



**UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

**Estudio de deflexiones en muros de ladrillo portantes con reforzamiento
de malla electro-soldada para edificaciones de hasta 4 pisos aplicando la
NEC 2011**

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

Director: Ing. Oscar Villacres

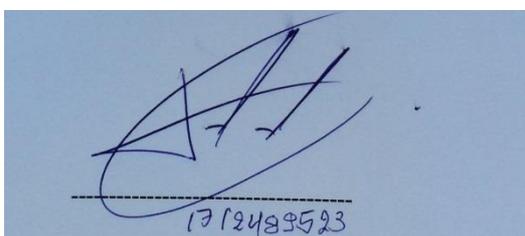
Quito, Septiembre del 2015

APROBACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ingeniero **Oscar Villacres**, tutor designado por la Universidad Internacional del Ecuador UIDE para supervisar el avance del Proyecto de estudio Científico con el tema: **“ESTUDIO DE DEFLEXIONES EN MUROS DE LADRILLO PORTANTES CON REFORZAMIENTO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA EDIFICACIONES DE HASTA 4 PISOS APLICADO AL NEC 2011”** del estudiante Ángel Patricio Hurtado Coronel de la facultad de Ingeniería Civil, considero que dicha tesis de estudio reúne los requisitos para ser sometido a la evaluación del comité examinador designado por la Universidad y certifico que conozco al autor del presente trabajo.

Quito, Septiembre del 2015

EL TUTOR



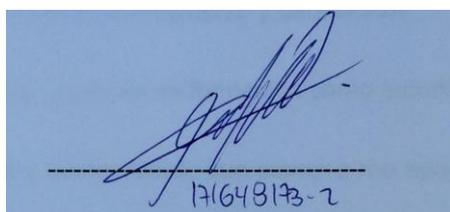
Ing. Oscar Villacres.

171248952-3

DECLARACIÓN

Yo, **ANGEL PATRICIO HORTADO CORONEL** declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido presentado anteriormente para ningún grado o calificación profesional y, que se ha consultado la bibliografía detallada.

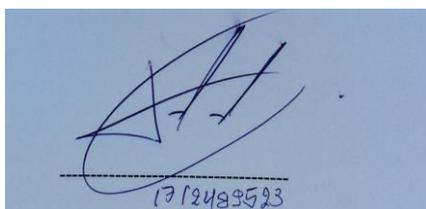
Cedo mis derechos de propiedad intelectual a la Universidad Internacional del Ecuador, sin restricción de ningún género o especial.



A handwritten signature in blue ink on a light blue background. The signature is stylized and cursive. Below the signature is a horizontal dashed line, and underneath that line, the number '171648173-2' is written in blue ink.

FIRMA

Yo, **OSCAR JUAN VILLORES** certifico que conozco al autor del presente trabajo siendo responsable exclusivo tanto en su originalidad, autenticidad, como en su contenido



A handwritten signature in blue ink on a light blue background. The signature is stylized and cursive. Below the signature is a horizontal dashed line, and underneath that line, the number '1712483523' is written in blue ink.

FIRMA

DEDICATORIA

Dedico este triunfo a DIOS y a la Santísima virgen María, por haber permitido culminar una meta más en mi vida.

A mis Padres Enid Coronel y Ángel Hurtado, que con mucha humildad, esfuerzos y sacrificios, me apoyaron en este arduo camino, y que en los momentos difíciles me consolaron y me alentaron a seguir adelante, gracias por enseñarme a soñar y que todo es posible si se realiza con esfuerzo y dedicación. A Erika Vargas quien fue mi soporte durante todo el proceso de estudio, por siempre estar dispuesta a escucharme y ayudarme en cualquier momento.

A los docentes que contribuyeron en mi formación como estudiante, gracias

A mis familiares, amigos y compañeros, que siempre me apoyaron en este largo camino.

Ángel Patricio Hurtado Coronel

TABLA DE CONTENIDO

APROBACIÓN DEL TUTOR	1
DECLARACIÓN	2
DEDICATORIA.....	3
PLANIFICACIÓN DEL TRABAJO POR CAPÍTULOS	12
CAPÍTULO 1. EL PROBLEMA	14
1.1 INTRODUCCIÓN	14
1.2 JUSTIFICACIÓN	14
1.3 ALCANCE DEL TEMA	15
1.4 OBJETIVO GENERAL	15
1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.5 HIPÓTESIS O IDEA A DEFENDER.....	16
CAPÍTULO 2. GENERALIDADES	18
2.1. IMPORTANCIA DEL REFORZAMIENTO DENTRO DE LAS MAMPOSTERÍAS PORTANTES EN EDIFICACIONES CON LADRILLO PARA RESISTIR CARGAS SÍSMICAS.	18
2.2. MAMPOSTERÍAS PORTANTES DE LADRILLO.	18
2.3. REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍAS EN EL ECUADOR.	20
2.4 ZONA SÍSMICA EN EL ECUADOR	21
CAPÍTULO 3. MAMPOSTERÍAS DE LADRILLO Y BLOQUE	26
3.1 GENERALIDADES.....	26
3.1.1 Definición	26
3.1.2 Tipos y procesos constructivos	26
3.2 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA MAMPOSTERÍAS.....	28
3.2.1 Mampuestos	28
3.2.2 Mortero de pega.....	29
3.2.3 Propiedades del mortero de cemento pórtland	31
3.3 HORMIGÓN.....	33

3.4 ORIGEN DE LOS PROBLEMAS EN LA MAMPOSTERÍA.....	33
3.4.1 Sismo.....	33
3.4.2 Fuerzas sísmicas horizontales.....	35
3.4.3 Interacción entre las fuerzas sísmicas y la mampostería.....	36
3.4.4 Fallas de cálculo en mamposterías portantes.....	38
3.4.5 Asentamientos diferenciales.....	40
3.4.6 Mala calidad de los materiales.....	40
3.5 COMPORTAMIENTO DE LAS MAMPOSTERÍAS PORTANTES	41
3.5.1 Esfuerzos de compresión	41
3.5.2 Esfuerzos cortantes	43
CAPÍTULO 4. MÉTODO DE REFORZAMIENTO.....	46
4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES	46
4.1.1 Unidades de mampostería.....	46
4.1.2 Hormigón y mortero.	47
4.1.3. Acero de refuerzo.	48
4.1.4 Malla electro soldada.....	48
4.2 DESCRIPCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DOBLE CON TRABES.	51
4.2.1 Proceso constructivo de la mampostería.....	51
4.2.2 Colocación de malla electro soldada y enlucido de refuerzo.....	56
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE FUERZAS LATERALES Y VERTICALES DE LA ESTRUCTURA.....	58
5.1 DIAFRAGMAS HORIZONTALES.....	59
5.1.1 Deflexión en diafragmas y paredes.....	61
5.1.2 Tipos de diafragmas	61
5.2 RIGIDECES DE PAREDES	63
5.2.1 Paredes en voladizo.....	64
5.2.2 Paredes fijas	66

5.2.4 Rigideces relativas de paredes	67
5.3 MOMENTO DE VOLTEO	68
5.4 TORSIÓN.....	69
CAPITULO 6. DISEÑO.....	72
6.1 INTRODUCCION	72
6.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO USANDO UN PROGRAMA COMPUTACIONAL.....	72
6.3 ANÁLISIS SÍSMICO Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE MAMPOSTERIA PORTANTE DEL PROYECTO	74
6.4 PARÁMETROS SÍSMICOS	80
CAPÍTULO 7. CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	85
7.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	85
7.1.1 Cargas de diseño utilizadas.....	85
7.1.1.1 Cargas muertas	85
7.1.1.2 Cargas vivas	86
7.1.1.3 Descripción de los materiales	86
7.2 MÉTODO A USARSE: DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF).....	86
7.2.1 Objetivos generales y requisitos	86
7.2.2 Objetivos de diseño	87
7.2.3. Requisito rdbf: fuerzas internas (solicitaciones mecánicas).....	87
7.2.4. Requisito ddbf: derivas de piso	88
7.3 DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE	88
7.4 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DINÁMICAS ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICO TABLA DE VALORES	95
7.5 RELACIÓN DE MASAS EN LA PARTICIPACIÓN MODAL	97
7.6 CONTROL DE DERIVA DE PISO (DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS DE PISO ΔM).....	97
7.7 CONCLUSIONES	101

7.8 RECOMENDACIONES	103
BIBLIOGRAFÍA	105
ANEXO 1. RENDERS DE LA ESTRUCTURA.....	108
ANEXO 2. CORTANTE BASAL EN LOS PISOS – PESO REACTIVO DE LA ESTRUCTURA.....	110
ANEXO 3. RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	112
ANEXO 4. ENSAYOS	115
ANEXO 5. CROQUIS	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 Mapa Diseño Sísmico.....	24
Fig. 4.2 Malla electro soldada ARMEX-R188.	49
Fig. 4.3 Trabe inglés. (Materiales y procedimientos de construcción).....	52
Fig. 4.4 Construcción de mampostería doble utilizando el trabe inglés.....	52
Fig. 4.5 Espacios intercalados libres de ladrillo.....	53
Fig. 4.6 Acero de refuerzo tipo C para anclaje viga-mampostería.....	54
Fig. 4.7 Descripción de la Viga.....	55
Fig. 4.8 Unión Viga-Mampostería.....	55
Fig. 5.1 Distribución Lateral de la fuerza, en un tipo de edificio de Paredes de Cortante.....	58
Fig. 5.2 Distribución de Cargas y Esfuerzos en una pared.	59
Fig. 5.3 Transmisión de Fuerzas del diafragma a las vigas.	60
Fig. 5.4 Cuerda de Diafragma, Sección A-A.....	60
Fig. 5.5 Deformación de paredes de Cortante.....	63
Fig. 5.6 Desplazamiento en la parte superior de una pilastra en voladizo, fija desde la base.	65
Fig. 5.7 Desplazamiento de pilastra fija en su parte superior e inferior.	66
Fig. 5.8 Momento de Volteo en la base.....	68
Fig. 5.9 Distorsiones laterales de un edificio.	70
Fig. 6.1 Esquemmatización de la metodología usada para realizar diseños en el ETABS	73
Fig. 6.2 Ubicación del terreno.....	76
Fig. 6.3 Morfología del Terreno	77
Fig. 6.4 Plano Topográfico	78
Fig. 6.5 Mapa Diseño Sísmico.....	80
Fig. 7.1 Captura página principal programa Cargas sísmicas	95

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	24
Tabla 2. Clasificación de Morteros, dosificación y resistencia mínima a compresión a los 28 días.	30
Tabla 3 Tipos mallas Armex	49
Tabla 4 Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	80
Tabla 5 Clasificación de los perfiles de suelo	81
Tabla 6 Tipos de suelo y factores de sitio Fa.	82
Tabla 7 Tipos de suelo y factores de sitio Fd	82
Tabla 8 Tipos de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.	83
Tabla 9 Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.	90
Tabla 10 Coeficientes de irregularidad en planta.	91
Tabla 11 Coeficientes de irregularidad en elevación.	92
Tabla 12 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	93
Tabla 13 Relación de masas	97
Tabla 14 Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.	99
Tabla 15 Control de derivas	100

RESUMEN

La mampostería portante con refuerzo de malla electro-soldada no es de uso muy común en nuestro país para viviendas de un nivel y muy poco utilizada en edificios hasta 4 niveles debido al poco conocimiento del comportamiento estructural de este sistema, y a las bajas resistencias que se encuentran en los materiales que la componen. Este tipo de construcciones poseen grandes cualidades de aislamiento acústico y térmico, sin embargo son vulnerables a los agentes naturales tradicionalmente como el viento, sismos, o terremotos, tiene una respuesta muy baja a los movimientos telúricos sufriendo varios daños en toda su estructura. A fin de contar con un estudio y soporte técnico-analítico del comportamiento de este tipo de mamposterías reforzadas, es conveniente por las razones indicadas, evaluar el tema a consideración para poder establecer una solución diferente a los sistemas constructivos tradicionales del medio. Se comprobará si con la utilización de malla electro-soldada la mampostería logra tener mayor estabilidad durante y después de ser sometido a cargas sísmicas, logrando mayor rigidez a la carga lateral impuesta. La edificación se va a ubicar en el sector de la Morita, Quito Tumbaco-Ecuador como parte de un proyecto de vivienda multifamiliar, con un área total de construcción de 770.24 m², una área de circulación en pasillos comunales de 16.72 m² sobre un terreno rectangular. Los departamentos de aproximadamente 87.92 m² cuentan con dos dormitorios, cocina, sala, comedor y baño, distribuidos de la mejor manera posible; Los accesos se encuentran en las zonas central del edificio del primer piso, los cuales conducen a la escalera que une los cuatro niveles.

ABSTRACT

The load-bearing reinforced masonry electro-welded mesh is not very commonly used in our country to a level housing and very little used in buildings up to 4 levels due to poor knowledge of the structural behavior of this system, and low resistances They are found in the materials that compose it. Such constructions possess great qualities of acoustic and thermal insulation, however, are vulnerable to natural agents traditionally has a very low response to the earthquakes suffered several damages in its structure causing significant damage. In order to have a study and support analytic the behavior of this type of reinforced masonry, I think suitable for the above reasons, to assess the issue for consideration in order to establish a different solution to traditional construction systems of the medium. It checks whether the use of electro-welded mesh masonry manages to have greater stability during and after being subjected to seismic loads, achieving greater lateral rigidity burden. The building will be located in the area of Morita, Tumbaco Quito-Ecuador as part of a multifamily housing project, with a total construction area of 770.24 m², an area of circulation in communal halls of 16.72 m² on a rectangular field. The departments of about 87.92 m² with two bedrooms, kitchen, living room and bathroom, distributed in the best way possible; The entrances are at the core areas of the building on the first floor, which leads to the staircase that links the four levels.

PLANIFICACIÓN DEL TRABAJO POR CAPÍTULOS

CAPITULO 1: EL PROBLEMA.- El objeto de la tesis es el planteamiento del problema, la introducción, justificación, alcance del tema, objetivo general, objetivos específicos, hipótesis o idea a defender.

CAPITULO 2: GENERALIDADES.- Conceptos mampostería, Importancia del reforzamiento en mamposterías portantes, Reforzamientos de mampostería en el Ecuador, Zonas sísmicas.

CAPITULO 3: MAMPOSTERIAS DE LADRILLO Y BLOQUE.- Generalidades, elementos que conforman las mamposterías, Hormigón, Origen de los problemas en las mamposterías, comportamiento de las mamposterías portantes.

CAPITULO 4: MÉTODO DE REFORZAMIENTO.- Descripción de los materiales.

CAPITULO 5: ANÁLISIS DE FUERZAS LATERALES Y VERTICALES DE LA ESTRUCTURA.- Diafragmas horizontales, Rigideces de paredes, Momento de Volteo, Torsión.

CAPITULO 6: DISEÑO.- Introducción, análisis y diseño del edificio usando un programa computacional, análisis sísmico y descripción de la estructura, parámetros sísmicos.

CAPITULO 7: CÁLCULOS Y RESULTADOS.- Descripción estructural, método a usarse, distribución horizontal del cortante, cálculo de fuerzas, relación de masas, control de derivas, conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 1
EL PROBLEMA

CAPÍTULO 1. EL PROBLEMA

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de tesis tiene como objetivo analizar el comportamiento de mamposterías portantes sometidas a cargas sísmicas laterales, para el presente caso serán construidas a base de ladrillos artesanales, las dimensiones del ladrillo son 35x15x8 cm, la disposición de los ladrillos será tal que se forme una pared doble con trabes. Las paredes se construirán colocando los ladrillos en la primera fila de manera longitudinal y la segunda fila de manera transversal, este procedimiento se irá repitiendo hasta alcanzar el nivel deseado de la pared.

Este tipo de estructuras portantes a lo largo de los años han generado varias incógnitas acerca de su resistencia y seguridad, debido a que no se han considerado como estructuras sismo-resistentes, debido a su poca respuesta a los movimientos telúricos.

Partiendo de esta premisa y con el objetivo de reducir los problemas más significativos, consideramos importante realizar un reforzamiento adecuado a este tipo mamposterías, para lo cual hemos considerado hacer el reforzamiento, mediante malla electro soldada.

1.2 JUSTIFICACIÓN

El presente proyecto tiene como objetivo dar a conocer una forma alternativa al tipo de construcción normal, ofreciendo una vivienda mediante el sistema de mampostería portante con refuerzo de malla electro-soldada, debido a que este sistema en el Ecuador no es de uso muy común para viviendas. Este tipo de estructuras portantes a lo largo de los años han generado varias incógnitas acerca de su resistencia y seguridad, ya que no se han considerado como estructuras sismo-resistentes, debido a su poca respuesta a los movimientos

telúricos. En los últimos años se ha observado con mayor frecuencia otro tipo de problemas como son: agrietamientos y fisuras de las mamposterías, provocadas también por asentamientos diferenciales, fuerzas sísmicas horizontales, deflexiones considerables sobre la estructura y muchos otros problemas que se generan durante y después del proceso constructivo, lo que trae consigo costos adicionales para su reparación y pérdida de la funcionalidad de la estructura. A fin de contar con un estudio y soporte técnico –analítico del comportamiento de este tipo de mamposterías reforzadas, creo conveniente por las razones indicadas, evaluar el tema a consideración para poder establecer una solución diferente a los sistemas constructivos tradicionales del medio.

1.3 ALCANCE DEL TEMA

Se comprobará si con la utilización de malla electro-soldada la mampostería logra tener mayor estabilidad durante y después de ser sometido a cargas sísmicas, logrando mayor rigidez a la carga lateral impuesta.

Mediante modelación matemática se comprobara si con la utilización de malla electro soldada mejora el comportamiento de la mampostería bajo la acción de cargas laterales.

1.4 OBJETIVO GENERAL

Analizar las deflexiones en muros de ladrillo portantes con reforzamiento de malla electro-soldada para edificaciones hasta 4 pisos aplicando la NEC 2011.

1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar estructuralmente la edificación de mampostería de ladrillo portante reforzada con malla electro-soldada.
- Realizar un análisis dinámico y estático de la estructura mediante el programa ETABS v9.74, aplicando tanto cargas gravitacionales como cargas laterales; mediante la aplicación del espectro de respuesta sísmico, especificado en el NEC-DS-2015.
- Calcular los modos de vibración de la estructura y comprobar que en los dos primeros modos se produce traslación pura alrededor de los ejes X y Y; y que no existe rotación alrededor del eje Z.
- Realizar el análisis de derivas en la edificación de mampostería portante con refuerzo de malla electro-soldada mediante los resultados obtenidos en la modelación del proyecto en el programa ETABS V9.7.

1.5 HIPÓTESIS O IDEA A DEFENDER

Las paredes hechas con ladrillo reforzadas con malla electro-soldada son igual de resistentes que una estructura normal en hormigón armado. La construcción de muros de corte con mampostería reforzada es un tipo de construcción segura.

CAPÍTULO 2
GENERALIDADES

CAPÍTULO 2. GENERALIDADES

2.1. IMPORTANCIA DEL REFORZAMIENTO DENTRO DE LAS MAMPOSTERÍAS PORTANTES EN EDIFICACIONES CON LADRILLO PARA RESISTIR CARGAS SÍSMICAS.

Es importante reconocer y tener en cuenta que no existe ningún tipo de estructura antisísmica, sino estructuras sismo-resistentes, es decir, que ante la presencia de un sismo los elementos que conforman dicha estructura sean capaces de absorber la energía transmitida por el sismo, y que la estructura tenga la capacidad de resistir. Todo esto ha llevado en los últimos años a un desarrollo avanzado en el estudio de los métodos de reforzamiento estructural.

Existen algunos métodos importantes para el reforzamiento de mamposterías portantes de ladrillo, cuyo objetivo principal es reducir el riesgo sísmico a las que estarán expuestas en este caso se lo hará mediante el reforzamiento con malla electro-soldada, con el fin de absorber los esfuerzos producidos por las diferentes condiciones de carga las cuales generan fallas como fisuras y agrietamientos y en muchos casos un deterioro significativo de la mampostería., evitando en lo posible la ocurrencia de un colapso y retardando los efectos producidos, para que los ocupantes de este tipo de estructuras tengan suficiente tiempo para evacuar.

