurre simultáneamente con V_u en la sección bajo consideración, y d puede tomarse como $0.8\ell_w$ en ausencia de un análisis de compatibilidad de deformaciones. A_{mv} está definida en D.5.4.5.2. El cociente $M_u/(V_u d)$ debe tomarse siempre como positivo y no hay necesidad que sea mayor que la unidad.

Tabla D.5.8-2
Valor del cortante nominal resistido por la mampostería, V_m

$\frac{M_u}{V_u d}$	V_m
$\frac{M_u}{V_u d} \leq 0.25$	$V_m = 0.30 A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$V_m = \left[0.33 - 0.13 \left(\frac{M_u}{V_u d} \right) \right] A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$\frac{M_u}{V_u d} \geq 1.00$	$V_m = 0.20 A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$

D.5.8.4.3 — Valor de V_s — El cortante nominal resistido por el refuerzo horizontal de cortante, V_s , se calcula utilizando la ecuación D.5.8-7:

$$V_s = \rho_n f_y A_{mv} \quad (D.5.8-7)$$

donde f_y es la resistencia a la fluencia del refuerzo de cortante, y ρ_n es la cuantía del refuerzo que contribuye a resistir la fuerza cortante, calculada de acuerdo con la ecuación D.5.8-8:

$$\rho_n = \frac{A_v}{sb} \eta \quad (D.5.8-8)$$

η = Factor de eficiencia del refuerzo horizontal.

A_v es el área de refuerzo horizontal que resiste cortante, espaciado una separación s medida verticalmente.

Cuando A_v es colocado dentro de elementos horizontales embebidos dentro del muro,

como se describe en D.4.5.11.2 $\eta = 0.70$

Cuando A_v es el refuerzo horizontal de junta descrito en D.4.5.11.1 $\eta = 0.35$

D.5.8.4.4 — Valores máximos de V_n — El cortante nominal, V_n , no puede exceder los valores dados en la tabla D.5.8-3, donde M_n es el momento que ocurre simultáneamente con V_u en la sección bajo consideración, y d puede tomarse como $0.8\ell_w$ en ausencia de un análisis de compatibilidad de deformaciones. El cociente $M_u/(V_u d)$ debe tomarse siempre como positivo y no hay necesidad que sea mayor que la unidad.

D-41

Tabla D.5.8-3
Valores máximos para el cortante nominal V_n

$\frac{M_u}{V_u d}$	máximo valor permitido para V_n
$\frac{M_u}{V_u d} \leq 0.25$	$0.50 A_{mv} \sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$\left[0.56 - 0.23 \left(\frac{M_u}{V_u d} \right) \right] A_{mv} \sqrt{f'_m}$
$\frac{M_u}{V_u d} \geq 1.00$	$0.33 A_{mv} \sqrt{f'_m}$

D.5.8.5 — ELEMENTOS DE BORDE — Se deben utilizar elementos de borde en los muros de mampostería de unidades de perforación vertical y de mampostería de cavidad reforzada, cuando el modo de falla del muro sea en flexión y el esfuerzo de compresión de la fibra extrema en condiciones de cargas mayoradas exceda $0.20f'_m$ para mampostería de cavidad reforzada como se define en D.2.1.1 y para mampostería reforzada como se define en D.2.1.2, y cuando exceda $0.30f'_m$ para mampostería parcialmente reforzada como se define en D.2.1.3. Deben cumplirse además los siguientes requisitos:

- Los elementos de borde se pueden suspender a partir de la sección en la que el esfuerzo de compresión sea inferior a $0.15f'_m$, pero no deben suspenderse antes de llegar a una altura igual a ℓ_w , medida desde la base del muro.
- Los esfuerzos se calculan para las fuerzas mayoradas, utilizando un modelo linealmente elástico y considerando la sección como no fisurada.
- Los elementos de borde deben tener estribos de confinamiento de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), separados verticalmente a 200 mm, o su equivalente, dentro del espacio inyectado con mortero de relleno. Las celdas deben tener como mínimo 100 mm x 100 mm.
- En muros de cavidad reforzada, los elementos de borde deben cumplir con lo especificado para muros de concreto en C.21.9.6.

CAPÍTULO D.6 MAMPOSTERÍA DE CAVIDAD REFORZADA

D.6.1 — REQUISITOS GENERALES

D.6.1.1 — GENERAL — Además de lo especificado en este Capítulo, las estructuras en mampostería de cavidad reforzada deben cumplir los Capítulos D.1, D.2 y D.3.

D.6.1.2 — DEFINICIÓN — Se clasifican como muros de cavidad reforzada aquellos que se construyen con dos paredes laterales de mampostería que dejan una cavidad interior continua, reforzada como se indica en el presente Capítulo, que se inyecta posteriormente en su totalidad con mortero o concreto fluido.

D.6.1.2.1 — Unidades de mampostería — Las unidades de mampostería utilizadas en la construcción de las paredes laterales pueden ser de concreto, arcilla cocida o sílico-calcáreas, macizas, de perforación vertical u horizontal, y deben cumplir las normas establecidas para las unidades de mampostería en D.3.6.

D.6.1.2.2 — Mortero de pega — Los morteros para pega de las paredes laterales deben cumplir lo establecido en D.3.4 de estas normas.

D.6.1.2.3 — Mortero de relleno — Los morteros de relleno para las celdas verticales de las paredes deben cumplir lo establecido en D.3.5. Igualmente se deben cumplir dichas especificaciones en el mortero de relleno que se utilice en la cavidad continua, el cual debe corresponder al tipo de mortero de relleno grueso, clasificado en la tabla D.3.5-1. Alternativamente, la cavidad continua se puede inyectar con concreto fluido cuyo tamaño máximo del agregado grueso no exceda la quinta parte del espesor de la cavidad y cuya fluidez y consistencia puedan garantizar su colocación sin que se presente segregación.

D.6.1.3 — ESPESOR MÍNIMO — Los muros en mampostería de cavidad reforzada deben tener un espesor real total no menor de 190 mm, los cuales corresponden a 70 mm de espesor real mínimo (80 mm de espesor nominal) en cada pared lateral y a 50 mm de espesor mínimo de la cavidad.

D.6.1.4 — CONECTORES — Las paredes laterales deben estar conectadas horizontalmente con alambres de diámetro no inferior a 4 mm, espaciados verticalmente máximo a 600 mm y horizontalmente máximo a 800 mm. Se pueden utilizar conectores en cercha, en escalera, en zeta o estribos rectangulares con abertura de 100 a 150 mm.

D.6.1.4.1 — Propósito — El propósito de los conectores es el de garantizar la acción compuesta conjunta de los dos muros laterales y de la cavidad. Bajo ciertas circunstancias estos conectores pueden ser insuficientes para atender los efectos de la presión hidrostática del material de inyección sobre las paredes laterales, por lo tanto deben tenerse en cuenta los requisitos establecido en D.6.5.4.

D.6.1.4.2 — Conectores en Z — Los conectores en zeta sólo pueden utilizarse cuando las paredes laterales se construyan con unidades sólidas o de perforación horizontal. En estos conectores la longitud de la pata debe ser de 50 mm ó más, la cual debe quedar totalmente embebida en el mortero de pega. Cuando se utilicen conectores en zeta las distancias entre ellos no pueden exceder 400 mm verticales ni 600 mm horizontales.

D.6.1.5 — VENTANAS DE LIMPIEZA — Se deben dejar ventanas de limpieza en cada pared con dimensiones no menores de 75 mm por 75 mm espaciadas máximo a 1 m de un extremo al otro de muro y alternadas en las paredes.

D.6.1.6 — RESISTENCIA MÍNIMA — El mortero de relleno ó el concreto fluido deben tener una resistencia mínima a la compresión de 12.5 MPa medida a los 28 días. La resistencia a la compresión de la mampostería de las paredes, f'_m , no puede ser inferior a 6.25 MPa ni al 50% de la resistencia a la compresión especificada para el material de inyección de la cavidad, ni mayor que dos veces la resistencia especificada para el material de inyección.

D.6.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA DE CAVIDAD REFORZADA

D.6.2.1 — Las limitaciones de uso y los requisitos especiales sísmicos del sistema de mampostería de cavidad reforzada, utilizado individualmente ó como parte de un sistema combinado, se rigen por el Capítulo A.3. La

mampostería de cavidad reforzada se clasifica, para efectos de diseño sísmo resistente, como uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*).

D.6.3 — REQUISITOS DEL REFUERZO

D.6.3.1 — GENERAL — Los refuerzos utilizados en la mampostería de cavidad reforzada deben cumplir las especificaciones establecidas en el Capítulo D.2. El uso, las características, el manejo y la colocación del refuerzo debe tener en cuenta las demás disposiciones establecidas en este Título.

D.6.3.2 — REFUERZO MÍNIMO — La cantidad de refuerzo dispuesta en los muros de cavidad reforzada no puede ser inferior a los siguientes valores:

- (a) En la cavidad se debe colocar un refuerzo continuo tanto horizontal como vertical, que cumpla con las siguientes cuantías evaluadas sobre el área bruta de la cavidad:

Refuerzo vertical mínimo..... 0.0015

Refuerzo horizontal mínimo 0.0020

- (b) Sumando el refuerzo de la cavidad y el refuerzo de las paredes laterales, la cantidad de refuerzo dispuesto en cualquier dirección no puede ser inferior a 0.0007 respecto al área bruta de la sección transversal completa. La suma de las cuantías vertical y horizontal no puede ser inferior a 0.0020 medida respecto al área bruta de la sección transversal completa.

D.6.3.2.1 — Separación del refuerzo — Dentro de la cavidad la separación del refuerzo utilizado no puede ser mayor de 400 mm ni menor de 50 mm. El refuerzo vertical debe tener posicionadores a distancias no mayores de 250 diámetros de la barra ó 3 m. El refuerzo horizontal debe soportarse en los conectores transversales.

D.6.3.3 — REFUERZO EN ABERTURAS — En cada extremo de un muro de cavidad reforzada deben colocarse como mínimo dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) dispuestas en toda la altura del muro y ancladas en los extremos. Mínimo deben colocarse horizontalmente, en toda la longitud del muro, dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) en el remate y en el arranque de todo muro de cavidad reforzada. Estas barras deben estar ancladas en los extremos. A cada lado de las aberturas de puertas o ventanas, deben colocarse mínimo dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) tanto horizontal como verticalmente, cuya longitud debe ser tal, que cada extremo de las barras sobrepase el borde de la abertura una distancia no menor que la longitud de desarrollo ni 500 mm.

D.6.3.4 — REFUERZO EN COMPRESIÓN — Cuando el refuerzo vertical de la cavidad no contribuya a resistir los esfuerzos de compresión, su diámetro mínimo es N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm). Cuando el refuerzo vertical de la cavidad contribuya a los esfuerzos de compresión, su diámetro mínimo es N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm). Este refuerzo que trabaja a compresión debe soportarse lateralmente mediante estribos de diámetro no inferior a N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), con un espaciamiento máximo de 200 mm ó 16 diámetros de barra vertical.

D.6.3.5 — DIÁMETRO MÍNIMO — El diámetro de las barras de la cavidad no puede ser mayor que la cuarta parte de su espesor.

