



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN 18 AÑOS DESPUÉS DE MUROS DE
MAMPOSTERÍA DE CEMENTOS PUZOLÁNICOS**

José Rafael Chinchilla Paiz

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, junio de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN 18 AÑOS DESPUÉS DE MUROS DE
MAMPOSTERÍA DE CEMENTOS PUZOLÁNICOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

JOSÉ RAFAEL CHINCHILLA PAIZ

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	Br. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

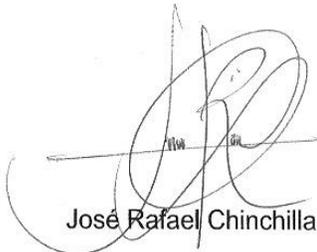
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADORA	Inga. Dilma Yanet Mejicanos Yol
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN 18 AÑOS DESPUÉS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA DE CEMENTOS PUZOLÁNICOS,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
el 11 de febrero de 2,010.



José Rafael Chinchilla Paiz

Guatemala, 10 de Mayo del 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos
Guatemala

Estimado Ing. Montenegro.

Atentamente me dirijo a usted para exponer lo siguiente:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN 18 AÑOS DESPUÉS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA DE CEMENTOS PUZOLÁNICOS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Rafael Chinchilla Paiz, quien contó con mi asesoría.

Considero que el trabajo realizado por el estudiante Chinchilla Paiz, satisface los objetivos para los que fue planteado, por lo que recomiendo su aprobación.

Atentamente,


Mario Rodolfo Corzo
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089

Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
No. de Colegiado: 2089



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
19 de mayo de 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos
Guatemala

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN 18 AÑOS DESPUÉS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA DE CEMENTOS PUZOLÁNICOS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Rafael Chinchilla Paiz, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero que el trabajo realizado por el estudiante Chinchilla Paiz, satisface los objetivos para los que fue planteado, por lo que recomiendo su aprobación.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


José Gabriel Ordóñez Morales
Coordinador del Área de Materiales y
Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles, Ing. José Gabriel Ordóñez Morales, al trabajo de graduación del estudiante José Rafael Chinchilla Paiz, titulado EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN 18 AÑOS DESPUÉS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA DE CEMENTOS PUZOLÁNICOS, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio de 2010

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala

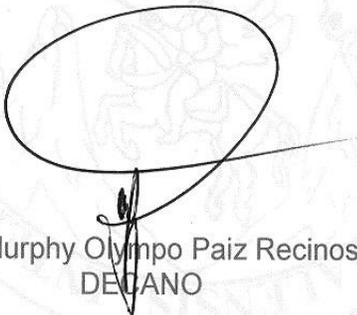


Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.210.2010

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN 18 AÑOS DESPUÉS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA DE CEMENTOS PUZOLÁNICOS**, presentado por el estudiante universitario **José Rafael Chinchilla Paiz**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, junio de 2010



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Ser Supremo a quien le debo la vida y los dones que poseo.
- MI MADRE** Annabella Paiz, por su inmenso e incomparable amor, apoyo, paciencia y comprensión que me ha dado cada segundo de mi vida.
- MI PADRE** Miguel Chinchilla, por haberme dado la vida.
- MIS ABUELITAS Y ABUELITOS** Margarita Juárez (q.e.p.d.) e Hilda Ibarra, y José Rafael Paiz (q.e.p.d.) y Julio Chinchilla, con muchísimo amor
- MI HERMANO** Fernando Miguel, por ser mi guía, sabiduría y tener siempre con quien contar.
- MIS TÍOS Y TÍAS** En especial, a mi tío José Ricardo y mi tía Ana Margarita, por su cariño, por preocuparse por cada paso en mi vida y por sus enseñanzas.
- MIS PADRINOS** En especial, a mi padrino Milton Rubio y mi madrina Sonia de Rubio, por su acompañamiento y consejos constantes.

MIS PRIMOS

Pablo, Mario, Valeria y Ricky, que más que primos, son mis queridos hermanos.

MI SOBRINO

Hugo Daniel, por la alegría y entusiasmo que nos da.

MI FAMILIA Y AMIGOS EN GENERAL.

AGRADECIMIENTOS A:

**UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA**

Especialmente a la Facultad de Ingeniería, por mi formación y el orgullo de ser sancarlista.

MI MADRE

Por su amor y sacrificio. Que este logro sea una recompensa a todos sus esfuerzos.

MI HERMANO

Por su cariño, apoyo, acompañamiento, guía y consejos.

**INGENIERO MARIO
CORZO**

Por sus enseñanzas, su incondicional apoyo y el ejemplo de un verdadero maestro (con mucho cariño).

DON FABIO SANCHEZ

Por su desinteresada ayuda, ejemplo de experiencia y apoyo en la realización de todos los ensayos.

MIS AMIGOS Y AMIGOS

En especial a Pablo Noriega, Luis Fernando Barrera, Cecilia de León, Jorge López, Aarón Bolaños, Fredy Catú, Lucia Rosales, María José González, Alejandro Hernández, Héctor Monzón, Christian Dávila, Joselito Aldana, Luis y Pablo Tejada.

**FAMILIA BARRERA
RIVERA**

Por su cariño, amistad, consejos, paciencia y todas sus atenciones hacia mí.

Y a todos y todas, los que me acompañan este día tan significativo en mi vida.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XIX
RESUMEN	XXIII
OBJETIVOS	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
1 CONCEPTOS GENERALES DE MAMPOSTERÍA	1
1.1 Breve historia de la mampostería	1
1.2 Elemento fundamental de la mampostería	2
1.3 Mampostería arquitectónica	3
1.4 Conceptos básicos	3
1.4.1 ACI	4
1.4.2 Agregado	4
1.4.3 Alma	4
1.4.4 Análisis	4
1.4.5 Anclaje	4
1.4.6 Área bruta	5
1.4.7 Área neta	5
1.4.8 Asentamiento	5
1.4.9 ASTM	5
1.4.10 Barra corrugada	5
1.4.11 Barra lisa	6

1.4.12	Cámaras	6
1.4.13	Cámaras llenas	6
1.4.14	Cargas últimas o factorizadas	6
1.4.15	Carga muerta	6
1.4.16	Cargas de servicio	7
1.4.17	Carga viva	7
1.4.18	Cemento	7
1.4.19	Cemento puzolánico	7
1.4.20	Ceniza volante	8
1.4.21	Cimentación	8
1.4.22	COGUANOR	8
1.4.23	Columna	8
1.4.24	Columna reforzada	8
1.4.25	Columna sin refuerzo	9
1.4.26	Curado	9
1.4.27	Efectos sísmicos	9
1.4.28	Encofrado	9
1.4.29	Esfuerzo	9
1.4.30	Estado límite de rotura	10
1.4.31	Estado límite de servicio	10
1.4.32	Estribos	10
1.4.33	Factores de carga	10
1.4.34	Factor de reducción de resistencia \emptyset	11
1.4.35	Flexión compuesta	11
1.4.36	Flexión	11
1.4.37	Formaleta	11
1.4.38	Fraguado	11
1.4.39	Fuerza axial	11
1.4.40	Fuerza cortante	12

1.4.41	Hormigón	12
1.4.42	Hormigón armado	12
1.4.43	I.B.C.	12
1.4.44	Junta al tope	12
1.4.45	Junta horizontal	12
1.4.46	Junta vertical	13
1.4.47	Longitud de desarrollo	13
1.4.48	Muro	13
1.4.49	Nudo	13
1.4.50	Recubrimiento	13
1.4.51	Refuerzo	13
1.4.52	Refuerzo longitudinal	14
1.4.53	Refuerzo transversal	14
1.4.54	Resistencia a la fluencia (f_y)	14
1.4.55	Resistencia del hormigón a compresión (f'_c)	14
1.4.56	Resistencia de diseño o resistencia última	14
1.4.57	Resistencia nominal	15
1.4.58	SEOPC	15
1.5	Sistemas de mampostería	15
1.5.1	Mampostería simple	15
1.5.2	Mampostería estructura	15
1.5.3	Mampostería no estructural	16
1.5.4	Mampostería confinada	16
1.6	Comportamiento mecánico de la mampostería	
	en compresión	17
1.6.1	Tipo y geometría de las unidades de mampostería	18
1.6.2	Características del mortero de unión	19
1.6.3	La humedad y absorción de la unidad de mampostería	19

1.7	Comportamiento de la mampostería a cortante	20
1.7.1	Falla de fricción-corte	21
1.7.2	Falla por tensión diagonal	22
2	ELEMENTOS QUE CONFORMAN LOS SISTEMAS DE MAMPOSTERÍA	25
2.1	Cimentación	25
2.1.1	Cimiento corrido	25
2.2	Bloques de mampostería	27
2.2.1	Definición	27
2.2.2	Partes de un bloque	28
2.2.3	Utilización	29
2.2.4	Características	30
2.2.4.1	Densidad (D)	30
2.2.4.2	Resistencia a la compresión σ_c	31
2.2.4.3	Absorción (Aa, A%)	33
2.2.4.4	Contenido de humedad (H)	35
2.3	Refuerzo de acero	37
2.3.1	Requisitos mínimos en sistemas reforzados interiormente	37
2.3.2	Recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo	37
2.3.3	Número de barras por celda	37
2.3.4	Requisitos para el refuerzo vertical	38
2.3.5	Tipos de refuerzo vertical	38
2.3.6	Refuerzo vertical	39
2.3.7	Refuerzo en la intersección de muros	40
2.3.8	Espaciamiento del refuerzo	40
2.3.8.1	Refuerzo horizontal	40

2.3.8.2	Refuerzo vertical	41
2.3.9	Corrosión del acero	41
2.3.9.1	Definición	41
2.3.9.2	La preocupación de la corrosión en el acero	42
2.3.9.3	Corrosión del acero en el concreto	43
2.3.9.4	Prevención de la corrosión	43
2.3.9.4.1	Control de calidad (prácticas del concreto)	43
2.3.9.4.2	Concretos modificados y sistemas de protección contra la corrosión	46
2.3.9.4.3	Recomendaciones para evitar la corrosión	47
2.4	Mortero	47
2.4.1	Definición	47
2.4.2	Características	49
2.4.2.1	Plasticidad	49
2.4.2.2	Resistencia a la compresión	49
2.4.2.3	Adherencia	49
2.5	Propiedades	50
3	MEMORIA DE CÁLCULO	53
3.1	Descripción	53
3.2	Especificaciones de diseño	53
3.3	Diseño de muro de mampostería	53
3.3.1	Seleccionar el material a utilizar y determinar las propiedades de la mampostería	53
3.3.2	Determinación de cargas de diseño	54
3.3.3	Integración de cargas soportadas por el muro	55

3.3.3.1	Carga muerta	55
3.3.3.2	Carga viva	56
3.3.3.3	Carga factorizada	56
3.3.3.4	Peso propio del muro	56
3.3.3.5	Carga total	57
3.3.4	Determinación de fuerzas axiales, fuerzas de corte y momento de volteo	58
3.3.5	Determinar preliminarmente la cantidad de refuerzo vertical	58
3.3.6	Cálculo de “j” basado en el refuerzo actual provisto	59
3.3.7	Determinar los esfuerzos para mampostería reforzada	60
3.3.7.1	Esfuerzo axial actuante de la mampostería	60
3.3.7.2	Esfuerzo compresivo actuante de la mampostería	60
3.3.7.3	Esfuerzo del acero a tensión debido a la flexión	60
3.3.7.4	Esfuerzo cortante	61
3.3.7.5	Esfuerzo compresivo axial permisible	62
3.3.7.6	Esfuerzo de volteo permisible	62
3.3.7.7	Esfuerzo cortante permisible	62
3.3.8	Diseño del refuerzo horizontal	63
3.3.8.1	Cargas actuantes	63
3.3.8.2	Momento de volteo	65
3.3.8.3	Módulo de sección	65
3.3.8.4	Esfuerzo cortante	66
3.3.8.5	Relación	66
3.3.8.6	Esfuerzo cortante permisible	66
3.3.8.7	Refuerzo horizontal mínimo	67
3.3.9	Cálculo de la deriva (Δ)	68

3.3.10	Cálculo de la rigidez	69
4.	TIPOS Y METODOLOGÍAS DE ENSAYO	71
4.1	Esfuerzo cortante en muros a escala natural	73
4.1.1	Procedimiento	73
4.1.2	Datos y resultados obtenidos	76
4.1.2.1	Muro "A"	76
4.1.2.2	Muro "B"	76
4.2	Ensayo de prismas de mampostería a compresión	77
4.2.1	Procedimiento	77
4.2.2	Datos y resultados obtenidos	80
4.3	Ensayo de prismas de mampostería a cortante	82
4.3.1	Procedimiento	82
4.3.2	Datos y resultados obtenidos	86
4.4	Ensayo de solera de remate a flexión	87
4.4.1	Procedimiento	87
4.4.2	Datos y resultados obtenidos	88
4.4.3	Cálculo de momento flexionante máximo	90
4.5	Ensayo de solera de remate a compresión	92
4.5.1	Procedimiento	92
4.5.2	Datos y resultados obtenidos	93
4.6	Ensayos a bloques de concreto	94
4.6.1	Procedimiento	94
4.6.2	Datos y resultados obtenidos	97
4.7	Ensayo de barras de acero a tensión	98
4.7.1	Procedimiento	98
4.7.2	Datos y resultados obtenidos	101

5. INSPECCIÓN TÉCNICA DE VIVIENDAS	105
5.1 Municipio de Palencia, Guatemala	105
5.1.1 Palencia	105
5.1.2 Geografía y economía	105
5.1.3 Cultura	106
5.2 Sistema constructivo y procedimientos	107
5.3 Inspección de viviendas	110
5.3.1 Vivienda “A”	110
5.3.2 Vivienda “B”	111
5.3.3 Vivienda “C”	114
CONCLUSIONES	117
RECOMENDACIONES	119
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	121
APÉNDICE	123

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Agrietamiento escalonado diagonalmente producido por un fallo de fricción-cortante	21
2.	Falla escalonada en muro sometido a corte por compresión diagonal	22
3.	Agrietamiento de las unidades de mampostería producidos por una falla de tensión diagonal	23
4.	Cimiento corrido	27
5.	Bloque de concreto	28
6.	Bloque de concreto U	29
7.	Corrosión en barra de acero	42
8.	Área tributaria de la losa	55
9.	Carga lateral y axial del muro	57
10.	Cargas de diseño para el refuerzo horizontal	64
11.	Diagrama de esfuerzos combinados	65
12.	Armado del refuerzo vertical y horizontal del muro	69
13.	Muro de mampostería construido en 1992	72
14.	Ensayo de muro de mampostería a corte	74
15.	Ensayo a corte del Muro "A"	75
16.	Ensayo a corte del Muro "B"	75
17.	Prismas para prueba en compresión	78
18.	Probeta de prisma de mampostería para ensayo a compresión	79
19.	Falla típica en prismas sometidos a compresión	80

20.	Prisma para ensayo a corte por compresión diagonal	83
21.	Probeta de prisma de mampostería para ensayo a corte	85
22.	Falla típica en prismas sometidos a corte	85
23.	Esquema de ensayo a flexión a soleras de remate	88
24.	Gráfica de esfuerzo versus deformación del ensayo de flexión de solera de remate	89
25.	Ensayo de solera de remate sometida a flexión	89
26.	Aparición de grietas durante ensayo a flexión de solera de remate	90
27.	Esquema de ensayo de solera de remate a compresión	93
28.	Bloque de concreto sometido a compresión	96
29.	Ensayo de barras de acero a tensión	100
30.	Barras de acero con corrosión y sin corrosión	103
31.	Ubicación del municipio de Palencia, Guatemala	106
32.	Falla geológica en Municipio de Palencia	107
33.	Muros de mampostería en Vivienda “A” en buen estado	111
34.	Vivienda “B” remodelada	113
35.	Aparición de grieta en muro debido al peso de losa de concreto	113
36.	Pérdida del recubrimiento en losa y corrosión del refuerzo	115
37.	Desprendimiento del acabado de repello de los muros	116

TABLAS

I.	Factores que afectan la resistencia a la compresión	20
II.	Clasificación de las unidades de mampostería de concreto, según la densidad (D) de su concreto	31
III.	Requisitos de resistencia a la compresión para unidades de mampostería, según sus requisitos estructurales	32
IV.	Requisitos de absorción de agua para las unidades de mampostería de concreto	34
V.	Contenidos de humedad permitidos para las unidades de mampostería	36
VI.	Refuerzo mínimo vertical	38
VII.	Separación máxima del refuerzo vertical	39
VIII.	Elementos que conforman los morteros	48
IX.	Propiedades de los morteros en estado fresco	51
X.	Propiedades de los morteros en estado endurecido	52
XI.	Dosificación del cemento utilizado para la elaboración de elementos que conforman los muros de mampostería	72
XII.	Factores correctivos para las resistencias de prismas con diferentes relaciones altura a espesor	78
XIII.	Características de los prismas ensayados	80
XIV.	Datos recopilados durante el ensayo de solera de remate a flexión	88
XV.	Resultados de los ensayos de bloques de concreto a compresión	97
XVI.	Requisitos de límite de fluencia, resistencia a la tensión y elongación	99
XVII.	Recolección de datos sobre las barras de acero No. 3	101
XVIII.	Resultados de los ensayos de barras de acero a tensión	101

XIX. Diámetro de barras de acero con y sin corrosión

102

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área, absorción
A_a	Absorción
A_{np}	Área neta promedio
A_s	Área de acero
A/C	Relación agua-cemento
A.C.I.	Instituto Americano del Concreto (por sus siglas en inglés)
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales y Sísmicos
A.S.T.M.	Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (por sus siglas en inglés)
b	Base menor, ancho de sección
B	Base mayor
cm	Centímetros
cm²	Centímetros cuadrados

COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas
cos	Coseno
C.T.E.	Código Técnico de la Edificación
d	Distancia desde la fibra extrema del elemento hacia el centroide del refuerzo a tensión, profundidad
D	Diámetro
E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería
ENERPAC	Marca del pistón o gato hidráulico
E_s	Módulo de elasticidad del acero
F	Fuerza
f_a	Esfuerzo a compresión actuante debido a la carga axial
F_a	Esfuerzo a compresión permisible debido a la carga axial
f_b	Esfuerzo a compresión actuante debido a la flexión
F_b	Esfuerzo a compresión permisible debido a la flexión
F_H	Fuerza horizontal
F_s	Esfuerzo a compresión o tensión permisible en el refuerzo

f_v	Esfuerzo cortante actuante en la mampostería
F_v	Esfuerzo cortante permisible en la mampostería
F_v	Fuerza vertical
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
F.H.A.	Fomento de Hipotecas Aseguradas
f'_c	Esfuerzo a compresión del concreto
f'_m	Esfuerzo a compresión de la mampostería
h	Altura
H	Humedad
I.B.C.	Código Internacional de la construcción (por sus siglas en inglés)
I.C.P.C.	Instituto Colombiano de Productores de Cemento
j	Relación de distancia entre el centroide de las fuerzas de flexo-compresión y el centroide de las fuerzas de tracción a la profundidad.
k	Relación de profundidad del eje neutro desde la cara a compresión del miembro de la profundidad total.
kg	Kilogramo
km²	Kilometro cuadrado

L	Carga viva
lb	Libra
M	Momento
m	Metro
m_h	Masa húmeda
m_n	Masa natural
m_s	Masa seca
MPa	Mega pascales
m²	Metro cuadrado
m	Metro
m²	Metro cuadrado
mm	Milímetro
M.S.J.C.	Comisión de Normas de Mampostería (por sus siglas en inglés)
n	Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad de la mampostería.
P	Carga axial
P_s	Presión debido al viento

P_{TOTAL}	Carga total
P.U.	Peso unitario
plg^2	Pulgada cuadrada
psi	Libra por pulgada cuadrada
R	Rigidez
r	Radio de giro
SC	Sobre carga
sen	Seno
t	Espesor
t_r	Espesor real
v	Velocidad
V	Fuerza cortante
W	Carga gravitacional
Δ	Deriva
ρ	Cuantía de acero
ρ_{min}	Cuantía de acero mínima

GLOSARIO

Concreto	Producto resultante de la mezcla de un aglomerante (generalmente cemento, arena, grava o piedra machacada y agua) que al fraguar y endurecer adquiere una resistencia similar a la de las mejores piedras naturales.
Corrosión	Reacción química o electroquímica entre un material, usualmente un metal y su medio ambiente, que produce un deterioro del material y sus propiedades.
Delaminación	Falla en una estructura laminada caracteriza por una separación o pérdida de adherencia entre capas.
Dosificación	Establecer las proporciones apropiadas de los materiales que componen al concreto, a fin de obtener la resistencia y durabilidad requeridas, o bien, para obtener un acabado o pegado correctos.
Esfuerzo	Fuerza que actúa sobre un cuerpo y que tiende a estirla (tracción), aplastarla (compresión), doblarla (flexión), cortarla (corte) o retorcerla (torsión).
Exfoliación	Propiedad de ciertos minerales de dividirse en láminas paralelas a las caras.