2.2. MAMPOSTERÍAS PORTANTES DE LADRILLO.

En el campo de la Ingeniería Civil el sistema de paredes portantes ha sido extensamente utilizado durante muchos años en el Ecuador. Este tipo de construcciones poseen grandes cualidades de aislamiento acústico, térmico y han atendido a los problemas de vivienda económica (Rivera, 2013),

Sin embargo si este tipo de construcciones no cuentan con un debido reforzamiento son vulnerables a los agentes naturales como el viento que es muy

poco o nada tomado en cuenta en el diseño de estas edificaciones. No se tomaba en cuenta el factor viento para el cálculo estructural porque la normativa no lo pedía, pero en la normativa NEC 2011 es indispensable tomar en cuenta este factor. Un material de construcción, es cualquier producto procesado o fabricado destinado a ser incorporado con carácter permanente en cualquier obra, sea de edificación o de ingeniería civil. En general, los materiales de construcción deben cumplir estos requisitos:

- Resistencias mecánicas acordes con el uso que recibirán.
- Estabilidad química (resistencia a agentes agresivos)
- Estabilidad física (dimensional).
- Seguridad para su manejo y utilización.
- Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios.
- No conspirar contra el ambiente.
- Aislamiento térmico y acústico (colaborar en el ahorro de energía).
- Estabilidad y protección en caso de incendio (resistencia al fuego).
- Comodidad de uso, estética y economía. (NEC-2011, Materiales en la Mampostería Estructural, 2011)

Este tipo de construcción tradicional sin reforzamiento tiene una respuesta muy baja a los movimientos telúricos ocasionando varios daños en toda su estructura y provocando en muchos casos problemas estructurales significativos puesto que el refuerzo de los muros no se puede colocar por dentro de los ladrillos. En los últimos años se ha observado con mayor frecuencia otro tipo de problemas como son: agrietamientos y fisuras de las mamposterías provocadas no solo por movimientos telúricos sino también por asentamientos diferenciales, deflexiones considerables sobre la estructura, y muchos otros problemas que se generan

durante y después del proceso constructivo, lo que trae consigo costos adicionales para su reparación y pérdida de la funcionalidad de la estructura.

2.3. REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍAS EN EL ECUADOR.

En el Ecuador actualmente se están desarrollando técnicas de reforzamiento de mamposterías debido a la antigüedad de ciertas obras tanto del tipo colonial como moderna, por lo que la necesidad de lograr un mejor comportamiento de las mismas ante la presencia de un sismo, es una de las mayores preocupaciones.

El objetivo que las construcciones sean cada vez más resistentes a los sismos toma cada vez mayor importancia debido a que en la ciudad de Quito se encuentra sobre o muy próxima al sistema de fallas ciegas de Quito, se puede presentar un sismo impulsivo de corta duración pero con un gran poder destructivo que va a causar mucho daño en la ciudad. En el 2011 para diseñar el Metro de Quito, se realizaron estudios de suelos por los lugares donde va a circular el Metro, lo importante de este estudio fue que se obtuvo información hasta una profundidad media de 50 m. Esta información fue entregada por el Distrito Metropolitano de Quito a la compañía consultora ERN, Evaluación de Riesgos Naturales en América Latina, quienes realizaron el cuarto estudio de microzonificación sísmica de Quito. (Falconí, 2013). Sin duda el acero de refuerzo mejora las condiciones y el comportamiento de una estructura, siendo varios los tipos de reforzamientos que se les puede dar a las mamposterías, pero muchas de ellas sin contar con un análisis previo ante las sollicitaciones posibles de carga, es decir que tan efectivo puede llegar a ser dicho reforzamiento en determinada sollicitación, a lo largo de su vida útil.

En nuestro país los tipos de reforzamiento que más se han desarrollado para la mampostería portante y han sido utilizados son: el reforzamiento con malla electro soldada y mortero de refuerzo.

Esta técnica sencilla pero muy eficiente consiste en colocar la malla electro soldada en las caras de la mampostería, para posteriormente cubrir la malla con un mortero generando un enchape o enlucido, El espesor de mortero de relleno entre el refuerzo y la unidad de mampostería no debe ser menor de 13 mm.

De igual manera para la utilización de varillas corrugadas para el reforzamiento, el diámetro mínimo es 10 mm. Para muros con espesor nominal de 200 mm o más no puede tener un diámetro mayor que 25 mm. Para muros de menos de 200 mm. De espesor nominal no puede tener un diámetro mayor que 20 mm. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

Este proceso se ha usado en nuestro medio a pesar de que se hace más complicado debido a que se necesitan máquinas especiales para realizar dicho reforzamiento.

2.4 ZONA SÍSMICA EN EL ECUADOR

La premisa es una; los 13 millones de ecuatorianos viven en un país que está atravesado por fallas geológicas por lo tanto tiene alto riesgo sísmico, la inestabilidad de los suelos, las grandes probabilidades de deslizamientos, deslaves y hundimientos, a ello se suma la deforestación que incrementa la fragilidad de la tierra: 180 mil hectáreas por año, por lo tanto toda actividad relacionada con el uso del suelo debe tener en cuenta esta realidad. La sismicidad o actividad sísmica en el Ecuador se debe principalmente a la subducción de la placa Nazca bajo la placa Suramericana conocida como la falla

de Sur Americana, adicionalmente el contacto con la placa de Cocos en el Norte del país han generado muchos desastres como el suscitado en la ciudad de Esmeraldas en el año de 1906. Además se han localizado fallas activas en el interior del Ecuador principalmente en la zona interandina, las mismas que han sido las causantes de los sismos más destructivos del país como en 1987 en Baeza, en 1990 en Pomasqui y el de 1996 en Pujilí que afecto a más de 5000 viviendas, y tuvo una magnitud de 5.7 grados en la escala Richter localizando su epicentro a 95 km de Quito. Todos estos desastres, abonan a esta investigación de que es necesaria la prevención más aún cuando se trata de desastres impredecibles. En diversos terremotos ocurridos en el Ecuador así como en la región andina, se ha observado que en general las estructuras son sistemas constructivos tradicionales, entre ellas las de adobe, ladrillo común o artesanal, las cuales presentan un pobre comportamiento sísmico, llegando incluso al colapso en forma muy rápida, aun frente a sismos moderados.

Uno de los sismos que más han afectado a Quito es el registrado a las 00h30' del 22 de marzo de 1859 dejando en la Capital 30 muertos, daños en algunas Iglesias entre las que se destaca la de San Francisco y la de San Juan, gran destrucción en varias casas de 1 piso, construidas con adobe sin mayor técnica. Este sismo asociado a la subducción fue sentido en Guayaquil. En 1970 un terremoto de 7.1 grados en Bahía de Caráquez destruyó gran parte de esta ciudad, otro movimiento telúrico fuerte ocurrió en Bahía de Caráquez (Manabí), en 1998. El 4 de agosto se produjeron dos terremotos que, según la escala de Richter, se ubicaron en 5.1 y 7.1 grados, destruyeron la ciudad y varias poblaciones aledañas.

Otras localidades que experimentaron sismos de gran magnitud fueron: Latacunga en 1976, el sismo en esa época fue de 6 grados en la escala Mercalli – medida que se utilizaba para calcular la gravedad de los sismos por los daños antes de la medida Richter -; Esmeraldas, en abril del mismo año vivió otro terremoto de 6.8 grados en la Escala Mercalli; y otras poblaciones como: Loja en 1970 y Pastaza en 1987. El jueves 5 de Marzo de 1987, dos sismos de magnitudes 6.1 y 6.9 ocurrieron a lo largo de las faldas orientales de los Andes en el noroeste del país. Sus epicentros se localizaron en la provincia del napo, aproximadamente 100 km al este-noreste de Quito y 25 Km al norte del volcán Reventador. La noche del 10 de Agosto de 1990 un temblor de magnitud 5.3 ubicado a escasos 2 kilómetros al norte del epicentro del temblor del día 12 de Agosto de 2014, destruyó casas de adobe y tapial en un radio de 12 kilómetros a la redonda además de algunas construcciones modernas sobre todo en las zonas de Pomasqui y Pusuquí. El sismo de 5,1 grados en la escala de Richter, que se produjo el martes 12 de agosto del 2014, es considerado como el mayor movimiento telúrico que ha sido medido en la ciudad. Mientras más se estudie un sismo histórico es mejor para todos, ya que se tendrán diferentes puntos de vista de un evento importante que por obvias razones no se cuenta con registros instrumentales. (Falconí, 2013)

A continuación se indica el Mapa de zonificación sísmica del Ecuador, publicado en el año 2011 (INEN-EPN-UCSG-Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha), este es el mapa de actual utilización para el peligro sísmico en el país

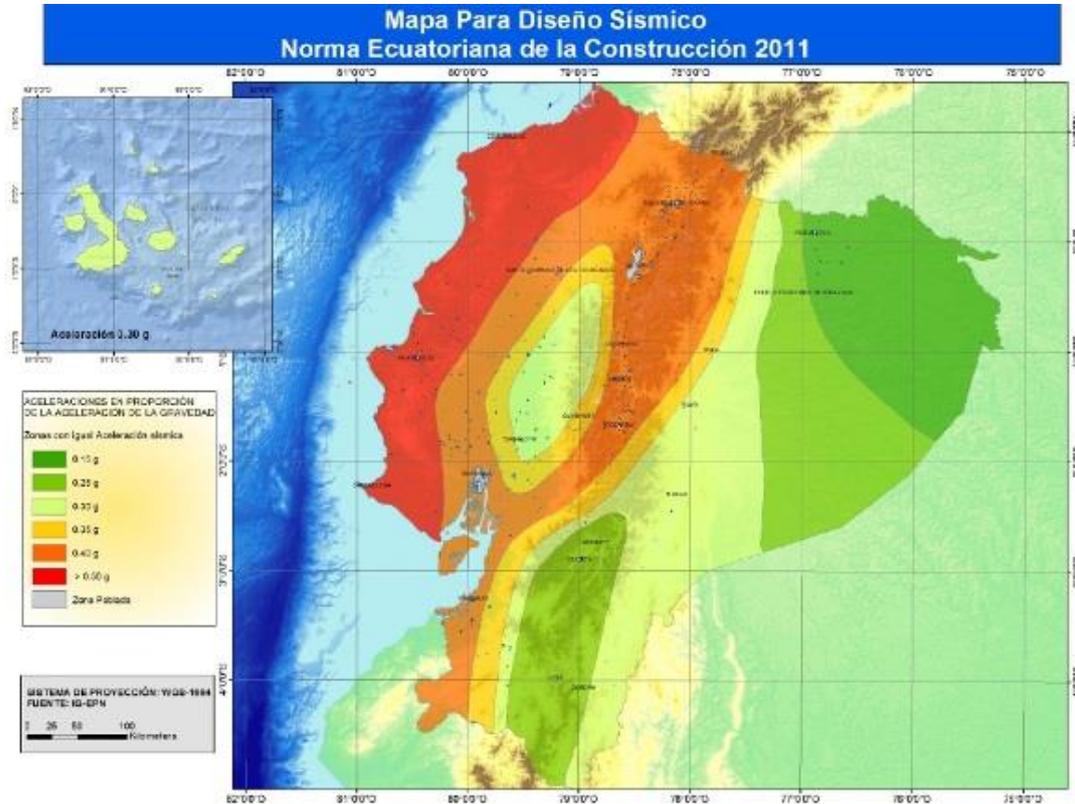


Fig. 2.1 Mapa Diseño Sísmico.

Autor: NEC-2011 Riesgo Sísmico

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

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

Autor: NEC-2011 Riesgo Sísmico

Además, hay otros peligros por considerar como las erupciones volcánicas, tsunamis y desastres naturales, los cuales han dejado a lo largo de la historia sus huellas, con diferentes consecuencias. Sin embargo, son los sismos los que más daños han causado en el Ecuador en los últimos tiempos.

CAPÍTULO 3
MAMOSTERIAS DE LADRILLO

CAPÍTULO 3. MAMPOSTERÍAS DE LADRILLO Y BLOQUE

3.1 GENERALIDADES

3.1.1 DEFINICIÓN

Se conoce como mampostería a un proceso constructivo en donde interactúan dos tipos de elementos: las unidades de mampostería como ladrillos o bloques de hormigón, y el mortero de pega.

La mampostería es el elemento que sirve para rellenar los espacios entre las columnas y vigas de una edificación, mediante la unión de ladrillos de arcilla o bloques de hormigón, para conformar un elemento monolítico tipo muro, las cuales servirán como aislante entre el interior y exterior de la estructura, en el caso que se conforme un muro portante con la utilización de una malla electro-soldada en las dos caras del muro unidas mediante mortero, este tendrá que resistir las cargas a las cuales la edificación esté sujeta en su vida útil.

En la actualidad la construcción de mamposterías ha ido mejorando en especial su proceso constructivo teniendo en cuenta el tipo de mampostería y la calidad del mortero que se usara para su unión, ya que este último deberá garantizar la transmisión de esfuerzos sin ocasionar fallas o deformaciones considerables. (Falconí, 2013)

3.1.2 TIPOS Y PROCESOS CONSTRUCTIVOS

3.1.2.1 MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.

Es la construcción con base a piezas de mampostería unidas por medio de mortero que no cumple las cuantías mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada.

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. (construcción, 1998)

3.1.2.2 MAMPOSTERÍA SIMPLE

Es el tipo de mampostería estructural sin refuerzo conformada por piezas de mampostería unidas por medio de mortero y que no cumplen las cuantías mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada.

Los esfuerzos dominantes son de compresión los cuales deben contrarrestar los esfuerzos de tensión producidos por las fuerzas horizontales. (NEC-2011, Mampostería Estructural). Es decir este tipo de mampostería carece de refuerzo externo e interno y es únicamente la mampostería la que absorbe los esfuerzos solicitados.

3.1.2.3 MAMPOSTERÍA CONFINADA

Utilizada en gran parte en nuestro medio este tipo de mampostería confinada se encuentra reforzada en todo su perímetro por elementos de hormigón armado, es decir vigas y columnas, las cuales absorberán las tracciones producidas por las cargas laterales en los planos del muro. (NEC-2011, Mampostería Estructural)

En este tipo de mampostería se levanta primero la pared y luego se funden los elementos confinantes, columnetas, cadenas y vigas todas de hormigón armado.

3.1.2.4 MAMPOSTERÍA PORTANTE

Es el tipo de mampostería construida con ladrillos de arcilla o bloques de hormigón y mortero de pega, con un refuerzo de malla electro-soldada en las caras del muro, la cual no está compuesta por columnas ni vigas en su perímetro, por lo que la mampostería conforma toda la superestructura y es la encargada de

la transmisión de las cargas hacia la subestructura. (NEC-2011, Mampostería Estructural)

3.1.2.5 MAMPOSTERÍA REFORZADA

Es la mampostería de ladrillo o bloque de hormigón reforzada mediante la utilización de varillas de acero distribuidas de manera horizontal, vertical o ambas, embebidas en mortero u hormigón, conformando un sistema monolítico, de tal manera que el sistema funcione conjuntamente para resistir los esfuerzos. Las columnas y vigas serán de hormigón armado.

Este refuerzo resistirá principalmente los esfuerzos de tensión y ocasionalmente cuando la mampostería no sea capaz de resistir esfuerzos de compresión y corte este refuerzo será capaz de absorber estos esfuerzos. (NEC-2011, Mampostería Estructural)

3.2 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA MAMPOSTERÍAS

3.2.1 MAMPUESTOS

El ladrillo es una pieza en forma de paralelepípedo rectangular, de arcilla o de tierra arcillosa adecuadamente cocida, con el fin de darle dureza. También se puede denominar al ladrillo como aquella unidad cuya dimensión y peso permite que sea manipulado con una sola mano, el ladrillo que se utilizara será del tipo artesanal fabricado con arcilla cuyas dimensiones son 35x15x8 cm. En el caso del bloque de hormigón se trabaja por lo general con una unidad módulo de 20 cm de espesor x 20 cm de altura y 40 cm de longitud. (NEC-2011, Vivienda). Los ensayos pertinentes de los materiales usados los podemos encontrar en el Anexo 4.

3.2.2 MORTERO DE PEGA

Se conoce como mortero a la sustancia sólida de color grisáceo que se obtiene de la mezcla de un material aglutinante, como lo es el cemento Portland. Es un material de relleno, conformado por agregados finos y agua, que luego se endurece al contacto con el aire.

Dadas sus propiedades como son la plasticidad, consistencia y ser capaz 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, dependen principalmente de la calidad de los materiales empleados en su elaboración, y por supuesto la dosificación utilizada, los morteros poseen una amplia variedad de aplicaciones, tales como la pega de piezas de mampostería o el recubrimiento de las mismas, mejor conocido en nuestro medio como enlucido.

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. (NEC-2011, Materiales en la Mampostería Estructural, 2011)

El mortero utilizado para la pega de las unidades de mampostería tiene una dosificación volumétrica de 1:3. El espesor de este mortero es de 1.5cm, hay que verificar su colocación uniforme tanto en sentido horizontal como vertical sobre las unidades de mampostería.

El mortero utilizado para el enlucido de ambas mampostería tiene también una dosificación volumétrica 1:3 y un espesor de 3cm medidos desde el plano de la mampostería.

Para llevar un control de calidad sobre el mortero de pega y de enlucido, se obtienen muestras de mortero mediante la norma ASTM, estas muestras son ensayadas a la compresión para obtener su resistencia en base a los ensayos correspondientes. (NEC-2011, Materiales en la Mampostería Estructural, 2011)

Para la dosificación de los componentes de los morteros de pega, se realizarán previamente ensayos de laboratorio o se utilizarán experiencias en obras similares. Serán clasificados según la dosificación mínima de sus componentes y con la resistencia a la compresión. Esta clasificación se muestra en la tabla 2.

Tipo de mortero	Resistencia mínima compresión días (MPa)	a 28	Composición en partes por volumen		
			Cemento	Cal	Arena
M20	20.0		1	-	2.5
M15	15.0		1	-	3.0
			1	0.5	4.0
	10.0		1	-	4.0

Tabla 2. Clasificación de Morteros, dosificación y resistencia mínima a compresión a los 28 días.

Autor: NEC-2011 Materiales en la Mampostería Estructural

Por lo tanto en mi caso utilizó la dosificación 1:3 para obtener una resistencia de 15 Mpa.

3.2.3 PROPIEDADES DEL MORTERO DE CEMENTO PÓRTLAND

El mortero pasa por dos estados, el plástico y el endurecido, por lo tanto es importante reconocer sus propiedades en ambas fases.

3.2.3.1 MORTERO EN ESTADO PLÁSTICO

- **Trabajabilidad**

Esta propiedad se encuentra directamente relacionada con la consistencia, es decir con el estado de fluidez. Es una forma de medir la facilidad con la cual es posible esparcirla en las unidades de mampostería o al momento de realizar el enlucido, en nuestro caso esta propiedad es muy importante ya que si no se cuenta con una buena dosificación nos resultar difícil su aplicación. (NEC-2011, Mampostería Estructural)

- **Retención de agua**

Puede definirse como la capacidad de la mezcla para mantener su plasticidad al estar en contacto con unidades de mampostería, consideradas superficies absorbentes. Esta propiedad se encuentra ligada a la velocidad de endurecimiento o al proceso de hidratación, lo cual incide con la resistencia final a la compresión. (NEC-2011, Mampostería Estructural)

- **Tiempo de Fraguado**

El tiempo de endurecimiento depende de factores tales como las condiciones climáticas o la composición de la mezcla, sin embargo son fácilmente controlables haciendo uso de aditivos, de cualquier forma siempre se deben encontrar límites adecuados que oscilen entre 2 y 24 horas. (NEC-2011, Mampostería Estructural)

3.2.3.2 MORTERO EN ESTADO ENDURECIDO

- **Retracción**

Las morteros con alta relación agua cemento son bastante afectados por la retracción, que se generan por un conjunto de reacciones químicas de hidratación de la misma. Aparentemente esta propiedad es proporcional al espesor de la capa de cemento, hecho que puede minimizarse utilizando cementos de baja retracción al secado y arenas de buena granulometría con una presencia de finos adecuada.