D.6.3.6 — CAPAS DE REFUERZO — El refuerzo debe disponerse en una sola capa para espesores de la cavidad hasta de 150 mm. Para espesores mayores se deben disponer dos capas de refuerzo, las cuales individualmente no pueden contener más del 66% del refuerzo total de la cavidad.

D.6.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

D.6.4.1 — GENERAL — Los muros de cavidad reforzada se deben diseñar siguiendo los requisitos del Capítulo D.5 y del Apéndice D-1, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales especificados y las características dimensionales de la sección compuesta, y siguiendo los procedimientos apropiados para el estudio de la distribución de esfuerzos en elementos de varios materiales. Adicionalmente deben tenerse en cuenta para el diseño los requisitos de esta sección.

D-44

D.6.4.2 — ANÁLISIS — El análisis estructural de los muros de mampostería de cavidad reforzada debe basarse en la sección transformada elástica de la sección neta compuesta. Los esfuerzos evaluados en cualquier porción de la mampostería compuesta, deberán estar dentro de los límites establecidos para el material de esa porción. Los esfuerzos admisibles para el material de inyección se deben determinar con las mismas fórmulas utilizadas para la mampostería reemplazando el valor de f'_m por f'_{cr} cuando el diseño se haga por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles.

D.6.4.3 — MÓDULO DE ELASTICIDAD — El módulo de elasticidad de cada pared componente de la mampostería de cavidad reforzada, se debe determinar de acuerdo con D.5.2. Cuando la relación entre los módulos sea superior a 2, o inferior a 0.5, los módulos de elasticidad deben determinarse mediante ensayos, tomando el valor secante entre $0.05f'_m$ y $0.33f'_m$ y entre $0.05f'_{cr}$ y $0.33f'_{cr}$ respectivamente.

D.6.4.4 — SECCIÓN TRANSFORMADA — Al transformar la sección se debe tomar uno de los materiales como base. La dimensión paralela al eje neutro de la sección, debe ser el producto de la relación modular por la dimensión original, sin alterar las dimensiones en la dirección ortogonal al eje neutro. Ni la altura efectiva, ni la longitud de los elementos se pueden modificar debido a la transformación de la sección. El espesor efectivo considerado debe ser el de la sección original.

D.6.4.5 — MONOLITISMO — La mampostería de cavidad reforzada se debe diseñar para que tenga un funcionamiento monolítico. Se deben estudiar y atender los esfuerzos internos derivados de cambios de volumen, y otros efectos reológicos si los hay.

D.6.4.5.1 — Esfuerzo cortante de contacto — El esfuerzo cortante en la superficie de contacto de la cavidad con las paredes de mampostería se debe limitar, en todos los casos, a 0.07 MPa.

D.6.5 — REQUISITOS ADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN

Además de lo establecido en el Capítulo D.4, se deben tener en cuenta los siguientes requisitos adicionales para construcciones en mampostería de cavidad reforzada:

D.6.5.1 — PAREDES LATERALES — La construcción de las paredes laterales de mampostería tiene las tolerancias de alineamiento establecidas en este Título. Su ejecución debe ser simultánea, con desfase vertical entre las paredes máximo de 400 mm. La cavidad interior debe estar libre de rebabas, escombros y chorreaduras de mortero.

D.6.5.2 — REFUERZO HORIZONTAL EN LA CAVIDAD — El refuerzo horizontal de la cavidad se debe colocar en la medida que avanza la ejecución del muro, soportado por los conectores y fijado a éstos.

D.6.5.3 — INYECCIÓN DE LA CAVIDAD — La inyección de la cavidad debe hacerse mínimo a los 3 días de construidas las paredes, garantizando el arriostamiento contra la presión hidrostática del material de inyección.

D.6.5.3.1 — Altura de inyección — La inyección de la cavidad se puede llevar a cabo después de realizar limpieza del fondo y una vez se haya colocado y asegurado el refuerzo vertical. El proceso de inyección se debe realizar en el mismo día con alturas sucesivas de 1.2 m, dejando un tiempo entre 60 y 90 minutos entre capas. Al finalizar cada capa, pasados 5 minutos, se debe recompactar la mezcla.

D.6.5.3.2 — Longitud de la inyección — La longitud horizontal de inyección en una sola operación no debe exceder 8 metros. En caso necesario, se deben colocar barreras continuas verticales que impidan el flujo lateral del material de inyección, para garantizar el monolitismo del muro al finalizar la construcción.

D.6.5.4 — CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES — El control de calidad de los materiales se debe realizar de acuerdo con las normas de producción de los diferentes materiales y con las frecuencias indicadas en D.3.8.

D-45

Notas

D-46

CAPÍTULO D.7

MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL

D.7.1 — GENERALIDADES

D.7.1.1 — Las edificaciones de muros de mampostería reforzada contruidos con unidades de perforación vertical deben cumplir los requisitos de este Capítulo. Además deben cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del Capítulo D.2, las especificaciones para materiales del Capítulo D.3 y los requisitos de construcción del Capítulo D.4.

D.7.1.2 — Los muros de mampostería reforzada deben construirse utilizando unidades de perforación vertical que cumplan los requisitos de D.3.6.4.

D.7.1.3 — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor nominal mínimo de 120 mm. Sólo se admite el aparejo trabado y no se permite el uso de morteros tipo N.

D.7.1.4 — La resistencia a la compresión de la mampostería f'_m en este tipo de mampostería estructural, no puede tener una resistencia menor de 10 MPa, ni una resistencia mayor de 28 MPa.

D.7.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA REFORZADA

D.7.2.1 — Las restricciones al uso de la mampostería reforzada se basan en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, de la siguiente manera:

D.7.2.1.1 — Muros de mampostería reforzada con capacidad especial de disipación de energía (DES)
— Cuando todas las celdas verticales, inclusive las que no llevan refuerzo, se inyectan con mortero de relleno, la mampostería reforzada contruida con unidades de perforación vertical (bloque) se clasifica para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (DES).

Cuando se cumplan los siguientes requisitos de refuerzo mínimo adicionales a los exigidos en D.7.3, la mampostería reforzada contruida con unidades de perforación vertical se clasifica para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas de capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (DES):

- (a) El espaciamiento horizontal entre refuerzos verticales deberá ser el menor de un tercio de la longitud del muro, un tercio de la altura del muro o de 120 mm.
- (b) El refuerzo horizontal requerido para resistir la fuerza cortante en la dirección paralela al plano del muro deberá ser espaciado uniformemente a una distancia vertical no mayor de un tercio de la longitud del muro, un tercio de la altura del muro o 120 mm y deberá estar embebido en mortero de relleno.
- (c) El área mínima del refuerzo vertical deberá ser mayor de un tercio del refuerzo requerido para cortante.

D.7.2.1.2 — Muros de mampostería reforzada con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)
— Cuando sólo se inyectan con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo, la mampostería reforzada contruida con unidades de perforación vertical (bloque) se clasifica para efectos de diseño sismo resistente como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

D-47

D.7.3 — REFUERZO DE MUROS

D.7.3.1 — CUANTÍA MÍNIMA — Deben cumplirse las siguientes cuantías mínimas:

- (a) La cuantía del refuerzo evaluada sobre el área bruta de la sección del muro, en cada una de las direcciones, vertical y horizontal, no debe ser menor de 0.0007.
- (b) La suma de ambas cuantías, horizontal y vertical, no puede ser menor que 0.0020.
- (c) La cuantía de refuerzo vertical no puede ser menos de la mitad de la cuantía de refuerzo horizontal.
- (d) En la evaluación de las cuantías se puede tener en cuenta los refuerzos requeridos en D.7.3.2 y D.7.3.3, siempre y cuando sean continuos en el tramo del muro.
- (e) El refuerzo requerido por cortante colocado en los elementos embebidos descritos en D.4.5.11.2 se puede considerar dentro de la evaluación de la cuantía horizontal.

D.7.3.2 — REFUERZO VERTICAL MÍNIMO — Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo vertical:

- (a) El espaciamiento horizontal entre refuerzos verticales no puede ser mayor de 1200 mm
- (b) Se debe disponer como mínimo una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) en cada extremo del muro.
- (c) Se debe disponer como mínimo una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) al lado de ventanas o aberturas interiores mayores de 600 mm horizontal o verticalmente. Este refuerzo debe ser continuo dentro del tramo de muro.

D.7.3.3 — REFUERZO HORIZONTAL MÍNIMO — Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo horizontal:

- (a) El diámetro del refuerzo horizontal en las juntas horizontales de pega no puede ser menor de 4 mm y no puede espaciarse verticalmente a más de 600 mm.
- (b) El refuerzo horizontal colocado dentro de elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales, véase D.4.5.11.2, no puede espaciarse verticalmente a más de 120 mm.
- (c) Se debe colocar un refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en el remate y arranque de los muros, y al nivel de las losas de entrepiso.
- (d) Se debe colocar además un refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en la parte superior y en la parte inferior de aberturas interiores con dimensiones mayores de 600 mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600 mm.

D.7.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

D.7.4.1 — Las estructuras de mampostería reforzada construidas con unidades de perforación vertical deben diseñarse siguiendo los requisitos de los Capítulos D.1 a D.5, cumpliendo las cuantías de refuerzo dadas en el presente Capítulo.

D.7.5 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.7.5.1 — Las estructuras de mampostería reforzada de unidades de perforación vertical deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

D-48

CAPÍTULO D.8

MUROS DE MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE PERFORACIÓN VERTICAL

D.8.1 — GENERALIDADES

D.8.1.1 — Una edificación de muros de mampostería parcialmente reforzada se clasifica como tal si cumple los requisitos de este Capítulo. Además debe cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del Capítulo D.2, las especificaciones para materiales del Capítulo D.3 y los requisitos de construcción del Capítulo D.4.

D.8.1.2 — Los muros de mampostería parcialmente reforzada deben construirse utilizando unidades de perforación vertical que cumplan los requisitos de D.3.6.4.

D.8.1.2.1 — En edificaciones de uno y dos pisos del grupo de uso I, cuando se utilicen piezas de arcilla cocida, se pueden combinar unidades de perforación vertical en los sitios de refuerzo vertical, combinadas con unidades macizas o de perforación horizontal de igual coordinación modular, colocadas en donde no se requiera refuerzo vertical y utilizando aparejo trabado únicamente.

D.8.1.3 — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120 mm, exceptuando los espesores mínimos establecidos en la tabla E.3.5-1 para vivienda de uno y dos pisos. No se admite el uso de morteros tipo N.

D.8.1.4 — La resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m de este tipo de mampostería estructural no puede ser menor de 8 MPa.

D.8.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL

D.8.2.1 — Las restricciones al uso de la mampostería parcialmente reforzada se deben basar en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

D.8.3 — REFUERZO DE MUROS

D.8.3.1 — CUANTÍA MÍNIMA — La cuantía del refuerzo en cada una de las direcciones, vertical u horizontal, no debe ser menor del 0.00027, evaluadas sobre el área bruta de la sección del muro, teniendo en cuenta en la evaluación de la cuantía únicamente el refuerzo que sea continuo en el tramo del muro.