Mampostería	Sistema tradicional que consiste en la construcción de muros y parapetos, para diversos fines, mediante la colocación manual de elementos que pueden ser, ladrillos, bloques de concreto, prefabricados o piedras.
Módulo de elasticidad	Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.
pH	Potencial de ión hidrógeno. Es el logaritmo negativo de la concentración de iones hidrógenos en una solución, es una manera de medir la acidez o basicidad en una solución.
Prisma	Probeta de mampostería para ensayos de resistencia a compresión, corte o adherencia.
Puzolanas	Materiales silíceos o alumino-silíceos a partir de los cuales se producía históricamente el cemento, desde la antigüedad Romana hasta la invención del cemento Portland en el siglo XIX.
Recubrimiento	La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de concreto.

Rigidez	Capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
Sílice	Óxido de silicio.
Tracción	Esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo; tensión.

RESUMEN

En resumen, la condición coyuntural de tener dos muros a escala natural formados por mampostes elaborados a base de cemento puzolánico y que su mortero de pega era también del mismo tipo de cemento puzolánico, los cuales fueron construidas en 1992. En el 2010, se presentó la oportunidad de desarrollar este trabajo de graduación, dentro del mismo se realizarían evaluaciones físicas y mecánicas del sistema constructivo a base de cementos puzolánicos; adicionalmente se hizo una recopilación de la información de la construcción del sistema lo que nos permitiría hacer una comparación tanto a nivel de resultados de ensayos, como de cálculo estructural.

Durante el proceso de evaluación se tuvieron que desarrollar e implementar equipos para la evaluación de los muros existentes a escala natural y la extracción de muestras.

Para el proceso de comparación de resultados se tuvo que recurrir al Reporte de Investigación Experimental “Cemento Puzolánico” en su segunda fase elaborado por el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII) en el año de 1992 y tener parámetros de comparación para todos los ensayos de elementos realizados.

OBJETIVOS

GENERAL

Realizar una evaluación de la funcionalidad de muros de mampostería empleando morteros de cemento puzolánico construidos en 1992, utilizados en vivienda popular.

ESPECÍFICOS:

1. Determinar los esfuerzos cortantes y de compresión resistidos por los muros de mampostería empleando morteros de cemento puzolánico.
2. Determinar el esfuerzo a flexión soportado por la solera de remate a base de cemento puzolánico y determinar la zona elásticas del elemento estructural.
3. Determinar el esfuerzo a compresión soportado por la solera de remate a base de cemento Pórtland.
4. Determinar el esfuerzo a compresión resistido por los bloques de concreto a base de cemento puzolánico y compararlos con los resultados obtenidos en 1992.

5. Determinar el esfuerzo a tensión de las barras de acero utilizadas en los muros de mampostería.
6. Determinar por medio de cálculos, los esfuerzos actuantes y resistidos por la mampostería y determinar el refuerzo horizontal y vertical que deberá proveerle al muro.
7. Realizar una inspección técnica y supervisión en el municipio de Palencia, del departamento de Guatemala, donde en 1992 se construyeron tres viviendas con estos materiales a base de cemento puzolánico.
8. Determinar la viabilidad del uso de estos materiales de construcción en nuestro medio.

INTRODUCCIÓN

Si bien es cierto, contábamos con las ideas, la inquietud de saber cuáles eran las características estructurales del sistema de construcción de mampostería a base de cementos puzolánicos, el primer obstáculo a resolver fue asignarle el nombre a este trabajo de graduación que pudiera reflejar los alcances del estudio, la profundidad de las evaluaciones, la condición y existencia de los trabajos realizados en el año de 1992, que pudieran proporcionar la información con un grado de confiabilidad para que el presente trabajo sea de gran importancia para todos aquellos profesionales en el que hacer de la investigación en el campo de la ingeniería de la mampostería estructural.

Seguidamente, ya definido el título, se realizan dos actividades paralelas relativas a inventario:

1. Información reportada en el año 1992 producto del trabajo de Investigación Experimental del uso de los cementos puzolánicos en la construcción de estructuras de mampostería.
Búsqueda de información, bibliografías y normas relacionadas con el uso de los cementos a base de puzolanas.
2. Inventario físico de las obras realizadas producto del trabajo inicial de 1992; que fundamentalmente fueron los dos muros a escala natural existentes en el área conocida como “Prefabricados” de la

Facultad de Ingeniería y las viviendas construidas en el municipio de Palencia, departamento de Guatemala.

Luego de realizado el inventario mencionado anteriormente, el problema a resolver se enfocó en el desarrollo e implementación de equipo para la evaluación y ensayo de muros a escala natural.

Superadas las etapas anteriores, se inició el trabajo de gabinete que consistió fundamentalmente en el análisis de resultados obtenidos en los ensayos y la comparación de los mismos, adicionalmente se presenta un ejemplo de cálculo de mampostería a base de cemento puzolánico.

1. CONCEPTOS GENERALES DE LA MAMPOSTERÍA

1.1 Breve historia de la mampostería

La mampostería hunde sus orígenes en la historia misma de la humanidad. Basta recordar los capítulos bíblicos, por sólo mencionar una fuente, en la que se alude a la Torre de Babilonia o las construcciones egipcias de la historia de José, hechas con paja y arcilla. Sin embargo, la mampostería de concreto tiene un origen reciente y se puede fechar en la década de los 20 del siglo XX.

Cuando Frank Lloyd Wright realizó sus primeros experimentos produciendo unidades de concreto para dar plasticidad y diferentes texturas a los muros. Pronto se vieron las conveniencias de trabajar estas unidades para las construcciones económicas, pues ofrecían las siguientes ventajas:

- Apta para todo rango de riesgo sísmico
- Por su rigidez, genera daños secundarios menores
- Como muros portantes, la modulación facilita la construcción de estructuras regulares
- Combina la función estética y estructural

- La colocación de la estructura de refuerzo permite la edificación de estructuras y muros seguros
- Incorpora las características térmicas y acústicas del material a los muros
- No necesita formaleta
- Una gran disponibilidad de acabados
- Modulación y tolerancias controladas

1.2 Elemento fundamental de la mampostería

Cuando se piensa en mampostería de concreto inmediatamente viene a la mente el bloque de concreto gris macizo que guarda una gran semejanza de la antigua mampostería de piedra y arcilla, y cuya utilización se reduce a muros exteriores o interiores, lo cual casi siempre tiene un revestimiento o acabado. Sin embargo, la unidad o módulo ha evolucionado hasta alcanzar distintas dimensiones y ha permitido que se le hagan perforaciones verticales, mediante las cuales se aligera su peso y permiten el paso del refuerzo en el mismo sentido de las perforaciones. Pero, no debe olvidarse el origen estético de estas unidades, razón por la que los fabricantes pensaron en las piezas que sirven de ajuste como los submódulos que funcionan para remates en muros, o bien las piezas de esquina que se hacen indispensables cuando los muros no se intersectan en ángulo recto. En otra modalidad disponible en el mercado están las piezas cuyas perforaciones se hacen en el sentido horizontal, de tal manera que al quedar unidas forman las llamadas celosías.

1.3 Mampostería arquitectónica

Independientemente del equipo que se utilice para la fabricación, dado que todas las máquinas emplean el moldeado por extrusión, se pueden tener varias alternativas en su apariencia final, como son las moldeadas, que no sufren ningún proceso adicional a la extrusión. Con esta característica, el proceso de fabricación se ha perfeccionado en variar una cara del molde en la que se pueden realizar ranurados y bordes rectos o curvos, así como de dimensiones iguales o diversas. Buscando este mismo fin, el dar una apariencia diferente a las unidades, apareció el proceso consistente en producir dos unidades unidas por una de sus caras, y una vez que se ha ganado la resistencia necesaria, se separan las piezas aplicando carga sobre dos perfiles metálicos. Como la fractura se hace de manera aleatoria, la apariencia que se logra es similar a la de una piedra.

1.4 Conceptos básicos

Los conceptos aquí empleados son basados en la Norma de la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales y Sísmicos (AGIES NR-9) y La Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR).

1.4.1 ACI

Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute).

1.4.2 Agregado

Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales, tales como arena, gravilla, grava, etc., que al mezclarse con el material cementante y el agua produce el hormigón.

1.4.3 Alma

Porción interior maciza de una unidad de mampostería hueca como se coloca en mampostería.

1.4.4 Análisis

Procedimiento mediante el cual se calculan las fuerzas interiores y deformaciones en los elementos de una estructura sometida a la acción de uno o más estados de carga.

1.4.5 Anclaje

Barra de metal, alambre o fleje metálico que asegura la mampostería a su soporte estructural.

1.4.6 Área bruta

Es el área de la sección transversal correspondiente a una sección especificada.

1.4.7 Área neta

Es el área bruta de sección transversal menos el área de los núcleos sin lechada de cemento, cortes, celdas, y áreas sin apoyo. El área neta es el área real de superficie correspondiente a una sección transversal de mampostería.

1.4.8 Asentamiento

Hundimiento o descenso del nivel de una estructura debido a la compresión y deformación del suelo o roca de fundación.

1.4.9 A.S.T.M.

Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials).

1.4.10 Barra corrugada

Barra con un núcleo de sección circular en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el hormigón y el acero, que cumple con las normas ASTM A 706 y ASTM A 615.

1.4.11 Barra lisa

Barra de sección transversal circular sin resaltes o nervios especiales, que cumple con la norma ASTM A 615.

1.4.12 Cámaras

Huecos del block.

1.4.13 Cámaras llenas

Huecos del block llenos de hormigón.

1.4.14 Cargas últimas o factorizadas

Cargas que han sido afectadas por un factor de carga de acuerdo con las ecuaciones de combinación.

1.4.15 Carga muerta

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluyendo muros y particiones divisorias de espacio y el peso de equipos permanentes.

1.4.16 Cargas de servicio

Todas las cargas, permanentes o transitorias, que actúan sobre la estructura o parte de ésta, sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.

1.4.17 Carga viva

Carga debida al uso y ocupación del edificio, sin incluir viento, sismo o carga muerta.

1.4.18 Cemento

Material que cumple con las especificaciones ASTM, que tiene propiedades cementantes cuando se utiliza en la fabricación del hormigón, ya sea por si mismo, como es el caso del cemento hidráulico (Pórtland), el cemento adicionado, y el cemento expansivo; o cuando estos últimos obran en combinación con cenizas volantes, puzolanas, escoria siderúrgica y humo de sílice.

1.4.19 Cemento Puzolánico

Es un aglomerante hidráulico, producido por la mezcla íntima de un material conocido como puzolana y cal hidratada, finamente molidos. Su fraguado es algo más lento que el del cemento Pórtland, pero tiene la ventaja de que va fijando lentamente la cal liberada en la hidratación del clinker en un proceso que se prolonga durante mucho tiempo, por lo que el cemento va ganando, con la edad, en resistencia tanto mecánica como química, superando en ambas al Pórtland.

1.4.20 Ceniza volante

Son residuos finamente divididos que resulta de la combustión de tierra o polvo de carbón y que es transportada por los gases de combustión.

1.4.21 Cimentación

Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.

1.4.22. COGUANOR

Comisión Guatemalteca de Normas.

1.4.23 Columna

Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flexores, torsión o fuerzas cortantes y con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 o más.

1.4.24 Columna reforzada

Es un miembro estructural vertical en el cual tanto el refuerzo como la mampostería resisten la compresión.

1.4.25 Columna sin refuerzo

Es un miembro estructural vertical cuya dimensión horizontal medida en ángulo recto con respecto al espesor no excede de un valor igual a tres veces dicho espesor.

1.4.26 Curado

Proceso mediante el cual el concreto se mantiene a una temperatura estable y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después del vaciado.

1.4.27 Efectos sísmicos

Las solicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas a los elementos estructurales por la acción de un temblor en una estructura cualquiera.

1.4.28 Encofrado

Estructura provisional de madera o elementos metálicos, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo y el hormigón de un elemento estructural, y sostenerlos mientras el hormigón adquiere la resistencia adecuada. Utilizado comúnmente como formaleta.

1.4.29 Esfuerzo

Intensidad de fuerza por unidad de área.

1.4.30 Estado límite de rotura

Cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

1.4.31 Estado límite de servicio

La ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

1.4.32 Estribos

Elementos que corresponden a una forma de refuerzo transversal, utilizados para resistir fuerzas cortantes, torsión y para proveer confinamiento al núcleo del elemento, consistentes en barras corrugadas, barras lisas, alambres o malla electro-soldada, de una o varias ramas, doblados en forma de L, U, C o rectangulares y colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal o formando un ángulo con él.

1.4.33 Factores de carga

Son los factores por los que deben multiplicarse las cargas de servicio para obtener las cargas factorizadas para el diseño a la rotura.

1.4.34 Factor de reducción de resistencia ϕ

Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.

1.4.35 Flexión compuesta

Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

1.4.36 Flexión

Flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

1.4.37 Formaleta

Armazón de madera con que se construye cualquier elemento estructural de concreto armado.

1.4.38 Fraguado

Proceso químico por medio del cual el hormigón endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.

1.4.39 Fuerza Axial

Fuerza (tracción o compresión) que actúa en el centro de gravedad de una sección, paralela al eje longitudinal del elemento.

1.4.40 Fuerza Cortante

Fuerza que actúa en el centro de gravedad de una sección, perpendicular eje longitudinal del elemento, en un plano que contiene uno de los ejes principales de la sección.

1.4.41 Hormigón

Material de construcción que se obtiene a partir de una mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

1.4.42 Hormigón armado

Material constituido por hormigón que tiene un refuerzo de barras de acero dispuestas convenientemente en su interior.

1.4.43 I.B.C.

Código Internacional de la Edificación (International Building Code).

1.4.44 Junta al tope

Es la conformada por unidades de mampostería sin ningún material entre ellas.

1.4.45 Junta horizontal

Capa horizontal de mortero sobre la que se asienta una unidad de mampostería.

1.4.46 Junta vertical

Junta vertical de mortero colocada entre las unidades de mampostería al momento de colocación de dichas unidades de mampostería.

1.4.47 Longitud de desarrollo

Es la longitud requerida que debe tener el refuerzo embebido en el hormigón requerida para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

1.4.48 Muro

Elemento vertical con una relación longitud horizontal-espesor mayor a tres, usado para cerrar espacios.

1.4.49 Nudo

Intersección perpendicular entre muros.

1.4.50 Recubrimiento

La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de hormigón.

1.4.51 Refuerzo

Barras de acero colocadas en el hormigón para en conjunto con él resistir fuerzas de tracción, de compresión, de corte o de torsión.

1.4.52 Refuerzo longitudinal

Refuerzo que se coloca paralelo a la longitud mayor del elemento. Se destina para resistir fuerzas axiales y momentos flexores.

1.4.53 Refuerzo transversal

El refuerzo destinado a resistir los efectos de la fuerza cortante y torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo longitudinal en las columnas o en los elementos sometidos a fuerzas de compresión, y el que produce confinamiento.

1.4.54 Resistencia a la fluencia (f_y)

Valor de la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.

1.4.55 Resistencia del hormigón a la compresión (f'_c)

Resistencia nominal especificada a los 28 días, que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.

1.4.56 Resistencia de diseño o resistencia última

Resistencia nominal de un elemento, o sección de él, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

1.4.57 Resistencia nominal

Resistencia de un elemento, o sección de él, calculada analíticamente de acuerdo con los requisitos y suposiciones del método de diseño a la rotura y sin incluir ningún coeficiente de reducción de resistencia.

1.4.58 SEOPC

Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones de la República Dominicana.

1.5 Sistemas de mampostería

1.5.1 Mampostería simple

Es el tipo de mampostería estructural sin refuerzo. Los esfuerzos dominantes son de compresión, los cuales deben contrarrestar los esfuerzos de tensión producidos por las fuerzas horizontales.

1.5.2 Mampostería estructural

Es la mampostería con refuerzo embebido en celdas rellenas, conformando un sistema monolítico. También tiene refuerzo horizontal cada cierto número de hiladas. El refuerzo se usa para resistir la totalidad de las fuerzas de tensión y ocasionalmente, para resistir los esfuerzos de compresión y cortante que no pueda resistir la mampostería simple;

mampostería pegada, conformada por muros que tienen como función soportar su propio peso y las cargas horizontales y verticales actuantes sobre sus planos. Estos muros también pueden servir como tabiques o muros perimetrales.

1.5.3 Mampostería no estructural

Mampostería pegada, conformada por muros que tienen como función soportar, tan solo su propio peso y servir como partición entre dos espacios.