- **Adherencia**

Es la propiedad que permite la unión efectiva de todas las unidades de la mampostería, ayudando de esta manera a que la mampostería trabaje como un solo elemento y brindando una mayor resistencia a la estructura ya que esta trabajaría como un solo elemento monolítico.

- **Apariencia**

Las tendencias innovadoras, propuestas por los profesionales de la construcción, hacen más común las técnicas en donde se presenten acabados con ladrillo visto, por lo tanto es preciso hacer la selección y dosificación adecuada de los materiales, para garantizar la plasticidad de las mezclas y un buen acabado de las superficies.

Por otro lado, particularidades tales como color y texturas pueden ser mejoradas valiéndose de colorantes inorgánicos o con aditivos especiales. (NEC-2011, Mampostería Estructural)

3.3 HORMIGÓN

Se conoce como hormigón a la mezcla homogénea producida entre cemento portland, agregado fino, agregado grueso y agua. En nuestro medio el hormigón es el principal material dentro de los elementos estructurales y al igual que el mortero de pega este se endurece al contacto con el aire.

En el caso de mamposterías armadas o confinadas el hormigón de los elementos de confinamiento tendrá una resistencia a la compresión mayor o igual 180 kg/cm^2 o $18,5 \text{ MPa}$ medida a los 28 días y deberá cumplir con los requisitos establecidos en el código. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011), que son las normas y requisitos existentes para este tipo de estructuras. En mi caso utilizare un hormigón de 210 kg/cm^2 para las vigas y la losa.

3.4 ORIGEN DE LOS PROBLEMAS EN LA MAMPOSTERÍA.

3.4.1 SISMO

Se denomina sismo a la vibración o movimiento ondulatorio del suelo que se presenta principalmente por la liberación de energía, las mismas que se acumulan dentro de la tierra debido a fuertes tensiones o presiones que ocurren en el interior.

Se dice que una edificación es sismo resistente cuando esta se diseña con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos. (Sísmica)

- **Riesgo sísmico**

Es la ciencia que se encarga de determinar la amenaza sísmica en una región, en un país, a base de datos de la historia sísmica de la zona y la cuantificación

instrumental de los sismos actuales lo que permitirá determinar la aceleración máxima esperada con un cierto grado de incertidumbre, tomando en cuenta la edad geológica del planeta versus los datos que se dispongan.

- **Ondas sísmicas**

Son el producto de las fuerzas aplicadas sobre las rocas, las cuales al ser presionadas se deforman y vibran generando así los terremotos.

- **Periodo de onda**

Es el tiempo que tarda en completar un ciclo de movimiento una onda registrada en el sismograma y es igual al inverso de la frecuencia.

- **Amplitud de onda**

Es la altura a partir de la posición cero de una onda registrada en el sismograma.

- **Fallas**

Son manifestaciones en la corteza terrestre de movimientos de suelo en épocas pasadas, que se presentan como desplazamientos de estratos de la misma roca ya sea horizontal o vertical a lo largo de una línea de contacto, tales movimientos pueden ser deslizamientos lentos que no producen sismos o una ruptura repentina que producen sismos moderados o fuertes.

- **Foco**

Es el punto en donde se origina el sismo a partir del cual se propagan las ondas sísmicas a cierta profundidad en el interior de la tierra, al foco se le conoce también con el nombre de hipocentro.

- **Epicentro**

Es el punto en la superficie terrestre ubicado directamente sobre el foco, es el lugar en que los efectos del terremoto son más intensos normalmente.

- **Profundidad focal**

Es la distancia entre el epicentro y el hipocentro, es un parámetro que tipifica a los sismos, esto se determina si el sismo es superficial, de mediana profundidad o profundos.

- **Distancia epicentral**

Es la distancia entre el punto base de observación y el epicentro. (NEC-2011, Mampostería Estructural). Es importante tener en cuenta todos estos conceptos ya que luego los vamos a necesitar para el ingreso de datos en el programa ETABS que es el programa escogido para realizar nuestro análisis.

3.4.2 FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES

El sistema de fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica que se aplica según la dirección de análisis considerada, se establece determinando, primero el valor de la fuerza sísmica horizontal resultante o esfuerzo de corte, a partir de la cual se determinan luego las fuerzas componentes del sistema las cuales a su vez se suponen concentradas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción, en los que se han supuesto concentradas las cargas gravitatorias.

La resultante de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica o esfuerzo de corte según la dirección de análisis considerada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_o = C \cdot W$$

Donde:

V_o: Es la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte

C: es el coeficiente sísmico de diseño, determinado según la zona sísmica en análisis

W: la carga gravitatoria total sobre el nivel de base de la construcción.

El coeficiente sísmico de diseño **C** se determinará según se establece en el código ecuatoriano y dependiendo de la zona sísmica.

Alternativamente, el coeficiente sísmico de diseño **C** podrá determinarse en forma simplificada, mediante la siguiente expresión:

$$C = C_{nm} \cdot \Sigma d$$

Dónde:

C_{nm}: Es el coeficiente sísmico normalizado para construcciones de mampostería, el cual depende de la zona sísmica y del tipo de mampostería.

σ_d: Es el factor de riesgo sísmico. (NEC-2011, Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales, 2011)

3.4.3 INTERACCIÓN ENTRE LAS FUERZAS SÍSMICAS Y LA MAMPOSTERÍA.

Es importante tomar en cuenta que durante la ocurrencia de un sismo, las mamposterías debidas a su gran rigidez son los primeros elementos que sufrirán la consecuencia de dicho sismo.

La propiedad más importante de las mamposterías portantes en zonas sísmicas es su forma de respuesta a las acciones dinámicas una vez que se abandonado el rango inelástico.

El comportamiento de la mampostería debido a las múltiples solicitaciones a las que está expuesta, es variable.

Se debe tener en cuenta que la mampostería no solo está sometida a cargas sísmicas laterales, sino también a cargas axiales o verticales debido al peso de la carga viva y la carga muerta, además se pueden presentar eventualmente cargas de viento, agua o tierra.

Debido al tipo de solicitación a la cual este sometida la mampostería, esta presenta diferentes tipos de comportamiento y por lo tanto diferentes tipos de falla, entre las más importantes son: (Construcción N. , 2011)

- **Falla por corte**

Existen dos tipos:

Falla por cortante, cuando la grieta es diagonal a 45° y corre sólo a través de las juntas de mortero, y falla por tensión diagonal, cuando la grieta es casi recta, rompiendo las piezas. La mayoría de estas fallas se deben a que no se cuida el diseño en la estructura realizando un debido ensayo de los materiales.

- **Falla por carga axial**

Este tipo de falla depende de la interacción entre las unidades de mampostería y el mortero de pega, ya que las unidades restringen las deformaciones transversales del mortero induciendo en éste esfuerzos de compresión en el plano transversal y a su vez generan esfuerzos de tensión sobre las unidades de mampostería disminuyendo su resistencia.

Es inusual que se presente este tipo de falla, y puede ser causada por piezas de mala calidad o porque éstas han perdido capacidad de carga por intemperismo; y se las identifica mediante grietas verticales en el medio o en los extremos de la mampostería.

- **Falla por flexión.**

Este tipo de falla se debe principalmente a que la mampostería carece de acero de refuerzo ya que este absorbe los esfuerzos de tensión.

Se identifica mediante grietas horizontales en los extremos de los muros que son muy fáciles de observar.

3.4.4 FALLAS DE CÁLCULO EN MAMPOSTERÍAS PORTANTES.

A continuación algunos casos en los cuales se presentan fallas de cálculo en las mamposterías.

- **Piso Blando**

Este caso se presenta cuando las mamposterías no son continuas a lo largo de los pisos, generando una mayor rigidez en los pisos superiores y provocando en la estructura el efecto de un péndulo invertido.

Esto se puede entender cuando en varios pisos, la planta baja carece de suficiente número de paredes, mientras en los piso superiores abundan las paredes, en este caso se ha generado el problema del piso bajo flexible y pisos superiores rígidos, que ante la presencia de un sismo los esfuerzos se concentran en este piso blando.

- **Insuficiencia de refuerzo.**

Este caso se presenta al pretender que la mampostería por si solo absorba los esfuerzos de compresión y tensión.

Es importante que en el reforzamiento de mamposterías se cumpla con las normativas mínimas de refuerzo. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

- **Paredes Cortas.**

Este caso se presenta cuando la mampostería es incompleta en altura, generando el problema de las paredes cortas, que así mismo presenta planos de falla en elevación de la estructura, porque rigidiza notablemente estos elementos cortos y produce el colapso de los mismos.

Cuando sea el caso en el que un panel no contribuye positivamente para la estructura o edificación, debe pensarse en eliminarlo, remplazándolo con alguna otra solución o simplemente aislarle del resto de la estructura por medio de una junta de construcción.

- **Torsión.**

Este fenómeno se produce cuando la planta de la edificación no presenta uniformidad o simetría, en longitud y altura en su configuración, lo que se conoce como irregularidad en planta, lo que genera una excentricidad entre el centro de masas y centro de rigideces, provocando un momento debido a las fuerzas actuantes del sismo.

La torsión también se produce cuando existe gran concentración de masas, provocando grandes rigideces en determinados sectores de la estructura.

Si el diseño y cálculo de una estructura no cumple con los requisitos de geometría, esta estructura se considera vulnerable ante la ocurrencia de un sismo (NEC-2011, Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2011)

3.4.5 ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES.

Este problema se debe principalmente a la mala calidad del suelo sobre el cual ha sido cimentada la estructura, es decir al tener suelos muy blandos, provocando asentamientos, hundimientos, fisuras, y daños en elementos no estructurales y el debilitamiento de la estructura. Los hundimientos se dan debido a la humedad del terreno, en cambio los asentamientos los tenemos debido al peso de la estructura.

3.4.6 MALA CALIDAD DE LOS MATERIALES

Todos los materiales utilizados en la construcción de la mampostería deberán ser sometidos a ensayos de calidad y resistencia.

Una estructura será menos vulnerable cuando las unidades de mampostería sean de buena calidad y uniformes, es decir no presenten agrietamientos importantes, no sean piezas deterioradas o rotas.

La mampostería deberá estar perfectamente trabada en todas sus direcciones, manteniendo uniformidad en todas las filas.

Las juntas de pega deberán ser uniformes y continuas, cubriendo totalmente la unidad de mampostería tanto horizontal como verticalmente, garantizando la adherencia en todas las unidades.

La arena utilizada en el mortero de pega deberá estar limpia de polvo, terrones, ácidos y materia orgánica. Los ensayos pertinentes para los materiales los podemos encontrar en el Anexo 4.

3.5 COMPORTAMIENTO DE LAS MAMPOSTERÍAS PORTANTES

Debido a que la respuesta estructural de las edificaciones de mampostería varía de acuerdo a la región de cada país, estos elementos son susceptibles a sufrir daños por sismos, por lo que se puede determinar los esfuerzos típicos de: compresión, flexo-compresión, y cortante. En el caso de mi proyecto nos encontramos en la zona V de acuerdo al mapa de diseño sísmico proporcionado por el NEC-2011 que es de amenaza sísmica alta y el valor de su factor $Z = 0.40$ k más adelante lo usaremos para los respectivos cálculos con el programa ETABS.

3.5.1 ESFUERZOS DE COMPRESIÓN

En general se puede decir que la resistencia a esfuerzos de compresión es aceptable para este tipo de estructura, por lo que, la resistencia a cargas axiales está dada principalmente por los elementos que conforman la mampostería, esto es, las unidades de ladrillos, el mortero de pega y el enlucido

Hay que tomar en cuenta que los dos materiales tienen comportamientos diferentes en cuanto a deformabilidad, el ladrillo es menos deformable que el mortero restringiendo las deformaciones transversales del mortero a pesar de estar sometidas a las mismas sollicitaciones de esfuerzos.

Para la presente investigación se han realizado ensayos de compresión a los dos materiales, ladrillos y mortero de pega, lo cual se hará referencia más adelante.

En el caso de no contar con ensayos de laboratorio sobre estos materiales, se podrán tomar los valores de resistencia correspondientes a la compresión en base a estadísticas propias o datos históricos.

La determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería $f'm$, se puede determinar de acuerdo a los siguientes procedimientos:

1. Por medio de registros históricos.
2. Por determinación experimental sobre muretes de prueba.
3. Por medio de ensayos sobre materiales individuales.

Cuando $f'm$ no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares, su valor puede determinarse en base en una correlación apropiada de calidad de los materiales empleados.

$$R_m = (2h/75+3h)f'_{cu} + (50K_p / 75 + 3h)f'_{cp}$$

Donde:

R_m = parámetro definido por medio de la ecuación

H = altura de la unidad de mampostería en mm, para ser empleada en la ecuación.

f'_{cu} = resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre el área neta, Mpa.

K_p = factor de corrección por absorción de la unidad a dimensional.

K_p = 1.4 para unidades de concreto

K_p = 0.8 para unidades de arcilla o silicio calcáreas

f'cp = Resistencia especificada a la compresión del mortero de pega.

f'm = 0.75 Rm (NEC-2011, Metodología del diseño Sismoresistente)

Los ensayos pertinentes se pueden encontrar adjuntos en los Anexos 4.

3.5.2 ESFUERZOS CORTANTES

El principal elemento de falla producido por estos esfuerzos es la aparición de grietas las cuales atraviesan la mampostería, que presentan gran debilidad al ser sometidas a cargas de sismo o viento.

Este tipo de fallas se manifiestan con una grieta a 45 grados, la misma que se puede apreciar en ambos sentidos, pudiéndose observar una "X" conocida como la "X" del sismo.

Para los módulos de elasticidad y cortante se pueden tomar los siguientes valores:

MÓDULOS DE ELASTICIDAD

Para acero de refuerzo: $E_s = 750 f'm \leq 14000 \text{ MPa}$.

Para mampostería en arcilla: $E_m = 500 f'm \leq 10000 \text{ MPa}$.

Para mortero: $E_r = 4000 f'_{cr} \leq 20000 \text{ MPa}$.

El valor del módulo de elasticidad se puede establecer por medio de ensayos de laboratorio tomando 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. (NEC2011, Modulo de Elasticidad y Cortante)

MÓDULOS DE CORTANTE

Los módulos que se van a utilizar para nuestro caso son los siguientes:

Para mampostería: $G_m = 0.4 E_m$

Para mortero: $G_r = 0.5 E_r$

Estos valores de los módulos van a ser usados más adelante en la parte de cálculos y resultados que van a ser obtenidos mediante el programa computacional ETABS v9.7

CAPÍTULO 4
MÉTODO DE REFORZAMIENTO

CAPÍTULO 4. MÉTODO DE REFORZAMIENTO

4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES

4.1.1 UNIDADES DE MAMPOSTERÍA

Las unidades de mampostería utilizadas en este tipo de construcción son ladrillos macizos de arcilla del tipo artesanal conocidos mayormente como mambrón cuyas dimensiones promedio son 35x15x8 centímetros. No existe una manera tan precisa de saber cuántos ladrillos se van a utilizar en 1 m² de este tipo de construcción pero basado en las dimensiones y en el espesor de la junta de mortero (mezcla de cemento, arena y agua) que es la que unirá finalmente las unidades de albañilería, y también basados en la forma en la que van a ser apilados los ladrillos, se podría calcular con la siguiente fórmula:

$$CL = \frac{1}{(L + Jh) \times (H + Jv)}$$

Donde:

CL: Cantidad de ladrillos usados (m)

L: Longitud del ladrillo (m)

Jh: Espesor de la junta horizontal (m)

H : Altura del ladrillo (m)

Jv: Espesor de la junta vertical (m)

Reemplazando tenemos:

$$CL = \frac{1}{(0.35 + 0.015) \times (0,08 + 0.015)}$$

CL = 29.4 Unidades/m²

Como el muro es doble entonces tendríamos un aproximado de 60 unidades de ladrillo por m² de construcción.

4.1.2 HORMIGÓN Y MORTERO.

El hormigón utilizado en la viga y en la losa está diseñado con una resistencia a la compresión $f^c=210\text{kg/cm}^2$, llevando un control mediante la compresión de cilindros en el laboratorio y verificando su asentamiento mediante el cono de Abrahams en la obra.

El asentamiento del hormigón y su resistencia se la comprueba mediante el ensayo de cilindros a los 7,14 y 28 días donde se obtiene la máxima resistencia.



Fig. 4.1 Vigas de transmisión de carga ancladas a la mampostería

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

El mortero utilizado para la junta de las unidades de mampostería será con una dosificación volumétrica de 1:3. El espesor de este mortero es de 1.5cm aproximadamente, el mismo que tiene una resistencia a la compresión de 15 Mpa y es usado en las dos caras de la mampostería.

El mortero utilizado para el enlucido de ambas mampostería también tendrá una dosificación volumétrica 1:3 y un espesor de 3cm medidos desde el plano de la mampostería. La malla electro-soldada se coloca a 1.5 cm de la pared de mampostería.

Para llevar un control de calidad sobre el mortero de pega y de enlucido, se obtienen muestras de mortero las cuales se ensayan a la compresión para obtener su resistencia en base a los ensayos correspondientes. (NEC-2011, Materiales en la Mamposteria Estructural, 2011)

4.1.3. ACERO DE REFUERZO.

Las varillas de acero utilizadas en el elemento de transmisión de carga que es la viga, son varillas corrugadas, con un esfuerzo a la fluencia $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, el diámetro de esta varilla es de $\varnothing 14\text{mm}$, que es un diámetro que yo escogí para este análisis en especial, posteriormente se podría escoger un diámetro menor según el diseño del muro requerido.

4.1.4 MALLA ELECTRO SOLDADA.

La malla electro soldada utilizada en para el reforzamiento de las mamposterías está compuesta por varillas lisas en ambos sentidos de 5mm de diámetro, con una separación de 150mm en cada sentido. Esta malla se conoce en el mercado como malla Armex R-188 en planchas de 2.40 x 6.50 metros, con un esfuerzo a la fluencia $f_y=5200 \text{ Kg/cm}^2$.



Fig. 4.2 Malla electro soldada ARMEX-R188.

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

En el mercado existen numerosos tipos de mallas k se escogen de acuerdo al uso y a la necesidad que se requiera para el proyecto, en mi caso he escogido la malla tipo ARMEX-R188 que es la que sirve para paredes portantes como se muestra en la tabla 3.

CÓMO SELECCIONAR MALLAS ESTÁNDAR	
Tipo de Malla	Aplicación Frecuente
R-53	Refuerzo de temperatura en capa de compresión,mesones de cocina, divisiones internas, losas alivianadas.
R-64	Refuerzo de temperatura en capa de compresión,mesones de cocina, divisiones internas, losas alivianadas.
R-84	Refuerzo de temperatura en capa de compresión en losa alivianada / steel deck, losa contrapiso.
R-106	Recubrimiento de talud, mesón de cocina, divisiones internas, canchas deportivas.
R-131	Plintos, losas de contrapiso, garages, cubierta liviana,paredes portantes.
R-158	Losas de contrapiso, garages, paredes portantes.
R-188	Plintos, losas de entrepisos, paredes portantes, muros anclados, prefabricados, revestimiento de canal
R-257	Losas macizas, piscinas, cisternas, revestimiento de canales.
R-335	Muros de contención, colectores, piscinas, cisternas, revestimiento de canales.
R-424	Muros de contención, colectores, piscinas, cisternas.
R-524	Muros de contención, colectores, canales.
R-126	Mallas para ferrocemento, losas macizas, losas contrapiso, mesón de cocina, divisiones internas.
R-196	Losas entrepiso, losas de cubierta, tubos prefabricados.
R-238	Losas macizas, piscinas, cisternas, parqueaderos, pisos industriales.
R-283	Pavimentos rígidos, muros anclados, muros claveteados,puentes.
R-385	Muros de contención, revestimiento de canales, piscinas,cisternas.
R-636	Muros de contención, colectores, ductos cajón.