D.8.3.2 — REFUERZO VERTICAL MÍNIMO — Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo vertical:

- (a) El espaciamiento entre refuerzos verticales no puede ser mayor de 2.40 m.
- (b) Se debe disponer como mínimo de una barra N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en cada extremo del muro
- (c) Se debe disponer como mínimo de una barra N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) al lado de ventanas o aberturas interiores mayores de 600 mm horizontal o verticalmente. Estas barras deben ser continuas dentro del tramo de muro.

D.8.3.3 — REFUERZO HORIZONTAL MÍNIMO — Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo horizontal:

- (a) El refuerzo horizontal en las juntas de pega no puede estar espaciado a más de 800 mm.
- (b) El refuerzo horizontal colocado dentro de elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales, véase D.4.5.11.2, no puede espaciarse verticalmente a más de 3.00 m.
- (c) Se debe disponer además refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en el

D-49

remate y arranque de los muros, al nivel de las losas de entrepiso
(d) En la parte superior e inferior de las aberturas interiores mayores de 600 mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600 mm.

D.8.4 — DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL

D.8.4.1 — Las estructuras de mampostería parcialmente reforzada construidas con unidades de perforación vertical deben diseñarse siguiendo los requisitos de los Capítulos D.1 a D.5, cumpliendo las cuantías de refuerzo dadas en el presente Capítulo.

D.8.4.2 — Cuando se utilicen unidades de perforación horizontal o unidades macizas según lo especificado en D.8.1.2.1, la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m construida con estas unidades debe cumplir con la resistencia especificada para las unidades de perforación vertical.

D.8.5 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.8.5.1 — Las estructuras de mampostería parcialmente reforzada de unidades de perforación vertical deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

D-50

CAPÍTULO D.9 MUROS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

D.9.1 — GENERALIDADES

D.9.1.1 — Una edificación de muros de mampostería no reforzada se clasifica como tal si cumple los requisitos de este Capítulo. Además deben cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del Capítulo D.2, las especificaciones para materiales del Capítulo D.3 y los requisitos de construcción del Capítulo D.4.

D.9.1.2 — Cuando una edificación en mampostería no cumple con todos los requisitos que este Reglamento establece para mampostería parcialmente reforzada o mampostería reforzada, debe clasificarse y diseñarse como mampostería no reforzada.

D.9.1.3 — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120 mm, exceptuando los espesores mínimos establecidos en la tabla E.3.5-1 para viviendas de uno y dos pisos.

D.9.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

D.9.2.1 — Las restricciones al uso de la mampostería no reforzada se deben basar en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3 de este Reglamento. La mampostería no reforzada sólo puede utilizarse como sistema de resistencia sísmica en aquellas regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde el valor de A_s sea menor o igual a 0.05. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.9.3 — DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

D.9.3.1 — Los muros de mampostería no reforzada deben diseñarse por el método de los esfuerzos admisibles de trabajo, de acuerdo con lo dispuesto en el Apéndice D-1 de este Título.

D.9.4 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.9.4.1 — Las estructuras de mampostería no reforzada deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

D-51

Notas

D-52

CAPÍTULO D.10 MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS

D.10.0 — NOMENCLATURA

- A_a = coeficiente de aceleración pico efectiva, véase el Título A.
 A_{ci} = área de la sección de la columna de confinamiento i , en mm^2 .
 A_{ct} = área total de las columnas de confinamiento del muro, en mm^2 .
 A_e = área efectiva de la sección de mampostería, en mm^2 .
 A_m = área mínima de los muros del piso, que actúan en la misma dirección en planta. Dentro del área de los muros se incluyen las columnas de confinamiento, en m^2 .
 A_{md} = área efectiva de mampostería para verificación por aplastamiento, en mm^2 .
 A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, véase D.5.4.5, en mm^2 .
 A_p = área del piso en el nivel considerado, en m^2 .
 A_{st} = área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento, en mm^2 .
 b = ancho efectivo de la sección de muro para efectos en el plano del muro, véase D.5.4.4, en mm.
 f'_c = resistencia a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.
 f'_{tu} = resistencia a la compresión de la unidad de mampostería, en MPa.
 f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
 $\sqrt{f'_{tu}}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
 f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
 h' = longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, o altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, en mm.
 h_p = altura del piso localizado por encima del elemento bajo estudio, medida centro a centro entre vigas de confinamiento, en mm.
 I_{ct} = momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro, con respecto a su centroide, en mm^4 .
 ℓ_w = longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde, en mm.
 ℓ_c = distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio, en mm.
 M_n = momento resistente nominal del muro.
 M_u = momento mayorado solicitado de diseño del muro.
 N = número de niveles por encima del nivel considerado.
 P_{nc} = fuerza axial resistente nominal en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
 P_{nd} = fuerza axial resistente nominal a la compresión de la mampostería sola, en N.
 P_{nt} = fuerza axial resistente nominal en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
 P_u = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre el muro, en N.
 P_{uc} = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
 P_{ud} = fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro, en N.
 P_{ut} = fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
 R_e = coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
 t = espesor efectivo del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm.
 V_n = fuerza cortante resistente nominal del muro, en N.
 V_u = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro, en N.
 V_{nc} = fuerza cortante resistente nominal para una sección de concreto reforzado, calculada de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, en N.

D-53

- V_{uc} = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca a la intersección con la viga de confinamiento, en N.
- x_i = distancia de la columna de confinamiento i al borde del muro, en mm.
- \bar{x} = distancia al borde del muro del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento del muro, en mm.
- ΔP_{ui} = valor absoluto del incremento de la fuerza axial sobre la columna de confinamiento i , causada por el momento solicitado de diseño, M_{ui} , en N.
- ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.

D.10.1 — REQUISITOS GENERALES

D.10.1.1 — CLASIFICACIÓN — Se clasifica como mampostería confinada aquella que se construye utilizando muros de mampostería rodeados con elementos de concreto reforzado, vaciados posteriormente a la ejecución del muro y que actúan monolíticamente con éste.

D.10.1.2 — REQUISITOS COMPLEMENTARIOS — Las estructuras en mampostería de muros confinados deben cumplir los requisitos dados en los Capítulos D.1, D.2, D.3, D.4 y D.5 de este Reglamento, con las excepciones que se anotan dentro del presente Capítulo.

D.10.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS

D.10.2.1 — La mampostería de muros confinados debe cumplir con las limitaciones establecidas en el Capítulo A.3 del presente Reglamento. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sísmo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.10.3 — REQUISITOS PARA LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

D.10.3.1 — GENERAL — Los muros estructurales de mampostería confinada deben cumplir los requisitos de esta sección. La resistencia ante todas las cargas se obtiene por medio de los muros estructurales, los cuales deben ser confinados. Para que un muro confinado se considere como muro estructural debe ser continuo desde la cimentación hasta su nivel superior y no puede tener ningún tipo de aberturas. Los muros que no cumplan los requisitos anteriores, se consideran como muros no estructurales y deben cumplir los requisitos del Capítulo A.9.

D.10.3.2 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA PERMITIDAS — La mampostería de muros confinados se debe construir utilizando unidades de concreto, de arcilla cocida o sílico-calcareas. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en D.3.6.

D.10.3.2.1 — Valores mínimos para la resistencia de las unidades, f'_{cu} — Las unidades de mampostería que se empleen en la construcción de muros de mampostería confinada deben tener al menos las resistencias mínimas que se dan en la tabla D.10.3-1.

Tabla D.10.3-1
Resistencia mínima de las unidades
para muros de mampostería confinada

Tipo de unidad	f'_{cu} (MPa)
Tolete de arcilla	15
Bloque de perforación horizontal de arcilla	3
Bloque de perforación vertical de concreto o de arcilla (sobre área neta)	5

D.10.3.2.2 — Restricción al uso del bloque de perforación horizontal de arcilla — Sólo se permite el uso del bloque de perforación horizontal de arcilla en edificaciones de uno y dos pisos y en los dos pisos

D-54

superiores de edificaciones de más de dos pisos, cuando se permita su empleo, éste se limitará a muros donde se cumpla $P_u/A_e \leq 0.15 f'_m$.

D.10.3.3 — ESPESOR MÍNIMO DEL MURO — Los muros de mampostería confinada en ningún caso pueden tener una la relación entre la altura libre del muro y su espesor mayor de 25 y deben tener un espesor nominal no menor de 110 mm. En viviendas de uno y dos niveles se pueden utilizar como espesores mínimos los establecidos en la tabla E.3.5-1.

D.10.3.4 — ÁREA MÍNIMA DE MUROS CONFINADOS POR NIVEL — El área mínima de muros confinados por nivel en cada dirección principal, esta limitada por la siguiente expresión:

$$A_m \geq \frac{N A_a A_p}{20} \quad (D.10.3-1)$$

D.10.4 — REQUISITOS GENERALES PARA LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

D.10.4.1 — RESISTENCIA DEL CONCRETO — Tanto las columnas como las vigas de confinamiento se deben construir utilizando concreto cuya resistencia mínima a la compresión debe ser 17.5 MPa medida a los 28 días.

D.10.4.2 — COMPATIBILIDAD CON EL TÍTULO C — Las longitudes de desarrollo, las longitudes de empalme por traslape, y el anclaje, del refuerzo de los elementos de confinamiento son los mismos establecidos en el Título C, con excepción de las dimensiones mínimas y las cantidades de refuerzo mínimas establecidas en el presente Capítulo.

D.10.4.3 — REFUERZO INTERIOR EN EL MURO — Todo refuerzo debe ir colocado dentro de las columnas y vigas de confinamiento, no se permite colocar los refuerzos de confinamiento dentro de unidades de perforación vertical. Se exceptúan las vigas de remate de los muros, las cuales se pueden realizar en unidades tipo U, inyectadas con mortero de resistencia a la compresión no menor de 14 MPa.

D.10.5 — COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

D.10.5.1 — GENERAL — Se consideran columnas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en los dos bordes del muro que confinan y en puntos intermedios dentro del muro. Las columnas de confinamiento deben ser continuas desde la cimentación hasta la parte superior del muro y se deben vaciar directamente contra el muro con posterioridad al alzado de los muros estructurales de cada piso.

D.10.5.2 — DIMENSIONES MÍNIMAS — Las dimensiones mínimas para los elementos de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.5.2.1 — Espesor mínimo — El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.5.2.2 — Área mínima — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²).

D.10.5.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares:

- En los extremos de todos los muros estructurales.
- En las intersecciones con otros muros estructurales.
- En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

D.10.5.4 — REFUERZO MÍNIMO — El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

- Refuerzo longitudinal** — No debe ser menor de 3 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El área de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento, pero el refuerzo longitudinal no puede ser menor al requerido para atender los esfuerzos de diseño de acuerdo a D.10.7.

D-55

- (b) **Refuerzo transversal** — Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a una separación no mayor de 1.5 veces la menor dimensión del elemento, o 200 mm. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.5.5 — ANCLAJE DEL REFUERZO — El refuerzo vertical de las columnas de confinamiento debe anclarse al sistema de cimentación. Pueden utilizarse barras de empalme ancladas en la cimentación mediante ganchos a 90°. Estas barras deben sobresalir la longitud de empalme por traslapeo desde la cara superior del cimiento. Los empalmes del refuerzo vertical de las columnas de confinamiento deben cumplir los requisitos establecidos en el Capítulo C.12. En el extremo superior de la columna de confinamiento los refuerzos longitudinales debe anclarse en un elemento de confinamiento transversal a su dirección con un gancho de 90°.