1.5.4 Mampostería confinada

Es la mampostería con elementos de concreto reforzado (vigas y columnas de amarre), en su perímetro, vaciados después de construir el muro de mampostería simple. En nuestro medio, la mampostería confinada es la más común y con ella se construyen la mayor parte de las viviendas de 1 y dos pisos; se hace con bloques de arcilla cocidos de huecos horizontales, de resistencia mediana o con bloques de mortero, contruidos artesanalmente, de baja resistencia y poca estabilidad dimensional. Ya se usan bloques de concreto, fabricados con tecnología adecuada y que permiten obtener buenas resistencias y durabilidad.

1.5 Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión

El bloque de concreto y el ladrillo son materiales que presentan un comportamiento óptimo cuando está sujeta a esfuerzos de compresión. Su comportamiento y los modos de falla ante cargas axiales, dependen de la interacción de piezas y mortero; ésta puede interpretarse en la siguiente forma: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes; por lo tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo, se produce una interacción entre ambos, que consiste en que el material menos deformable (el mortero), introduciéndole esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por el contrario, en el material menos deformable, se introducen esfuerzos transversales de tracción, que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado.

El ensayo que se utiliza para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m se hace sobre prismas, es decir, sobre una pila de piezas superpuestas unidas por mortero, con una relación altura/espesor (h/t) aproximadamente igual a 4.13. Se utilizan estas condiciones en particular, debido a la relativa facilidad de construcción y ensayo del prisma, con el cual, se reproducen razonablemente los modos de fallo observados en los muros a escala natural. Adicionalmente en un prisma de estas dimensiones, las restricciones a las deformaciones transversales introducidas por las cabezas de la máquina de ensayo, no influyen de manera importante en su comportamiento.

El tipo de fallo más común en este tipo de ensayo, es la formación de grietas verticales en las piezas; producidas por las deformaciones transversales. Generalmente, el daño se concentra en las unidades del centro,

ya que allí, donde el efecto del confinamiento inducido por las celdas de carga, es menos significativo. No obstante, otros tipos de fallo pueden presentarse, como consecuencia de las posibles combinaciones que se generan al variar la calidad y las propiedades de las unidades y el mortero, como es el caso de fallo por aplastamiento en unidades de baja resistencia. Por tanto, la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m depende tanto de las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos como de la forma como éstos se combinan para formar la mampostería. A continuación se describen algunos de estos factores:

1.6.1 Tipo y geometría de las unidades de mampostería

La resistencia a la compresión varía con el porcentaje del área perforada o aligerada de las unidades. Si esta área es menor del 20 % del total de la sección transversal y para diferentes formas de perforaciones (poligonales o circulares), la resistencia de la unidad es la misma que la del panel. Para el caso de perforaciones rectangulares, la resistencia del panel puede disminuir debido a la concentración de esfuerzos que se presentan en las esquinas internas. Si se sobrepasa el límite mencionado, la relación entre la resistencia del panel a la resistencia de la unidad, disminuye hasta valores del 38 al 43 %. Por otra parte, se ha podido comprobar que la resistencia de las unidades aumenta cuando disminuye su altura.

1.6.2 Características del mortero de unión

Diversos ensayos de laboratorio realizados sobre mampostería de piedra y ladrillo, han permitido concluir que la resistencia de aplastamiento del mortero, no influye notablemente en el valor de la resistencia a compresión del panel, pero sí en sus propiedades de deformación lateral de las unidades, induciendo un estado triaxial de esfuerzos de compresión, mejorando así su resistencia. Así mismo, dada la importancia que tiene la deformabilidad del elemento de unión, también resulta importante la relación entre el espesor de la junta de mortero y la altura de la unidad de mampostería; si dicha relación es alta, la tendencia al fallo será hacia el deslizamiento en la junta, mientras que, si presenta valores bajos, la resistencia a compresión del panel y la resistencia de la unidad son aproximadamente iguales.

1.6.3 La humedad y absorción de la unidad de mampostería

Es muy importante que las unidades estén saturadas para que no absorban el agua del mortero, produciendo una alteración de las características del mismo e impidiendo incluso que se produzcan las reacciones químicas de algunas partículas de cemento por falta de agua.

Tabla I. Factores que afectan la resistencia a la compresión.

Características Unidades	Características Mortero	Páneles de Mampostería
Resistencia Absorción Humedad Relación altura-espesor Geometría	Resistencia Espesor Relación agua-cemento Características de deformación Retentividad de agua	Colocación Hechura Dirección de carga Adherencia

Fuente: Capítulo 6, comportamiento sísmico de edificios de mampostería no reforzada

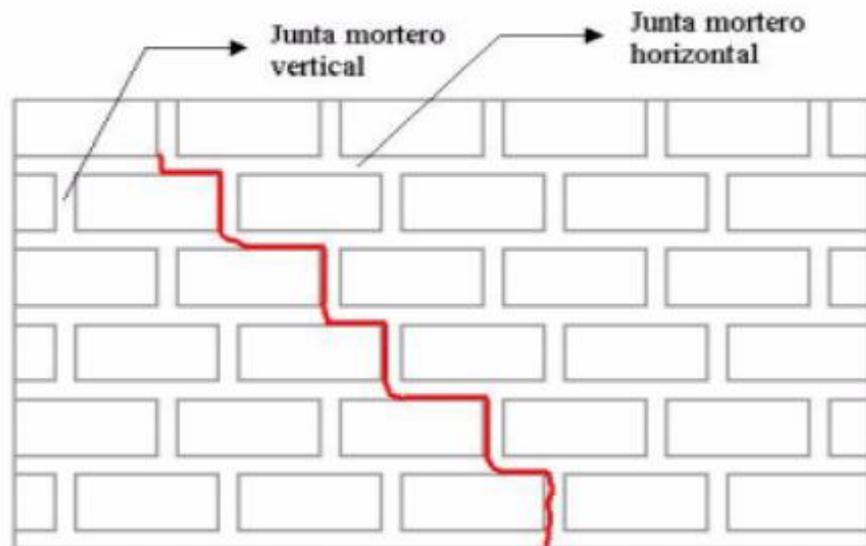
1.7 Comportamiento de la mampostería a cortante

El comportamiento de la mampostería se caracteriza por dos efectos importantes: 1) la respuesta frágil de las unidades de mampostería en tracción y 2) la debilidad introducida por las juntas de mortero. Por lo tanto, los modos de fallo resultan a partir de la combinación de grietas a tensión diagonal cruzando las unidades y las grietas a lo largo de las interfaces mortero-unidad. Los resultados experimentales de varios paneles de mampostería ensayados bajo la combinación de esfuerzos, muestran que pueden ocurrir diferentes tipos de fallo de acuerdo con la magnitud relativa de los esfuerzos normales, f_n (en dirección perpendicular a las juntas horizontales) y de los esfuerzos de cortante. Por lo tanto, se consideran dos tipos de fallo:

1.7.1 Falla de fricción-cortante

Este tipo de falla ocurre para esfuerzos normales de compresión bajos y se produce por la unión débil de las interfaces mortero-unidad, dando lugar a esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas horizontales. La figura 1 muestra la distribución escalonada de las grietas asociadas a este tipo de fallo, las cuales se forman a partir de los extremos de las juntas verticales, que constituyen planos de debilidad en la mampostería, debido a que su resistencia a la adherencia disminuye por causa de la contracción y de los vacíos existentes.

Figura 1. Agrietamiento escalonado diagonalmente producido por una falla de fricción-cortante.



Fuente: Capítulo 6, Comportamiento sísmico de edificios de mampostería no reforzada

Figura 2. Falla escalonada en muro sometido a corte por compresión diagonal.

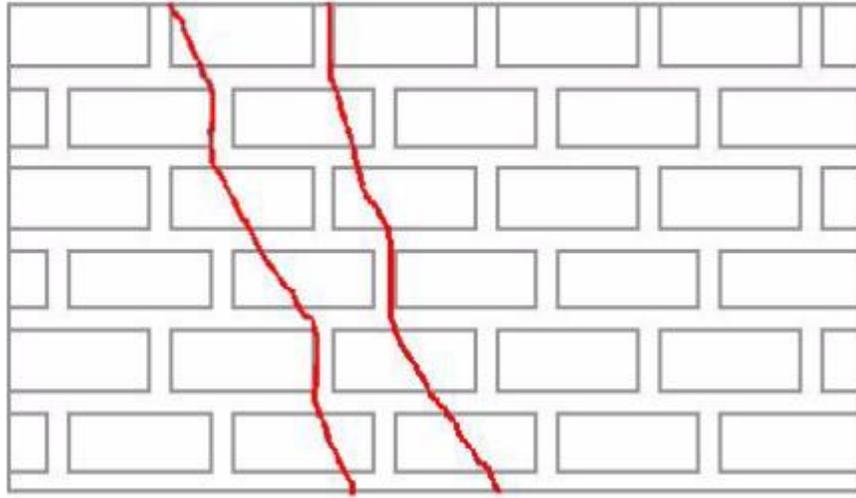


Fuente: Elaborado por el autor.

1.7.2. Falla por tensión diagonal

Se produce directamente sobre las unidades de mampostería para valores de esfuerzos normales de compresión moderados. La resistencia a cortante de las juntas de mortero, se incrementa debido al efecto de los esfuerzos normales de compresión. Por lo tanto, las grietas se producen en las unidades, como resultado de los esfuerzos de tracción inducidos por el estado de esfuerzos de compresión y cortante. La figura 3 muestra la distribución de las grietas que siguen la dirección de las juntas verticales y pasan a través de las unidades con una inclinación que depende de la orientación de los esfuerzos principales en la unidad.

Figura 3. Agrietamiento de las unidades de mampostería producidos por una falla de tensión diagonal.



Fuente: Capítulo 6, Comportamiento sísmico de edificios de mampostería no reforzada.

2. ELEMENTOS QUE CONFORMAN LOS SISTEMAS DE MAMPOSTERÍA

2.1 Cimentación

El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas o en muros, se transmitan al terreno produciendo en éste sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables, ya sean éstos uniformes o diferenciales.

2.1.1 Cimiento corrido

Conocidas también como zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras columnas. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostamiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

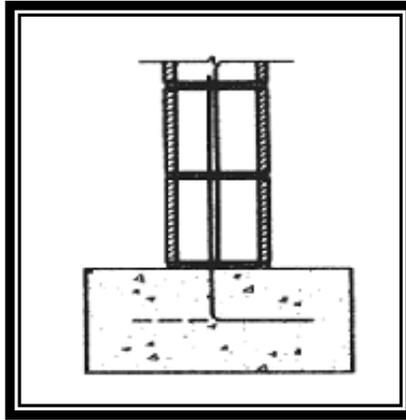
Las zapatas corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno. Por practicidad se adopta una altura mínima para los cimientos de hormigón de 30 cm aproximadamente. Si las alturas son mayores se les da una forma escalonada teniendo en cuenta el ángulo de reparto de las presiones.

En el caso de que la tierra tendiese a desmoronarse o el cimiento deba escalonarse, se utilizarán encofrados. Si los cimientos se realizan en hormigón apisonado, pueden hormigonarse sin necesidad de los mismos.

Si los trabajos de cimentación debieran interrumpirse, se recomienda cortar en escalones la junta vertical para lograr una correcta unión con el tramo siguiente. Asimismo colocar unos hierros de armadura reforzará esta unión.

Cimiento corrido es, según el Código Técnico de la Edificación (CTE), aquellas zapatas que recogen más de tres columnas. Las considera así distintas a las zapatas combinadas, que son aquellas que recogen dos columnas. Esta distinción es objeto de debate puesto que una zapata combinada puede soportar perfectamente tres columnas.

Figura 4. Cimiento corrido.



Fuente: Fuente: Manual de Construcción de Mampostería de Concreto del Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC)

2.2 Bloques de mampostería

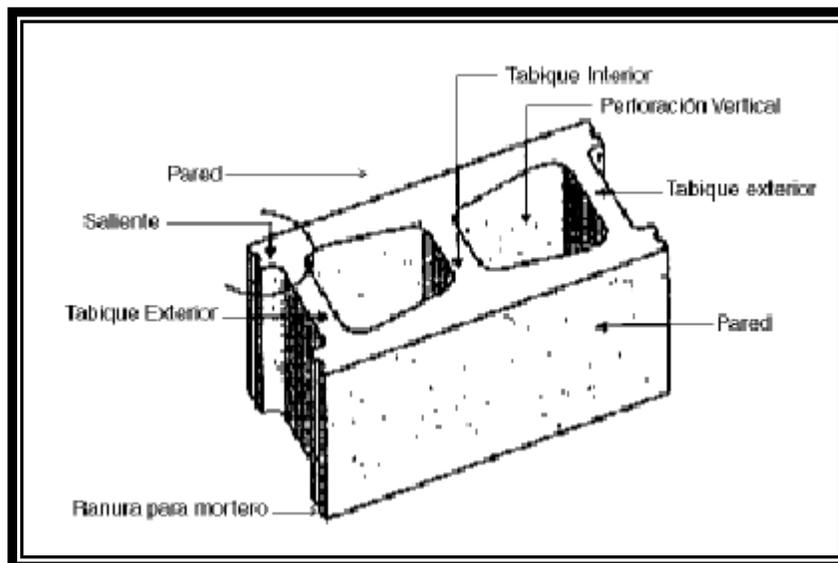
2.2.1 Definición

El bloque o unidad de mampostería de perforación vertical, es un elemento prefabricado, de concreto, con forma de prisma recto y con una o más perforaciones verticales que superan el 25% de su área bruta. Se utiliza para elaborar mampostería (por lo general muros), y es responsable, en muy buena medida, de las características mecánicas y estéticas de dichas mamposterías.

2.2.2 Partes de un bloque

A cada parte del bloque se le ha dado un nombre para propósitos de normalización y escritura de textos académicos. Sin embargo, dichos nombres pueden diferir según el léxico que se utilice en cada lugar para la construcción.

Figura 5. Bloque de concreto.



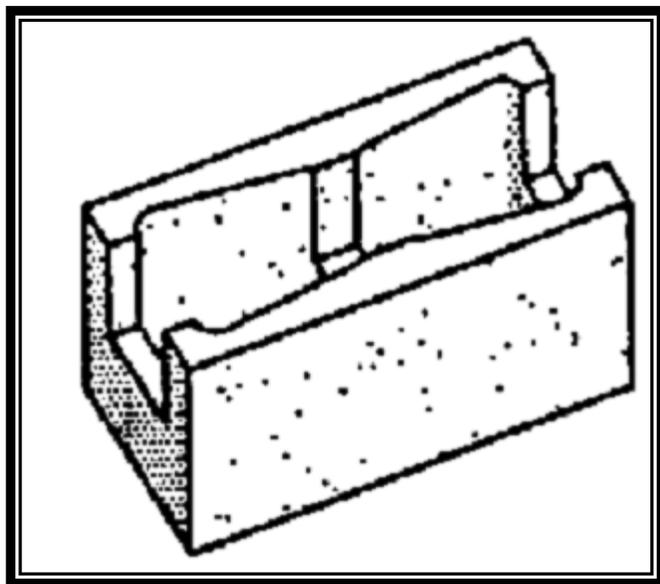
Fuente: Manual de Construcción de Mampostería de Concreto del Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC)

El estudio de la calidad del agua, se hace con la finalidad de determinar la potabilidad y el grado de pureza que ésta posee, para establecer el tratamiento que se debe seguir. Para definir la calidad del agua, se realizaron el análisis físico-químico sanitario y un examen bacteriológico; para ambos exámenes se tomaron muestras de la fuente, obteniendo las siguientes observaciones:

2.2.3 Utilización

El bloque es la unidad por excelencia para la construcción de mamposterías estructurales, debido a la posibilidad de reforzar el muro en ambos sentidos de su plano, colocando barras en las cámaras que conforman las perforaciones, alambres en sus juntas o barras en vigas horizontales generadas con bloques de tabiques recortados.

Figura 6. Bloque de concreto U.



Fuente: Manual de Construcción de Mampostería de Concreto del Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC)

2.2.4 Características

2.2.4.1 Densidad (D)

La densidad de las unidades de concreto para mampostería depende, fundamentalmente, del peso de los agregados y del proceso de fabricación (compactación dado a la mezcla); y en menor grado de la dosificación de la mezcla.

Se debe buscar que la densidad sea siempre la máxima que se pueda alcanzar con los materiales, dosificaciones y equipos disponibles, pues de ella dependen directamente todas las demás características de las unidades como la resistencia a la compresión, la absorción, y la humedad.

Se han establecido tres clases de unidades de mampostería de concreto según la densidad de su concreto, como aparece en la siguiente tabla:

Tabla II. Clasificación de las unidades de mampostería de concreto según la densidad (D) de su concreto.

Densidad (kg/m³)		
Peso Liviano	Peso Mediano	Peso Normal
Menos de 1680	De 1680 hasta menos de 2000	2000 o más

Fuente: COGUANOR NGO 41054, Bloques huecos de hormigón para paredes o muros, y tabiques. Especificaciones

La mayoría de las unidades que se producen en el país son de peso normal, excepto en las que se utiliza escoria como agregado. Las unidades de peso mediano y liviano se producen con agregados livianos, naturales o procesados, como las arcillas piroexpandidas.

2.2.4.2 Resistencia a la compresión σ_c

La resistencia a la compresión es la principal cualidad que deben tener las unidades de mampostería, y varía con el tipo de mampostería que con ellas se vaya a elaborar, como se indica en la siguiente tabla:

Tabla III. Requisitos de resistencia a la compresión para unidades de mampostería, según sus requisitos estructurales.

El Área Neta Promedio (A_{np}), Valor Mínimo, MPa		
Unidades / mampostería ESTRUCTURAL		
Clase	Promedio de 5 unidades	Individual
Alta	13	11
Baja	8	7
Unidades / mampostería NO ESTRUCTURAL		
Clase	Promedio de 5 unidades	Individual
Baja	6	5

Fuente: COGUANOR NGO 41054, Bloques huecos de hormigón para paredes o muros, y tabiques. Especificaciones.

En las unidades para mampostería estructural se tienen dos clases de unidades (resistencias): alta y baja. La alta es la de uso corriente para todo tipo de construcciones, incluyendo edificios. La baja se utiliza fundamentalmente para construcciones de uno y dos pisos. La elección de una u otra dependerá sólo de las necesidades estructurales, y no se establece diferenciación en cuanto al grado de exposición a la intemperie o el recubrimiento que vaya a tener la mampostería.

La resistencia a la compresión está especificada para ser alcanzada a los 28 días de producidas las unidades. Sin embargo, los unidades se pueden utilizar a edades menores cuando se tenga un registro sobre la evolución de la resistencia de unidades de iguales características, y

éste indique que ellas alcanzarán dicha resistencia, lo cual no exime de la verificación directa de la calidad de las unidades.