Tabla 3 Tipos mallas Armex

Autor: Catálogo de productos reforzamiento Ideal Alambrec

COMPARACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

SISTEMA DE CONSTRUCCION TRADICIONAL: Es el sistema de construcción más difundido y el más antiguo con estructura de paredes (ladrillos, piedra, o bloques etc.); u hormigón unidas respectivamente a columnas y vigas que son de hormigón armado. La construcción se realiza con equipos simples (herramientas de mano) y mano de obra simple, es decir mayor hora/hombre en la producción. Obliga a realizar marcha y contramarcha en los trabajos. (ejm, se construye la pared y luego se rompe para pasar las tuberías).

SISTEMA DE CONSTRUCCION CON MAMPOSTERIA PORTANTE: La mampostería portante es la unión de bloques de hormigón o ladrillos de arcilla con un mortero y reforzada con malla electro-soldada para conformar un sistema monolítico tipo muro, que puede resistir acciones producidas por las cargas de gravedad o las acciones de sismo o viento. El muro así ensamblado se considera un elemento monolítico, siempre y cuando las uniones de las juntas puedan garantizar la transmisión de esfuerzos entre las piezas individuales, sin fallas o deformaciones considerables esto se logra con una dosificación adecuada de los materiales.

En mi proyecto la malla electro-soldada está compuesta por varillas lisas en ambos sentidos de 5 mm de diámetro con una separación de 150 mm, la pared de mampostería portante con una dimensión de 3.17 m de largo por 2.12 m de altura, teniendo así un modelo representativo a escala real de las edificaciones construidas con este tipo de mamposterías

Este sistema de construcción con mampostería portante sería una alternativa viable a los sistemas de construcción tradicionales ya que responde muy bien a la acción de los agentes naturales como son el viento, sismos, terremotos como lo podremos ver más adelante con la ejecución del programa ETABS el cual simula las cargas a las cuales está sometida una edificación en situaciones extremas.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE MAMPOSTERIA PORTANTE	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> • Este sistema permite una reducción en los desperdicios de los materiales empleados debido a la menor cantidad de movimientos necesarios para levantar un metro cuadrado. 	<ul style="list-style-type: none"> • Debe existir distribución de paredes en planta simétricas con el resto de pisos y no deben existir paneles aislados
<ul style="list-style-type: none"> • La colocación de la malla electro-soldada como refuerzo es mucho mas fácil que la manipulación de la varilla corrugada que usamos normalmente lo que nos ahorraría tiempo de construcción. 	<ul style="list-style-type: none"> • No se puede construir paredes que sobrepasen los 3.50 m de largo y 3.50 m de alto.
<ul style="list-style-type: none"> • Al no contar con columnas disminuiría significativamente el uso del acero por cuanto se abarataría el costo de la construcción debido a la disminución en el uso del hierro. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere de controles de calidad estrictos y efectivos en cuanto a los materiales que la conforman, ya que estos materiales van a pasar a ser un elemento estructural de la edificación.
<ul style="list-style-type: none"> • Esta técnica de reforzamiento con malla electro-soldada aplicada por ambas caras tiene un buen comportamiento ya que su capacidad resistente a carga lateral se incrementa. 	<ul style="list-style-type: none"> • Habría que tener mucho cuidado en el transporte del ladrillo de la fábrica a la obra ya que se requieren piezas completas para el levantamiento de los muros.

4.2 DESCRIPCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DOBLE CON TRABES.

4.2.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA MAMPOSTERÍA

La mampostería se construye con el ladrillo artesanal macizo de dimensiones 35x15x8 cm más conocido como mambrón, formando dos hiladas de los mismos y creando una trabe denominado trabe inglés, con la finalidad de mejorar la adherencia y la conexión de cada uno de los elementos de mampostería obteniendo un muro cuyo comportamiento será monolítico ante la sollicitación de las cargas a las que va estar expuesta.

El trabe inglés consiste en alternar hiladas de la mampostería en sogas y tizones como se puede observar en la figura 4.3. Este tipo de trabes es muy utilizado para el caso de mamposterías portantes.

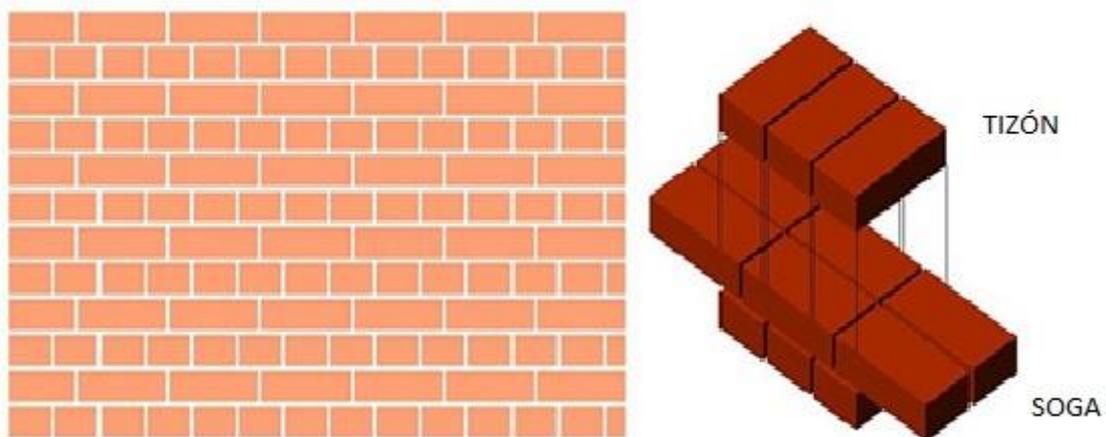


Fig. 4.3 Trabe inglés. (Materiales y procedimientos de construcción)

Autor: Universidad Autónoma de Chiapas

El proceso de construcción de las paredes para su debido ensayo fue realizado en el laboratorio de la Universidad Politécnica Nacional donde se realizó este tipo de trabe en los muros.



Fig. 4.4 Construcción de mampostería doble utilizando el trabe inglés.

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

La construcción de las mamposterías portantes se realiza siguiendo un control estricto en cuanto a su geometría, para lo cual se utiliza plomada y nivel, con esto se logra que el muro tenga características similares a las de una obra habitual. Las paredes tienen un grosor de 41 cm ya que como van a pasar a ser parte estructural de la edificación son muros portantes, si se lo haría con una sola hilera de ladrillos tendríamos un muro demasiado débil.

En la parte superior de la mampostería se dejan espacios intercalados libres de ladrillo, para asegurar la unión correcta entre viga-mampostería, la cual se encargara de transmitir las solicitaciones de carga como se observa en la fig. 4.5



Fig. 4.5 Espacios intercalados libres de ladrillo

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

En estos espacios se colocan ganchos tipo C con varilla corrugada $\Phi 14$ que es el diámetro que he escogido para mi análisis posteriormente se podrá escoger diámetros inferiores de varilla de acuerdo a las necesidades requeridas para el

proyecto. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011) y rellenos con hormigón, para anclar la mampostería a la viga y evitar el deslizamiento entre estos dos elementos al aplicarse las cargas a las que serán expuestas. Estos ganchos cumplen las funciones de estribos para absorber los esfuerzos de corte producidos por la viga de transmisión de carga en la junta viga-mampostería. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)



Fig. 4.6 Acero de refuerzo tipo C para anclaje viga-mampostería

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

Estos ganchos cumplen las funciones de estribos para absorber los esfuerzos producidos por la viga de transmisión de carga en la junta viga-mampostería.

PARED REFORZADA MALLA ELECTROSOLDADA

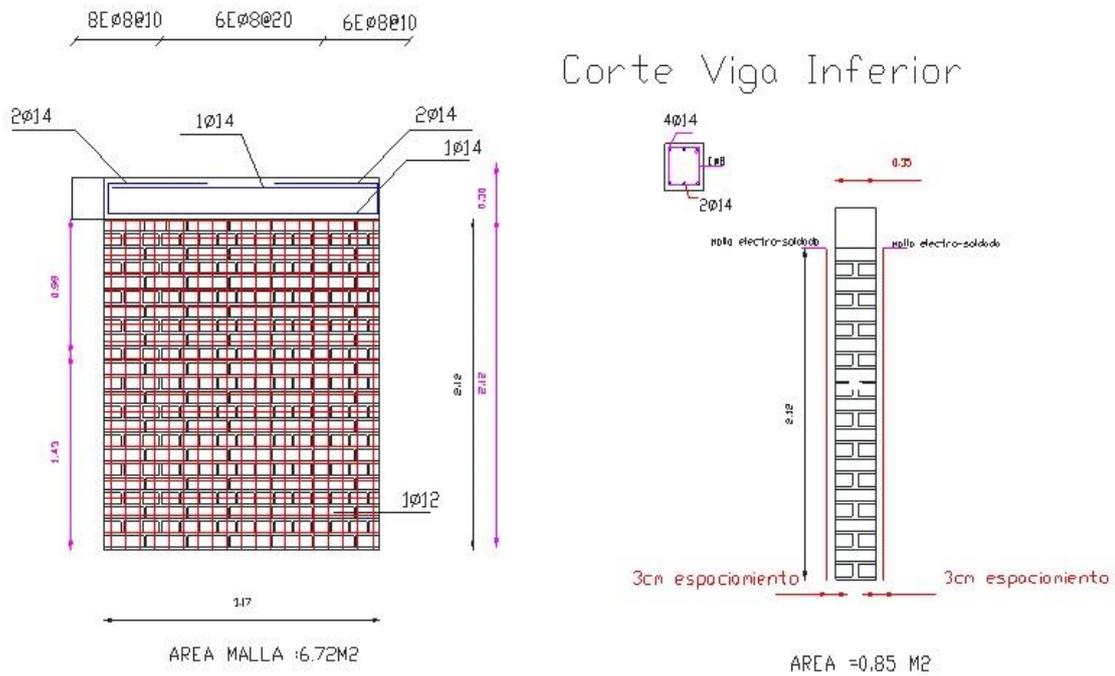


Fig. 4.7 Descripción de la Viga

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

La viga se encarga de transmitir las cargas a la mampostería de ladrillo está diseñada simulando las cargas que pueda transmitir una losa según se área cooperante, la viga de transmisión de carga fue diseñada con las siguientes dimensiones 0.35 m de base, x 0.30 m alto y 3.17 de largo armada con tres varillas corrugadas superiores e inferiores de diámetro 14mm, y estribos de diámetro 10 mm distribuidos con un espaciamiento de 0.10m. La viga anclada a la mampostería quedaría como nos indica la fig. 4.7



Fig. 4.8 Unión Viga-Mampostería.

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

4.2.2 COLOCACIÓN DE MALLA ELECTRO SOLDADA Y ENLUCIDO DE REFUERZO

4.2.2.3 CONCEPCIÓN DEL MÉTODO.

Las Normas NEC-2011, en el punto menciona que para mejorar el desempeño estructural de muros y aumentar de manera considerable su resistencia a fuerzas cortantes, se recomienda usar la malla electro soldada en una o ambas caras, la malla electro soldada deberá ser anclada a la mampostería y recubierta por una capa de mortero. La malla electro-soldada se deberá anclar a la mampostería, así como a columnas y vigas si existen, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia. (NEC-2011, Vivienda)

La malla electro soldada tiene una separación de 1,5 cm de espesor medida desde la cara del muro, y un recubrimiento de 1.5 cm de mortero, creando una capa de enlucido de un total de 3cm de espesor.



Fig. 4.9 Vista lateral unión malla a pared y viga

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

CAPÍTULO 5

SISTEMA ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE FUERZAS LATERALES

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE FUERZAS LATERALES Y VERTICALES DE LA ESTRUCTURA

Los edificios no sólo resisten cargas verticales muertas y vivas sino también fuerzas laterales causadas por el viento y por los Sismos, como se observa en la fig. 5.1. Generalmente, estas fuerzas laterales son resistidas por paredes de cortante y Marcos resistentes a momentos. Este apartado planteara como actúan las paredes de cortante.

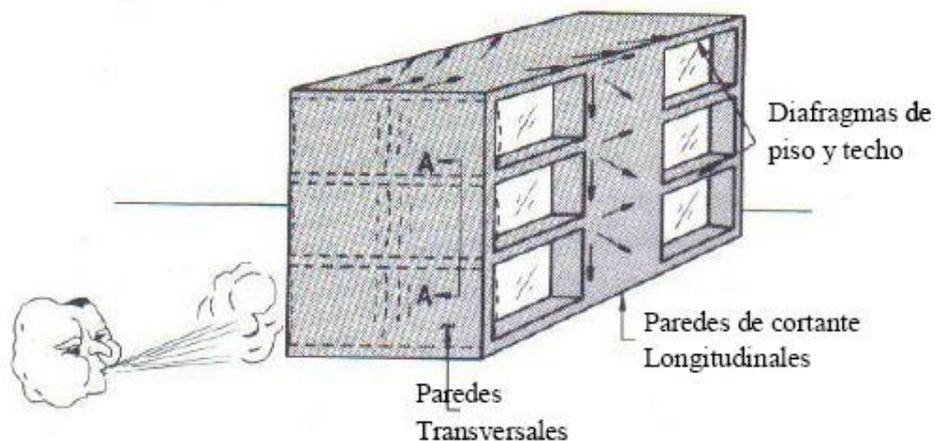


Fig. 5.1 Distribución Lateral de la fuerza, en un tipo de edificio de Paredes de Cortante.

Autor: NEC-2011 Fuerzas Laterales

Como se muestra en la figura 5.1, las fuerzas laterales de vientos severos o Sismos flexionan las paredes transversales entre los pisos. En los edificios tipo caja, las cargas laterales son transmitidas desde estas paredes transversales a las paredes de cortante laterales por los diafragmas horizontales de entrepiso y techo. (NEC-2011, Metodología del diseño Sismoresistente)

5.1 DIAFRAGMAS HORIZONTALES

Un diafragma horizontal es análogo a una viga laminar en un plano horizontal, donde el entrepiso o cubierta de techo funciona como una membrana para resistir la fuerza cortante. Los elementos de borde, tal como las vigas de enlace, sirven como patines de la viga para desarrollar el momento resistente.

Por medio de una adecuada conexión en los bordes del diafragma, el cortante horizontal es transferido directamente a las paredes de corte, como se muestra en la fig. 5.2. (NEC-2011, Diafragmas horizontales)

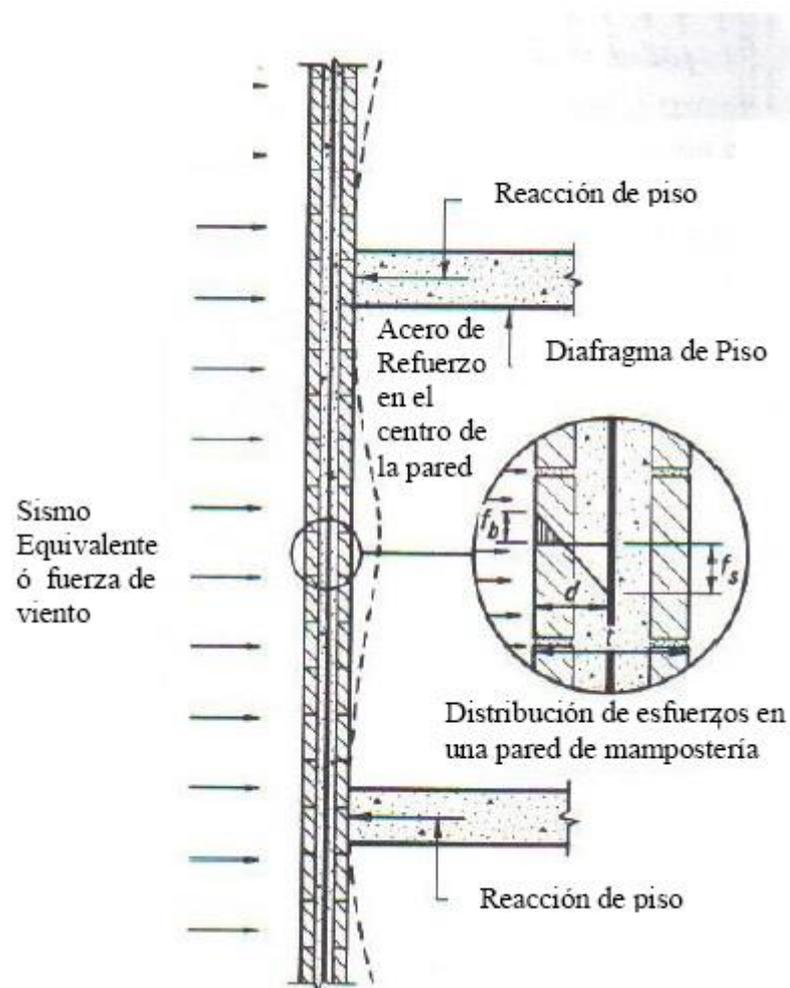


Fig. 5.2 Distribución de Cargas y Esfuerzos en una pared.

Autor: NEC-2011 Diafragmas horizontales

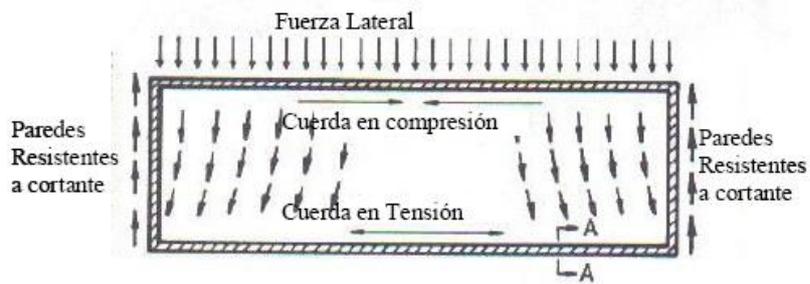


Fig. 5.3 Transmisión de Fuerzas del diafragma a las vigas.

Autor: NEC-2011 Diafragmas

Como el diafragma se flexiona y el cortante se desarrolla, las cargas son transferidas a los elementos de tracción y compresión del diafragma (figura 5.3).

Estas paredes de cortante deben ser capaces de resistir el cortante y las fuerzas de volteo mientras los colectores de carga (drag struts) deben transportar las fuerzas de flexión y axiales. Asimismo, las vigas de enlace (coronamiento) de mampostería actúan como las alas para los diafragmas, estas deben ser adecuadamente reforzadas para resistir las fuerzas de tensión y compresión aplicadas. (NEC-2011, Diafragmas horizontales)

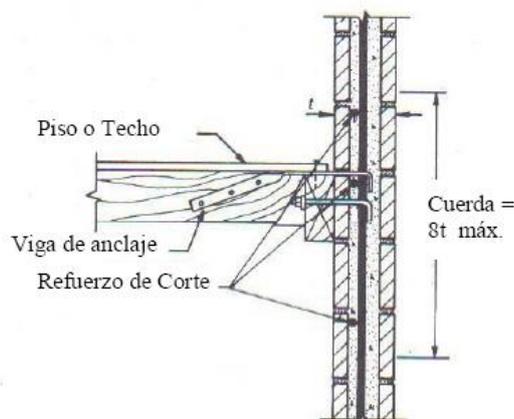


Fig. 5.4 Cuerda de Diafragma, Sección A-A.

Autor: NEC-2011 Diafragmas

Se usan numerosos tipos de sistemas de diafragma, la mayoría están compuestos de hormigón armado, metal o madera. Los diafragmas pueden ser planos, inclinados o curvos y pueden tener aberturas aunque deben evitarse las aberturas grandes.