D.10.5.6 — REFUERZO TRANSVERSAL DE CONFINAMIENTO — En las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia se deben utilizar estribos cerrados de confinamiento mínimo N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 100 mm y cuyas ramas no pueden estar separadas a distancias mayores de 150 mm. La distancia en cada extremo del elemento, medida a partir del elemento transversal de confinamiento, en la cual se deben colocar los estribos de confinamiento debe ser la mayor entre 450 mm, 3 veces la mayor dimensión de la sección del elemento o la sexta parte de la luz en cuestión.

D.10.6 — VIGAS DE CONFINAMIENTO

D.10.6.1 — GENERAL — Se consideran vigas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en la parte inferior y superior de muros confinados. Las vigas de amarre se vacían directamente sobre los muros estructurales que confinan. La viga de cimentación se considera como una viga de amarre y debe cumplir los requisitos mínimos de las vigas de amarre.

D.10.6.2 — DIMENSIONES MÍNIMAS — Las dimensiones mínimas para las vigas de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.6.2.1 — Espesor mínimo — El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.6.2.2 — Área mínima — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²). En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

D.10.6.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayores de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse vigas amarres en los siguientes sitios:

- (a) **A nivel de cimentación** — El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
(b) **A nivel del sistema de entrepiso** — Las vigas de amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.
(c) **A nivel del enrase de cubierta** — Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma:
1. Vigas horizontales al nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
 2. Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.

D.10.6.4 — REFUERZO MÍNIMO — El refuerzo mínimo de las vigas de amarre debe ser el siguiente:

- (a) **Refuerzo longitudinal** — El refuerzo longitudinal no debe ser inferior a 3 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El área de refuerzo longitudinal no puede ser menor a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento. Para anchos inferiores a 110 mm, y en los casos en que el entrepiso sea una losa maciza, el refuerzo mínimo debe ser dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm). En ningún caso, el refuerzo longitudinal

D-56

puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

- (b) **Refuerzo transversal** — El refuerzo transversal mínimo debe consistir en estribos cerrados N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a distancias no mayores de 200 mm ni de 1.5 veces la menor dimensión del elemento. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.6.4.1 — Vigas que continúan fuera del muro confinado — Cuando una viga de amarre continúa fuera del muro confinado, y cumpla funciones de dintel, de apoyo para losa, o como elemento colector dentro del diafragma, la viga debe diseñarse de acuerdo a los requisitos del Título C.

D.10.6.5 — ANCLAJE DEL REFUERZO — El refuerzo de las vigas de confinamiento debe anclarse en los extremos terminales con ganchos de 90° dentro de un elemento de confinamiento transversal a su dirección.

D.10.6.6 — VIGA DE AMARRE SOBRE LA CIMENTACIÓN — Sobre la cimentación debe colocarse una viga de amarre que cumpla con los requisitos mínimos para vigas de confinamiento dados en esta sección. Cuando la cimentación está construida con elementos de concreto reforzado, éstos se consideran como equivalentes a la viga de amarre y sólo se debe cumplir con las cuantías mínimas, pero en ningún caso, el refuerzo puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.6.7 — CINTAS DE AMARRE — Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que remata. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales. Indistintamente, se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

- (a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que remata y reforzada mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.
(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente mínimo con dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 14 MPa.

D.10.7 — REQUISITOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

D.10.7.1 — GENERAL — Las estructuras de mampostería de muros confinados se debe analizar y diseñar de acuerdo a los requisitos de dados en el Capítulo D.5 con las excepciones dadas en la presente sección. El diseño se debe realizar de acuerdo con el método de diseño por estados límites de resistencia.

D.10.7.2 — VALORES DE ϕ — En vez de los valores de ϕ dados en D.5.1.5, deben emplearse los siguientes:

- (a) Carga axial de compresión, con o sin flexión $\phi = 0.65$
(b) Carga axial de tracción $\phi = 0.85$
(c) Flexión sin carga axial $\phi = 0.85$
(d) Cortante $\phi = 0.50$

D.10.7.3 — SUPOSICIONES DE DISEÑO — Deben tenerse en cuenta las siguientes suposiciones, en el diseño de muros de mampostería confinada:

- (a) Las suposiciones de diseño indicadas en D.5.1.6.
(b) Debe considerarse, en el caso de mampostería de muros confinados, que el muro es un elemento homogéneo que incluye la porción de mampostería y los elementos de confinamiento. Las propiedades mecánicas del muro, como conjunto, se describen a través de las de la mampostería, las cuales, a su vez, deben ser las que se definen en el Capítulo D.5.
(c) Para efectos de aplicar las características dimensionales efectivas indicadas en D.5.4, debe considerarse que los elementos de confinamiento son equivalentes a celdas inyectadas con mortero de relleno, a menos que dentro de los requisitos del presente Capítulo se indique explícitamente algo diferente..

D-57

D.10.7.4 — DISEÑO PARA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN — El muro, globalmente, debe verificarse para las cargas axiales de compresión, de acuerdo con lo indicado en D.5.5. El área de refuerzo a emplear allí, corresponde a la del acero longitudinal de las columnas de confinamiento. Cuando los procedimientos de diseño requieren que se verifiquen las resistencias axiales de los elementos de confinamiento, pueden emplearse las siguientes resistencias nominales a compresión axial, P_{nc} , y tracción axial, respectivamente, P_{nt} :

$$P_{nc} = 0.80 \left[0.85f'_c (A_{cl} - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (D.10.7-1)$$

$$P_{nt} = -f_y A_{st} \quad (D.10.7-2)$$

La resistencia nominal a la compresión de la mampostería sola, P_{nd} , sin contribución de los elementos de confinamiento, está definida por:

$$P_{nd} = 0.80 (0.80f'_m A_{md}) R_e \quad (D.10.7-3)$$

donde A_{md} es el área de la sección de mampostería, y R_e se obtiene por medio de:

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t} \right]^2 \text{ para } h'/t \leq 30 \quad (D.10.7-4)$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'} \right]^2 \text{ para } h'/t > 30$$

D.10.7.5 — DISEÑO DEL MURO EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR A SU PLANO — Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia de muros de mampostería confinada sometidos a cargas horizontales perpendiculares al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.10.7.5.1 — Resistencia a flexo-compresión — La resistencia del muro a flexión producida por fuerzas horizontales perpendiculares a su propio plano, debe evaluarse con base a los siguientes requisitos:

- La resistencia a flexo-compresión es contribuida únicamente por las columnas de confinamiento.
- Como ancho efectivo, b , debe tomarse únicamente el de las columnas de confinamiento, medido en la dirección del muro.
- El diseño se realiza en su totalidad de acuerdo con los requisitos de concreto reforzado del Título C.
- La carga axial, P_u , que actúa sobre el elemento de confinamiento debe considerarse como el doble de la que se obtiene proporcionalmente a las áreas de mampostería y de columnas de confinamiento, a menos que se realice un análisis más detallado, teniendo en cuenta las relaciones modulares y la posición de las cargas que la inducen.

D.10.7.5.2 — Resistencia a cortante — La resistencia del muro a cortante producido por fuerzas horizontales perpendiculares a su propio plano, debe evaluarse con base a los requisitos de D.5.7.4.

D.10.7.6 — DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN DEL MURO EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO — Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño a flexo-compresión por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería confinada sometidos a cargas horizontales paralelas al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre él. El diseño puede realizarse por uno de los dos procedimientos dados a continuación:

D.10.7.6.1 — Resistencia a flexo-compresión despreciando la contribución de la mampostería — En este procedimiento se desprecia la contribución de la mampostería a la resistencia a flexo-compresión del muro. Deben calcularse las fuerzas axiales solicitadas máximas, de compresión P_{uc} y de tracción P_{ut} sobre cada una de las columnas de confinamiento, por medio de las ecuaciones D.10.7-5 y D.10.7-6 respectivamente.

$$P_{uc} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u + \Delta P_{ui} \quad (D.10.7-5)$$

$$P_{ut} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u - \Delta P_{ui} \leq 0 \quad (D.10.7-6)$$

Donde P_u y ΔP_{ui} son siempre positivas, y ΔP_{ui} se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta P_{ui} = \left| \frac{M_u A_{ci} (x_i - \bar{x})}{I_{ct}} \right| \quad (D.10.7-7)$$

En las ecuaciones anteriores,

$$A_{ct} = \sum_i A_{ci} \quad (D.10.7-8)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_i A_{ci} x_i}{A_{ct}} \quad (D.10.7-9)$$

$$I_{ct} = \sum_i A_{ci} (x_i - \bar{x})^2 \quad (D.10.7-10)$$

En cada una de las columnas de confinamiento del muro deben cumplirse las condiciones siguientes:

$$P_{uc} \leq \phi P_{nc} \quad (D.10.7-11)$$

$$P_{ut} \geq \phi P_{nt} \quad (D.10.7-12)$$

Cuando se trata de un muro confinado que únicamente tiene dos columnas de confinamiento iguales en sus bordes, las ecuaciones (D.10.7-5) a (D.10.7-7) se simplifican a:

$$P_{uc} = \frac{P_u}{2} + \Delta P_u \quad (D.10.7-13)$$

$$P_{ut} = \frac{P_u}{2} - \Delta P_u \leq 0 \quad (D.10.7-14)$$

Donde P_u y ΔP_u son siempre positivas, y ΔP_u se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta P_u = \frac{M_u}{\ell_w} \quad (D.10.7-15)$$

D.10.7.6.2 — Resistencia a flexo-compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería — El momento de diseño solicitado, M_u , que acompaña la carga axial P_u , debe cumplir la condición dada por la ecuación D.10.7-16, para el nivel de carga P_u :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (D.10.7-16)$$

M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6 y en D.10.7.3, los cuales permiten calcular un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ , apropiado de los dados en D.10.7.2.

D.10.7.7 — DISEÑO A CORTANTE DEL MURO EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO — En la mampostería de muros confinados toda la fuerza cortante sobre el muro debe ser resistida por la mampostería, y se supone que no hay contribución a la resistencia a cortante por parte de los elementos de confinamiento. La resistencia de diseño solicitada, V_u , debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{D.10.7-17})$$

y la resistencia nominal a cortante por tracción diagonal, se obtiene de:

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{3A_g} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} A_{mv} \quad (\text{D.10.7-18})$$

donde P_u , en este caso, es la carga axial mayorada que actúa simultáneamente con la máxima fuerza cortante mayorada solicitada, V_u , para la cual se realiza el diseño.

D.10.7.8 — VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO DEL ALMA DEL MURO — Debe verificarse que el paño de muro enmarcado por las vigas y columnas de confinamiento, no falle por aplastamiento. Para el efecto se considera una biela de compresión en la diagonal del muro, la cual tiene un ancho efectivo igual a un quinto de la longitud de la diagonal. Debe cumplirse la condición:

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd} \quad (\text{D.10.7-19})$$

La fuerza axial que actúa en la diagonal, P_{nd} , se obtiene por medio de:

$$P_{nd} = \frac{h'}{\ell_w} V_u \quad (\text{D.10.7-20})$$

Donde h' es la longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, ℓ_w es la longitud total del muro sobre el cual actúa el cortante horizontal de diseño solicitado V_u . La resistencia nominal al aplastamiento se obtiene por medio de la ecuación D.10.7-3. Allí hay que emplear una longitud para evaluación de pandeo h' igual a la dimensión de la diagonal del muro en el paño en estudio, y un espesor efectivo para pandeo t , igual al espesor del muro. El área de la biela de compresión A_{md} es igual al ancho efectivo de la biela, $h'/5$, multiplicada por el espesor efectivo del muro, b , para efectos en la dirección paralela al plano del muro, tal como se define en D.5.4.4.2.