Se pueden especificar resistencias a la compresión mayores cuando lo requiera el diseño estructural, en cuyo caso se debe consultar a los proveedores locales por la disponibilidad de este tipo de unidades.

2.2.4.3 Absorción (Aa, A%)

La absorción (Aa) es la propiedad del concreto de la unidad para absorber agua hasta llegar al punto de saturación. Está directamente relacionada con la permeabilidad de la unidad o sea el paso de agua a través de sus paredes.

Los límites para la absorción varían según el tipo de concreto con que esté elaborada la unidad, y se describen en la siguiente tabla:

Tabla IV. Requisitos de absorción de agua para las unidades de mampostería de concreto.

ABSORCIÓN DE AGUA (A%) SEGÚN EL PESO (DENSIDAD) DEL CONCRETO SECADO EN HORNO, (D), kg/m³			
Promedio de unidades, máximo %			
Unidades / mampostería ESTRUCTURAL			
CLASE	PESO		
	LIVIANO Menos de 1680	MEDIANO de 1680 hasta menos de 2000	NORMAL 2000 ó más
Alta	15	12	9
Baja	18	15	12
Unidades / mampostería NO ESTRUCTURAL			
Chapa	15	12	9
Unidad	18	15	12

Fuente: COGUANOR NGO 41056 h1, Bloques huecos de hormigón para paredes o muros, y tabiques. Determinación de las dimensiones, humedad y absorción de agua.

Es importante tener los menores niveles de absorción posibles ya que a mayor absorción de las unidades, éstas sustraen más agua del mortero de pega y de inyección, reduciendo o anulando la hidratación del cemento en la superficie que los une, con lo cual se pierde adherencia y se originan fisuras. Por el contrario, unidades totalmente impermeables evitan el intercambio de humedad y la creación de una superficie de adherencia, dando como resultado uniones de baja resistencia, que se manifiestan como fisuras y que son permeables al agua.

Una absorción baja reduce el ingreso de agua dentro de la masa de la unidad y, por ende, el de materiales contaminantes arrastrados por ésta, por lo cual se convierte en un requisito de calidad para la durabilidad.

Dado que la absorción está inversamente relacionada con la resistencia a la compresión, se permiten niveles mayores para las unidades de resistencia baja.

A las unidades para mampostería no estructural, se les pide una absorción igual a la de las unidades de resistencia baja para mampostería estructural, pues los niveles de resistencia son muy similares.

2.2.4.4 Contenido de humedad (H)

A diferencia de la absorción, el contenido de humedad no es una propiedad del concreto de la unidad como tal sino un estado de presencia de humedad dentro de la masa del mismo, entre la saturación y el estado seco al horno.

El control del contenido de humedad de las unidades es fundamental, dado que el concreto se expande y se contrae con el aumento o disminución de su humedad, la colocación de unidades muy húmedas conlleva su contracción posterior y la aparición de fisuras. Si las unidades se colocan en el muro con un contenido de humedad mayor que el del ambiente, pierden humedad hasta llegar al equilibrio con la humedad ambiente; y dado que los muros poseen restricciones de movimiento, aunque sea sólo en su fundación, la contracción de las unidades origina fisuración de los muros, por compatibilidad de deformaciones.

Los contenidos de humedad permitidos para unidades de mampostería, según su contracción lineal por secado y la humedad ambiente en la obra se describen en la siguiente tabla:

Tabla V. Contenidos de humedad permitidos para las unidades de mampostería.

CONTENIDO DE HUMEDAD (H)			
Promedio de tres unidades, máximo, como % del valor total de la absorción de agua (A%)			
Contracción lineal por secado (Cl _s)	Condiciones de humedad de la obra o del sitio de uso de las unidades		
	Húmeda	Intermedia	Seca
%			
De menos de 0.03	45	40	35
De 0.03 hasta menos de 0.045	40	35	30
De 0.045 hasta 0.065 (máximo)	35	30	25

Fuente: COGUANOR NGO 41056 h1, Bloques huecos de hormigón para paredes o muros, y tabiques. Determinación de las dimensiones, humedad y absorción de agua.

2.3 Refuerzo de acero

2.3.1 Requisitos mínimos en sistema reforzado interiormente

Requisitos mínimos recomendados por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) en su sección NR-9:2000, las cuales también aparecen como requisitos mínimos en las Normas de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA).

2.3.2 Recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la varilla y se deberá llenar a todo lo largo con grout. La distancia libre mínima entre una varilla de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 0.015 m o una vez el diámetro de la varilla, la que resulte mayor.

2.3.3 Número de barras por celda

En muros de 0.14 m. de espesor o menos, solo podrá colocarse una varilla en una misma celda, para varillas No. 4 o mayores, y el diámetro máximo de la varilla será el No. 8 (0.250 m). En ningún caso se podrán colocar más de dos varillas por celda.

2.3.4 Requisitos para el refuerzo vertical

El diámetro mínimo para refuerzo vertical será No. 3. Las varillas del refuerzo vertical deberán principiar en la cimentación y terminar en la solera superior, debidamente ancladas a ella.

2.3.5 Tipos de refuerzo vertical

En la siguiente tabla se especifican tres tipos de refuerzo mínimo vertical. El refuerzo Tipo A deberá contar con eslabones No. 2 con gancho a 180° a cada 0.20m.

Tabla VI. Refuerzo mínimo vertical.

Tipo A	Tipo B	Tipo C
4 No. 3	2 No. 3	1 No. 3

Fuente: AGIES NR-9:2000

2.3.6 Refuerzo vertical

En esquinas, intersecciones de muros y en ambos extremos de un muro aislado, se deberá colocar refuerzo Tipo A, aunque quede a menor distancia que la estipulada en dicho cuadro.

En el caso de los extremos de un muro aislado, las cuatro varillas de que consta el refuerzo Tipo A deberán ubicarse consecutivamente en los últimos cuatro agujeros de cada extremo del muro. Los laterales de los vanos de las puertas y ventanas, deberán rematarse por lo menos con refuerzos Tipo B.

Tabla VII. Separación máxima del refuerzo vertical

Material del muro	Ancho (cm)	Distancia entre refuerzos Tipo A (m)	Distancia entre refuerzo Tipo A y refuerzo Tipo B (m)	Distancia entre refuerzo Tipo A y refuerzo Tipo C (m)	Distancia entre refuerzo Tipo B y refuerzo Tipo C (m)	Distancia entre refuerzos Tipo C (m)
Ladrillo tubular	23	5.00	2.50	1.00 ^(a)	1.00 ^(a)	1.00 ^(a)
bloques de arcilla cocida	14	4.00	2.00	0.80	0.80	0.80
	11	3.00	1.75	0.75	0.75	0.75
Bloques de concreto	15	4.00	2.00	0.80	0.80	0.80

^(a) En este caso el refuerzo Tipo C es un par de varillas No. 3

Fuente: AGIES NR-9:2000

2.3.7 Refuerzo en la intersección de muros

Para la distribución de las varillas en refuerzos Tipo A, en el caso de intersección de muros y esquinas se deberá colocar una varilla por cada pared que llegue a la misma. Si se trata de una intersección en esquina, forma de L, deberá contener dos varillas de las cuatro que forman el refuerzo Tipo A en el agujero común, las otras dos restantes se localizarán a continuación de dicho agujero.

Con relación a la intersección de un muro con otro, forma de T, las cuatro varillas del refuerzo Tipo A se distribuirán en cada uno de los agujeros que conforman la T.

2.3.8 Espaciamiento del refuerzo

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que 2.00 m, centro a centro entre refuerzos Tipo A.

Para los restantes tipos de refuerzos verticales, la distancia máxima entre ellos, medida centro a centro, no deberá exceder a 0.70 m. El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá ser mayor que 0.80 m.

2.3.8.1 Refuerzo horizontal

Se deberá colocar refuerzo horizontal en la parte superior del cimiento corrido, en las partes superior e inferior en todas las aberturas en los muro, a la mitad del muro, a la altura de la losa de techo. Este refuerzo deberá ser continuo.

2.3.8.2 Refuerzo vertical

Se deberá colocar por lo menos dos varillas No. 3 en todos los bordes de todas las aberturas que tengan más de 0.60 m en cualquier dirección. Este refuerzo se deberá continuar una longitud de desarrollo, pero no menos de 0.60 m, más allá del borde de la abertura. La cantidad de varillas que se requieran como consecuencia de la aplicación de este inciso, deberán colocarse además de las que se requieran por refuerzo mínimo.

2.3.9 Corrosión del acero

2.3.9.1 Definición

La terminología de la ASTM (G15) define la corrosión como “la reacción química o electroquímica entre un material, usualmente un metal y su medio ambiente, que produce un deterioro del material y sus propiedades”. Para el acero embebido en el concreto (*hormigón*), la corrosión da como resultado la formación de óxido que tiene 2 a 4 veces el volumen del acero original y la pérdida de sus óptimas propiedades mecánicas. La corrosión produce además descascaramiento y vacíos en la superficie del acero de refuerzo, reduciendo la capacidad resistente como resultado de la reducción de la sección transversal.

Figura 7. Corrosión en barra de acero.



Fuente: Elaborado por el autor.

2.3.9.2 La preocupación de la corrosión en el acero

El concreto reforzado utiliza acero para aportarle las propiedades de resistencia a la tracción que son necesarias en el concreto estructural. Esto evita la falla de las estructuras de concreto que están sujetas a esfuerzos de tensión y flexión debido al tráfico, los vientos, las cargas muertas y los ciclos térmicos. Sin embargo, cuando el refuerzo se corroe, la formación de óxido conduce a la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto y la subsecuente delaminación y exfoliación. Si esto se ha dejado sin revisar, la integridad de la estructura puede verse afectada. La reducción del área de sección transversal del acero reduce su capacidad resistente. Esto es

especialmente dañino en el desempeño de los cables de alto límite elástico en el concreto pretensado.

2.3.9.3 Corrosión del acero en el concreto

El acero en el concreto se encuentra usualmente en condición pasiva, no corroído. Sin embargo, el concreto reforzado con acero es frecuentemente utilizado en ambientes severos donde está presente el agua de mar o las sales de deshielo. Cuando los cloruros se mueven dentro del concreto, provocan la ruptura de la capa pasiva de protección del acero, causando que éste se oxide y se delamine.

La carbonatación del concreto es otra causa de la corrosión del acero. Cuando el concreto se carbonata hasta el nivel de la barra de acero, el ambiente normalmente alcalino que protege el acero de la corrosión, es reemplazado por un ambiente más neutral. Bajo estas condiciones el acero no permanece pasivo y comienza una corrosión rápido. El ritmo de corrosión debido al recubrimiento de concreto carbonatado es más lento que la corrosión inducida por cloruros.

Ocasionalmente, la falta de oxígeno que rodea la barra de acero causará que el metal se disuelva, conduciendo a un líquido de pH bajo.

2.3.9.4 Prevención de la corrosión

2.3.9.4.1 Control de calidad (prácticas del concreto)

La primera defensa contra la corrosión del acero en el concreto es la calidad del concreto y un recubrimiento suficiente alrededor de las barras de

refuerzo. El concreto de calidad tiene una relación agua/material cementante (A/C) que es lo suficientemente baja para disminuir la penetración de las sales de cloruro y el desarrollo de la carbonatación. La relación A/C debe ser menor de 0.5 para reducir el ritmo de carbonatación y menor de 0.4 para minimizar la penetración de los cloruros. Los concretos con bajas relaciones A/C pueden ser producidos mediante:

1. El incremento del contenido de cemento
2. La reducción del contenido de agua utilizando aditivo reductores de agua y superplastificantes, o
3. El uso de mayores cantidades de cenizas volantes, escorias y otros materiales cementantes.

Adicionalmente deberá limitarse el empleo de ingredientes del concreto que contengan cloruros. El Código de la Edificación ACI 318 establece límites sobre el contenido máximo de cloruros solubles en la mezcla de concreto.

Otro ingrediente para la buena calidad del concreto es el aire incorporado. Es necesario proteger al concreto de los daños por ciclos de hielo y deshielo. El aire incorporado reduce también la exudación (*sangrado*) y el incremento de la permeabilidad debido a los canales del agua de exudación. El descascaramiento de la superficie del concreto puede acelerar los daños por corrosión de las barras de refuerzo embebidas. Una planificación apropiada de las operaciones de acabado es necesaria para asegurar que el concreto no se descascare, o se fisure excesivamente.

Una correcta cantidad de acero ayudará a mantener una fisuración escasa. El manual de ACI 224 ayuda al ingeniero diseñador a minimizar la formación de grietas que podrían ser dañinas para el acero embebido. En general, el ancho máximo de la fisura permisible es de 0.0002 m en un ambiente con sales de deshielo en cuartos fríos en uso de productos marinos y de 0.00015 m en un ambiente marino.

Un adecuado recubrimiento del acero de refuerzo es también un factor importante. La penetración de cloruros y la carbonatación ocurrirán, inclusive, en la superficie exterior de los concretos de baja permeabilidad. Si se incrementa el recubrimiento se demorará el comienzo de la corrosión. Por ejemplo, el tiempo necesario para que los iones cloruro alcancen una barra de acero a 0.05 m (2 pulgadas) de la superficie es 4 veces el tiempo necesario para un recubrimiento de 0.0254 m (1 pulgada). El manual ACI 318 recomienda un mínimo de 1 ½ pulgadas (aproximadamente 0.040 m) de recubrimiento para la mayoría de las estructura y lo incrementa a 2 pulgadas (aproximadamente 0.050 m) de recubrimiento para la protección contra las sales de deshielo. El manual ACI 357 recomienda 2 ½ pulgadas (aproximadamente 0.06 m) de recubrimiento mínimo en ambientes marinos. Si se utiliza agregados más grandes, se requiere un mayor recubrimiento. Para agregados mayores a ¾" (0.020 m), una regla sencilla es añadirle al tamaño máximo nominal del agregado, la magnitud de ¾" adicionales de recubrimiento para la exposición a sales de deshielo, o de 1 ¾" (0.045 m) de recubrimiento para la exposición a ambiente marino. Por ejemplo, un concreto con tamaño de agregado de 1" en exposición marina deberá tener un recubrimiento mínimo de 2 ¾".

El concreto debe estar adecuadamente compactado y curado. Se necesita un curado húmedo mínimo de 7 días a 21 °C para el concreto con relación A/C de 0.4, mientras que serían necesarios 6 meses para uno de

relación A/C de 0.6 para obtener un desempeño equivalente. Numerosos estudios muestran que la porosidad del concreto se reduce significativamente con el incremento del tiempo de curado y por ende se mejora la resistencia a la corrosión.

2.3.9.4.2 Concreto modificados y sistemas de protección contra la corrosión

Se puede lograr una mayor resistencia a la corrosión mediante la utilización de aditivos para el concreto. La microsílíce (humo de sílice), las cenizas volantes y las escorias de alto horno, reducen la permeabilidad del concreto a la penetración de los iones cloruro. Los inhibidores de la corrosión, tales como el nitrito de calcio, actúan para prevenir la corrosión en presencia de los iones cloruro. En todos los casos estos se añaden a un concreto de calidad con relación A/C menor o igual a 0.45.

Los repelentes al agua (hidrófugos) pueden reducir el ingreso de humedad y de cloruros en una cantidad notable. Sin embargo, el manual ACI 222 indica que no son efectivos para lograr una protección a largo plazo. Partiendo de que un concreto de buena calidad ya posee una baja permeabilidad, los beneficios adicionales de los repelentes de agua no son tan significativos.

Otras técnicas de protección incluyen las membranas protectoras, la protección catódica, las barras de refuerzo recubiertas con resinas epóxicas y los selladores para concreto (si son reaplicados cada 4 ó 5 años).

2.3.9.4.3 Recomendaciones para evitar la corrosión

Utilice un concreto de buena calidad con aire incorporado y con relación A/C de 0.4 o menor.

1. Utilice un recubrimiento mínimo de hormigón de 0.04 m y como mínimo 0.02 m mayor que el tamaño máximo nominal del agregado grueso.
2. Incremente el recubrimiento mínimo a 2" (0.05 m) para la exposición a sales de deshielo y a 2 ½" para la exposición en ambiente marino.
3. Asegúrese que el concreto es curado adecuadamente.
4. Utilice cenizas volantes, escorias de altos hornos o microsílíce y/o un inhibidor de corrosión probado.

2.4 Mortero

2.4.1 Definición

Es un material que usamos en la obra de albañilería obtenido mezclando uno o más elementos aglomerantes, arena, agua y eventualmente algún aditivo.

Obtenemos un pétreo artificial cuya pasta adhesiva está constituida por compuestos resultantes de la combinación de un aglomerante con agua o con componentes de la atmósfera. La pasta adhesiva da cohesión al conjunto de materiales granulares llamados agregados, que en el caso de los morteros son agregados finos (tamaño menor a 0.03 m).

El producto obtenido debe ser una masa plástica y trabajable capaz de unir mampuestos (ladrillos, bloques de hormigón, baldosas) entre sí o con una base y también realizar revoques.

Frecuentemente utilizamos un conjunto de materiales que se incorporan a los morteros para modificar o mejorar ciertas propiedades llamados aditivos.

Tabla VIII. Elementos que conforman los morteros.

	FASES	COMPONENTES
	MORTERO	PASTA
AGUA		
ADITIVOS Y ADICIONES ACTIVAS		
AGREGADO FINO		ARENA
AIRE		AIRE INCORPORADO NATURALMENTE
		AIRE INCORPORADO INTENCIONALMENTE

Fuente: Manual de Construcción de Mampostería de Concreto del Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC)

2.4.2 Características

2.4.2.1 Plasticidad

Propiedad del mortero fresco de la que depende la mayor o menor aptitud para poder tenderlos y rellenar completamente las juntas. De la plasticidad depende lograr buena unión entre los elementos constructivos cuando colocamos mampuestos así como disminuir la penetración de agua en los cerramientos terminados.

La determinación de la plasticidad se puede considerar haciendo medidas de consistencia en cono de Abrams y limitando el contenido de finos. Consistencia media de 0.17 a 0.18 m. y un contenido de fino < 15% en peso o 10% si se usan plastificantes.

2.4.2.2 Resistencia a la compresión

Es la propiedad más indicativa del comportamiento del mortero en los cerramientos portantes construidos con mampuestos. La resistencia debe ser lo más elevada posible aunque es conveniente que sea inferior a los elementos de albañilería que va a unir.

2.4.2.3 Adherencia

La adherencia puede entenderse debida a la penetración de la pasta del mortero en el elemento de albañilería mampuesto, provocada por la succión capilar que este ejerce. Le proporciona la capacidad de absorber tensiones normales o tangenciales a la superficie de la interface mortero / elemento de albañilería.