5.1.1 DEFLEXIÓN EN DIAFRAGMAS Y PAREDES

Las cargas laterales en las paredes debido a viento o terremotos causan que el diafragma se deflexiones y permite que las paredes se trasladen relativamente de su apoyo inferior. Puesto que las paredes de mampostería son relativamente flexibles perpendicularmente al plano de la pared, ellas pueden tolerar una cantidad significativa de flexión y traslación sin dañar su capacidad de resistencia al cortante paralelo a la pared. Las numerosas juntas del mortero horizontales que pueden agrietarse y pueden abrirse, proporcionando una pared articulada que permite deflexiones significativas de hasta 0.007. El sobre esfuerzo en la mampostería no es tan crítico como lo es un factor de seguridad significativo de empotramiento.

La deflexión en el diafragma puede calcularse asumiendo que las paredes son patines que se resisten la flexión y deflexión. Estos elementos patines o alas pueden ser considerados como la mitad la distancia entre los pisos o parapeto más la mitad de la altura de la pared desde el suelo al miembro mayor. La altura del patín también puede asumirse conservadoramente como 6 veces el espesor de la pared. (NEC-2011, Diafragmas horizontales)

5.1.2 TIPOS DE DIAFRAGMAS

Como se ha mencionado previamente, los diafragmas pueden construirse de hormigón, metal, madera u otros materiales convenientes. Ellos pueden ser planos, inclinados, curvos, plegado o pueden doblarse y además tener aberturas.

Generalmente, los diafragmas son clasificados como flexibles o rígidos dependiendo de las deflexiones relativas a las deflexiones de las paredes verticales resistentes. (NEC-2011, Diafragmas horizontales) En mi caso tendríamos el diafragma rígido en las losas que se conectan con los muros portantes.

5.1.2.1 DIAFRAGMAS FLEXIBLES

Puesto que los pisos y techos de madera son relativamente flexibles comparado con las paredes de mampostería que son muy mucho más rígidas, estos son considerados como los diafragmas flexibles. Por su flexibilidad, se asume que ellos cargan las paredes de cortante por medio del área tributaria apoyada en cada pared. Ellos también son considerados incapaces de transmitir fuerzas rotacionales o de torsión. En mi caso no tenemos este tipo de diafragmas.

5.1.2.2 DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Los pisos o techos contruidos de hormigón y colados sobre un tablero de acero son considerados como diafragma rígidos que pueden transmitir fuerzas rotacionales (momentos torsores) hacia las paredes. Ahora para edificaciones con diafragma rígido que no tengan irregularidades torsionales en planta se permite evaluar la deriva solamente en el centro de masa del diafragma como en mi caso. Cuando la estructura tiene irregularidades torsionales, la deriva debe evaluarse en todos los ejes verticales de columna y en los bordes verticales de los muros estructurales.

Debido a su rigidez, los diafragmas rígidos son asumidos para cargar las paredes de cortante (elementos resistentes) en proporción a la rigidez relativa de las mismas, por lo tanto, si un diafragma rígido es cargado a lo largo de su eje, es asumido que distribuirá la carga a las paredes de cortante en proporción a su

rigidez; entre más rígidos son las paredes más fuerza recibirán del diafragma (es proporcional). (NEC-2011, Diafragmas horizontales)

5.2 RIGIDECES DE PAREDES

La rigidez de un elemento de pared es dependiente de su dimensión, de su módulo de elasticidad, El módulo de rigidez o su módulo de cortante E_v , o, G , y de las condiciones de soporte de la pared arriba y abajo.

Si la pared esta fija en la fundación (empotrada), pero la parte de arriba está libre para trasladarse y rotar es considerada una pared en voladizo o en cantiléver, esto es similar a una viga en voladizo que deflecta y rota en sus extremos, ver fig. 5.5 Si la pared esta fija tanto arriba como abajo es considerado una pared fija o restringida, esto es similar a una viga fija o empotrada en ambos extremos.

La rigidez de las paredes es definida como el recíproco de la deflexión total, que está formada por la suma de la deflexión por momento y la deflexión por cortante, como se muestra en la Fig. 5.6. (NEC-2011, Mampostería Estructural)

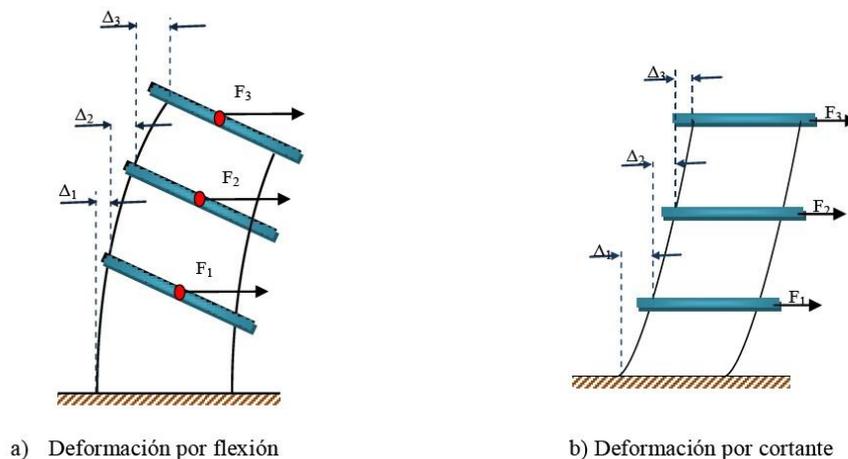


Fig. 5.5 Deformación de paredes de Cortante.

Autor: NEC-2011 Mampostería Estructural

Dicho análisis se realizara más adelante en el capítulo de cálculos y resultados con la herramienta del programa computacional ETABS v9.7

5.2.1 PAREDES EN VOLADIZO

Son las paredes fijas solamente en la base (ver fig. 5.7), en voladizo desde la fundación, la deflexión es:

$$\Delta_c = \Delta_m + \Delta_v$$

$$\Delta_c = \frac{Ph^3}{3E_m I} + \frac{1.2Ph}{AE_v}$$

Donde:

Δ_m : deflexión debida a momentos flexionantes, en [cm]

Δ_v : deflexión debida a cortante, en [cm]

P: fuerza lateral sobre la pared, en [Kg]

h: altura de la pared, en [cm]

A: área de la sección transversal de la pared, en [cm²]

I: momento de inercia de la pared en la dirección de la flexión $I = td^3/12$ [cm⁴]

E_m : módulo de elasticidad en compresión, en [kg/cm²]

E_v : módulo de elasticidad en cortante, en [kg/cm²]

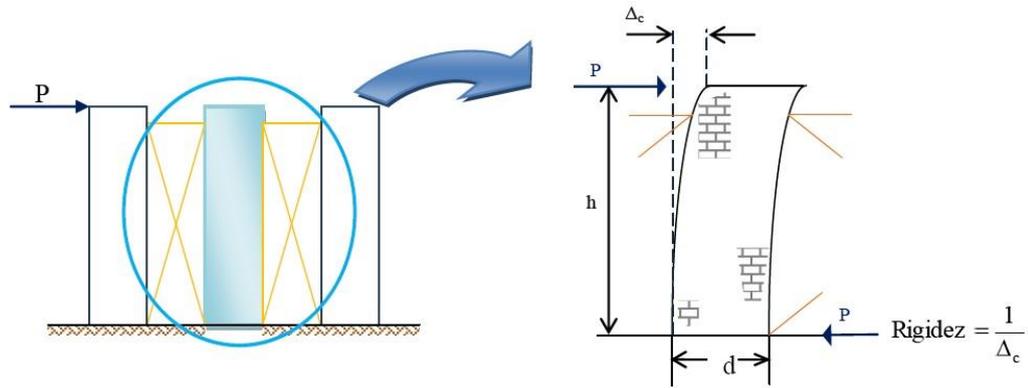


Fig. 5.6 Desplazamiento en la parte superior de una pilastra en voladizo, fija desde la base.

Autor: NEC-2011 Mampostería Estructural

Para el diseño de mampostería, se asume que E_m y E_v son consideradas constantes, $E_v = 0.40E_m$, y que la resistencia de los materiales es la misma en toda la pared, se asume que $E_m = 100000 \text{ Kg}$, el espesor de la pared = 47 cm y $P = 100,000 \text{ Kg}$

Sustituimos valores de I , A y E_v tenemos:

$$\Delta_c = \frac{Ph^3}{3EmI} + \frac{1.2Ph}{AE_v}$$

$$\Delta_c = \frac{Ph^3}{3Em(d^3/12)} + \frac{1.2Ph}{d(0.4Em)}$$

$$\Delta_c = \frac{4(100000)h^3}{(100000)d^3} + \frac{3(100000)h}{d(100000)}$$

Readecuando la ecuación tenemos:

$$\Delta_c = \frac{4Ph^3}{Emd^3} + \frac{3Ph}{tdEm}$$

Sustituyendo valores de E_m , t , P tenemos:

$$\Delta_c = \frac{4(100000)h^3}{100000d^3} + \frac{3Ph}{d(100000)}$$

3

$$\Delta_c = 0.4 \left[\frac{h}{d} \right]^3 + 0.3 \left[\frac{h}{d} \right]$$

Esta ecuación que depende de una relación de h/d , podemos calcular los desplazamientos relativos así como sus rigideces relativas, de las paredes en un mismo nivel de piso. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

5.2.2 PAREDES FIJAS

Son las paredes que están fijadas en su base y en su parte superior, como se muestra en la Fig. 5.7

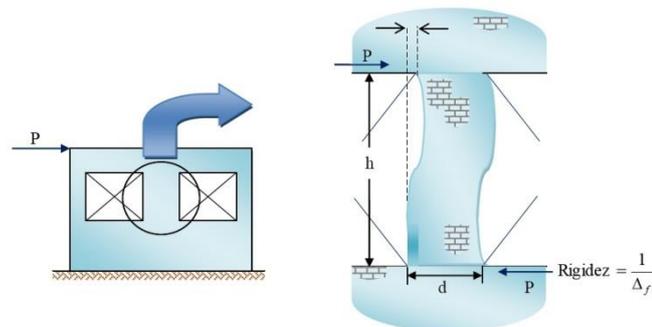


Fig. 5.7 Desplazamiento de pilastra fija en su parte superior e inferior.

Autor: NEC-2011 Mampostería Estructural

Para una pilastra o pared fija en su parte superior e inferior, la deflexión resultante de la aplicación de una fuerza P es:

$$\Delta_f = \Delta_m + \Delta_v$$

Los valores de $E_m = 100000 \text{ Kg}$, el espesor de la pared constante $t = 47 \text{ cm}$ y $P = 100,000 \text{ Kg}$, la ecuación de deflexión para esta condición será:

$$\Delta f = 0.1 \left[\frac{h}{d} \right]^3 + 0.3 \left[\frac{h}{d} \right]$$

La rigidez de una pared fija en su parte superior e inferior será:

$$R_f = \frac{1}{\Delta_f}$$

5.2.3 COMBINACIONES DE PAREDES

Las paredes pueden ser individuales o porciones de paredes que son combinadas para incrementar su resistencia a las fuerzas laterales. Las paredes de gran altura pueden ser consideradas en voladizo desde la fundación, y se puede calcular su rigidez para cada nivel de piso en base a las propiedades de la pared que está debajo de ese nivel. Estas paredes también pueden ser consideradas fijas entre los pisos y calcular su rigidez en base a las alturas entre los pisos. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

5.2.4 RIGIDECES RELATIVAS DE PAREDES

Paredes con diferentes configuraciones que tienen las mismas dimensiones pueden tener diferente rigidez, lo que cambia el periodo de vibración de las estructuras, la respuesta del edificio y la cantidad de fuerzas resistida por cada pared o configuración de pared.

Por ejemplo paredes con juntas de expansión tendrán una rigidez muy baja en comparación con paredes del mismo tamaño sin juntas. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

5.3 MOMENTO DE VOLTEO

Las fuerzas laterales y de sismo pueden crear momentos de volteo en edificios, si el momento de volteo es lo suficientemente grande, puede levantar el peso muerto de la estructura e inducir tensión en los extremos de las paredes de corte, eso también causa fuerzas de compresión altas que pueden requerir un incremento en el f'c de la mampostería y también un incremento en el acero a compresión en la pared, o un incremento en el espesor o en la longitud de la pared de cortante.

En una evaluación del efecto estabilizador de la carga muerta sobre el momento de volteo, un 85% de la carga muerta podría ser usado. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

El momento de volteo en la base de una estructura es encontrado por:

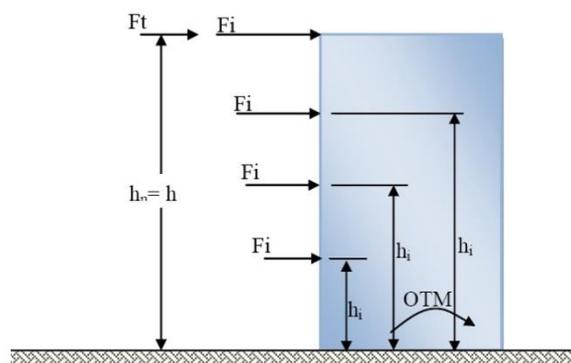


Fig. 5.8 Momento de Volteo en la base.

Autor: NEC-2011 Mampostería Estructural

El momento de volteo para cada pared deberá también ser determinado en los niveles de piso para establecer la cantidad de refuerzo requerida, las cargas y esfuerzos en la mampostería, y está dado por:

$$OTMX = Ft(hn - hx) + \sum_{1}^{n} fi (hi - hx)$$

El momento de volteo en un nivel x, arriba de la base es igual a la fuerza, Ft (en caso de que exista fuerza de látigo) multiplicada por la altura hasta el nivel x (hn-hx), más la suma de las fuerzas de cada nivel Fi multiplicada por la altura desde el nivel i hasta el nivel x (hi-hx). (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

5.4 TORSIÓN

En los edificios con diafragmas rígidos en el piso y en el techo las fuerzas sísmicas son resistidas por las paredes de cortante, en proporción a sus rigideces. Si todos los elementos resistentes a las fuerza laterales son del mismo tamaño y están localizados simétricamente ellos serán cargados por una fuerza lateral igual. Significa que en estas condiciones el centro de masa coincide con el centro de rigidez. (Ver fig. 5.9 a)

Sin embargo si algunas paredes son más rígidas que otras o si ellas están localizados asimétricamente, algunos elementos resistentes a fuerzas laterales resistirán más carga que los otros. Esta condición en la que el centro de rigidez no coincide con el centro de masa produce momentos torsionales. El centro de masa tiende a rotar alrededor del centro de rigidez.

Si un edificio tiene una abertura frontal, esfuerzos torsionales severos pueden ocurrir debido a que existe una gran excentricidad entre el centro de masa y el

centro de rigidez del edificio (ver Fig. 5.9 b). (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

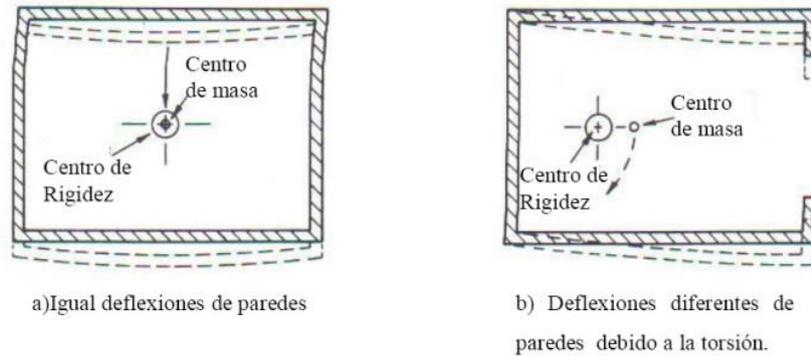


Fig. 5.9 Distorsiones laterales de un edificio.

Autor: NEC-2011 Mampostería Estructural

Debido a la torsión la fuerza lateral resistida por algunas paredes de corte será significativamente incrementada.

Por seguridad, todos los edificios que tienen un diafragma rígido deben ser diseñados considerando al menos un 5% de excentricidad torsional para tomar en cuenta las variaciones en los materiales y en las ubicaciones de las paredes. (NEC-2011, Diafragmas horizontales)

Esta excentricidad debe ser adicionada a la excentricidad calculada.

Adicionalmente, efectos torsionales negativos deben ser ignorados. El momento torsor para cada dirección será:

$$M_{tx} = V_x (e_y)$$

$$M_{ty} = V_y (e_x)$$

Donde:

V_x y V_y , son los cortantes calculados para cada dirección

$$e_y = e_y (\text{calculada}) + 0.05 L$$

$$e_x = e_x (\text{calculada}) + 0.05 W$$

CAPÍTULO 6

DISEÑO

CAPITULO 6. DISEÑO

6.1 INTRODUCCION

El análisis de los sistemas de mampostería estructural debe cumplir con los requisitos impuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011 y debe hacerse utilizando métodos racionales basados en principios aceptados por la buena práctica de la ingeniería como es la conciencia de los problemas nacionales, preocupándose por conocerlos para contribuir con su actividad profesional y humana a la solución de los mismos, el compromiso con la preservación y conservación del medio ambiente y de eliminar al máximo la contaminación y deben reflejar las características y el comportamiento de esta clase de estructuras. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

Existen programas computacionales que utilizan metodologías complejas como la de elementos finitos que dan una solución exacta, pero que debido a la restricción de tamaño y configuración puede resultar laboriosa comparada con las que se presentan a continuación, las cuales arrojan resultados en general bastante aceptables para diseño.

6.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO USANDO UN PROGRAMA COMPUTACIONAL

En el presente capítulo se muestra como el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System) Versión 9.7, realiza el diseño de paredes de mampostería con refuerzo, pues en sí, este no incluye este tipo de diseño, por lo que se ha planteado una metodología creando un modelo equivalente, que permita analizar y diseñar estructuralmente este tipo de material. La secuencia lógica que se ha planteado se ha dividido en tres etapas que son: el modelado de la estructura, el análisis y el diseño, como se muestra en la fig. 6.1.

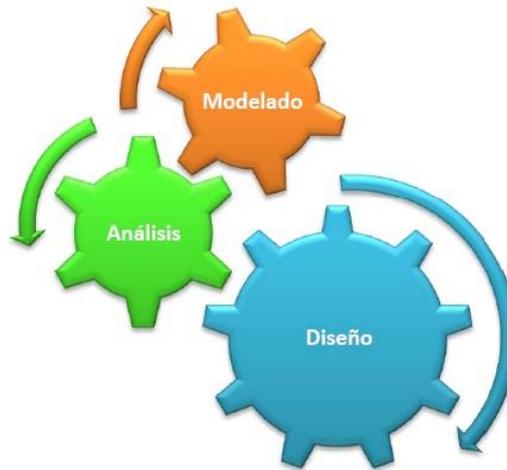


Fig. 6.1 Esquematización de la metodología usada para realizar diseños en el ETABS

Autor: Ing. Carlos Eduardo Ramos Brast – Manual Básico Programa ETABS

ETABS es un programa de análisis y diseño con un propósito especial, sofisticado y fácil de usar desarrollado específicamente para sistemas de edificaciones, posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño sin igual, todos integrados usando una base de datos común. Aunque fácil y sencillo para estructuras simples. (Análisis y Diseño Estructural Utilizando el Programa ETABS V9)

También puede manejar grandes y complejos modelos de edificios incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción, ofrece la mayor cantidad de herramientas de análisis y diseño disponibles para el ingeniero estructural que trabaja con estructuras de edificios. La siguiente lista representa solo una muestra de los tipos de sistemas y análisis que ETABS puede manejar fácilmente.