D.10.7.9 — VERIFICACIÓN A CORTANTE EN LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DEL MURO — Los elementos de confinamiento reciben la fuerza de la biela de compresión en la esquina de intersección entre vigas y columnas de confinamiento, por lo tanto hay necesidad de verificar que están en capacidad de resistir como fuerza cortante aplicada, transversal al eje longitudinal del elemento de confinamiento, al menos una fuerza cortante igual a la mitad de la componente correspondiente de la fuerza de compresión que actúa sobre la biela.

La fuerza cortante actuante, V_{uc} , sobre la columna de confinamiento es:

$$V_{uc} = \frac{\ell_c}{2\ell_w} V_u \quad (\text{D.10.7-21})$$

y la fuerza cortante actuante, V_{uc} , sobre la viga de confinamiento es:

$$V_{uc} = \frac{h_p}{2\ell_w} V_u \quad (\text{D.10.7-22})$$

En ambos casos debe cumplirse que:

$$V_{uc} \leq \phi V_{uc} \quad (\text{D.10.7-23})$$

D-60

donde V_{uc} para el elemento de confinamiento debe calcularse de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, Capítulo C.11.

D.10.7.10 — DISEÑO DEL ACERO LONGITUDINAL DE LA VIGA DE CONFINAMIENTO — La componente horizontal de la biela de compresión que actúa en la diagonal del muro debe ser resistida como fuerza de tracción en la viga de confinamiento que llega a la misma esquina del paño del muro donde actúa la biela de compresión. Esta fuerza de tracción es igual a la fuerza cortante que lleva el paño de muro. Por lo tanto:

$$P_{nt} = -\frac{\ell_c}{\ell_w} V_u \quad (\text{D.10.7-24})$$

La fuerza axial de tracción sobre la viga de confinamiento debe ser resistida en su totalidad por el acero de refuerzo longitudinal de la viga:

$$-P_{nt} \leq -\phi P_{nt} \quad (\text{D.10.7-25})$$

donde P_{nt} , se obtiene por medio de la ecuación D.10.7-2.

D.10.8 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

D.10.8.1 — GENERAL — Deben cumplirse los requisitos de construcción dados en el Capítulo D.4 del Reglamento, exceptuando las siguientes secciones: D.4.2 y D.4.5.10, D.4.5.11, D.4.5.12 Y D.4.6. Además deben cumplirse los requisitos adicionales dados a continuación:

D.10.8.2 — DETALLES DEL REFUERZO — Todo refuerzo debe estar colocado en elementos de confinamiento. El refuerzo debe cumplir los requisitos dados en el Título C.

D.10.8.3 — REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO — Las especificaciones, requisitos, controles y tolerancias de los elementos de confinamiento son los mismos establecidos en el Título C, con excepción de las dimensiones y las cantidades de refuerzo mínimas establecidas en el presente Capítulo.

D.10.8.4 — CONSTRUCCIÓN DEL MURO — La ejecución del muro se debe hacer de manera previa al vaciado de las columnas, dejando el espacio especificado para ellas, siguiendo los procedimientos y controles establecidos en el Capítulo D.4 de este título. Se deben cumplir las tolerancias constructivas dadas en la tabla D.4.2-2. El mortero de pega debe cumplir los requisitos de D.3.4.

D.10.8.5 — JUNTAS DE CONTROL — En el espacio confinado entre columnas no se permiten juntas de control. Si se requiriesen, éstas deben localizarse entre columnas adyacentes diseñadas para tal propósito.

D.10.8.6 — VACIADO DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO — Una vez dispuesto el refuerzo vertical y el refuerzo horizontal de las columnas, se deben colocar los testeros laterales que constituyen la formaleta de las columnas, permitiendo que el concreto vaciado haga contacto con la superficie terminal del muro confinado, la cual debe estar libre de rebabas y de materiales que restrinjan la adherencia entre el concreto y la mampostería. El refuerzo vertical de la columna debe sobresalir de la superficie de enrase la cantidad necesaria para realizar los empalmes por traslapeo con la columna superior si la hubiese; el remate del refuerzo vertical se debe anclar en la cara superior de la viga de confinamiento, utilizando ganchos de 90°.

D.10.8.7 — VIGAS DE CONFINAMIENTO — Una vez vaciadas las columnas de confinamiento, se debe proceder a realizar el vaciado de la losa o de las vigas de confinamiento que van directamente sobre los muros confinados y en contacto con éstos.

D-61

Notas

D-62

**CAPÍTULO D.11
MUROS DIAFRAGMA****D.11.1 — GENERALIDADES**

D.11.1.1 — ALCANCE — Se consideran como muros diafragma aquellos muros continuos desde la cimentación hasta el nivel superior de la edificación, rodeados completamente por vigas y columnas de una estructura de concreto reforzado y que al estar en contacto pleno con ella la rigidizan de manera similar al efecto de diagonales concéntricas dentro de un pórtico con diagonales. Para que un muro pueda ser considerado como diafragma, aparte de lo anterior, se limita su denominación a los muros sin aberturas ni juntas, de manera que el diafragma sea de un solo cuerpo.

D.11.1.2 — ANÁLISIS — En el análisis estructural de estructuras que contengan muros diafragma, debe emplearse un modelo matemático adecuadamente sustentado con evidencia experimental previa, que tome en cuenta apropiadamente la interacción de los muros diafragma con el pórtico de concreto reforzado que los rodea. En ningún caso el modelo matemático puede suponer que la diagonal equivalente que simule el efecto del muro diafragma lleve esfuerzos de tracción.

D.11.1.3 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA — En la mampostería de muros diafragma se permite el empleo de unidades de mampostería de cualquier tipo que cumplan D.3.6 de este Reglamento.

D.11.1.4 — ESPESOR MÍNIMO, APAREJO Y MORTERO — Los requisitos establecidos en los Capítulos D.1 a D.5, se consideran obligatorios en su totalidad. El espesor nominal mínimo del muro diafragma debe ser al menos de 120 mm. El aparejo debe ser trabado y el mortero de pega debe cumplir los requisitos de tipo M.

D.11.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA DE MUROS DIAFRAGMA

D.11.2.1 — LIMITACIONES AL USO — Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, y su empleo solo se permite dentro del alcance del capítulo A.10, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, o en la evaluación de su vulnerabilidad sísmica. Cuando se realicen adiciones, modificaciones o remodelaciones del sistema estructural de edificaciones existentes que contengan muros diafragmas, la verificación y el diseño de estos elementos puede realizarse de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo.

D.11.2.2 — VALORES DE R_0 A EMPLEAR — El valor del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía, R_0 , a emplear en el diseño y verificación sísmo resistente de edificaciones que contengan muros diafragma como parte del sistema de resistencia sísmica, en ningún caso puede ser mayor de 2.0 ($R_0 \leq 2.0$).

D.11.2.3 — METODOLOGÍA DE DISEÑO — Los muros diafragma deben diseñarse empleando el método del estado límite de resistencia descrito en B.2.4, y se deben emplear las combinaciones de carga dadas allí.

D.11.3 — REFUERZOS

D.11.3.1 — La cantidad mínima de refuerzo interior, su disposición y su detallado debe corresponder al tipo de mampostería utilizado en el muro diafragma y a los requisitos de diseño y resistencia derivados de su función estructural.

D.11.4 — REQUISITOS DE DISEÑO PARA MAMPOSTERÍA DE MUROS DIAFRAGMA

D.11.4.1 — COMPROBACIONES MÍNIMAS — Los muros diafragma deben diseñarse para resistir los esfuerzos derivados de su interacción con los pórticos estructurales que restringen. Las condiciones de falla deben establecerse en valores de resistencia para los efectos más desfavorables sobre el muro entre los siguientes:

- (a) Falla de cortante por tracción diagonal, de acuerdo a lo indicado en D.11.4.2.

D-63

- (b) Falla por aplastamiento diagonal, tomando para el efecto un área efectiva máxima de compresión igual a la quinta parte de la dimensión diagonal del muro multiplicada por su espesor efectivo, para lo cual se deben emplear los requisitos establecidos en el Capítulo D.5. El valor de la altura efectiva para efectos de pandeo, h' , debe ser igual a la dimensión diagonal del muro.

D.11.4.2 — CORTANTE MÁXIMO — El muro diafragma puede tomar un cortante máximo que no debe exceder el siguiente valor:

$$V_u \leq \phi v_m A_m \quad (\text{D.11.4-1})$$

donde:

- V_u = cortante horizontal solicitado al muro diafragma en N
 v_m = resistencia al cortante de la mampostería definida en la tabla D.11.1-1, en MPa
 A_m = área neta horizontal de la mampostería del diafragma (mm²)
 ϕ = coeficiente de reducción de resistencia para corte ($\phi = 0.50$)

En la definición del valor de v_m en estructuras existentes, no se pueden emplear valores mayores a los dados en la tabla D.11.1-1, a menos que se realicen ensayos experimentales, en una cantidad representativa estadísticamente, para definir un valor apropiado.

Tabla D.11.1-1
Valores máximos para v_m en muros diafragma (MPa)

Unidades de mampostería	Valores de v_m
• Unidades macizas de concreto o arcilla	0.35
• Unidades de perforación vertical de concreto o arcilla	0.25
• Unidades de perforación horizontal de arcilla	0.15

D.11.4.3 — COLUMNAS Y VIGAS DEL PÓRICO ARRIOSTRADO — Las vigas y las columnas del pórtico arriostrado por medio de los muros diafragma deben ser capaces de resistir las condiciones mas desfavorables establecidas en la interacción con los muros diafragma. La fuerza cortante de diseño en cada miembro no puede ser menor a la cuarta parte de la fuerza cortante establecida para el muro en la ecuación D.11-1, resistida en una zona igual al 25% de la longitud del miembro.

D.11.4.4 — OTROS REQUISITOS — El sistema estructural, en general, debe cumplir los requisitos indicados en el Título A de este Reglamento. Además los pórticos de concreto reforzado deben cumplir los requisitos del Título C. En la ausencia del cumplimiento de algunos requisitos del Título C, se deben aplicar las prescripciones del Capítulo A.10 del Reglamento.

D.11.4.5 — CONSTRUCCIÓN — Los muros diafragma pueden construirse de manera previa, simultánea o posterior a los pórticos que los rodean. En la construcción previa o simultánea debe garantizarse que haya contacto pleno entre el muro y los elementos del pórtico, sin espacios que separen los entornos. En la construcción posterior, los bordes del muro deben llenarse con mortero apropiado, de manera que se garantice el contacto pleno entre el pórtico y el muro diafragma.