Los mecanismos de la adherencia actúan en las fases del mortero fresco y del mortero endurecido. Influye la naturaleza de la base: porosidad, rugosidad y existe una relación directa entre la resistencia a la compresión del cerramiento y la adherencia del mortero endurecido. En el resultado final intervienen factores internos: composición del mortero y afinidad con la base y externos: curado y condiciones de humedad de las bases, espesores de las juntas.

2.4.3 Propiedades

Las propiedades de los morteros las dividimos en dos grupos bien diferenciados:

- Las propiedades en estado fresco entendiéndose en ellas las que lo hacen trabajable, deformable plásticamente bajo la acción de pequeños esfuerzos. Determinan las condiciones de uso del mortero.
- Las propiedades en estado endurecido cuando tiene la edad necesaria para adquirir resistencia mecánica

Tabla IX. Propiedades de los morteros en estado fresco.

ESTADO	PROPIEDAD	CONSECUENCIAS	ENSAYOS
FRESCO	FLUIDEZ	Permite deslizar la cuchara y posicionar los mampuestos	Cono Abrams y Mesa
	COHESIÓN	De la cohesión depende que el mortero no se desintegre al colocarse en la hilada, afecta la adherencia a los mampuestos y su capacidad de soportarlos sin deformarse antes de endurecer.	Cono Abrams y Mesa
	RETENCIÓN	La retención permite la trabajabilidad. El agua no se debe perder por evaporación o absorción de los mampuestos. Desaparecería el estado fresco	Cumplimento de Norma

Fuente: Manual de Construcción de Mampostería de Concreto del Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC)

Tabla X. Propiedades de los morteros en estado endurecido.

ESTADO	PROPIEDAD	CONSECUENCIA	ENSAYOS
ENDURECIDO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	Está asociada a la durabilidad e impermeabilidad. Interviene en la resistencia mecánica del muro.	Resistencia a la compresión
	MÓDULO DEFORMACIÓN	Influye en la capacidad de deformación de la pared frente a pequeñas modificaciones dimensionales	Norma Módulo de deformación
	RETRACCIÓN SECADO	Está ligada a la susceptibilidad de figuración de las juntas o revoques debido al fenómeno de la retracción	Norma s/retracción de secado mortero endurecido

Fuente: Manual de Construcción de Mampostería de Concreto del Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC)

3. MEMORIA DE CÁLCULO

3.1 Descripción

El muro que a continuación se diseña es para una vivienda mínima de un nivel y que soporta el peso propio de una losa tradicional, con materiales livianos y barras de acero grado 40. El muro es de 2.50 m de alto, 2.60 m de largo y espesor de 0.15 m.

3.2 Especificaciones de diseño

El diseño del muro de mampostería se hará con base al Código Internacional de la Edificación (International Building Code IBC 2006).

El método empleado para diseñar el muro de mampostería es el de diseño de esfuerzos permisibles para mampostería.

3.3 Diseño de muro de mampostería

3.3.1 Seleccionar el material a utilizar y determinar las propiedades físicas de la mampostería.

$$f'_m = 16 \text{ kg/cm}^2 * \frac{2.205 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} * \frac{(2.54 \text{ cm})^2}{1 \text{ plg}^2} = 227.61 \text{ psi} \approx 230 \text{ psi}$$

$$f_y = 40,000 \text{ psi}$$

$$b = 15 \text{ cm} \approx 6 \text{ plg}$$

$$d = \frac{a}{2} = \frac{6 \text{ plg}}{2} = 3 \text{ plg}$$

$$E_m = 900 f'_m = 900 (230) = 207,000 \text{ psi}$$

$$E_s = 29 \times 10^6 \text{ psi}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{29 \times 10^6 \text{ psi}}{207,000 \text{ psi}} = 140$$

$$F_s = 20,000 \text{ psi}$$

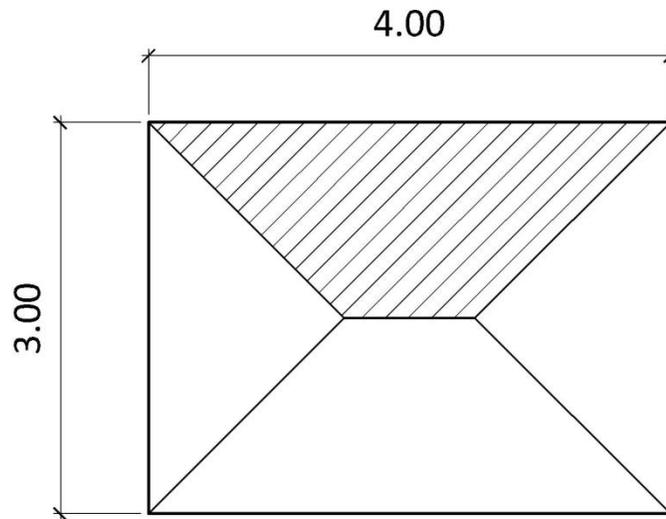
3.3.2 Determinación de cargas de diseño

Velocidad del viento = 100 millas / hora

$$P_s = 0.0032 v^2 = 0.0032 (100)^2 = 32 \text{ lb} / \text{pie}^2$$

3.3.3 Integración de cargas soportadas por el muro

Figura 8. Área tributaria de la losa.



Fuente: Elaborado por el autor.

3.3.3.1 Carga muerta

$$t = \frac{Per.}{180} = \frac{2(3 + 4)}{180} = 0.08 \approx 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Área tributaria} = \frac{1}{2} (B + b) h = \frac{1}{2} (4.00 + 1.00) * 1.50 = 3.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga muerta } D = P.U._{concreto} * t = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$S.C. = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$D = 240 + 60 = 300 \text{ kg/m}^2$$

3.3.3.2 Carga viva

$$\text{Carga viva } L = 250 \text{ kg/m}^2$$

3.3.3.3 Carga factorizada

$$\text{Carga factorizada } W = 1.3 (D + L)$$

$$W = 1.3 (300 + 250) = 715 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga lineal: } 715 \text{ kg/m}^2 * 3.75 \text{ m}^2 = 2681.25 \text{ kg}$$

$$\frac{2681.25 \text{ kg}}{2.60 \text{ m}} = 1031.25 \approx 1035 \text{ kg/m}$$

3.3.3.4 Peso propio del muro

$$1 \text{ block} \approx 10 \text{ kg}$$

$$12.5 \text{ blocks} \approx 1 \text{ m}^2$$

$$W_{muro} = 10 \text{ kg/block} * 12.5 \text{ blocks/m}^2 = 125 \text{ kg/m}^2$$

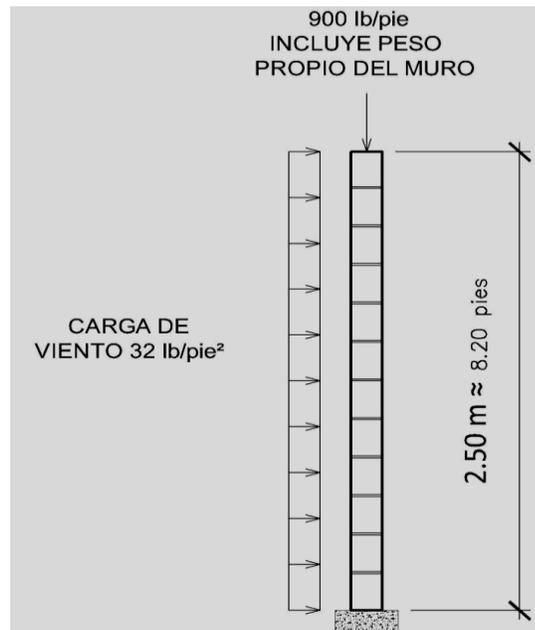
$$\text{Carga lineal} = 125 \text{ kg/m}^2 * 6.50 \text{ m}^2 = 812.5 \text{ kg}$$

$$\frac{812.5 \text{ kg}}{2.60 \text{ m}} = 312.5 \text{ kg/m}$$

3.3.3.5 Carga total

$$P_{TOTAL} = 1035 \text{ kg/m} + 312.5 \text{ kg/m} = 1347.5 \approx 1350 \text{ kg/m} \approx 900 \text{ lb/pie}$$

Figura 9. Carga lateral y axial del muro.



Fuente: Elaborado por el autor.

3.3.4 Determinación de fuerzas axiales, fuerzas de corte y momentos de volteo

$$M = \frac{W l}{8}$$

$$M = \frac{(32 \text{ lb} / \text{pie}^2)(8.20 \text{ pie})^2 (103 \text{ plg})}{8} = 27,702.8 \approx 27,705 \text{ lb} - \text{plg} \approx 320 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V = \frac{(32 \text{ lb} / \text{pie}^2)(8.20 \text{ pies})(8.53 \text{ pies})}{2} = 1,119.14 \text{ lb} \approx 1120 \text{ lb} \approx 510 \text{ kg}$$

3.3.5 Determinar preliminarmente la cantidad de refuerzo vertical

Asumir $j = 0.86$

$$A_s = \frac{M}{F_s * j * d} = \frac{27,705 \text{ lb} - \text{plg}}{(20,000 \text{ lb} / \text{plg}^2)(0.86)(3 \text{ plg})} = 0.537 \text{ plg}^2$$

Proveer 1 varilla # 4 @ 33 plg.

$$1 \# 4 \rightarrow 0.20 \text{ plg}^2$$

$$0.20 \text{ plg}^2 * \left(\frac{103 \text{ plg}}{33 \text{ plg}} \right) = 0.62 \text{ plg}^2$$

$$0.62 \text{ plg}^2 > 0.537 \text{ plg}^2 \rightarrow o.k.$$

Área de acero provista > Área de acero calculada

3.3.6 Cálculo de “j” basado en el refuerzo actual provisto

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{0.62 \text{ plg}^2}{(6 \text{ plg})(103 \text{ plg})} = 0.001$$

$$n\rho = (140)(0.001) = 0.14$$

$$k = [(n\rho)^2 + 2n\rho]^{1/2} - n\rho$$

$$k = [(0.09)^2 + 2(0.09)]^{1/2} - 0.09$$

$$k = 0.409$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0.409}{3}$$

$$j = 0.864 > 0.86 \text{ (asumido)} \rightarrow \text{chequeo o.k}$$

3.3.7 Determinar los esfuerzos para mampostería reforzada

3.3.7.1 Esfuerzo axial actuante de la mampostería

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{(900 \text{ lb/pie})(8.53 \text{ pie})}{(103 \text{ plg})(6 \text{ plg})} = 12.42 \text{ psi} \approx 13 \text{ psi} \approx 1 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.7.2 Esfuerzo compresivo actuante de la mampostería

$$f_b = \frac{2M}{b * k * j * d^2} = \frac{2(27,705 \text{ lb} - \text{plg})}{(103 \text{ plg})(0.409)(0.864)(3 \text{ plg})^2} = 169.15 \text{ psi} \approx 170 \text{ psi}$$

$$f_b \approx 12 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.7.3 Esfuerzo del acero a tensión debido a la flexión

$$f_s = \frac{M}{A_s * j * d} = \frac{(27,705 \text{ lb} - \text{plg})}{(0.62 \text{ plg}^2)(0.864)(3 \text{ plg})} = 17,239.77 \text{ psi} \approx 17,240 \text{ psi}$$

$$f_s \approx 1215 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.7.4 Esfuerzo Cortante

$$f_v = \frac{V}{b * d} = \frac{(1,120 \text{ lb})}{(103 \text{ plg})(3 \text{ plg})} = 3.62 \text{ psi} \approx 4 \text{ psi} \approx 0.30 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo a compresión permisible en mampostería depende de la esbeltez del muro. A medida que sea más esbelto el muro, menor será el esfuerzo a compresión permisible. El factor de reducción debido a la esbeltez está en función de la relación h/r donde "r" es el radio de giro.

$$r = \sqrt{I/A} \text{ , Donde}$$

A = área de la sección transversal del muro.

$$I = \frac{1}{12} b * d^3$$

$$A = b * d$$

$$r = \frac{d}{\sqrt{12}} = \frac{3 \text{ plg}}{12} = 0.87 \text{ plg}$$

$$h/r = \frac{98.4 \text{ plg}}{0.87 \text{ plg}} = 113.10 > 99 \rightarrow \text{Utilizar ecuación (2 - 13) del MSJC}$$

3.3.7.5 Esfuerzo compresivo axial permisible

$$F_a = \frac{1}{4} f'_m \left[\frac{70 r}{h} \right]^2$$

$$F_a = \frac{1}{4} (230 \text{ lb/plg}^2) \left[\frac{70 (0.87 \text{ plg})}{98.4 \text{ plg}} \right]^2$$

$$F_a = 22.02 \text{ psi} \approx 22 \text{ psi} \approx 2 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.7.6 Esfuerzo de volteo permisible

$$F_b = \frac{1}{3} f'_m$$

$$F_b = \frac{1}{3} (230 \text{ lb/plg}^2) = 76.67 \text{ psi} \approx 77 \text{ psi} \approx 6 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.7.7 Esfuerzo cortante permisible

$$\frac{M}{V * d} = \frac{(3148.8 \text{ lb} - \text{plg})}{(1,935 \text{ lb}) (99 \text{ plg})} = 0.016 < 1 \rightarrow \text{Utilizar ecuación (2 - 24) del MSJC}$$

$$F_v = \frac{1}{2} \left[4 - \frac{M}{V * d} \right] * \sqrt{f'_m} \leq \left[120 - 45 \left(\frac{M}{V * d} \right) \right]$$

$$F_v = \frac{1}{2} [4 - 0.016] * \sqrt{230 \text{ psi}} \leq [120 - 45 (0.016)]$$

$$30.21 \leq 119.28 \quad F_v > f_v \rightarrow o.k$$

Esfuerzo cortante permisible es mayor que el esfuerzo cortante actuante, entonces se proveerá el mínimo refuerzo horizontal.

3.3.8 Diseño del refuerzo horizontal

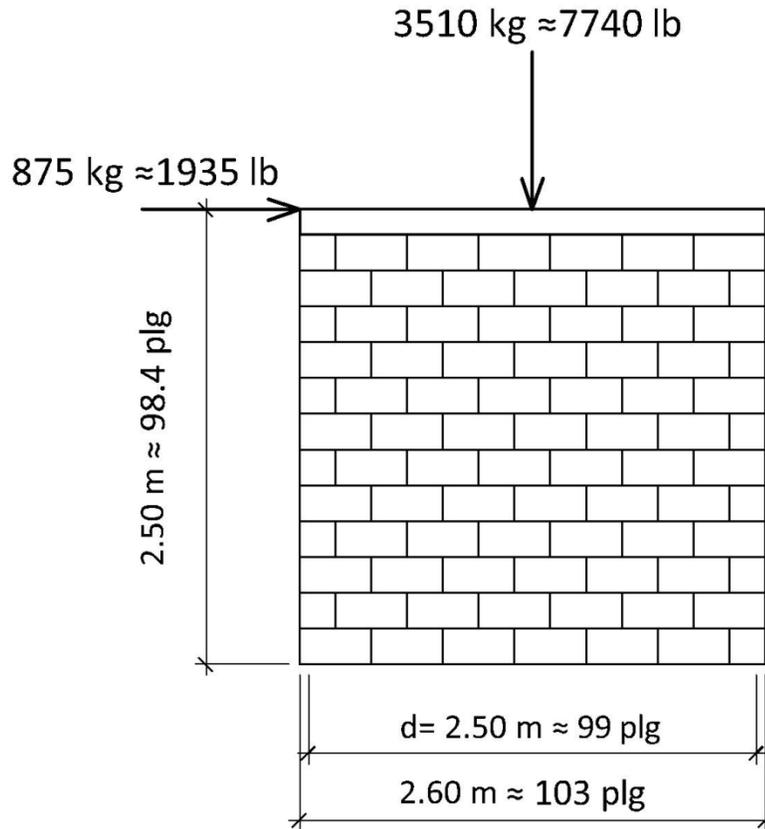
3.3.8.1 Cargas actuantes

$$W = 1350 \text{ kg/m} * 2.60 \text{ m} = 3510 \text{ kg} \approx 7740 \text{ lb}$$

$$V = 0.25 W = 0.25 (7740 \text{ lb}) = 1935 \text{ lb}$$

$P = 7740 \text{ lb} \rightarrow$ Reducirlo al 60 % por suposiciones de construcción.

Figura 10. Cargas de diseño para el refuerzo horizontal.



Fuente: Elaborado por el autor.

$$\frac{P}{A} = \frac{(7740 \text{ lb})(0.60)}{(103 \text{ plg})(6 \text{ plg})} = 7.51 \text{ psi}$$

3.3.8.2 Momento de volteo

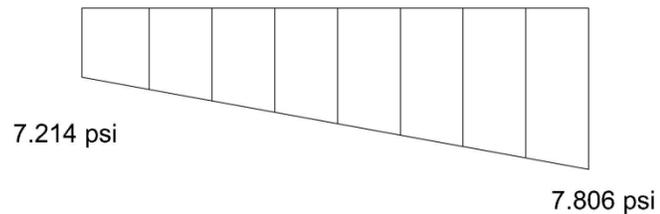
$$M = (32 \text{ lb/pie}^2)(8.20 \text{ pies}) = 262.40 \text{ lb} - \text{pie} \approx 36 \text{ kg} - \text{m}$$

3.3.8.3 Módulo de sección

$$S = \frac{b * d^2}{6} = \frac{(6 \text{ plg})(103 \text{ plg})^2}{6} = 10,609 \text{ plg}^3$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{(262.40 \text{ lb} - \text{pie})(12 \text{ plg}/1 \text{ pie})}{10,609 \text{ plg}^3} = \pm 0.296 \text{ psi}$$

Figura 11. Diagrama de esfuerzos combinados.



Fuente: Elaborado por el autor.

Máximo esfuerzo = 7.81 psi (compresión).

Mínimo esfuerzo = 7.21 psi (compresión).

3.3.8.4 Esfuerzo Cortante

$$t_r = 0.95 * t$$

$$f_v = \frac{V}{t_r * l} = \frac{(1,935 \text{ lb})}{(0.95 * 6 \text{ plg})(103 \text{ plg})} = 3.30 \text{ psi} \approx 3.50 \text{ psi} \approx 0.25 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.8.5 Relación

$$\frac{M}{V * d} = \frac{(3148.8 \text{ lb} - \text{plg})}{(1,935 \text{ lb})(99 \text{ plg})} = 0.016 < 1 \rightarrow \text{Utilizar ecuación (2 - 24) del MSJC}$$

3.3.8.6 Esfuerzo cortante permisible

$$F_v = \frac{1}{2} \left[4 - \frac{M}{V * d} \right] * \sqrt{f'_m} \leq \left[120 - 45 \left(\frac{M}{V * d} \right) \right]$$

$$F_v = \frac{1}{2} [4 - 0.016] * \sqrt{230 \text{ psi}} \leq [120 - 45 (0.016)]$$

$$30.21 \leq 119.28 \rightarrow F_v > f_v$$

Esfuerzo cortante permisible es mayor que el esfuerzo cortante actuante, entonces se proveerá el mínimo refuerzo horizontal.