- Facilidades en el modelaje de edificios comerciales de múltiples pisos.
- Estacionamientos con rampas lineales y estructurales
- Edificios con piso de acero, concreto, compuestos o cerchas.
- Posee un poderoso diseño en acero estructural y concreto armado, incluyendo muros de corte, completamente integrado, todos disponibles desde la misma interfaz usada para modelar y analizar el modelo.
- El diseño de miembros de acero permite el pre dimensionado inicial y una optimización interactiva, y el diseño de elementos de concreto incluye el cálculo de la cantidad de acero de refuerzo requerido, considerando incluso condición sismo-resistente.
- Edificios basados en sistemas de líneas de referencias (Gris lines).
- Edificios de losas planas o reticulares de concreto.
- Edificios sujetos a cualquier cantidad de casos de carga y combinaciones, tanto lateral como vertical, incluyendo cargas automáticas por viento y sismo.
- Múltiples casos de carga por espectros de respuesta, con curvas predeterminadas.
- Transferencia automática de cargas verticales de pisos a vigas y muros.

6.3 ANÁLISIS SÍSMICO Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE MAMPOSTERIA PORTANTE DEL PROYECTO

El proyecto contempla un edificio multifamiliar de cuatro pisos de 192.56 m² de área por planta en la ciudad de Quito con un área total de construcción de 770.24 m², una área de circulación en pasillos comunales de 16.72 m² sobre un terreno rectangular.

Los departamentos de aproximadamente 87.92 m² cuentan con dos dormitorios, cocina, sala, comedor y baño, distribuidos de la mejor manera posible; Los accesos se encuentran en las zonas central del edificio del primer piso, los cuales conducen a la escalera que une los cuatro niveles. Siendo dos departamentos por piso, lo que nos da un total de 8 viviendas. El análisis sísmico de una estructura es el estudio de su comportamiento frente a posibles movimientos telúricos, obteniendo la respuesta en fuerzas producidas en los distintos elementos del edificio y sus desplazamientos.

El diseño debe ser capaz de cumplir los siguientes objetivos:

- Durante sismos leves, la estructura no debe presentar daño alguno.
- Durante sismos moderados, la estructura debe soportar las fuerzas producidas experimentando posibles daños dentro de los límites tolerables, con posibilidad de ser resanados.
- Durante sismos severos, la estructura debe evitar el colapso y proteger la vida de los ocupantes. Para este trabajo se empleó el programa ETABS, tomando en cuenta las disposiciones de la Norma NEC 2011 de Diseño Sismo-resistente.
- El edificio fue modelado considerando los cuatro pisos formando un modelo tridimensional, restringiendo el movimiento de la base de los elementos del primer piso de manera que sea un empotramiento para representar la cimentación del edificio.
- Las losas en dos direcciones se modelaron como elementos tipo membrana pues tienen como función repartir la carga del techo a los muros portantes.

- Se definió la masa de la estructura en función a las cargas asignadas al modelo, ubicado en el centroide de masa de los diafragmas rígidos de cada nivel.
- Se definieron las cargas de diseño y combinaciones de carga últimas para obtener la envolvente de cargas para el diseño de los elementos estructurales del edificio.
- Se definieron tres modos de vibración para cada nivel, 2 de traslación en las direcciones XX e YY, y una de rotación alrededor del eje ZZ. Haciendo referencia a un posible sismo.

El proyecto en estudio está situado en la parroquia Tumbaco, sector de La Morita, en la calle Manuel Agustín Aguirre y Calle Universitaria. Las coordenadas UTM son X: 791367 Y: 23897 Huso: 17

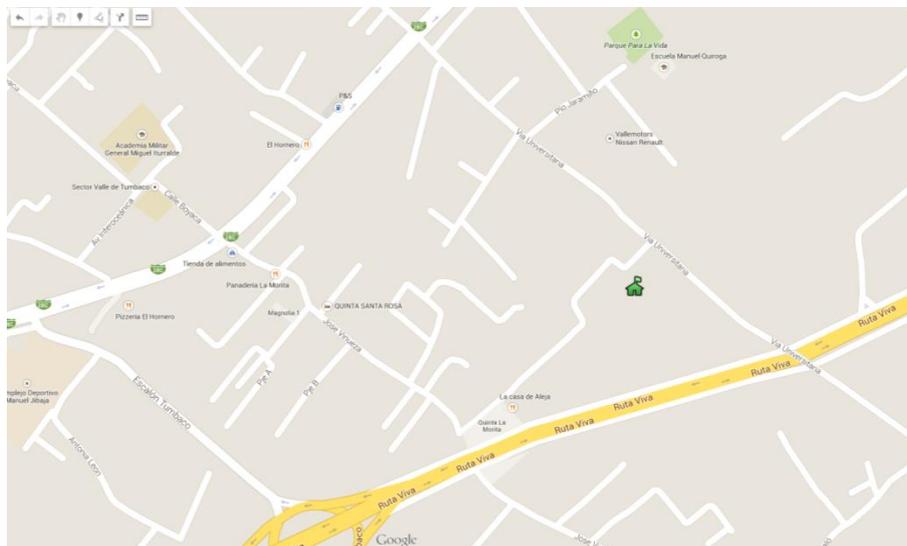


Fig. 6.2 Ubicación del terreno

Fuente: Google Maps

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

MORFOLOGÍA

El terreno está compuesto por dos cuerpos fácilmente identificables, como se puede apreciar en la gráfica.

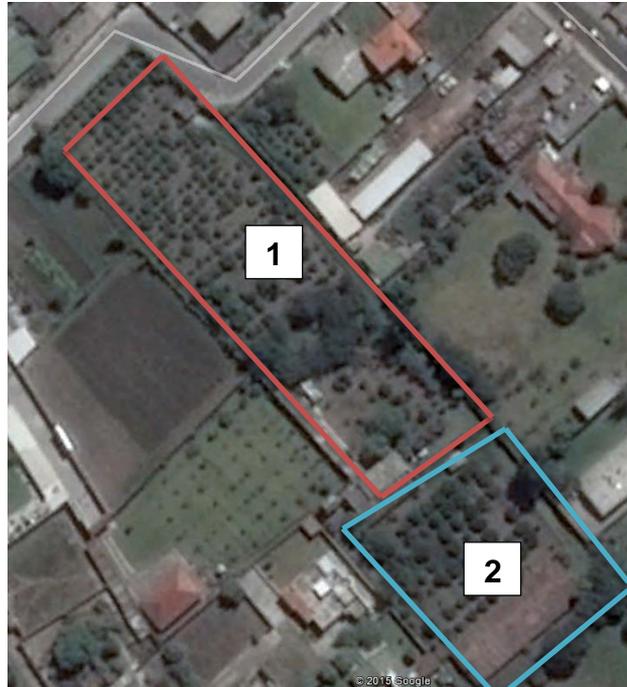


Fig. 6.3 Morfología del Terreno

Fuente: Google Maps

Autor: Ángel Patricio Hurtado Coronel

TOPOGRAFÍA

El terreno mantiene una planeidad a todo lo largo, aunque presenta una pendiente con un desnivel total de 5.50 metros desde su punto más alto al más bajo.

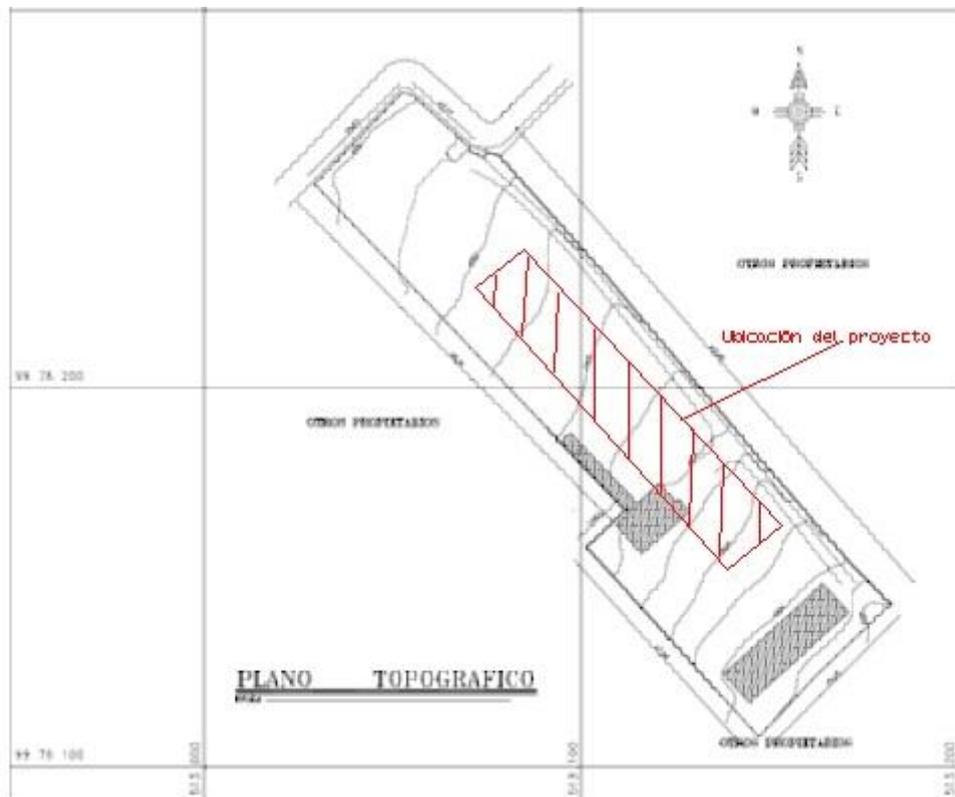


Fig. 6.4 Plano Topográfico

Autor: Ángel Hurtado

RESUMEN DE DATOS INGRESADOS AL PROGRAMA

A continuación se muestra el procedimiento para la elección de datos que vamos a ingresar el Programa ETABS v9.7 en base a la norma NEC-2011

1. Factor en función de la zona sísmica (Z)

ZONA V

FACTOR = 0.4

2. Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura

I = 1

3. Coeficiente del Suelo S y Coeficiente Cm

Ct = 0.047

4. Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura (hn)

hn = 11.20m

5. Periodo de vibración de la estructura

T = 0.41

6. Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural (R)

R = 1.5

7. Coeficiente de amplificación del suelo (Fa)

Fa = 1.2

8. Desplazamiento para diseño en roca (Fd)

Fd = 1.4

9. Comportamiento no lineal en suelos (Fs)

$$F_s = 1.5$$

6.4 PARÁMETROS SÍSMICOS

Se definen los siguientes tipos para el análisis sísmico:

- Factor de Zona (Z)

La NEC-11 delimita el territorio de Ecuador en seis zonas sísmicas, caracterizadas por el factor de zona Z según el siguiente mapa:

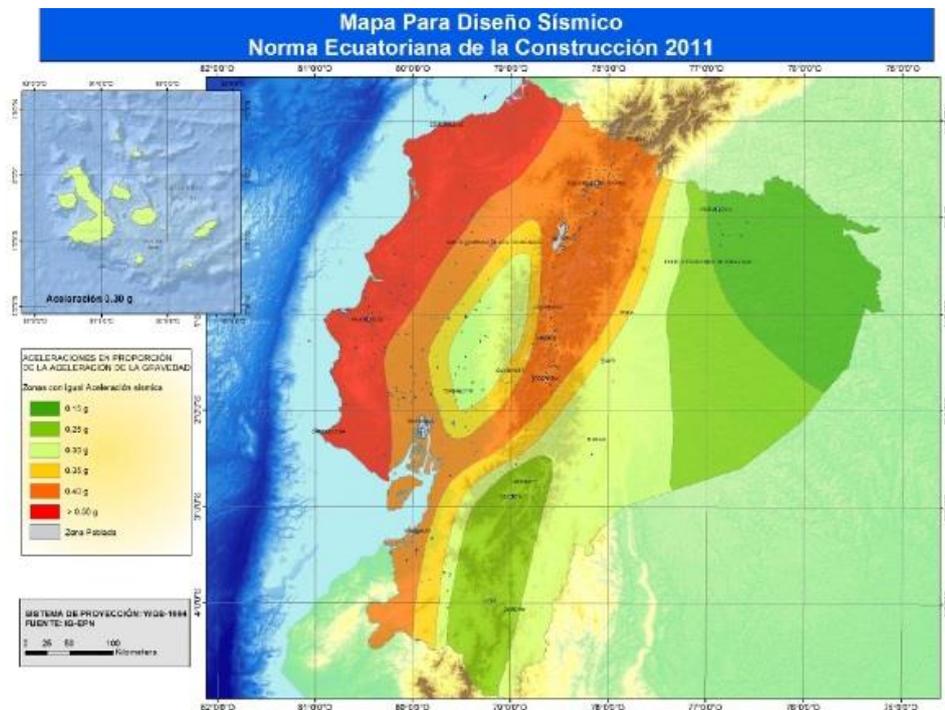


Fig. 6.5 Mapa Diseño Sísmico.

Autor: NEC-2011 Riesgo Sísmico

En el caso que nos ocupa, la ciudad de Quito se encuentra en la zona V, de amenaza sísmica alta y el valor de su factor Z es 0.40.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 4 Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Autor: NEC-2011 Riesgo Sísmico

- Factor de Condiciones Geotécnicas

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w $\geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Tabla 5 Clasificación de los perfiles de suelo

Autor: NEC-2011 Peligro Sísmico

Según el NEC-2011, El suelo se trata de un suelo tipo D, por lo tanto:

- Fa: Coeficiente de amplificación de suelo.**

En la Tabla 6 se presentan los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio en nuestro caso usaremos el valor $F_a = 1.2$ (Construcción N. , 2011)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

Tabla 6 Tipos de suelo y factores de sitio Fa.

Autor: NEC-2011 Peligro Sísmico

- **Fd: Desplazamientos para diseño en roca.**

En la Tabla 7 se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio en nuestro caso usaremos el valor $F_d = 1.4$.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

Tabla 7 Tipos de suelo y factores de sitio Fd

Autor: NEC-2011 Peligro Sísmico

- **Fs: comportamiento no lineal de los suelos**

En la Tabla 8 se presentan los valores del coeficiente **Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos, en nuestro caso usaremos el valor $F_s = 1.5$. (Construcción N. , 2011)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota					

Tabla 8 Tipos de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Autor: NEC-2011 Peligro Sísmico

- Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

Este factor depende del sistema estructural empleado. Por ser un edificio de muros estructurales en ambos ejes, el factor de reducción es de $R = 1.5$. Este factor no requiere un coeficiente de reducción debido a que se trata de una estructura regular. (Construcción N. , 2011)

CAPÍTULO 7
CÁLCULOS Y RESULTADOS

CAPÍTULO 7. CÁLCULOS Y RESULTADOS

7.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

La edificación es una estructura mixta de hormigón en la parte de la losa con un espesor de 12cm y muros estructurales. Las losas son placas de hormigón con acero de refuerzo en las dos direcciones conformadas. Una malla electro soldada es colocada en la loseta de hormigón. Los muros son placas estructurales resistentes a corte capaces de resistir los esfuerzos producto de las cargas gravitacionales, fuerzas sísmicas y de viento.

Esfuerzo admisible a usarse del suelo es $Q_a = 20 \text{ T/m}^2$

El mismo que se encuentra ensayado en el Anexo 4

7.1.1 CARGAS DE DISEÑO UTILIZADAS

7.1.1.1 CARGAS MUERTAS

Se consideran cargas muertas a las acciones gravitacionales que actuarán permanentemente sobre la estructura y no variarán con el tiempo, más las acciones indirectas con carácter de permanencia; para el presente caso se ha considerado:

- El peso propio de la estructura.
- Carga muerta adicional: 120 kg/m^2 (masillado de pisos: 50 kg/m^2 masillado de losa 50 kg/m^2 y recubrimiento de piso 20 kg/m^2) para losas de entre piso y 100 kg/m^2 para losas de cubierta (masillado de pisos: 50 kg/m^2 y masillado de losa 50 kg/m^2)

Estas cargas se aplican simultáneamente para el diseño de las armaduras de los elementos de la estructura.

7.1.1.2 CARGAS VIVAS

Se consideran como cargas vivas a las cargas de acción temporales que actuarán en la estructura; para el presente caso se ha considerado:

- Carga viva de 200 kg/m^2 para losas de entre piso y 75 kg/m^2 para losas de cubierta. (NEC-2011, Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2011)

7.1.1.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES

En cuanto al hormigón y al acero que se va a usar tiene las siguientes características.

- Hormigón Estructural: $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Hormigón de Contrapiso : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Hormigón de Replanteo : $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de Refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

7.2 MÉTODO A USARSE: DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF)

Los métodos estáticos lineales y pseudo-dinámicos son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares. El DBF es obligatorio para todo tipo de estructuras. El DBD constituye una alternativa al DBF. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

7.2.1 OBJETIVOS GENERALES Y REQUISITOS

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes. (Construcción N. , 2011). La determinación de la magnitud de las fuerzas horizontales en base a las condiciones de la NEC 2011 para ser aplicada a la estructura, 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva mediante un espectro modal lineal.

7.2.2 OBJETIVOS DE DISEÑO

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura
- Prevenir daños estructurales graves en los muros de mampostería portante y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.
- La estructura debe tener la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- La estructura debe poder disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

7.2.3. REQUISITO RDBF: FUERZAS INTERNAS (SOLICITACIONES MECÁNICAS)

El requisito de resistencia RDBF implica el cálculo de las fuerzas internas que actúan en cada elemento estructural. Estas traducen las solicitaciones mecánicas

Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis deberán incluir:

- Deflexiones
- Derivas
- Fuerzas en los pisos, y en los elementos
- Momentos cortantes de piso
- Cortante en la base. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

7.2.4. REQUISITO DDBF: DERIVAS DE PISO

De igual manera, las deformaciones generadas por las fuerzas sísmicas se calcularán de acuerdo con el tipo de material y de estructura, en conformidad con las normas NEC 2011-SE-HM, NEC-SE-AC, NEC-SE-MP y NEC-SE-MD. Esta deriva según la norma no debe ser mayor a 0.02.

7.3 DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE

El cortante de piso V debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición, tanto para el cálculo estático como para el cálculo dinámico. La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del

cortante de piso y en los momentos torsionales. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

El cortante basal de piso lo calcularemos con la siguiente expresión:

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W$$

Donde:

V: Cortante basal

I: Factor de importancia

S_a: Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño

R: Factor de reducción de respuesta estructural

φ_P y φ_E: Factores de configuración estructural en planta y en elevación

W: Carga reactiva

CARGA REACTIVA W es La carga sísmica, representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de viviendas, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. (NEC-2011, Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2011)

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

El diseñador debe seleccionar el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 8, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la Tabla 9.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Tabla 9 Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.

Autor: NEC-2011 Peligro Sísmico

En nuestro caso usaremos $R = 1.5$

Uso el Factor igual a 1.5 ya que en la tabla #8 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción dice que para estructuras de mampostería reforzada de 2 pisos se debe usar 3 en mi caso como es de 4 pisos reduzco el factor a la mitad.

El coeficiente ϕ_p se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla # 10.

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_p=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_p=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_p=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 10 Coeficientes de irregularidad en planta.

Autor: NEC-2011 Peligro Sísmico

En nuestro caso usaremos $\phi_p= 1$

El coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 11

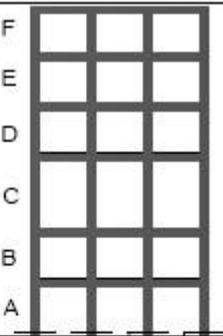
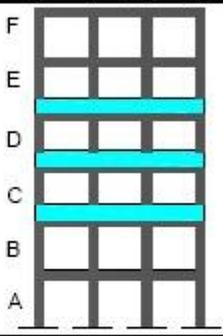
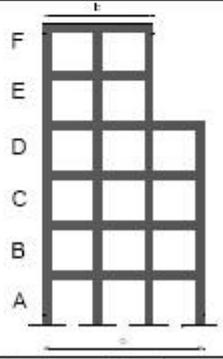
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \cdot \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 11 Coeficientes de irregularidad en elevación.

Autor: NEC-2011 Peligro Sísmico

En nuestro caso usaremos $\phi_E= 1$

TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA:

La tabla # 12 nos indica los valores para el tipo de uso según las características de la estructura. (NEC-2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 12 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Autor: NEC-2011 Peligro Sísmico

En nuestro caso usaremos:

$$I = 1$$

COEFICIENTE DEL SUELO S Y COEFICIENTE CM

a) Periodo de vibración de la estructura (T)

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

en donde:

hn = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

α = Para estructuras que tengan muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural, el valor de **Ct** puede calcularse mediante la siguiente ecuación y el valor de **α** es 0.9

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} ; C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

Donde:

AB = Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.

nw = Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.

hwi = Altura del muro i medida desde la base, en metros.