CAPÍTULO D.12 MAMPOSTERÍA REFORZADA EXTERNAMENTE

D.12.0 — NOMENCLATURA

- E_{cre} = módulo de elasticidad del mortero de revoque o pañete, MPa.
 f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.
 f'_{cp} = resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, MPa.
 f'_{cre} = resistencia especificada a la compresión del mortero de recubrimiento ó revoque, MPa.
 f'_m = resistencia especificada a la compresión de la mampostería, MPa.
 f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.

D.12.1 — REQUISITOS GENERALES

D.12.1.1 — GENERAL — Además de lo especificado en este Capítulo, las estructuras de mampostería reforzada externamente deben cumplir los Capítulos D.1, D.2 y D.3 de este título.

D.12.1.2 — DEFINICIÓN — Se clasifican como muros de mampostería reforzada externamente aquellos en donde el refuerzo consiste en mallas electrosoldadas que se colocan dentro del mortero de recubrimiento o revoque (pañete) en ambas caras laterales de los muros fijándolas a ellos mediante conectores y/o clavos de acero con las especificaciones y procedimientos descritos en el presente Capítulo.

D.12.1.2.1 — Unidades de mampostería — Las unidades de mampostería utilizadas en este sistema pueden ser de concreto, arcilla cocida o silicio calcáreas, macizas, de perforación vertical u horizontal, y deben cumplir las normas establecidas para las unidades de mampostería establecidas en D.3.6

D.12.1.2.2 — Mortero de pega — Los morteros de pega para este sistema de mampostería deben cumplir lo establecido en D.3.4.

D.12.1.2.3 — Mortero de revoque — Los morteros de recubrimiento o de revoque (pañete) son similares a los morteros de pega descritos en D.3.4, pero utilizando arenas finas que cumplan con las especificaciones de las Normas **ASTM C-926 y ASTM C-897**.

D.12.1.3 — ESPESOR MÍNIMO — Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor real total no menor de 130 mm, los cuales corresponden a 90 mm de espesor real mínimo del muro de mampostería y a 20 mm de espesor mínimo de mortero de revoque en cada uno de los 2 lados del muro.

D.12.1.4 — RESISTENCIA MÍNIMA — La resistencia de la mampostería f'_m no puede ser inferior a 8 MPa. La resistencia del mortero de recubrimiento o revoque (pañete) f'_{cre} debe ser como mínimo de 12.5 MPa.

D.12.2 — USOS DE LA MAMPOSTERÍA REFORZADA EXTERNAMENTE

D.12.2.1 — Las limitaciones al uso de la mampostería reforzada externamente se basan en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3 de este Reglamento. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente como uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (DMI).

D.12.3 — REQUISITOS DEL REFUERZO

D.12.3.1 — GENERAL — El refuerzo utilizado en la mampostería reforzada externamente deberá cumplir con las especificaciones establecidas en el Capítulo D.2.

El uso, las características, el manejo y la colocación del refuerzo debe tener en cuenta las demás disposiciones establecidas en este Título.

D.12.3.2 — REFUERZO MÍNIMO — La cantidad de refuerzo dispuesta en los muros de mampostería reforzados externamente no pueden ser menor de los siguientes valores:

En cada lado del muro se debe colocar una malla electrosoldada que cumpla con las siguientes cuantías evaluadas con respecto al área bruta total del muro (incluye los espesores de mortero de revoque).

Refuerzo vertical mínimo 0.00035
Refuerzo horizontal mínimo 0.00035

D.12.3.2.1 — Separación del refuerzo — La separación tanto horizontal como vertical de los alambres de las mallas electrosoldadas utilizadas como refuerzo no puede ser mayor de 300 mm.

D.12.3.3 — ANCLAJE DEL REFUERZO — Las mallas de alambre electrosoldado se deberán anclar a la mampostería de tal manera que puedan alcanzar su resistencia a la fluencia especificada f_y .

Si la malla se fija a la mampostería mediante conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada (tiro) o mediante clavos de acero, el número mínimo será de nueve (9) por m^2 . Los clavos y tiros deben tener un diámetro mínimo de 3 mm; la cabeza del clavo o del tiro debe quedar salida del muro por lo menos 10 mm.

Las mallas también se pueden anclar colocando conectores de barras o alambres de acero con diámetro mínimo de 4.5 mm, de tal manera que atraviesen el muro de mampostería y abracen con un gancho de 90° en cada extremo a las 2 mallas electrosoldadas; el número mínimo será de cuatro (4) por metro cuadrado.

Las mallas se deben amarrar a los conectores utilizando alambre galvanizado número 16 (diámetro igual a 1.3 mm).

Las mallas deberán rodear los bordes verticales de los muros y los bordes de las aberturas y prolongarlas como mínimo 200 mm más allá del extremo de los bordes del muro.

El refuerzo deberá ser continuo a lo largo y alto de los muros (disponiendo de los traslapes que sean necesarios) y deberá anclarse adecuadamente en la fundación de concreto reforzado cumpliendo las longitudes de desarrollo y los traslapes según se especifica en el Título C.

D.12.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

D.12.4.1 — GENERAL — Los muros reforzados externamente se deben diseñar siguiendo los requisitos de este Reglamento, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales especificados y las características dimensionales de la sección compuesta, y siguiendo los procedimientos apropiados para el estudio de la distribución de esfuerzos en elementos compuestos de varios materiales.

Adicionalmente deben tenerse en cuenta para el diseño los requisitos de esta sección.

D.12.4.2 — ANÁLISIS — El análisis estructural de los muros de mampostería reforzada externamente debe basarse en la sección transformada elástica de la sección neta compuesta. Cuando el diseño se realice por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles, los esfuerzos evaluados en cualquier porción de la mampostería compuesta, deberán estar dentro de los límites establecidos para el material de esa porción. Los esfuerzos admisibles para el material de recubrimiento (revoque o pañete) se deben determinar con las mismas fórmulas utilizadas para la mampostería reemplazando el valor de f'_m por f'_{cre} .

D.12.4.3 — MÓDULO DE ELASTICIDAD — El módulo de elasticidad de cada material componente de la mampostería reforzada externamente, se debe determinar de acuerdo con D.5.2, pero el módulo de elasticidad del mortero de revoque podrá tomarse como $E_{cre} = 2000\sqrt{f'_{cre}}$ MPa. Cuando la relación entre los módulos sea superior a 2 ó inferior a 0.5 los módulos de elasticidad deben determinarse mediante ensayos, tomando el valor secante entre $0.05f'_m$ y $0.33f'_m$ y entre $0.05f'_{cre}$ y $0.33f'_{cre}$ respectivamente.

D.12.4.4 — SECCIÓN TRANSFORMADA — Al transformar la sección en un solo material, se debe tomar uno de ellos como base. La dimensión paralela al eje neutro de la sección, debe ser el producto de la relación modular por la dimensión original, sin alterar las dimensiones en la dirección ortogonal al eje neutro. Ni la altura efectiva, ni la longitud de los elementos se pueden modificar debido a la transformación de la sección. El espesor efectivo considerado debe ser el de la sección original.

D.12.4.5 — MONOLITISMO — La mampostería reforzada externamente se debe diseñar para que tenga un funcionamiento monolítico. Se deben estudiar y atender los esfuerzos internos derivados de los cambios de volumen y otros efectos reológicos si se presentan.

D.12.4.6 — ANÁLISIS Y DISEÑO SIMPLIFICADO — El análisis y diseño de los muros de mampostería reforzada externamente se pueden hacer de una manera simplificada despreciando el aporte a la resistencia de la porción de mampostería dándole toda la responsabilidad a las capas de mortero de recubrimiento o revoque (pañete). El análisis y diseño se puede hacer cumpliendo los requisitos del Título C, como si se tratase de muros de concreto con un espesor igual a la suma de los 2 espesores de las capas de recubrimiento y con una resistencia especificada a la compresión $f'_c = f'_{cre}$.

Se deben cumplir todos los requisitos de este Capítulo excepto los relacionados con sección compuesta.

D.12.5 — REQUISITOS ADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN

D.12.5.1 — ESPESOR DE LA CAPA DE MORTERO DE RECUBRIMIENTO — El espesor de cada uno de las capas de mortero de recubrimiento (revoque) no podrá ser menor de 15 mm ni mayor de 45 mm. Cuando el espesor total de la capa de mortero de recubrimiento sea mayor de 15 mm dicho mortero se deberá colocar en capas sucesivas con espesores entre 10 y 15 mm hasta completar el espesor total.

D.12.5.2 — RECUBRIMIENTO MÍNIMO A LA MALLA DE REFUERZO — La malla electrosoldada colocada como refuerzo en los muros de mampostería reforzada externamente deberán tener los siguientes recubrimientos mínimos, los cuales deben garantizarse durante el proceso constructivo utilizando dispositivos plásticos o similares desarrollados para tal fin:

- Recubrimiento mínimo a la superficie de mampostería = 5 mm
- Recubrimiento mínimo externo a la malla = 10 mm

D.12.5.3 — CURADO DEL MORTERO DE RECUBRIMIENTO O REVOQUE — El mortero de recubrimiento o revoque que se utilice en los muros de mampostería reforzada externamente debe ser sometido a un curado húmedo continuo durante por lo menos 7 días utilizando los mismos procedimientos y técnicas descritas y especificadas en el Título C.

D.12.5.4 — CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES — El control de calidad de los materiales se debe realizar de acuerdo con las normas de producción de los diferentes materiales y con las frecuencias descritas en D.3.8.

Notas

D-68

APÉNDICE D-1 DISEÑO DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL POR EL MÉTODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO ADMISIBLES

D-1.0 - NOMENCLATURA

A_e	=	área efectiva de la sección transversal del elemento, mm ² .
A_{st}	=	área del refuerzo longitudinal del elemento, mm ² .
A_v	=	área del refuerzo a cortante, mm ² .
b	=	ancho efectivo de una sección rectangular, mm.
b_w	=	ancho del alma del elemento, mm.
d	=	altura efectiva de la sección del elemento, mm.
E	=	efectos sísmicos reducidos.
F_a	=	esfuerzo admisible de compresión debido a carga axial, MPa.
F_b	=	esfuerzo admisible de compresión debido a flexión, MPa.
F_s	=	esfuerzo admisible en el refuerzo, MPa., o fuerzas sísmicas.
F_t	=	esfuerzo admisible de tracción debida a flexión, MPa.
F_v	=	esfuerzo admisible de cortante, MPa.
f_a	=	esfuerzo causado por la fuerza axial calculado con el área efectiva, MPa.
f_b	=	esfuerzo de compresión causado por la flexión calculado con el área efectiva, MPa.
f'_m	=	resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
f_v	=	esfuerzo cortante solicitado, MPa.
f_y	=	esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo, MPa.
h'	=	altura efectiva del muro o columna, mm.
j	=	factor del brazo de palanca tracción-compresión, adimensional.
M	=	momento flector que actúa sobre la sección debida a la carga de servicio.
P_a	=	fuerza axial de compresión admisible, N.
R	=	coeficiente de capacidad de disipación de energía.
R_e	=	coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
s	=	espaciamiento del refuerzo transversal en medida paralela al eje del elemento, mm.
t	=	espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
V	=	fuerza de cortante bajo cargas de servicio, N.

D-1.1 — ALCANCE

D-1.1.1 — Se permite diseñar la mampostería estructural por el método de los esfuerzos de trabajo, utilizando las combinaciones de carga descritas en B.2.3, como un procedimiento alternativo a los procedimientos de diseño presentados en el Capítulo D.5.