3.3.8.7 Refuerzo horizontal mínimo

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

$$A_s = 0.0007 (6 \text{ plg})(98.4 \text{ plg}) = 0.41 \text{ plg}^2$$

Proveer 2 # 3 @ 33 plg ó 2 # 3 @ 0.80 m

$$1 \# 3 \rightarrow 0.11 \text{ plg}^2$$

$$2 * 0.11 \text{ plg}^2 * \left(\frac{98.4 \text{ plg}}{33 \text{ plg}} \right) = 0.66 \text{ plg}^2$$

$$0.66 \text{ plg}^2 > 0.41 \text{ plg}^2 \rightarrow \text{o.k.}$$

Área de acero provista > Área de acero calculada

3.3.9 Cálculo de la deriva (Δ)

$$\Delta = \frac{\left(\frac{H}{L}\right)^3 + 3 \left(\frac{H}{L}\right)}{t * E_m} * F_i \rightarrow \text{El sistema se encuentra empotrado – empotrado}$$

$$\Delta = \frac{\left(\frac{2.50 \text{ m}}{2.60 \text{ m}}\right)^3 + 3 \left(\frac{2.50 \text{ m}}{2.60 \text{ m}}\right)}{(0.95 * 15 \text{ cm}) * (22,670 \text{ kg/cm}^2)} * (510 \text{ kg})$$

$$\Delta = 0.0060 \text{ cm} = 0.060 \text{ mm}$$

De acuerdo a la tabla 1617.3.1 del IBC 2003, los desplazamientos permisibles para cualquier grupo sísmico en “Otras edificaciones de muros de corte de mampostería”, el valor será:

$$\Delta = 0.007 * h$$

Entonces:

$$\Delta = 0.007 * (250\text{cm})$$

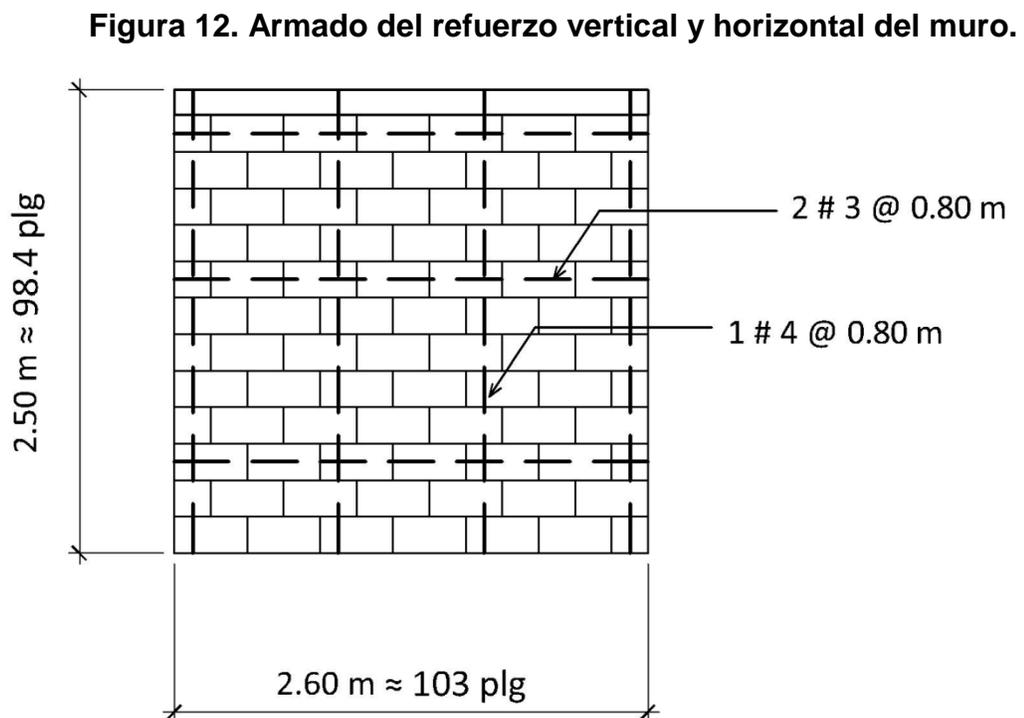
$$\Delta = 1.75 \text{ cm} > 0.0060\text{cm} \rightarrow o.k.$$

El desplazamiento o deriva permitida es mayor que la calculada (chequea)

3.3.10 Cálculo de la rigidez

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

$$R = \frac{1 \text{ kg}}{0.0057 \text{ cm}} = 175 \text{ kg/cm} \approx 980 \text{ lb/plg}$$



Fuente: Elaborado por el autor.

4. TIPOS Y METODOLOGÍAS DE ENSAYOS

Como parte de la investigación experimental “Cemento Puzolánico” del Centro de Investigaciones de Ingeniería se construyeron dos muros de mampostería de cemento puzolánico en 1992, en el área de prefabricados de la facultad de Ingeniería.

Para la fabricación de los bloques de mampostería se utilizó un cemento tipo 1 con la composición indicada en la Tabla XI en proporción volumétrica 1:5, con agregados livianos de pómez de 12.7 mm de tamaño máximo. Las dimensiones de los bloques fueron de 150 x 200 x 400 mm. Además se utilizaron unidades tipo U, para las soleras intermedias.

Para el mortero de pega que se utilizó fue un tipo 2 indicado en la Tabla XI en una proporción volumétrica 1:3, utilizando arena de río.

Figura 13. Muro de mampostería construido en 1992.



Fuente: Elaborado por el autor.

Tabla XI. Dosificación del cemento utilizado para la elaboración de elementos que conforman los muros de mampostería.

Cemento Tipo	Puzolana % en Peso	Cal Hidratada % en Peso	Cemento IPM ASTM C-595 % en Peso
1	60	10	30
2	70	30	--

Fuente: Cemento Puzolánico: Investigación Experimental, Reporte II.

4.1 Esfuerzo cortante en muros a escala natural

4.1.1 Procedimiento

Las dimensiones de los muros para los ensayos de corte fueron: altura 2.60 metros, largo 2.67 metros, espesor 0.15 metros.

El refuerzo utilizado fue el mínimo establecido por el Instituto Americano del Concreto (ACI) tanto en la dirección horizontal como en la vertical. La solera inferior estuvo formada por 3 varillas No. 3, grado 40, con eslabones No. 2 espaciados a 0.15 metros. La solera intermedia estuvo formada por 2 varillas No. 3, grado 40, con estribos No. 2 espaciados a 0.15 metros. El refuerzo vertical fueron 4 pines de refuerzo No. 3, grado 40, uniformemente espaciados.

Para los ensayos se siguieron las recomendaciones en base a la norma de Métodos de prueba estándar para conducir esfuerzos a paneles para las edificaciones (ASTM E72).

Para el ensayo del primer muro se tuvo la necesidad de construir una torre de madera donde se colocó el gato hidráulico.

Además se realizaron dos esquineras de metal donde se apoya el gato hidráulico y logra distribuir la carga hacia el muro.

Debido a la mayor rigidez del segundo muro, la estructura de madera no soportó la carga aplicada al muro lo que resultó en un colapso del mismo por lo que se vio la necesidad de cambiar de materiales y se utilizó perfiles de acero al cual se le adaptaron unas platinas de acero en un extremo para que trabajarán como tope y otro donde se ubica el pistón hidráulico.

Se utilizó un marco de acero pequeño al cual se le adaptaron dos paraleles y un travesaño donde se colocó un polipasto el cual logró alzar el perfil de acero hasta la altura necesaria donde formaba 45 grados con respecto a la horizontal.

En esa posición se procede a la realización del ensayo donde se le aplica la carga con una bomba eléctrica gradualmente hasta llegar a la carga de falla del muro.

Figura 14. Ensayo de muro de mampostería a corte.



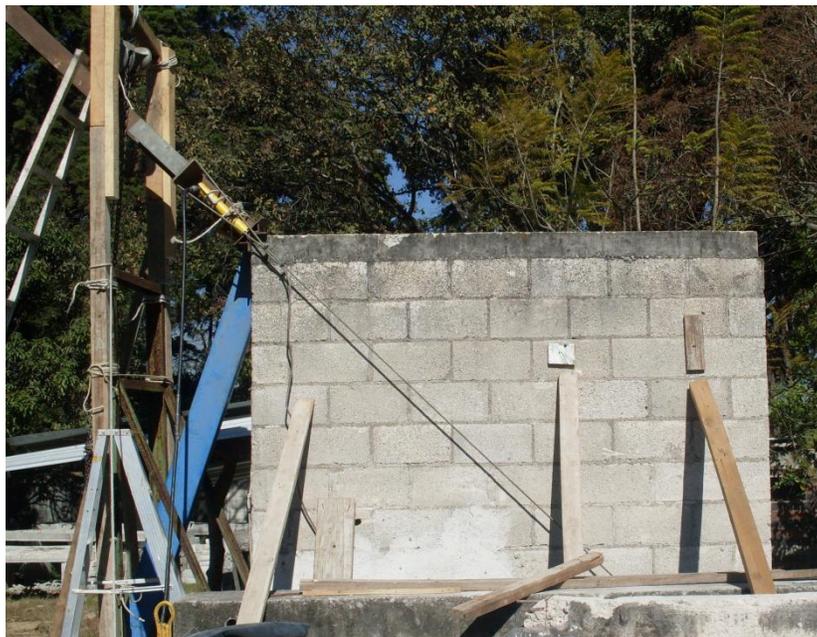
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 15. Ensayo a corte del Muro "A".



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 16. Ensayo a corte del Muro "B".



Fuente: Elaborado por el autor.

4.1.2 Datos y resultados obtenidos

Para la elaboración de los ensayos se utilizó una bomba eléctrica y un pistón marca ENERPAC de 10 toneladas cuya área efectiva de aplicación de carga es de 14.45 cm².

4.1.2.1 Muro "A"

$$f_v = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = 280 \text{ kg/cm}^2 * 14.45 \text{ cm}^2 = 4,046 \text{ kg}$$

$$F_H = 4,046 \text{ kg} * \cos 45^\circ = 2,860.95 \text{ kg} \approx 2,860 \text{ kg}$$

$$F_V = 4,046 \text{ kg} * \sin 45^\circ = 2,860.95 \text{ kg} \approx 2,860 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{P}{A}$$

$$f_v = \frac{4,046 \text{ kg}}{(250 \text{ cm})(15 \text{ cm})} = 1.03 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.2.2 Muro "B"

$$f_v = 490 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = 490 \text{ kg/cm}^2 * 14.45 \text{ cm}^2 = 7,080.50 \text{ kg}$$

$$F_H = 7,080.50 \text{ kg} * \cos 45^\circ = 5006.67 \text{ kg} \approx 5010 \text{ kg}$$

$$F_V = 7,080.50 \text{ kg} * \sin 45^\circ = 5006.67 \text{ kg} \approx 5010 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{P}{A}$$

$$f_v = \frac{7,080.50 \text{ kg}}{(250 \text{ cm})(15 \text{ cm})} = 1.82 \text{ kg/cm}^2$$

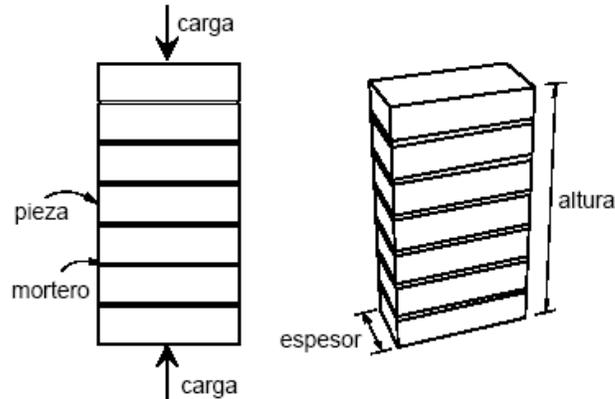
4.2 Ensayo de prismas de mampostería a compresión

4.2.1 Procedimiento

Los ensayos de prismas de mampostería sometidos a compresión se realizan bajo la norma ASTM E-447 Standard test method for compressive strength of laboratory constructed masonry. (Método de prueba estándar para resistencia a compresión de mampostería construida en laboratorio).

Los prismas estarán formados por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de los prismas estarán comprendidos entre dos y cinco; las prismas se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma citada.

Figura 17. Prismas para prueba en compresión.



Fuente: Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería del Distrito Federal de México.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la siguiente tabla:

Tabla XII. Factores correctivos para las resistencias de prismas con diferentes relaciones altura a espesor.

Relación altura a espesor de la pila ¹	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

¹ Para relaciones altura a espesor intermedias se interpolará linealmente.

Fuente: Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería del Distrito Federal de México.

La resistencia de diseño a compresión se calculará como se indica a continuación.

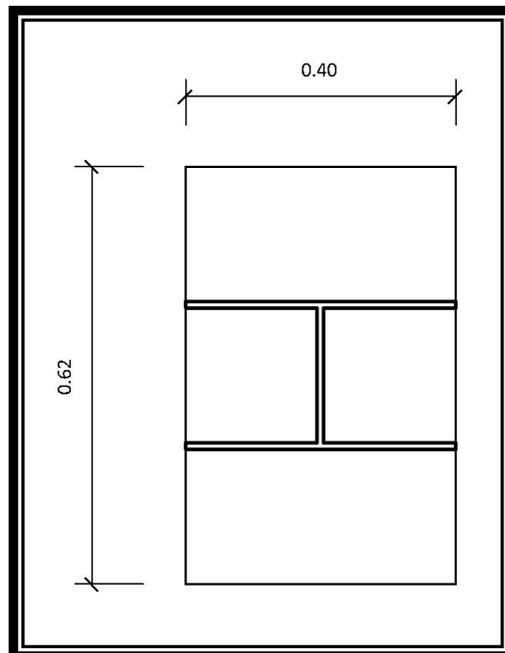
$$f_m^* = \frac{\overline{f_m}}{1 + 2.5 c_m}$$

donde

$\overline{f_m}$ media de la resistencia a compresión de las pilas, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta; y

c_m coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

Figura 18. Probeta de prisma de mampostería para ensayo a compresión.



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 19. Falla típica en prismas sometidos a compresión.



Fuente: Elaborado por el autor.

4.2.2 Datos y resultados obtenidos

Se ensayaron 3 prismas de mampostería sometidos a esfuerzos de compresión, utilizando un gato hidráulico ENERPAC RC 102 cuyo pistón tiene un área efectiva de 14.45 cm^2 (2.24 plg^2) con el que aplica la carga.

Tabla XIII. Características de los prismas ensayados.

No.	Dimensiones (m)			Carga aplicada (lb)	Carga aplicada (kg)
	Altura	Largo	Espesor		
1	0.62	0.40	0.15	8500	3850
2	0.62	0.40	0.15	6000	2725
3	0.62	0.40	0.15	6250	2835

Fuente: Elaborado por el autor.

$$Esbeltez = \frac{Altura}{Espesor}$$

$$Esbeltez = \frac{0.62}{0.15} = 4.13$$

$$Factor\ de\ corrección = \frac{4}{1.00} = \frac{4.13}{X}$$

$$Factor\ de\ corrección = 1.0325$$

$$Área\ bruta = Largo * espesor$$

$$Área\ bruta = 0.40\ m * 0.15\ m = 0.060\ m^2 * \frac{(100\ cm)^2}{1\ m^2} * \frac{1\ plg^2}{(2.54\ cm)^2} = 93.0002\ plg^2$$

- $P_1 = 8500\ lb$

$$f'_{m1} = \frac{P}{A_b} = \frac{8500\ lb}{93.0002\ plg^2} = 91.3977\ lb/plg^2 * \frac{1\ kg}{2.205\ lb} * \frac{1\ plg^2}{(2.54\ cm)^2} = 6.4248\ kg/cm^2$$

- $P_2 = 6000\ lb$

$$f'_{m2} = \frac{P}{A_b} = \frac{6000\ lb}{93.0002\ plg^2} = 64.5160\ lb/plg^2 * \frac{1\ kg}{2.205\ lb} * \frac{1\ plg^2}{(2.54\ cm)^2} = 4.5351\ kg/cm^2$$

- $P_3 = 6000 \text{ lb}$

$$f'_{m3} = \frac{P}{A_b} = \frac{6500 \text{ lb}}{93.0002 \text{ plg}^2} = 69.8923 \text{ lb/plg}^2 * \frac{1 \text{ kg}}{2.205 \text{ lb}} * \frac{1 \text{ plg}^2}{(2.54 \text{ cm})^2} = 4.9131 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo a compresión de los prismas promedio:

$$\overline{f'_m} = \frac{6.4248+4.5351+4.9131}{3} = 5.2910 \text{ kg/cm}^2$$

4.3 Ensayo de prismas de mampostería a cortante

4.3.1 Procedimiento

Los ensayos de prismas de mampostería sometidos a corte por compresión diagonal se realizan bajo la norma ASTM E-519 Standard test method of diagonal tension (shear) in masonry assemblages. (Método de prueba estándar de tensión diagonal (corte) en ensambles de mampostería).

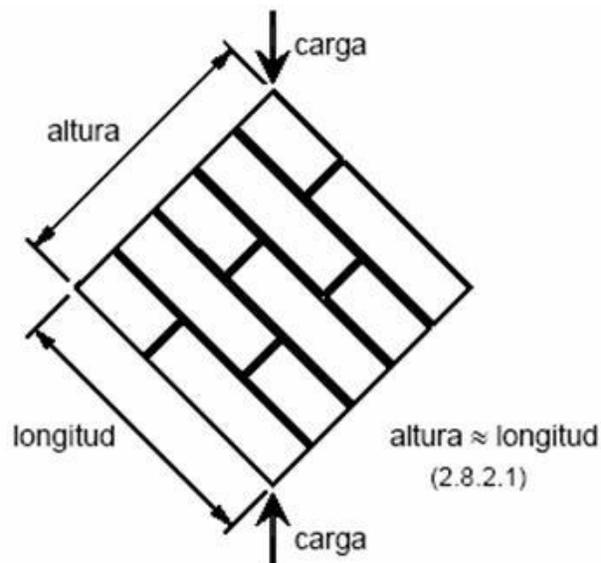
La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m sobre área bruta de la diagonal, se determinará con el siguiente método.

Ensayos de prismas contruidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.

Los prismas tendrán una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud.

Los prismas se ensayarán sometidos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

Figura 20. Prisma para ensayo a corte por compresión diagonal.