Aw_i = Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en m².

lwi = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

En nuestro caso: **ct**= 0.047

Tc= 0.96

T= 0.41

b) Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura (h_n)

h_n = 8.67

T = 0.41

k = 1

Sa = 1.2

7.4 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DINÁMICAS ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICO TABLA DE VALORES

Ingreso de valores para la obtención del corte basal mediante el programa.

Fig. 7.1 Captura página principal programa Cargas sísmicas

Autor: Ing. Carlos Aguilar – Escuela Politécnica Nacional

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W$$

$$V = 0.832$$

El Cortante Basal, es una fuerza de reacción que se presenta en todos los marcos que compongan una estructura y se localiza en su base y sirve para el diseño. Es la reacción que la estructura tiene cuando está sujeta principalmente a Fuerzas Accidentales (horizontales) como viento o sismo, inclusive también un marco sujeto a fuerzas verticales, igual presenta cortante horizontal en su base.

T / Elástico			
seg			
0	8.162	2.5	1.950
0.1	8.162	2.6	1.838
0.2	8.162	2.7	1.737
0.3	8.162	2.8	1.645
0.4	8.162	2.9	1.561
0.5	8.162	3	1.483
0.6	8.162	3.1	1.412
0.7	8.162	3.2	1.346
0.8	8.162	3.3	1.286
0.9	8.162	3.4	1.229
1	7.707	3.5	1.177
1.1	6.680	3.6	1.128
1.2	5.863	3.7	1.083
1.3	5.200	3.8	1.040
1.4	4.653	3.9	1.001
1.5	4.195	4	0.963
1.6	3.808	4.1	0.928
1.7	3.477	4.2	0.895
1.8	3.191	4.3	0.864
1.9	2.943	4.4	0.835
2	2.725	4.5	0.807
2.1	2.533	4.6	0.781
2.2	2.362	4.7	0.756
2.3	2.210	4.8	0.733
2.4	2.073	4.9	0.711
0	8.162	5	0.689

Tabla 13 Cálculo de fuerzas laterales dinámicas

Autor: Programa ETABS

7.5 RELACIÓN DE MASAS EN LA PARTICIPACIÓN MODAL

Modo	Periodo	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.105688	2.14005E-19	99.07689	0.0936363	2.140E-19	99.07689	0.0936363
2	0.09289882	7.41388E-19	0.1192435	73.48019	9.553E-19	99.19613	73.57382
3	0.06505077	99.33114	1.90117E-19	6.22695E-19	99.33114	99.19613	73.57382
4	0.02846602	2.61907E-23	0.5339556	0.000529965	99.33114	99.73009	73.57436
5	0.02267928	6.76286E-21	0.000283667	19.86392	99.33114	99.73037	93.43827
6	0.01807481	0.533732	1.63962E-21	1.64942E-21	99.86487	99.73037	93.43827
7	0.01385555	1.14429E-22	0.2363008	1.71001E-06	99.86487	99.96667	93.43827
8	0.01099077	1.96213E-23	8.82949E-06	5.118709	99.86487	99.96668	98.55698
9	0.009560114	0.1277046	4.88877E-24	1.69066E-23	99.99258	99.96668	98.55698
10	0.009189032	3.45331E-23	0.03325883	2.13083E-05	99.99258	99.99994	98.557
11	0.007574381	2.79011E-23	6.2267E-05	1.442999	99.99258	100	100
12	0.007118335	0.007425331	6.53903E-24	2.89248E-24	100	100	100

Tabla 13 Relación de masas

Autor: Programa ETABS

En esta tabla podemos verificar los modos de vibración de la estructura, se verifico en cada caso que se excitara al menos 90% de la masa total de la edificación en la columna SumRy podemos verificar que este valor es superior a 90 en el modo 1.

7.6 CONTROL DE DERIVA DE PISO (DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS DE PISO ΔM)

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Se debe comprobar que la estructura presenta deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas.

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales.

El valor de la inercia agrietada será de:

- 0.5 I_g para muros con relación altura total/longitud > 3
- Para muros con relación altura/longitud menores a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietada
- Para muros con relación altura/longitud entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de I_g por interpolación, entre 1 y 0.5.

Donde I_g : Es el valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas. (NEC2011, Requisitos constructivos mampostería estructural, 2011)

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales
- Los efectos de segundo orden P- Δ

Los efectos P- Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 14 Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Autor: NEC-2011 Control derivas de piso

Entonces:

Para el cálculo estructural y para el dimensionamiento de los elementos estructurales y verificación de derivas de piso se utilizó el programa especializado en diseño estructural denominado ETABSv9.7. El objetivo principal de la comparación de las derivas de piso, es establecer diferencias en los resultados del cortante basal y sus efectos en el diseño de los elementos estructurales.

Los resultados obtenidos son los presentados en la siguiente tabla, con resultados satisfactorios. Se verifica que la deriva no tiene valores más arriba de 0.01 como nos indica la norma NEC-2011

$$\Delta_{max} = 0.01$$

$$R = 1.50$$

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

PISO	CARGA	PUNTO	COORDENADAS			DERIVA X	DERIVA Y	ΔX	ΔY
			X	Y	Z				
PA4	SXE	237	10.5	-3.4E-06	11.2	0.00038731		0.00043573	
PA4	SXE	72	-1.3E-06	8.199997	11.2		8.3351E-06	0	9.377E-06
PA4	SYE	237	10.5	-3.4E-06	11.2	2.738E-14		3.0802E-14	0
PA4	SYE	230	-1.3E-06	3.799997	11.2		0.000147	0	0.00016537
PA4	SXD	237	10.5	-3.4E-06	11.2	0.0003223		0.00036259	0
PA4	SXD	230	-1.3E-06	3.799997	11.2		1.8838E-05	0	2.1193E-05
PA4	SYD	237	10.5	-3.4E-06	11.2	3.3233E-14		3.7387E-14	0
PA4	SYD	229	16.6	3.799997	11.2		0.00012061	0	0.00013569
PA3	SXE	237	10.5	-3.4E-06	8.4	0.00043405		0.00048831	0
PA3	SXE	230	-1.3E-06	3.799997	8.4		5.8227E-06	0	6.5505E-06
PA3	SYE	237	10.5	-3.4E-06	8.4	3.1105E-14		3.4993E-14	0
PA3	SYE	230	-1.3E-06	3.799997	8.4		0.00016085	0	0.00018096
PA3	SXD	237	10.5	-3.4E-06	8.4	0.00035672		0.00040131	0
PA3	SXD	230	-1.3E-06	3.799997	8.4		1.7768E-05	0	1.9989E-05
PA3	SYD	237	10.5	-3.4E-06	8.4	3.4399E-14		3.8699E-14	0

PA3	SYD	229	16.6	3.799997	8.4		0.00013081	0	0.00014716
PA2	SXE	237	10.5	-3.4E-06	5.6	0.00041348		0.00046516	0
PA2	SXE	230	-1.3E-06	3.799997	5.6		2.6508E-06	0	2.9821E-06
PA2	SYE	237	10.5	-3.4E-06	5.6	2.3942E-14		2.6935E-14	0
PA2	SYE	230	-1.3E-06	3.799997	5.6		0.0001498	0	0.00016852
PA2	SXD	237	10.5	-3.4E-06	5.6	0.00033396		0.0003757	0
PA2	SXD	230	-1.3E-06	3.799997	5.6		1.4001E-05	0	1.5751E-05
PA2	SYD	237	10.5	-3.4E-06	5.6	3.1787E-14		3.576E-14	0
PA2	SYD	229	16.6	3.799997	5.6		0.00011986	0	0.00013484
PA1	SXE	140	10.2	-3.4E-06	2.8	0.00022476		0.00025285	0
PA1	SXE	98	-1.3E-06	-3.4E-06	2.8		1.0902E-06	0	1.2265E-06
PA1	SYE	140	10.2	-3.4E-06	2.8	1.0245E-14		1.1525E-14	0
PA1	SYE	98	-1.3E-06	-3.4E-06	2.8		9.1357E-05	0	0.00010278
PA1	SXD	140	10.2	-3.4E-06	2.8	0.00017882		0.00020117	0
PA1	SXD	71	-1.3E-06	11.6	2.8		6.8872E-06	0	7.748E-06
PA1	SYD	140	10.2	-3.4E-06	2.8	1.7261E-14		1.9418E-14	0
PA1	SYD	134	16.6	-3.4E-06	2.8		7.2075E-05	0	8.1085E-05

Tabla 15 Control de derivas

Autor: Programa ETABS

7.7 CONCLUSIONES

- Se comprobó que las derivas de piso no superan los valores más arriba de 0.01 como los permitidos por la NEC-SE-DS, tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico, por lo tanto se acepta el diseño satisfactoriamente, los valores obtenidos los podemos verificar en la tabla # 15.
- Para poder utilizar la mampostería como elemento portante y en especial con propiedades sismo-resistentes, hace falta considerar 2 aspectos importantes: el primero de ellos se presenta con las alternativas de los tipos de elementos a utilizar y el segundo en la confianza con las propiedades mecánicas de los materiales a emplear. La mampostería se viene utilizando para la fabricación de columnas, vigas, paredes o muros, entre otros, pero la posibilidad de generar elementos estructurales no convencionales y confiables, depende entre otras cosas, del conocimiento y control de los materiales que los componen.
- De todas las alternativas constructivas, es quizás la mampostería estructural la que más requiere de controles de calidad estrictos y efectivos
- El pre-dimensionamiento estructural se basa en recomendaciones fundadas en información recopilada en experiencias de construcción. Al emplearlas en esta tesis, se ha podido comprobar que son herramientas de gran aporte para todo tipo de estructuras, incluidas viviendas económicas actuales.

- Las verificaciones de las características iniciales de los elementos nos dan una buena base para el cálculo de los metrados posteriores.
- La técnica de reforzamiento con malla electro soldada aplicada por ambas caras presenta un buen comportamiento, debido a que su capacidad resistente a carga lateral se incrementa. El enchapado tiene un comportamiento similar al hormigón armado y es el encargado de absorber la totalidad de esfuerzos inducidos en la mampostería, al comportarse como un elemento monolítico tanto pared y refuerzo trabajan conjuntamente lo que hace que la mampostería de ladrillo como tal aporte con mayor resistencia en el comportamiento general.
- La mampostería estructural ofrece una alternativa viable en la solución de estructuras que sirvan para la construcción de nuevas viviendas.
- Aunque la mampostería no ofrece las mismas propiedades de otros materiales estructurales para disipar energía inelásticamente, al cuidar los detalles en el proceso constructivo, y de limitar los daños controlando las derivas de los pisos, podrían resultar en estructuras seguras y competitivas con las estructuras de los materiales tradicionales.
- La mampostería estructural requiere del concurso de buenos proyectos y de la buena y sana práctica constructiva. No obstante, sino se cuenta con un eficiente y riguroso control de calidad de los materiales y de su proceso constructivo, no se estarán consiguiendo las necesarias edificaciones sismo-resistentes.

- La deriva máxima para cualquier piso no excederá un valor arriba de 0.01 como nos indica la NEC 2011, los resultados obtenidos en este proyecto han sido satisfactorios

7.8 RECOMENDACIONES

- Si se desea construir con este tipo de mamposterías portantes, la losa este bien anclada a las mamposterías debido a que al tener una buena adhesión las cargas que actúen sobre la edificación sean transmitidas de manera correcta y uniforme a la mampostería o estructura.
- El enlucido y el mortero de pega deben tener la misma dosificación, ya que al estar sometidos a esfuerzo de corte y compresión estos trabajen de manera similar.
- Al momento de construir este tipo de mampostería se elijan materiales con un control de calidad, debido a que al tener materiales de buenas características el comportamiento de la estructura será más eficiente ante la ocurrencia de un sismo y será capaz de absorber de mejor manera las deformaciones que se presenten en la estructura.
- Utilizar cimentaciones corridas, ya sea losa o vigas de cimentación, si se tiene un terreno poco resistente se utilizara, por supuesto la cimentación corrida la cual se presta tanto para el tipo de estructura de muros de carga como para una estructura sobre columnas, en el caso de cimentación de un muro de carga la zapata se diseña y calcula por flexión y adherencia, Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

- Distribución de paredes en planta simétrica y que no existan paneles aislados, el planteamiento arquitectónico debe hacerse bajo estos aspectos.
- Mantener continuidad de las paredes en todos los pisos es decir evitar la discontinuidad en altura.
- Evitar piso blando, cuando se tiene un parqueadero y estén solo los elementos estructurales sin mampostería, cuando se formula una rotula plástica en la unión losa-columna entonces se forma el piso blando cuando se tiene un elemento de pequeña masa versus una gran masa soportante, se evita esta falla haciendo un muro perimetral.
- No construir paredes que sobrepasen los 2 m de alto y los 3.50 m de largo debido a que tendríamos esbeltez, y si se las hace recomendando hacer un confinamiento utilizando arriostramiento cada 5 m con una viga perimetral de amarre a 2 m de alto de tal manera que nos quede un marco confinado con columnas de 20 x 20 y estribos de 8 mm cada 10 cm.

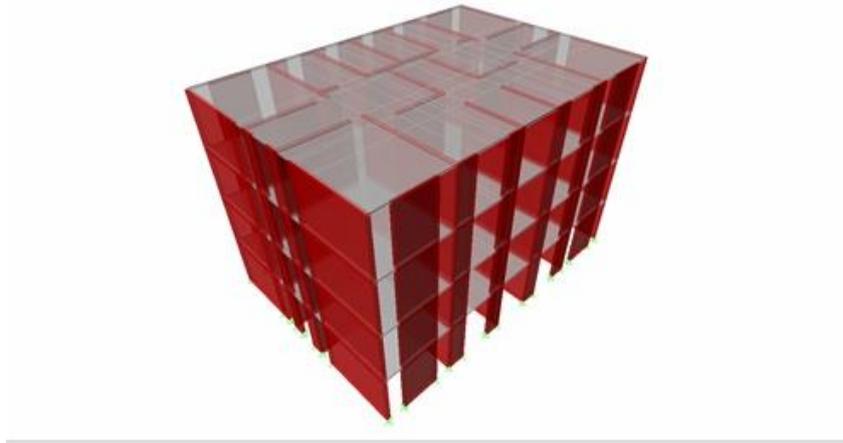
BIBLIOGRAFÍA

- ACI-SEOASC. (1982). *Proyecto de investigación de paredes esbeltas*.
- AIS. (1991). *Reparación y refuerzo de estructuras de concreto y mampostería*. Bogota.
- AIS. (s.f.). *Manual de construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente de viviendas de mampostería*. Bogota.
- Alambrec, I. (s.f.). *Catalogo de productos*.
- Alberto, S. (1995). *Ingeniería Sísmica*. Bogotá.
- Alfaro, A. (2005). *Diseño de estructuras de mampostería*.
- (s.f.). *Análisis y Diseño Estructural Utilizando el Programa ETABS* .
- (s.f.). *Análisis y Diseño Estructural Utilizando el Programa ETABS V9* .
- Astm, N. (1898).
- Chorro, A. (2004). *Diseño de elementos estructurales en edificios de concreto reforzado*.
- Construcción, C. E. (2000). *Código Ecuatoriano de la Construcción*.
- construcción, N. c. (1998). *Mampostería Estructural*.
- CONSTRUCCION, N. E. (2011).
- Construcción, N. E. (2011). *Cargas y Materiales*. Quito.
- CONSTRUCCION, N. E. (2011). *PELIGRO SISMICO. QUITO*.
- CONSTRUCCION, N. E. (s.f.). *NEC-2011*.
- CONSTRUCCION, N. E. (s.f.). *NEC-2011*.
- CONSTRUCCIÓN, N. E. (s.f.). *NEC-2011*.
- Eduardo, T. (1984). *Razón y ser de los tipos estructurales*. Madrid.
- F., U. L. (1974). *Conocimientos básicos sobre ladrillo*. Quito.
- FALCONÍ, R. A. (Agosto de 2013). *MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO*. Recuperado el Julio de 2015, de CEINCI-ESPE: http://ugi.espe.edu.ec/ugi/wp-content/uploads/2013/11/2013_lib_raguiar_1.pdf
- Federal, R. d. (1999). *Normas Técnicas Complementarias para el diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*.

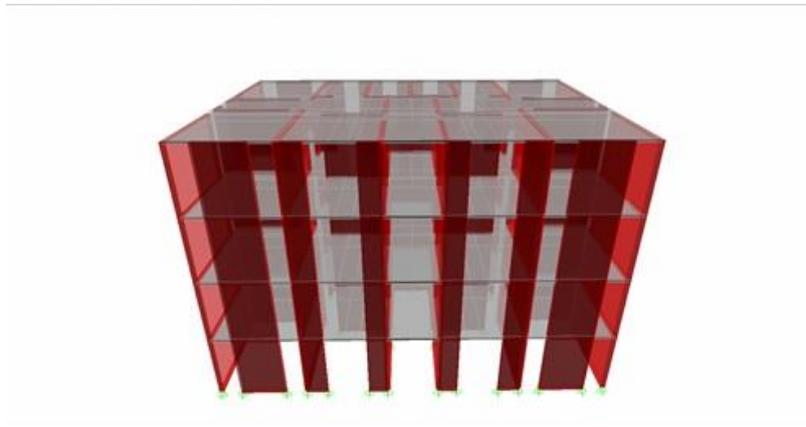
- Hernández., I. E. (s.f.). Análisis y Diseño Estructural Utilizando el Programa ETABS .
- James, A. (2005). *Análisis y diseño de estructuras*.
- Materiales y procedimientos de construcción*. (s.f.). Recuperado el 2015, de chiapas, Universidad autonoma de: <http://es.slideshare.net/jamieduardocantoral/muros-cadenas-y-castillos-31914113>
- NEC-2011. (2011). *Cálculo de la Presión y el Viento*. Quito.
- NEC-2011. (2011). *Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente*. quito.
- NEC-2011. (2011). *MATERIALES EN LA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL*. QUITO.
- NEC-2011. (2011). *Peligro sísmico del ecuador y efectos sísmicos locales*.
- NEC2011. (2011). *REQUISITOS CONSTRUCTIVOS MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL*. QUITO.
- NEC-2011. (2011). *REQUISITOS CONSTRUCTIVOS MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL*.
- NEC2011. (s.f.). Diafragmas horizontales.
- NEC2011. (s.f.). *MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL*.
- NEC2011. (s.f.). Metodología del diseño Sismoresistente.
- NEC2011. (s.f.). *Modulo de Elasticidad y Cortante*.
- NEC2011. (s.f.). *Vivienda*. Obtenido de http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015/NEC_SE_VIVIENDA.pdf
- O., A. (1991). *Criterios básicos para el análisis y diseño de edificaciones de mampostería reforzada*. El Salvador.
- QUITO, M. S. (2011). *MICROZONIFICACION SISMICA DE QUITO*. CEINCI-ESPE.
- Resistente, N. C. (1997). *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*.
- resistente, N. c. (1998). *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*.
- Resistente, N. C. (1998). *Calidad de los materiales en la Mampostería Estructural*. Colombia.
- Resistentes, N. A. (1991). *Construcciones de Mampostería*.

- Reyes, G. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Bogotá.
- Rivera, J. (22 de Septiembre de 2013). *INFORMACION GENERAL DE MAMPOSTERIA*. Recuperado el 15 de Julio de 2015, de Mampostería: <http://www.slideshare.net/jepriv/mamposteria>
- ROSA. (2005). *GESTION*. QUITO: UNAC.
- Sísmica, A. C. (1982). *Estudio sobre la utilización estructural del ladrillo de arcilla* . Bogota.
- Sísmica, A. C. (s.f.). *Manual de construcción y rehabilitación sísmo resistente de viviendas de mampostería*.
- Villatoro, B. (2005). *Guía para el diseño estructural de edificios*.
- Zabala Oscar, Z. J. (2006). *Rehabilitación de mamposterías agrietadas de ladrillo artesanal*. Quito.