D-1.1.2 — Se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo descrito en B.2.3.

D-1.2 — PRINCIPIOS GENERALES

D-1.2.1 — Puede despreciarse la resistencia a tracción en la mampostería para esfuerzos inducidos por cargas axiales de tracción y por efectos de flexión paralela o perpendicular al plano del muro.

D-1.2.2 — Para efectos de la aplicación del presente Apéndice se puede considerar una distribución lineal entre

D-69

esfuerzos y deformaciones, con los materiales trabajando en el rango elástico.

D-1.2.3 — Los esfuerzos permisibles para el diseño se deben basar en el valor seleccionado para f'_m de acuerdo a D.3.7.

D-1.2.4 — El diseño estructural de la mampostería debe cumplir los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, así como las características mecánicas del material.

D-1.2.5 — Se pueden emplear para el diseño por la metodología presentada en este Apéndice, los módulos de elasticidad y de cortante prescritos en D.5.2.

D-1.3 — CARGAS

D-1.3.1 — Las estructuras de mampostería deben diseñarse para los efectos de las cargas combinadas especificadas en el Título B de este Reglamento. Así mismo en la evaluación de los esfuerzos de diseño, se deben tener en cuenta los efectos de las cargas sobre los desplazamientos.

D-1.3.2 — Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos de B.2.3 del Reglamento. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación allí. En los efectos causados por el sismo se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos, E , obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas de diseño F_s , determinadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $R(E = F_s/R)$.

D-1.3.3 — Además de las combinaciones de cargas verticales y horizontales especificadas, se debe capacitar la estructura y sus partes para atender los efectos causados por contracción, expansión, flujo plástico, asentamientos previstos y condiciones ambientales de funcionamiento.

D-1.3.4 — Cuando en la evaluación de los esfuerzos se hayan incluido las cargas transitorias laterales de viento ó sismo, los esfuerzos permisibles se pueden incrementar siguiendo lo indicado en B.2.3.4.

D-1.4 — CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES EFECTIVAS

D-1.5.1 — Deben cumplirse la totalidad de los requisitos de la sección D.5.4 en el diseño de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo.

D-1.5 — DISEÑO POR EL MÉTODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO ADMISIBLES

D-1.5.1 — GENERALIDADES — Los esfuerzos máximos calculados en los elementos de estructuras de mampostería bajo cargas de servicio, no deben exceder los valores establecidos en esta sección, utilizando las características dimensionales y en los materiales especificados.

D-1.5.2 — ESFUERZOS ADMISIBLES PARA COMPRESIÓN AXIAL — Los esfuerzos admisibles de compresión axial (F_a) no deben exceder los valores siguientes:

Muros de mampostería

$$F_a = 0.20 f'_m R_e \quad (D-1.5-1)$$

Columnas de mampostería:

No reforzadas

D-70

$$F_a = 0.20 f'_m R_e \quad (D-1.5-2)$$

Reforzadas

$$F_a = P_a / A_e \quad (D-1.5-3)$$

donde:

$$P_a = (0.20 f'_m (A_e - A_{st}) + 0.65 A_{st} F_s) R_e \quad (D-1.5-4)$$

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t} \right]^2 \quad \text{para } h'/t \leq 30 \quad (D-1.5-5)$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'} \right]^2 \quad \text{para } h'/t > 30$$

D-1.5.3 — ESFUERZOS ADMISIBLES PARA COMPRESIÓN POR FLEXIÓN — El valor para el esfuerzo máximo admisible de trabajo para compresión por flexión (F_b) se debe tomar como $0.33f'_m$, pero no puede ser mayor que 14 MPa.

$$F_b = 0.33 f'_m \leq 14 \text{ MPa} \quad (D-1.5-6)$$

D-1.5.4 — ESFUERZOS ADMISIBLES PARA TRACCIÓN POR FLEXIÓN EN LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA — La tracción desarrollada en las juntas de mortero por flexión en muros con aparejo trabado, no puede exceder los valores indicados en la tabla D-1.5-1. Cuando el mortero contenga cemento de mampostería, dichos valores deben reducirse en un 50%.

D-1.5.4.1 — No se permite suponer resistencia a la tracción en las juntas, para esfuerzos producidos por cargas axiales de tracción (no producidos por efectos de flexión).

D-1.5.4.2 — Los valores prescritos en la presente sección no son aplicables a elementos sin carga axial, como vigas y dinteles.

Tabla D-1.5-1

Esfuerzos admisibles para tracción por flexión de la mampostería con aparejo trabado F_t (MPa)

Dirección de los esfuerzos de tracción por flexión y tipo de mampostería.	Morteros de cemento pórtland y cal		Morteros de cemento para mampostería	
	H, M, ó S	N	H, M, ó S	N
Perpendicular a las juntas horizontales				
- Unidades Macizas	0.28	0.21	0.17	0.10
- Unidades de perforación vertical ⁽¹⁾				
- Sin rellenar	0.17	0.13	0.10	0.06
- Rellenas con morteros de inyección	0.45	0.43	0.42	0.40
Perpendicular a la junta vertical				
- Unidades Macizas	0.55	0.41	0.33	0.21
- Unidades de perforación vertical				
- Sin rellenar	0.35	0.26	0.21	0.13
- Rellenas y parcialmente rellenas con morteros de inyección	0.55	0.41	0.33	0.21

1. Para mampostería parcialmente inyectada, los esfuerzos admisibles deberán ser determinados por interpolación lineal de los valores dados para las unidades de perforación vertical sin rellenar y las rellenas con mortero de relleno basada en la cantidad (porcentaje) relleno con mortero de relleno.

D-71

D-1.5.5 — ESFUERZOS COMBINADOS — ECUACIÓN FUNDAMENTAL — Cuando se combinen esfuerzos de compresión por carga axial y por flexión, se debe utilizar un procedimiento apropiado basado en los principios de la mecánica de sólidos. En su defecto se pueden verificar los esfuerzos por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (\text{D-1.5-7})$$

D-1.5.6 — ESFUERZOS ADMISIBLES DE CORTANTE PARA VIGAS — Para el método de esfuerzos admisibles en el cálculo de cortante en elementos a flexión (vigas), se deben emplear los siguientes valores:

Esfuerzo cortante solicitado:

$$f_v = \frac{V}{bjd} \quad (\text{D-1.5-8})$$

En donde j se puede tomar como 0.8 en caso de no realizar un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para miembros con secciones en T o I , se debe reemplazar b por b_w .

Esfuerzo cortante admisible para elementos sin refuerzo para cortante

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \leq 0.35 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-9})$$

Si se exceden los valores especificados, el refuerzo debe tomar todo el cortante y se debe espaciar a distancias no mayores que $d/2$. En este caso no se debe exceder el siguiente límite:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{4} \leq 1.1 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-10})$$

D-1.5.7 — ESFUERZOS ADMISIBLES PARA CORTANTE EN MUROS — Para el método de esfuerzos admisibles, en el cálculo del cortante en muros de mampostería, se deben emplear los siguientes valores:

Esfuerzo cortante solicitado:

$$f_v = \frac{V}{bjd} \quad (\text{D-1.5-11})$$

En donde j se puede tomar como 0.8 en caso de no realizar un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para miembros con secciones en T o I , se debe reemplazar b por b_w .

(a) Esfuerzo cortante admisible en muros de mampostería no reforzada:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq 0.56 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-12})$$

El esfuerzo admisible F_v puede ser incrementado en $0.2f_{am}$, donde f_{am} es el esfuerzo de compresión debido a carga muerta solamente.

(b) Esfuerzo cortante admisible en muros de mampostería con refuerzo:

La mampostería toma todo el cortante

D-72

$$\frac{M}{Vd} < 1.0 \quad F_v = \left(4 - \frac{M}{Vd} \right) \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq \left(0.6 - 0.3 \frac{M}{Vd} \right) \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-13})$$

$$\frac{M}{Vd} \geq 1.0 \quad F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \leq 0.25 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-14})$$

El refuerzo toma todo el cortante

$$\frac{M}{Vd} < 1.0 \quad F_v = \left(4 - \frac{M}{Vd} \right) \frac{\sqrt{f'_m}}{24} \leq \left(0.84 - 0.3 \frac{M}{Vd} \right) \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-15})$$

$$\frac{M}{Vd} \geq 1.0 \quad F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{8} \leq 0.52 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-16})$$

D-1.5.8 — La cantidad de refuerzo transversal requerido se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{f_v b_w s}{F_s} \quad (\text{D-1.5-17})$$

Donde s es el espaciamiento del refuerzo al corte, el cual no debe exceder 1.20 m ni $d/2$, b_w es el ancho efectivo del alma de la sección, F_s es el esfuerzo admisible en el refuerzo a cortante en MPa, f_v es el esfuerzo cortante de diseño en MPa y A_v es el área del refuerzo a cortante en mm^2 .

D-1.5.8.1 — El refuerzo transversal de cortante debe colocarse en piezas especiales tipo viga, ubicadas máximo cada 1.20 m. y a distancias no mayores a $d/2$. Dentro del área de refuerzo transversal de cortante no debe incluirse el refuerzo colocados en las juntas de mortero de la mampostería, el cual solo cumple funciones de disminución de la fisuración.

D-1.5.9 — SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE — La sección crítica de diseño a cortante debe localizarse teniendo en cuenta las condiciones de apoyo, aplicación de cargas y las condiciones particulares de funcionamiento del elemento.

D-1.5.10 — ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL REFUERZO — Se tomarán los siguientes valores para los esfuerzos máximos en el refuerzo (F_s):

(a) Esfuerzos de tracción, por flexión o por cortante

Barras corrugadas

$$F_s = 0.5f_y \leq 170 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-18})$$

Barras lisas

$$F_s = 0.4f_y \leq 140 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-19})$$

Alambres

$$F_s = 0.5f_y \leq 210 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-20})$$

(b) Esfuerzos de compresión

En columnas

D-73

$$F_s = 0.4f_y \leq 170 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-21})$$

En elementos sometidos a flexión, la resistencia del acero de refuerzo a la compresión debe despreciarse a menos que el refuerzo vertical sea provisto de refuerzo transversal como se indica en el artículo D.4.2.

Barras corrugadas

$$F_s = 0.5f_y \leq 170 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-22})$$

Barras lisas

$$F_s = 0.4f_y \leq 140 \text{ MPa} \quad (\text{D-1.5-23})$$

D-74

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10



TÍTULO E — CASAS DE UNO Y DOS PISOS

Anexo 3: Ensayos de laboratorio, Universidad de Cuenca.