Fuente: Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería del Distrito Federal de México.

Los prismas se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensayo de los especímenes se seguirá la norma citada.

La resistencia de diseño a compresión diagonal, v_m será igual a

$$v_m^* = \frac{\overline{v_m}}{1 + 2.5 c_v}$$

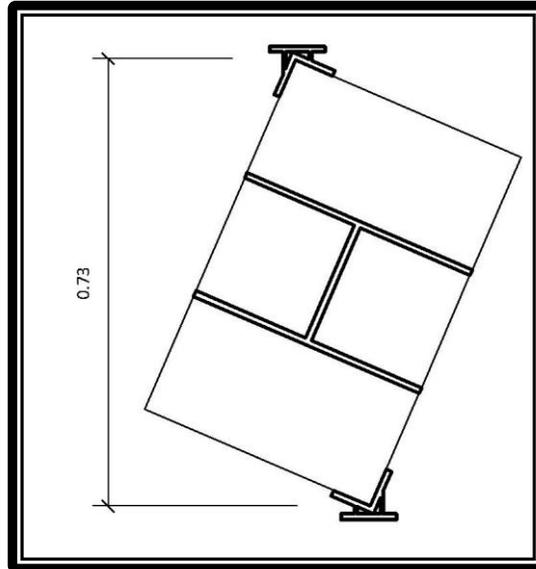
donde

$\overline{v_m}$ media de la resistencia a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga; y

c_v coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2 m de lado.

Figura 21. Probeta de prisma de mampostería para ensayo a corte.



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 22. Falla típica en prismas sometidos a corte.



Fuente: Elaborado por el autor.

4.3.2 Datos y resultados obtenidos

El esfuerzo soportado por el prisma sometido a corte por compresión diagonal fue de 1100 lb/plg^2 utilizando un gato hidráulico ENERPAC RC 102 cuyo pistón tiene un área efectiva de 14.45 cm^2 (2.24 plg^2) con el que aplica la carga.

$$\text{Esbeltez} = \frac{\text{Altura}}{\text{Espesor}}$$

$$\text{Esbeltez} = \frac{0.73}{0.15} = 4.867$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{4}{1.00} = \frac{4.867}{X}$$

$$\text{Factor de corrección} = 1.2167$$

$$\text{Área bruta} = \text{Diagonal} * \text{espesor}$$

$$\text{Área bruta} = 0.73 \text{ m} * 0.15 \text{ m} = 0.1095 \text{ m}^2 * \frac{(100 \text{ cm})^2}{1 \text{ m}^2} * \frac{1 \text{ plg}^2}{(2.54 \text{ cm})^2} = 169.7253 \text{ plg}^2$$

$$P = 1100 \text{ lb/plg}^2 * 2.24 \text{ plg}^2 = 2464 \text{ lb}$$

$$v_m = \frac{P}{A_b} = \frac{2464 \text{ lb}}{169.7253 \text{ plg}^2} = 14.5176 \text{ lb/plg}^2 * \frac{1 \text{ kg}}{2.205 \text{ lb}} * \frac{1 \text{ plg}^2}{(2.54 \text{ cm})^2} = 1.0205 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_m = \frac{v_{mp}}{1+2.5 C_m} = \frac{1.0205}{1+2.5 (1.2167)} = 0.25 \text{ kg/cm}^2$$

4.4 Ensayo de solera de remate a flexión

4.4.1 Procedimiento

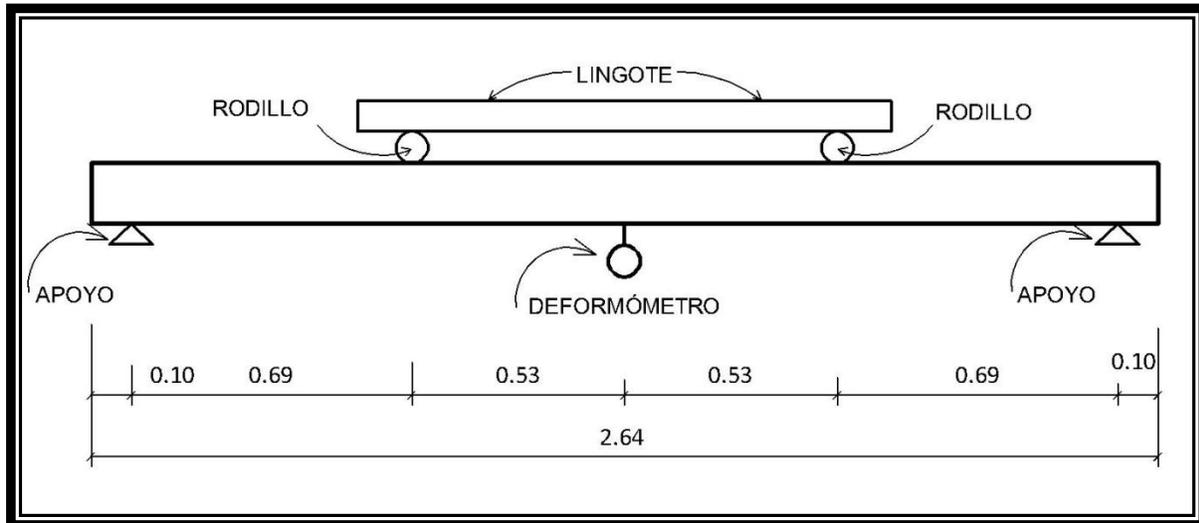
Los ensayos de estructuras de hormigón armado sometidos a esfuerzos de flexión se realizan bajo la norma ASTM C-293 Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete: Using Simple Beam With Center-Point Loading. (Método de prueba estándar para la resistencia a la flexión de hormigón: Uso simple haz con centro-punto de carga).

Para la realización de este ensayo es necesario medir la longitud del elemento, colocar a los extremos unos apoyos, ubicar el centro para colocar un deformómetro, que es un instrumento utilizado para tomar lecturas de deformación a medida que se vaya aplicando carga durante el ensayo. En este caso se utilizó un deformómetro con precisión 0.01 m/m. Además ubicar los L/3 de cada extremo donde se coloca un rodillo en cada uno. Sobre estos se coloca un lingote o barra de hierro, que es la que transmite las cargas hacia el elemento.

Utilizando una bomba hidráulica y un pistón ENERPAC 5 toneladas con un área efectiva de aplicación de carga de 6.39 cm^2 se inicia a aplicar la carga, siendo recomendable aplicarla gradualmente para ir tomando lecturas de carga y de deformación simultáneamente. El proceso se repite hasta encontrar las primeras grietas y finalmente el esfuerzo último.

Luego de finalizado el ensayo, se puede liberar la carga del sistema y se puede apreciar una recuperación significativa del elemento sometido a flexión.

Figura 23. Esquema de ensayo a flexión a soleras de remate.



Fuente: Elaborado por el autor.

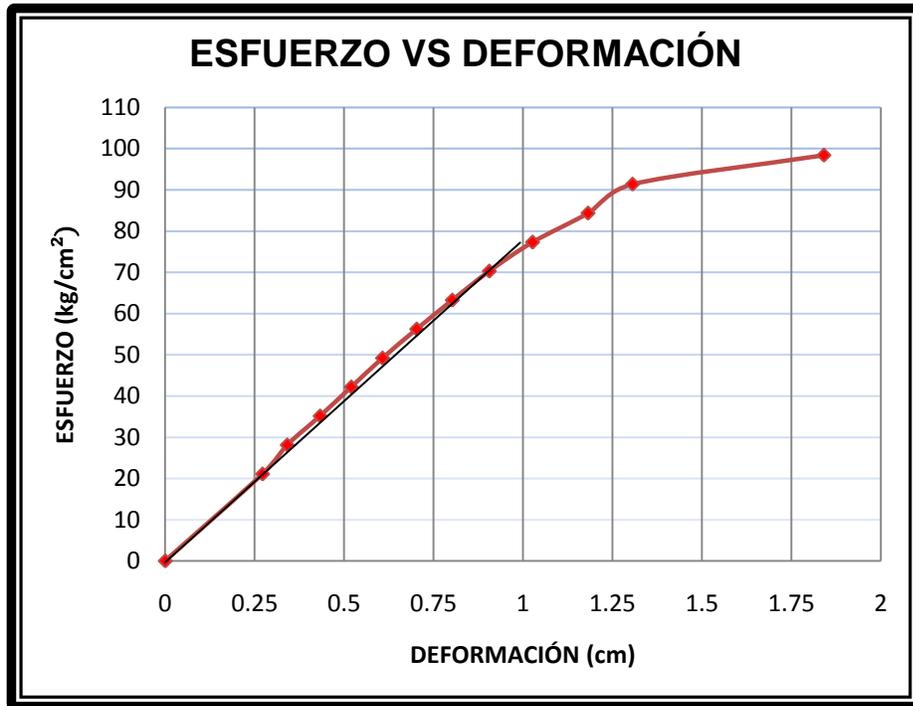
4.4.2 Datos y resultados obtenidos

Tabla XIV. Datos recopilados durante el ensayo de solera de remate a flexión.

Carga (psi)	Carga (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación (cm)
0	0	0	0
300	21.09	272	0.272
400	28.12	341	0.341
500	35.15	433	0.433
600	42.18	520	0.52
700	49.21	607.5	0.6075
800	56.24	703	0.703
900	63.27	802.5	0.8025
1000	70.3	906	0.906
1100	77.33	1027	1.027
1200	84.36	1182	1.182
1300	91.39	1306.5	1.3065
1400	98.42	1841.5	1.8415

Fuente: Ensayo realizado por el autor.

Figura 24. Gráfica de esfuerzo versus deformación del ensayo de flexión de solera de remate.



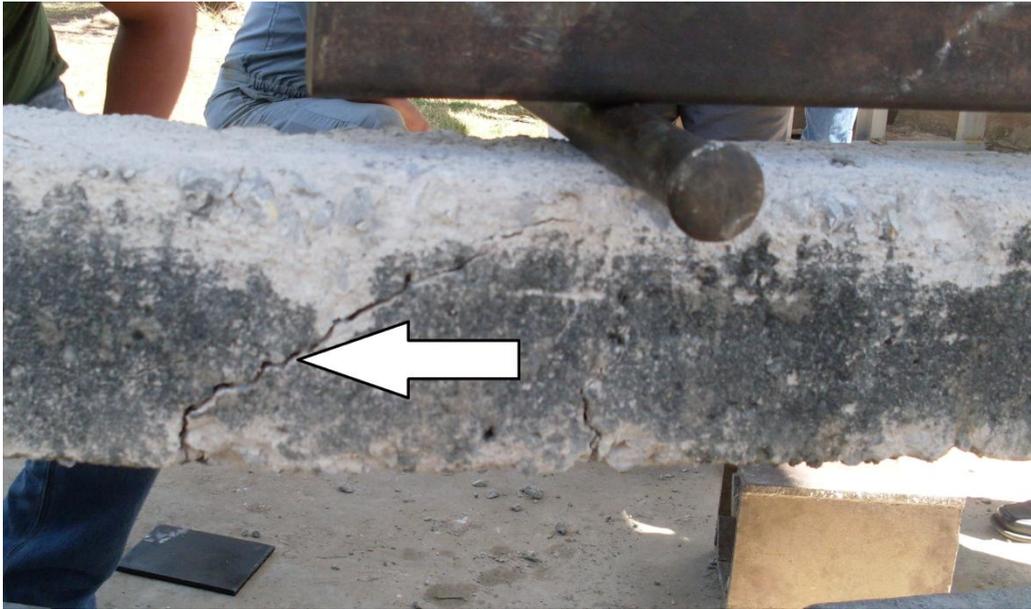
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 25. Ensayo de solera de remate sometida a flexión.



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 26. Aparición de grietas durante ensayo a flexión de solera de remate.



Fuente: Elaborado por el autor.

4.4.1 Cálculo de momento flexionante máximo

El esfuerzo máximo registrado durante el ensayo fue $1600 \text{ lb/plg}^2 \approx 112.50 \text{ kg/cm}^2$ pero por motivos de seguridad del deformómetro no se tuvo lectura correspondiente a ese esfuerzo. Con dicho esfuerzo se calculará el momento flexionante máximo que presenta la solera de remate.

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$P = \sigma * A$$

$$P = 112.50 \text{ kg/cm}^2 * 6.39 \text{ cm}^2$$

$$P = 718.69 \text{ kg} \approx 720 \text{ kg}$$

Con base a la carga puntual, considerando a la solera simplemente apoyada, podemos obtener una carga linealmente distribuida que actúe sobre el claro de 2.08 m, de la siguiente forma:

$$w = \frac{P}{\ell}$$

$$w = \frac{720 \text{ kg}}{2.08 \text{ m}}$$

$$w = 346.15 \text{ kg/m} \approx 346 \text{ kg/m}$$

$$M_{flexion} = \frac{W * \ell^2}{8}$$

$$M_{flexion} = \frac{(346 \text{ kg/m}) (2.08 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_{flexion} = 187.12 \text{ kg} - m \approx 187 \text{ kg} - m$$

4.5 Ensayo de solera de remate a compresión

4.5.1 Procedimiento

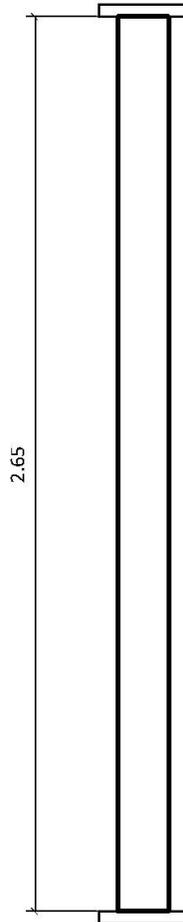
Realizar el ensayo a cortante de los muros de mampostería, para poder luego extraer la solera de remate del muro, y ensayarla a compresión. La solera de remate tiene una longitud de 2.65 m y se ensaya como una columna vertical en un marco con una prensa para poder aplicarle la carga.

Se debe de plomear la solera para tener una distribución de esfuerzos uniforme a lo largo de todo el ensayo, siendo esto de suma importancia para tener un resultado satisfactorio y no presentar ningún incidente durante el tiempo que se aplica la carga a la solera.

Por medio de una bomba hidráulica se inyecta aceite a un pistón el cual hace trabajar el sistema, aplicando carga a la solera.

Durante el proceso de aplicación de carga se va observando gradualmente indicios de falla en la solera, por ejemplo la aparición de grietas a lo largo del espécimen.

Figura 27. Esquema de ensayo de solera de remate a compresión.



Fuente: Elaborado por el autor.

4.5.2 Datos y resultados obtenidos

El ensayo a compresión de la solera de remate pertenece al muro número 2.

Se pudo apreciar que la primera grieta en la solera apareció a los 18,400 kg de fuerza.

La falla que presentó la solera fue una falla local en el extremo superior y ocurrió a los 36,510 kg de fuerza.

- Esfuerzo a compresión.

$$\text{Area sección} = 15 \times 15 \text{ cm}$$

$$P = 80,500 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2.205 \text{ lb}} = 36,507.94 \text{ kg} \approx 36,510 \text{ kg}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{A}$$

$$\sigma_c = \frac{36,510 \text{ kg}}{15 \times 15 \text{ cm}} = 162.26 \text{ kg/cm}^2 \approx 162 \text{ kg/cm}^2$$

Es de suma importancia mencionar que la fundición de las soleras y pines del muro número 2 fueron realizadas con cemento Portland.

4.6 Ensayos a bloques de concreto

4.6.1 Procedimiento

Se debe de identificar cada bloque de concreto con crayón para poder llevar un control de las unidades ensayadas.

Se debe de medir la longitud de cada una de las dos caras, tomando las medidas al centro, con aproximación de 1 mm.

Medir la altura de cada una de las dos caras, tomando las medidas al centro desde el fondo hasta la parte superior del bloque, con aproximación de 1mm.

Medir el ancho, que es la distancia exterior entre las dos caras del bloque a la mitad del largo o a la mitad del alto. Tomando las medidas al centro con aproximación de 1 mm.

Se debe de tomar la masa natural de cada bloque (mn) utilizando una balanza.

Si las superficies del bloque se encuentran desniveladas, se procede a nivelar con yeso o azufre las dos superficies del bloque, que soportarán la compresión, esperando como mínimo 2 horas hasta que se enfríe el azufre, antes de realizar el ensayo.

Colocar el bloque nivelado en el centro del sistema de la máquina, donde se le aplicará la carga hasta la mitad de la máxima carga esperada, a una velocidad conveniente; aplicándole la carga restante a una velocidad uniforme no menos de 1 minutos y sin exceder 2 minutos hasta la carga máxima de compresión.

Finalizado el ensayo a compresión se toma una fracción del bloque el cual se sumergirá en agua a temperatura ambiente 15 °C a 27 °C durante 24 horas.

Se extrae la fracción del bloque del agua dejándolo drenar por 1 minuto, sobre una malla gruesa de alambre de 9.5 mm o más de abertura, con un paño ligeramente húmedo se extrae el agua superficial visible, y se procede a tomar la masa húmeda (mh).

Se coloca la fracción del bloque en el horno a 100 °C ó 115 °C durante 24 horas, transcurrido el tiempo extraerlo del horno dejándolo enfriar, hasta poderlo palpar, aproximadamente 4 horas como mínimo, para luego tomar la masa seca (ms).

Figura 28. Bloque de concreto sometido a compresión.



Fuente: Elaborado por el autor.

4.6.2 Datos y resultados obtenidos

Tabla XV. Resultados de los ensayos de bloques de concreto a compresión.

No.	Identificación	Medidas en cm			Peso Kg.	Abs. %	Resistencia kg/cm^2
		Largo	Ancho	Alto			
1	Doble pared (desportillado)	40.00	14.80	20.40	8.953	34.45	7.83
2	Doble pared	40.00	14.97	20.33	7.938	32.19	9.33
3	Doble pared (desportillado)	39.93	15.00	19.87	9.010	27.32	13.85
4	Doble pared (desportillado)	40.00	14.93	20.13	8.729	30.30	13.12
5	Doble pared	39.83	15.00	20.00	8.700	31.43	14.65

Fuente: Datos recopilados en Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII)

La resistencia a compresión promedio de los bloques de concreto:

$$\sigma_c = \frac{7.83 + 9.33 + 13.85 + 13.12 + 14.65}{5}$$

$$\sigma_c = 11.759 \text{ } kg/cm^2$$

$$\sigma_c = (11.759 \text{ } kg/cm^2) * 0.0980665 = 1.1532 \text{ MPa}$$

4.7 Ensayo de barras de acero a tensión

4.7.1 Procedimiento

Las barras de acero que se ensayan a tensión deben de tener una longitud de 1.00 m y deberán de estar libres de óxido, de lo contrario se procede a remover el exceso del mismo utilizando un cepillo con puntas de alambre.