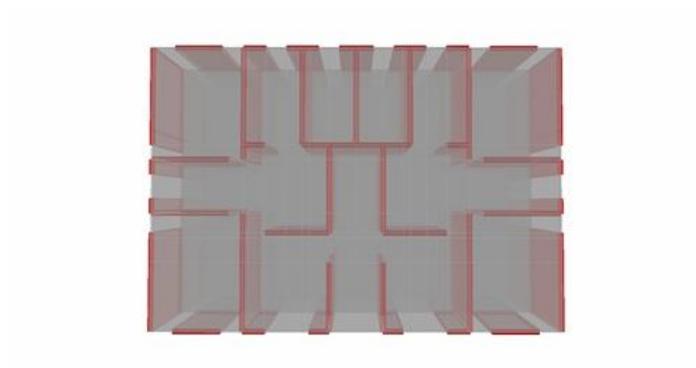
ANEXO 1. RENDERS DE LA ESTRUCTURA



Isometría Lateral de la Estructura



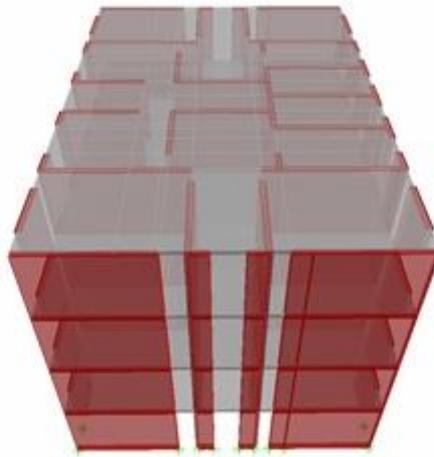
Isometría Frontal de la Estructura



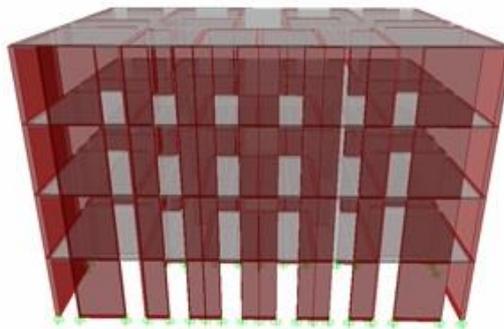
Isometría en Planta de la Estructura



Isometría Lateral de la Estructura



Isometría Lateral de la Estructura



Isometría Frontal de la Estructura

ANEXO 2. CORTANTE BASAL EN LOS PISOS – PESO REACTIVO DE LA ESTRUCTURA

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
PA4	CM	Top	53.74171	-1.698641E-14	-4.405622E-12	-2.064287E-10	319.5162	-446.0562
PA4	CM	Bottom	191.7864	1.54321E-14	-4.404809E-12	-2.066203E-10	1170.926	-1591.827
PA4	CMA	Top	18.64	1.014466E-14	-1.713239E-12	-8.103562E-11	110.8223	-154.712
PA4	CMA	Bottom	18.64	1.364187E-14	-1.706745E-12	-8.098613E-11	110.8223	-154.712
PA4	SXE	Top	-2.837157E-08	-199.3373	1.03285E-10	1206.765	2.763288E-07	-8.836055E-07
PA4	SXE	Bottom	-2.837232E-08	-199.3373	1.032404E-10	1206.765	2.760364E-07	-558.1445
PA4	SYE	Top	-5.216236E-08	-1.336264E-12	-199.3373	-1654.5	-2.339613E-08	5.309332E-07
PA4	SYE	Bottom	-5.216183E-08	-1.30207E-12	-199.3373	-1654.5	558.1445	5.309266E-07
PA4	SXD	Top	2.504869E-08	179.674	1.096163E-08	1068.02	2.191265E-07	6.947626E-07
PA4	SXD	Bottom	2.504941E-08	179.674	1.096154E-08	1068.02	1.981036E-07	503.0872
PA4	SYD	Top	4.234135E-08	1.028522E-08	179.9799	1493.833	1.896771E-08	4.309705E-07
PA4	SYD	Bottom	4.234131E-08	1.028521E-08	179.9799	1493.833	503.9438	4.111842E-07
PA3	CM	Top	245.5281	8.848478E-14	-5.021976E-12	-2.440794E-10	1490.442	-2037.883
PA3	CM	Bottom	383.5728	9.570122E-14	-4.981741E-12	-2.438485E-10	2341.852	-3183.654
PA3	CMA	Top	41.008	1.809664E-14	-1.957755E-12	-9.560108E-11	243.8091	-340.3664
PA3	CMA	Bottom	41.008	1.833256E-14	-1.947542E-12	-9.552925E-11	243.8091	-340.3664
PA3	SXE	Top	7.591572E-07	-425.7574	1.174265E-10	2585.359	2.624741E-06	-558.1445
PA3	SXE	Bottom	7.591556E-07	-425.7574	1.174391E-10	2585.359	2.6244E-06	-1750.265
PA3	SYE	Top	-2.594885E-08	-2.507328E-12	-425.7574	-3533.786	558.1445	1.269808E-08
PA3	SYE	Bottom	-2.594884E-08	-2.423839E-12	-425.7574	-3533.786	1750.265	1.269257E-08
PA3	SXD	Top	6.236955E-07	352.0424	2.216529E-08	2093.5	2.102671E-06	503.0872
PA3	SXD	Bottom	6.236943E-07	352.0424	2.216531E-08	2093.5	2.059476E-06	1470.086
PA3	SYD	Top	2.108038E-08	2.114575E-08	353.2359	2931.858	503.9438	2.26086E-08
PA3	SYD	Bottom	2.108111E-08	2.11457E-08	353.2359	2931.858	1478.107	8.096475E-08
PA2	CM	Top	437.3145	8.992806E-	-7.793413E-	-2.624123E-	2661.368	-3629.71

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
				14	12	10		
PA2	CM	Bottom	575.3593	9.392487E-14	-7.784721E-12	-2.624141E-10	3512.778	-4775.481
PA2	CMA	Top	63.376	1.287859E-14	-3.053803E-12	-1.028138E-10	376.7959	-526.0207
PA2	CMA	Bottom	63.376	1.346145E-14	-3.050679E-12	-1.027867E-10	376.7959	-526.0207
PA2	SXE	Top	1.308386E-06	-576.7042	1.134534E-10	3504.422	2.94623E-06	-1750.265
PA2	SXE	Bottom	1.308384E-06	-576.7042	1.134629E-10	3504.422	2.945903E-06	-3365.037
PA2	SYE	Top	6.101878E-09	-3.236522E-12	-576.7042	-4786.644	1750.265	-3.170391E-07
PA2	SYE	Bottom	6.101637E-09	-3.166356E-12	-576.7042	-4786.644	3365.037	-3.170459E-07
PA2	SXD	Top	1.070274E-06	460.3389	2.839551E-08	2740.89	2.320466E-06	1470.086
PA2	SXD	Bottom	1.070274E-06	460.3389	2.839547E-08	2740.89	2.267566E-06	2722.343
PA2	SYD	Top	4.89577E-09	2.782431E-08	461.7291	3832.351	1478.107	3.237468E-07
PA2	SYD	Bottom	4.895851E-09	2.782428E-08	461.7291	3832.351	2734.08	3.901893E-07
PA1	CM	Top	629.101	5.839773E-14	-7.820118E-12	-2.627019E-10	3832.294	-5221.537
PA1	CM	Bottom	767.1456	7.061018E-14	-7.813227E-12	-2.627232E-10	4683.704	-6367.308
PA1	CMA	Top	85.744	1.046385E-14	-3.073341E-12	-1.030036E-10	509.7827	-711.6751
PA1	CMA	Bottom	85.744	1.174061E-14	-3.072761E-12	-1.030049E-10	509.7827	-711.6751
PA1	SXE	Top	1.88714E-06	-652.1776	1.129689E-10	3963.953	1.152453E-06	-3365.037
PA1	SXE	Bottom	1.887139E-06	-652.1776	1.129804E-10	3963.953	1.15213E-06	-5191.134
PA1	SYE	Top	2.376243E-09	-3.429257E-12	-652.1776	-5413.073	3365.037	-2.968827E-07
PA1	SYE	Bottom	2.375965E-09	-3.454681E-12	-652.1776	-5413.073	5191.134	-2.968887E-07
PA1	SXD	Top	1.533072E-06	508.9742	3.056732E-08	3034.338	9.379941E-07	2722.343
PA1	SXD	Bottom	1.533072E-06	508.9742	3.056732E-08	3034.338	8.950664E-07	4105.5
PA1	SYD	Top	1.896434E-09	3.035359E-08	515.1288	4275.569	2734.08	3.747778E-07
PA1	SYD	Bottom	1.89638E-09	3.03536E-08	515.1288	4275.569	4129.403	4.520954E-07

ANEXO 3. RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Program ETABS Version 9.6.0.0

File:Tesis Edf Mamposteria.LOG

BEGIN ANALYSIS

2015/06/24 17:16:27

MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES) = 64.000 MB

ELEMENT FORMATION

17:16:27

NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED = 74

NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED = 0

NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 2241

NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED = 1388

NUMBER OF CONSTRAINTS FORMED = 4

REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS:

NUMBER OF

CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION = 12

COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF = 0

CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION = 12

EQUATION SOLUTION

17:16:31

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 4380

APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 225

NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 1

MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 964497

SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 7.375 MB

NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 4380

NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 8

NUMBER OF ACCELERATION LOADS = 6

NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS = 0

EIGEN ANALYSIS

17:16:38

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 4380

NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 12

NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 12

NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0

NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 12

RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-07

FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000

FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = .000000

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 12

NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 1

R E S P O N S E - S P E C T R U M A N A L Y S I S 17:16:38

NUMBER OF SPEC ANALYSES PERFORMED = 2

J O I N T O U T P U T 17:16:38

G L O B A L F O R C E B A L A N C E R E L A T I V E E R R O R S

PERCENT FORCE AND MOMENT ERROR AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
CM	4.94E-15	8.42E-15	4.58E-09	2.89E-09	7.75E-09	8.15E-15
CMA	8.81E-15	1.67E-14	5.00E-09	3.04E-09	8.37E-09	4.02E-14
CV	6.40E-15	1.72E-14	4.63E-09	3.00E-09	7.84E-09	4.77E-14
SXE	5.05E-12	8.99E-13	1.45E-07	9.22E-09	1.02E-07	3.01E-12
SYE	2.93E-13	5.17E-12	1.82E-10	1.62E-09	1.99E-09	8.15E-12
TRIBUTAR	7.08E-15	1.22E-14	5.12E-09	3.05E-09	8.53E-09	1.36E-13
SXD	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
SYD	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

MODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	5.89E-12	7.74E-13	1.56E-07	1.03E-08	1.11E-07	5.18E-12
2	1.98E-12	7.72E-12	1.81E-07	3.01E-09	1.54E-07	8.13E-12
3	3.61E-13	5.26E-12	1.89E-10	1.72E-09	2.10E-09	1.99E-12
4	5.20E-13	6.39E-13	1.57E-08	1.72E-08	7.23E-09	1.28E-12
5	5.00E-14	4.03E-12	7.59E-09	9.44E-09	8.01E-09	3.49E-12
6	7.44E-14	5.45E-12	5.71E-11	4.85E-10	5.65E-10	4.14E-12
7	9.85E-13	2.25E-12	4.86E-09	4.89E-10	3.31E-09	3.04E-12
8	3.20E-13	3.26E-12	5.35E-09	2.31E-10	1.37E-08	2.63E-12
9	1.20E-12	2.40E-12	1.16E-10	1.35E-10	8.30E-11	2.68E-12
10	2.31E-13	1.03E-11	3.02E-09	3.02E-09	3.06E-09	5.72E-12
11	4.51E-13	3.21E-11	2.78E-09	3.62E-09	1.70E-09	3.76E-11
12	2.37E-13	2.35E-12	5.07E-11	1.54E-10	1.16E-10	1.39E-12

SPEC	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
SXD	5.74E-12	7.71E-13	1.51E-07	1.07E-08	1.06E-07	4.98E-12
SYD	3.55E-13	5.27E-12	1.84E-10	1.67E-09	2.04E-09	2.17E-12

E L E M E N T J O I N T - F O R C E O U T P U T 17:16:39

NUMBER OF JOINT ELEMENTS SAVED = 74
NUMBER OF FRAME ELEMENTS SAVED = 2241
NUMBER OF SHELL ELEMENTS SAVED = 1388

E L E M E N T O U T P U T 17:16:43

A N A L Y S I S C O M P L E T E

2015/06/24 17:16:43

Program ETABS Version 9.6.0.0

File:Tesis Edf Mamposteria.LOG

C E N T E R S O F R I G I D I T Y

17:16:44

Program ETABS Version 9.6.0.0

File:Tesis Edf Mamposteria.LOG

B E G I N A N A L Y S I S

2015/06/24 17:16:46

MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES) = 64.000 MB

E L E M E N T F O R M A T I O N

17:16:46

NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED = 74

NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED = 0

L O A D R E - S O L U T I O N

17:16:46

NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 8

E L E M E N T J O I N T - F O R C E O U T P U T

17:16:47

NUMBER OF JOINT ELEMENTS SAVED = 74

NUMBER OF FRAME ELEMENTS SAVED = 2241

NUMBER OF SHELL ELEMENTS SAVED = 1388

A N A L Y S I S C O M P L E T E

2015/06/24 17:16:52

ANEXO 4. ENSAYOS

ENSAYO DE FLEXION EN LADRILLO ARTESANAL

$$R = \frac{3WL}{2bd^2}$$

Muestra N°	1	2	3	4	5
Descripción					
d = Espesor promedio de la muestra (cm)	7,9	7,9	8	7,9	7,8
L= Distancia entre Apoyo (cm)	29	29,5	29,5	30	30
Longitud (cm)	34,3	34,4	34,2	34,7	34,9
b = Ancho de cara a cara (cm)	15,9	15,6	15,5	15,1	15,5
Masa (Kg)	5,709	5,344	5,877	5,784	5,529
W = Carga de rotura (kg)	109,66	59,26	63,42	71,61	45,84
Modulo de rotura (Kg/cm ²)	4,81	2,69	2,83	3,42	2,19

Resistencia promedio a la compresion f'c :	3,19	kg/cm ²
	0,31	Mpa

ENSAYO DE ABSORCIÓN EN LADRILLOS ARTESANALES

$$A_1 = \frac{M_2 - M_1}{M_1} \times 100$$

$$A_2 = \frac{M_3 - M_1}{M_1} \times 100$$

$$\text{Coeficiente de Saturación} = \frac{M_2 - M_1}{M_3 - M_1}$$

Muestra N°	1	2	3	4	5	
Descripción						
M1= Masa seca de la muestra (Kg)	5,74	4,92	5,59	6,39	5,85	peso natural
M2= Masa muestra saturada después de 24 horas de inmersión (Kg)	7,03	6,34	7,02	8,039	7,24	peso seco
M3= Masa de la muestra saturada después de 5 horas	7,05	6,34	7,01	8,04	7,25	peso humedo
A1= Absorción después 24 h. de inmersión (%)	22,52	28,86	25,49	25,88	23,80	
A2= Absorción después de 5 h de ebullición (%)	22,80	28,92	25,40	25,93	23,91	
Cs= Coeficiente de Saturación	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	

ENSAYO DE VARIACION DIMENSIONAL EN LADRILLOS ARTESANALES

Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Ancho 1 (cm)	15,7	15,5	15	15,9	16	15,5	14,9	16	16	15,4	
Ancho 2 (cm)	15,8	15,8	15,3	16,2	15,8	15,8	15,1	15,8	15,1	15,3	
Ancho 3 (cm)	16	15,7	15,2	15,5	15,8	15,7	15,3	15,7	15,8	15,5	
Ancho Promedio (cm)	15,83	15,67	15,17	15,87	15,87	15,67	15,10	15,83	15,63	15,40	15,60
Ancho promedio de todas las muestras (cm)											15,60
% de variacion de ancho	1,01	1,00	0,97	1,02	1,02	1,00	0,97	1,01	1,00	0,99	
% promedio de variacion en ancho											1,00

Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Largo 1 (cm)	34,3	34,4	34,2	34,7	34,9	34	35,5	34	34,2	33,8	
Largo 2 (cm)	34,2	34,4	34,15	34,6	34,8	33,8	35,4	33,8	34,5	33,61	
Largo 3 (cm)	34,3	34,35	34,2	34,6	34,3	34	35,3	33,9	34,5	33,6	
Largo Promedio (cm)	34,27	34,38	34,18	34,63	34,67	33,93	35,40	33,90	34,40	33,67	34,34
Largo promedio de todas las muestras											34,34
% de variacion de largo	0,998	1,001	0,995	1,008	1,009	0,988	1,031	0,987	1,002	0,980	
% promedio de variacion en ancho											1,00

Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Altura 1 (cm)	7,5	7,6	7	7,1	8,2	7,7	7,8	7,9	6,9	7,8	
Altura 2 (cm)	6,9	7	7,5	7,3	7,2	8,1	7,5	7,5	6,8	8	
Altura 3 (cm)	8,2	8	7,4	8,1	7,7	6,7	8,1	6,9	7,7	6,9	
Altura 4 (cm)	8,2	8,1	7,5	8	8	6,7	7,9	6,9	7,5	7	
Altura 5 (cm)	6,9	7,7	8	7,4	7,8	8	7,5	8,2	6,5	8,2	
Altura 6 (cm)	7,9	8,1	7,4	7,5	7,6	7,9	6,9	8	7	8	
Alturs promedio (cm)	7,60	7,75	7,47	7,57	7,75	7,52	7,62	7,57	7,07	7,65	7,56
Largo promedio de todas las muestras											7,56
% de variacion de largo	1,006	1,026	0,988	1,002	1,026	0,995	1,008	1,002	0,935	1,013	
% promedio de variacion en ancho											1,00

ENSAYO DE COMPRESION DE CILINDROS

EDAD DE RUPTURA : 7 DIAS

Muestra N°	1	2
Elemento	Viga de transmisión de carga	
Diámetro 1 (mm)	150	151,2
Diámetro 2 (mm)	151	150,3
Diámetro 3 (mm)	150,8	150
Diámetro Prom. (mm)	150,60	150,50
Altura (mm)	305,5	303
Área (cm ²)	178,13	177,90
Carga de Ruptura (KG)	24688,82	24820,5
Resistencia (kg/cm ²)	138,60	139,52
Resistencia Promedio (Kg/cm²)		139,06

EDAD DE RUPTURA : 14 DIAS

Muestra N°	1	2
Elemento	Viga de transmisión de carga	
Diámetro 1 (mm)	151	150
Diámetro 2 (mm)	150,5	151,5
Diámetro 3 (mm)	150,8	150
Diámetro Prom. (mm)	150,77	150,50

Altura (mm)	301,8	302
Área (cm²)	178,53	177,90
Carga de Ruptura (KN)	31922,13	32568,66
Resistencia (kg/cm²)	178,81	183,07
Resistencia Promedio (Kg/cm²)		180,94

EDAD DE RUPTURA : 28 DIAS

Muestra N°	1	2
Elemento	Viga de transmisión de carga	
Diámetro 1 (mm)	152,3	150
Diámetro 2 (mm)	150	150
Diámetro 3 (mm)	150,4	151,4
Diámetro Prom. (mm)	150,90	150,47
Altura (mm)	303,5	304
Área (cm²)	178,84	177,82
Carga de Ruptura (KG)	38471,76	37965,56
Resistencia (kg/cm²)	215,12	213,51
Resistencia Promedio (Kg/cm²)		214,31

ANEXO 5. CROQUIS