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ENSAYO A LA COMPRESION DE MORTEROS DE CEMENTO

PROYECTO: TESIS: VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR

SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO

FECHA: 07/02/2012

NOMENCLATURA	FECHA CONFECCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD DIAS	LARGO CM.	ANCHO CM.	ALTO CM.	PESO GR.	AREA CM2	PESO VOLUM. GR/CC	C. ROTURA KG.	F. ROTURA KG/CM2
1	03/01/2012	02/02/2012	30	5,12	5,10	5,25	285,48	26,11	2,082	5.853	224
2	03/01/2012	02/02/2012	30	5,14	5,09	5,25	285,48	26,16	2,078	5.853	224
3	03/01/2012	02/02/2012	30	5,20	5,06	5,26	285,48	26,31	2,063	3.793	144
4	03/01/2012	02/02/2012	30	5,16	5,05	5,25	285,48	26,06	2,087	3.525	135




LABORATORISTA

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ENSAYO A LA COMPRESION DE CILINDROS DE CONCRETO

PROYECTO: TESIS: VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR

SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO

FECHA: 07/02/2012

NOMENCLATURA	F. CONFECCION	F. ROTURA	EDAD DIAS	PESO GR.	ALTURA CM.	DIAMETRO CM.	AREA CM2	PESO VOLUM. KG/M3	C. ROTURA KG.	F. ROTURA KG/CM2
GROUTH	05/01/2012	02/02/2012	28	3.520	20,10	10,10	80,12	2.186	8.170	102
GROUTH	05/01/2012	02/02/2012	28	3.532	20,20	10,10	80,12	2.182	7.957	99
GROUTH	05/01/2012	02/02/2012	28	3.519	20,10	10,20	81,71	2.143	8.348	102




LABORATORISTA

Ensayo 2. Compresión de morteros de relleno. Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ENSAYO A LA COMPRESION DE LADRILLOS

PROYECTO: TESIS: VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR

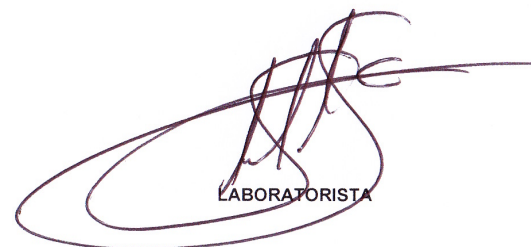
SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO

PROCEDENCIA: ALFADOMUS

FECHA ENSAYO: 09/01/2012

PROCEDENCIA	PESO GR.	LARGO CM.	ANCHO CM.	ALTO CM.	PESO VOL. KG/M3.	AREA BRUTA CM^2	AREA HUECOS CM^2	AREA NETA CM^2	CARGA ROT. KG.	RES. COMPR. KG/CM2	FATIGA NETA KG/CM2.
ALFADOMUS	3.924	30,30	14,50	7,80	1.145	439,35	186,20	253,15	52.220	119	206
ALFADOMUS	3.565	30,50	14,90	7,30	1.075	454,45	186,20	268,25	50.734	112	189
ALFADOMUS	3.865	30,50	14,70	8,00	1.078	448,35	186,20	262,15	39.110	87	149




LABORATORISTA

Ensayo 3. Compresión de ladrillos. Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ENSAYO DE ABSORCION EN LADRILLOS

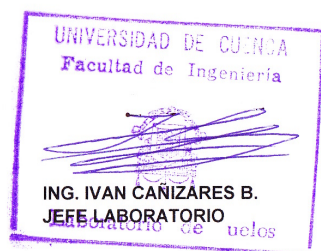
PROYECTO: TESIS "VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR"

SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO

PROCEDENCIA: ALFADOMUS

FECHA: 25/01/2012

LADRILLO	F. ENSAYO	PESO SAT. GR.	PESO SECO GR.	ABSORCION %	PROM. ABS. %	NORMA %
1	04/01/2012	4.300,00	3.862,00	11,34		
2	23/01/2012	4.458,00	3.868,00	15,25		
3	23/01/2012	4.345,00	3.835,00	13,30		



LABORATORISTA

Ensayo 4. Absorción de humedad de ladrillo. Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ENSAYO DE SUCCIÓN EN LADRILLOS

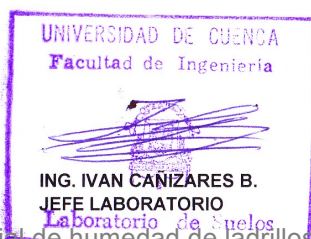
PROYECTO: TESIS "VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR"

SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO

PROCEDENCIA: ALFADOMUS

FECHA: 25/01/2012

LADRILLO	F. ENSAYO	PESO HUM. GR.	PESO SECO GR.	AREA CM2	SUCCIÓN GR/CM2	NORMA
1	18/01/2012	3.725,00	3.678,00	256,08	0,184	
2	25/01/2012	3.714,00	3.673,00	254,60	0,161	
3	25/01/2012	3.990,00	3.939,00	260,70	0,196	




LABORATORISTA

Ensayo 5. Absorción inicial de humedad de ladrillos. Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ENSAYO DE FLEXION EN LADRILLOS

PROYECTO: TESIS "VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR"

SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO

PROCEDENCIA: ALFADOMUS

FECHA: 09/01/2012

PROCEDENCIA	FECHA ENSAYO	ANCHO CM.	ALTO CM.	LUZ CM.	CARGA KG.	MOD. RUPTURA KG/CM2
ALFADOMUS	04/01/2012	15,00	8,10	15,00	1428	33
ALFADOMUS	04/01/2012	15,10	8,00	15,00	931	22
ALFADOMUS	04/01/2012	14,90	8,00	15,00	647	15



LABORATORISTA

Ensayo 6. Flexión de ladrillos. Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ENSAYO DE FLEXION EN LADRILLOS

PROYECTO: TESIS "VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR"

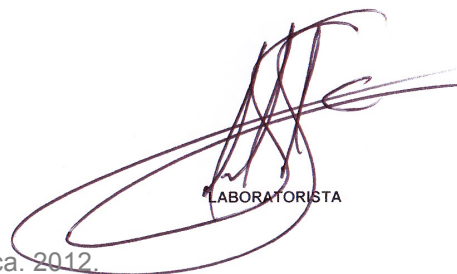
SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO

PROCEDENCIA: ALFADOMUS

FECHA: 09/01/2012

TIPO	FECHA ENSAYO	ANCHO CM.	ALTO CM.	LUZ CM.	CARGA KG.	MOD. RUPTURA KG/CM2
INDUSTRIAL	09/01/2012	15,40	8,30	15,00	812	17
INDUSTRIAL	09/01/2012	15,10	8,10	15,00	1366	31
INDUSTRIAL	09/01/2012	15,50	8,10	15,00	816	18




LABORATORISTA

Ensayo 7. Flexión de ladrillos. Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.

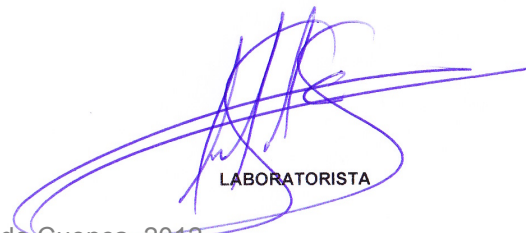
UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES											
ENSAYO A LA COMPRESION DE PRISMAS DE 4 LADRILLOS INDUSTRIALES											
PROYECTO: TESIS: VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO PROCEDENCIA: ALFADOMUS FECHA ENSAYO: 02/02/2012											
PROCEDENCIA	PESO GR.	LARGO CM.	ANCHO CM.	ALTO CM.	PESO VOL. KG/M3.	AREA BRUTA CM ²	AREA HUECOS CM ²	AREA NETA CM ²	CARGA ROT. KG.	RES. COMPR. KG/CM2	FATIGA NETA KG/CM2.
ALFADOMUS	19.256	30,80	15,00	34,10	1.222	462,00	196,80	265,20	48.950	106	185
ALFADOMUS	19.672	30,70	15,30	34,80	1.203	469,71	196,80	272,91	41.217	88	151
ALFADOMUS	19.114	30,60	15,20	34,80	1.181	465,12	196,80	268,32	40.082	86	149

UNIVERSIDAD DE CUENCA
Facultad de Ingeniería



JEFE LABORATORIO
ING. IVÁN CANIZARES
Laboratorio de Suelos

OBSERVACIÓN: celdas sin rellenar



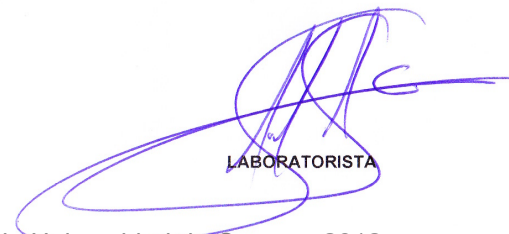
LABORATORISTA

Ensayo 8. Compresión de prismas de 4 ladrillos. (Sin relleno). Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.

UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES											
ENSAYO A LA COMPRESION DE PRISMAS DE 4 LADRILLOS INDUSTRIALES											
PROYECTO: TESIS: VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO PROCEDENCIA: ALFADOMUS FECHA ENSAYO: 03/02/2012											
PROCEDENCIA	PESO GR.	LARGO CM.	ANCHO CM.	ALTO CM.	PESO VOL. KG/M3.	AREA BRUTA CM^2	AREA HUECOS CM^2	AREA NETA CM^2	CARGA ROT. KG.	RES. COMPR. KG/CM2	FATIGA NETA KG/CM2.
ALFADOMUS	33.300	30,60	14,70	34,70	2.133	449,82			47.101	105	
ALFADOMUS	33.600	30,50	15,00	34,40	2.135	457,50			47.706	104	
ALFADOMUS	34.500	30,60	14,80	35,00	2.177	452,88			48.848	108	



OBSERVACIÓN: celdas rellenas (capeado)



LABORATORISTA

Ensayo 9. Compresión de prismas de 4 ladrillos. (Con relleno, capeados). Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ENSAYO DE FLEXION EN PRISMAS DE LADRILLOS INDUSTRIALES

PROYECTO: TESIS "VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CON MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. APLICACIÓN ÁREA URBANA CUENCA - ECUADOR"

SOLICITADO POR: ARQ. PABLO QUITO

PROCEDENCIA: ALFADOMUS

FECHA: 07/02/2012

TIPO	FECHA ENSAYO	ANCHO CM.	ALTO CM.	LUZ CM.	CARGA KG.	MOD. RUPTURA KG/CM2
CELDAS SIN RELLENAR	03/02/2012	30,60	14,80	26,00	1370	7,97
CELDAS SIN RELLENAR	03/02/2012	30,60	15,00	26,00	636	3,60
CELDAS SIN RELLENAR	03/02/2012	30,70	14,90	26,00	1519	8,69
CELDAS SIN RELLENAR	03/02/2012	30,70	14,90	26,00	1370	7,84
CELDAS RELLENADAS CON REFUERZO	06/02/2012	30,80	14,90	26,00	2546	14,52
CELDAS RELLENADAS CON REFUERZO	06/02/2012	30,40	14,60	26,00	3117	18,76
CELDAS RELLENADAS CON REFUERZO	06/02/2012	30,50	14,70	26,00	3151	18,65
CELDAS RELLENADAS CON REFUERZO	06/02/2012	30,50	14,90	26,00	3321	19,13
CELDAS RELLENADAS CON REFUERZO	06/02/2012	30,60	14,80	26,00	2573	14,97
CELDAS RELLENADAS SIN REFUERZO	06/02/2012	30,80	14,90	26,00	1764	10,06

UNIVERSIDAD DE CUENCA
Facultad de Ingeniería



ING. IVAN CAÑIZARES B.
JEFE LABORATORIO

LABORATORISTA

Ensayo 10. Flexión de prismas de 4 ladrillos. (Sin relleno y con relleno reforzados). Laboratorio de la Universidad de Cuenca. 2012.