Se procede a la medición del diámetro, longitud, espaciamiento entre corrugas, ancho y altura del ribete.

Además de tomar la masa de la muestra de la barra de acero para tener una relación masa-longitud.

Las muestras ensayadas deben estar de conformidad a los requerimientos para propiedades de tensión descritas en la tabla XVI. La prueba mecánica de tensión se realiza empleando el equipo, aparatos y/o instrumentos adecuados, debidamente calibrados:

- Máquina universal de ensayos físicos.

Tabla XVI. Requisitos de límite de fluencia, resistencia a la tensión y elongación.

	Grado 280 [40] ^A	Grado 414 [60]	Grado 517 [75] ^B
Máxima resistencia a la tensión, min. MPa (psi)	414 [60,000]	620 [90,000]	690 [100,000]
Esfuerzo de fluencia, min. MPa [psi]	280 [40,000]	414 [60,000]	517 [75,000]
Elongación en 203.2 mm [8 pulg.], min, %:			
No. de designación de barra			
10 [3]	11	9	...
13, 16 [4, 5]	12	9	...
19 [6]	12	9	7
22, 25 [7, 8]	12	8	7
29, 32, 36 [9, 10, 11]	...	7	6
43, 57 [14, 18]	...	7	6

A: barras grado 280 [40] son fabricadas únicamente en designaciones de 10 a 25 [3 a 8].

B: barras grado 517 [75] son fabricadas únicamente en designaciones de 19 a 57 [6 a 18].

Fuente: Norma ASTM A 615/ A 615M-03a tabla No.2

El esfuerzo de fluencia debe determinarse por uno de los siguientes métodos:

a) Método de detención de la aguja indicadora o del lector digital de la máquina de prueba (Detención de la aguja cuando marca la fuerza que produce la fluencia).

b) Cuando el acero no tenga esfuerzo de fluencia definido, la fluencia convencional debe determinarse con base en el alargamiento bajo carga, usando un diagrama esfuerzo – deformación unitaria o un extensómetro clase C (descrito en la norma ASTM A 370 Test Methods and Definitions, que cumpla con la exactitud según la tabla XVI. La deformación unitaria bajo carga debe ser de 0.5 % de la longitud calibrada para los grados 40, 60 y de 0.35% de la longitud calibrada, para grado 75.

c) Además de los requisitos de tensión especificada, la relación entre la máxima resistencia a la tensión (esfuerzo máximo a la tensión) y el esfuerzo de fluencia determinados no debe ser menor de 1.25.

Figura 29. Ensayo de barras de acero a tensión.



Fuente: Elaborado por el autor.

4.7.2 Datos y resultados obtenidos

Tabla XVII. Recolección de datos sobre las barras de acero No. 3.

Identificación	Peso <i>kg/cm²</i>	Diámetro mm	Perímetro mm	Área <i>cm²</i>	Espac. Long. mm	Ancho Ribete mm	Altura mm
C-1 X	0.552	9.47	29.75	0.704	10.10	2.46	0.40
S-2 X	0.552	9.47	29.75	0.704	10.10	2.93	0.42
P-1 X	0.562	9.56	30.03	0.717	10.10	2.44	0.39
P-2 X	0.566	9.59	30.13	0.722	10.10	2.44	0.39
S-1 X	0.553	9.48	29.78	0.705	10.10	2.87	0.41
C-2 X	0.558	9.52	29.91	0.712	10.10	2.53	0.45

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII)

Tabla XVIII. Resultados de los ensayos de barras de acero a tensión.

Identificación	Esfuerzo Fluencia (<i>MPa</i>)	Esfuerzo Máximo (<i>MPa</i>)	Alargamiento 20% cm
C-1 X	387	612	15
S-2 X	373	587	16
P-1 X	381	609	16
P-2 X	389	612	17
S-1 X	392	594	18
C-2 X	375	597	17

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII)

- **El esfuerzo de fluencia promedio**

$$\sigma_f = \frac{387 + 373 + 381 + 389 + 392 + 375}{6}$$

$$\sigma_f = 382.83 \text{ MPa}$$

- **El esfuerzo máximo promedio**

$$\sigma_u = \frac{612 + 587 + 609 + 612 + 594 + 597}{6}$$

$$\sigma_u = 601.83 \text{ MPa}$$

- **Análisis de barras de acero corroídas**

Tabla XIX. Diámetro de barras de acero con y sin corrosión.

Identificación	Diámetro Nominal Ø de Barras No. 3 (mm)	Diámetro Ø de Barras No. 3 Sin Corrosión (mm)		Diámetro Ø de Barras No. 3 Con Corrosión (mm)	
C-1 X	9.525	9.07	9.08	8.86	9.10
S-2 X	9.525	9.07	9.08	9.18	9.21
P-1 X	9.525	9.01	9.07	9.03	9.14
P-2 X	9.525	9.02	9.04	9.13	9.27
S-1 X	9.525	9.21	9.24	9.20	9.51
C-2 X	9.525	9.24	9.33	9.57	9.90

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII)

Figura 30. Barras de acero con corrosión y sin corrosión.



Fuente: Elaborado por el autor.

5. INSPECCIÓN TÉCNICA DE VIVIENDAS

En el año de 1992, como parte del proyecto de Investigación Experimental del Cemento Puzolánico del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII) en la tercera fase, se construyeron 3 viviendas en el municipio de Palencia del departamento de Guatemala.

5.1 Municipio de Palencia, Guatemala

5.1.1 Palencia

Palencia es un municipio situado a 28 km al noreste de la Ciudad de Guatemala, capital de Guatemala. El municipio se extiende sobre una zona selvática, con una población dispersa en pequeños núcleos, normalmente no superiores a los 3,000 individuos. El censo de 2004 presentó un total de 52,252 habitantes.

5.1.2 Geografía y economía

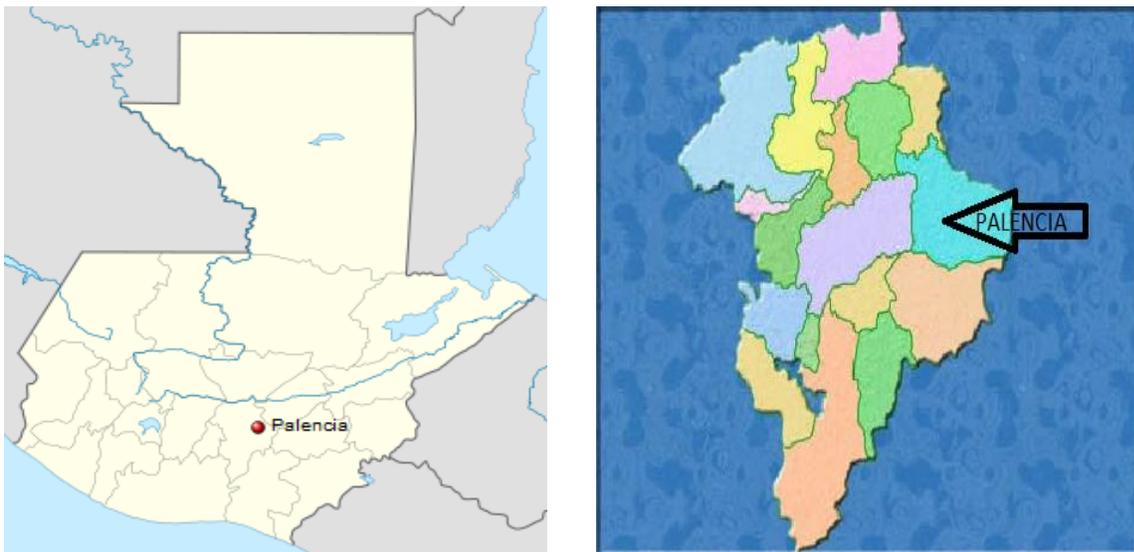
El municipio tiene una extensión de 196 km², con una altura media sobre el nivel del mar de 1.500 m. La población se reparte en una treintena de caseríos y un total de 17 aldeas, dedicadas fundamentalmente a la actividad

agrícola, con cultivos muy variados y no extensivos. Entre otros productos, se cultivan hortalizas, leguminosas, café, caña de azúcar y diversos tipos de frutas, además, la zona también cuenta con ganadería bovina y cierta actividad de industrias de artesanía.

5.1.3 Cultura

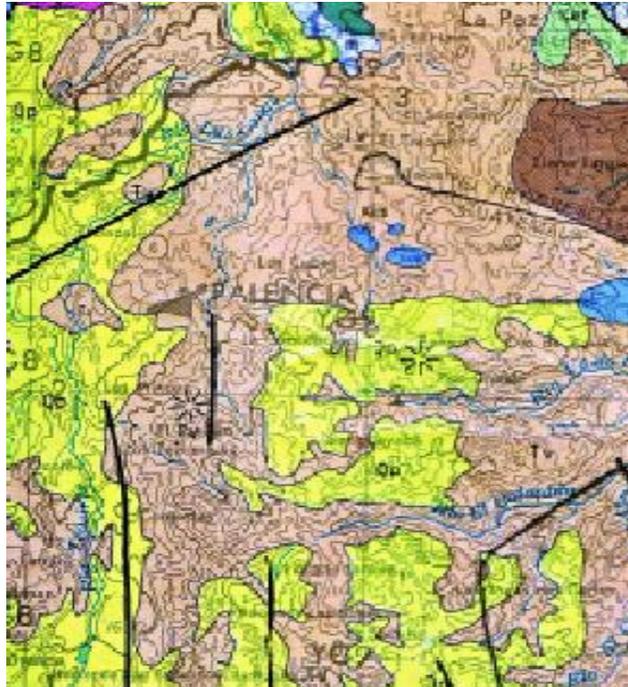
El municipio está poco desarrollado, contando con un 33% de analfabetismo, y una red eléctrica que sólo alcanza al 70% de la población. La festividad del municipio se celebra durante la última semana de abril, en honor a San Benito.

Figura 31. Ubicación del municipio de Palencia, Guatemala.



Fuente: Servicio de Información Municipal (SIM)

Figura 32. Falla geológica en Municipio de Palencia.



Fuente: Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM).

5.2 Sistema constructivo y procedimientos

A grandes rasgos, el trabajo se realizó empleando un sistema constructivo de mampostería, reforzada por medio de pines fundidos como elementos estructurales verticales, y soleras fundidas como elementos estructurales horizontales, es decir, con un refuerzo horizontal concentrado en las soleras y un refuerzo vertical distribuido en los pines fundidos.

A pesar de las condiciones topográficas y de vegetación tan diferentes que se presentan en los tres terrenos, el sistema constructivo descrito anteriormente se adaptó a las tres viviendas.

Se utilizó un cimiento corrido, con una sección transversal de 0.25 por 0.15 m, con un refuerzo de hierros corridos No. 3 y eslabones No. 2 espaciados a cada 0.30 m.

Luego de la fundición se levantaron las hiladas de bloques necesarias de acuerdo a la profundidad donde se encontraba suelo duro (talpetate) y a la topografía del terreno principalmente.

El mortero de levantado que se utilizó fue a base de cemento puzolánico en proporción 1:3 en volumen, mientras que el tipo de unidades de bloques de concreto utilizados fueron con dimensiones de 0.20 por 0.20 por 0.40 m.

Los bloques se colocaron traslapando las hiladas consecutivas para obtener un mejor comportamiento ante esfuerzos de corte. Estos traslapes también se utilizaron en las esquinas, los cuales junto con los eslabones propiciaron el amarre entre paredes que se intersectaban. Estos eslabones se colocaron en las cizas horizontales de cada hilada, es decir, con un espaciamiento de 0.21 m.

Los pines fundidos mencionados anteriormente como elementos estructurales verticales, son hierros No. 3 colocados en los agujeros de los bloques (un pin en cada agujero), empalmados a la armadura del cimiento con pata en forma de escuadra y rematados con empalmes de igual forma en la solera de corona. Estos pines se distribuyeron de la siguiente manera:

- En todas las intersecciones de paredes (vértices)
- En los agujeros adyacentes al vértice en las intersecciones

- En las delimitaciones de puertas y ventanas
- Dependiendo de la colocación de los bloques en una pared entre dos vértices cada dos o tres bloques, a 0.80.

Con respecto a los elementos horizontales, se decidió usar soleras, las cuales consisten en una hilada de bloque "U" fundida, con un refuerzo longitudinal de 2 hierros No. 3, y eslabones No. 2 a cada 0.20 m.

La solera de humedad, tomando en cuenta que una de sus funciones principales es no dejar pasar la humedad hacia los bloques, se fundió con formaleta de madera, quedando con una sección transversal 0.20 por 0.10 m, con el refuerzo colocado a lo ancho de la sección, es decir, con los eslabones en posición horizontal. El refuerzo de las soleras intermedias y de corona es igual al de la solera de humedad, con la diferencia que los eslabones quedaron en posición vertical debido a la forma de la sección fundida.

En lo referente al amarre del hierro longitudinal, se dejaron traslapes mínimos de 0.30 m, en soleras, en cimiento y en pines. En el cimiento y en las soleras se traslapó con escuadras en remates y en las esquinas de la sección fundida.

Los pines se amarraron al cimiento y a las tres soleras, quedando integrado todo como conjunto.

El refuerzo de las losas fue en dos sentidos, y se hizo con hierros No. 3. Todo el hierro se amarró a la solera de corona, anclándolo en el lado exterior de la misma.

5.3 Inspección de viviendas

5.3.1 Vivienda “A”

- Propietario: Juan Garrido González
- Área del terreno: 56.00 m²
- Área construida: 37.52 m²
- 1 Dormitorio: 4.00 por 4.00 m
- 1 Cocina-comedor: 3.00 por 4.00 m
- 1 Sanitario: 2.65 por 2.05 m

La piso de concreto de 0.05 metros de espesor elaborada a base de cemento puzolánico y agregados del lugar en proporción 1:5 en volumen (cemento: agregado) se pudo apreciar que se encuentra en mal estado, estando ésta agrietada y erosionada por el tiempo.

Los muros de esta vivienda se encuentran en un excelente estado, fueron repellados posteriormente por su propietario.

Después de una inspección visual de todos los elementos construidos se puede clasificar que la vivienda se encuentra en buen estado.

Figura 33. Muros de mampostería en Vivienda “A” en buen estado.



Fuente: Elaborado por el autor.

5.3.2 Vivienda “B”

- Propietario: Marco Tulio Garrido González
- Área del terreno: 110.00 m²
- Área construida: 32.36 m²
- 1 Dormitorio: 3.00 por 4.00 m

- 1 Cocina-comedor: 3.00 por 4.00 m
- 1 Sanitario: 2.65 por 2.05 m

Cuando se construyó la vivienda en 1992 se había construido un techo flexible sobre el dormitorio y en la cocina-comedor con una pendiente de aproximadamente 15 %, pero cuando se hizo la inspección se pudo apreciar que la vivienda presentaba unas remodelaciones.

Estas remodelaciones incluyen el cambio del techo de lámina por una losa tradicional.

Debido al peso propio de la losa de concreto se puede observar la aparición de grietas en el muro exterior, pero no presentan un riesgo significativo para la seguridad de los habitantes de la vivienda.

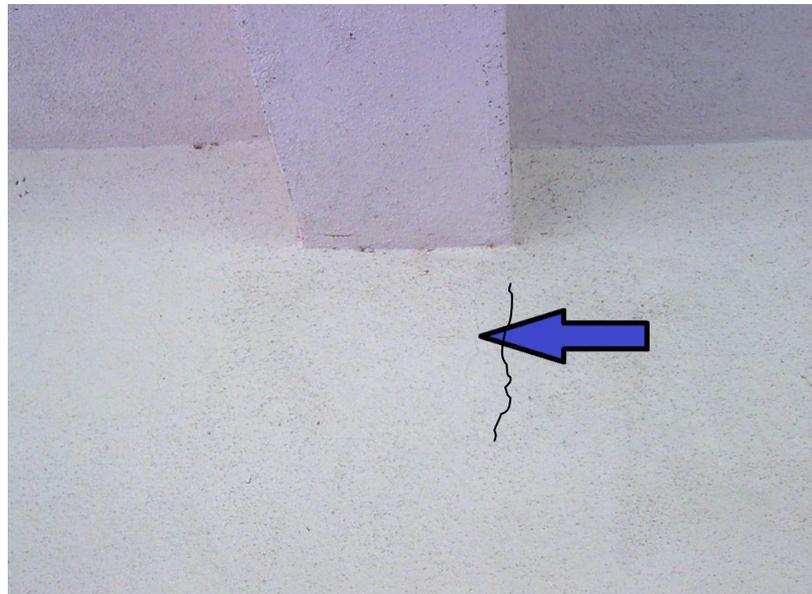
Todos los elementos de la vivienda se encuentran en excelente estado.

Figura 34. Vivienda “B” remodelada.



Fuente: Elaborada por el autor.

Figura 35. Aparición de grieta en muro debido al peso de losa de concreto.



Fuente: Elaborado por el autor

5.3.3 Vivienda “C”

- Propietario: José Ramón Salazar Alemán
- Área del terreno: 145.20 m²
- Área construida: 36.83 m²
- 1 Dormitorio: 4.00 por 4.00 m
- 1 Cocina-comedor: 3.00 por 4.00 m
- 1 Sanitario: 2.65 por 2.05 m

En el sanitario se fundió una losa tradicional de concreto reforzado a base de cemento puzolánico y agregados del lugar en proporción 1:3 en volumen (cemento: agregado) con un espesor de 0.10 metros y armado estructural con hierros corrugados No. 3 colocados a cada 0.20 m, en ambos sentidos.

Esta losa tradicional se encuentra deflectada, el recubrimiento mínimo que tenía lo había perdido, por lo que eran notorias las varillas de refuerzo de la misma, las cuales además estaban corroídas. Esto se debe a la humedad del lugar y la alta permeabilidad del concreto a base cemento puzolánico.

Por otro lado, se pudo apreciar la falta de armonía entre el bloque de concreto y el acabado de repello, el cual se desprendía con facilidad del muro. Para los acabados se utilizó como recubrimiento de paredes un repello

elaborado a base de cemento puzolánico y como agregado arena pómez amarilla en proporción 1:5 en volumen (cemento: agregado).

Los muros de la vivienda se encuentran en buen estado, no se observaron grietas.

La vivienda en términos generales, se puede clasificar como estable, tomando en consideración el estado actual de la losa.

Figura 36. Pérdida del recubrimiento en losa y corrosión del refuerzo en Vivienda “C”.



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 37. Desprendimiento del acabado de repello de los muros.



Fuente: Elaborado por el autor.

CONCLUSIONES

Como sistema total:

1. Para viviendas mínimas con luces de 4.00 metros, de acuerdo a los cálculos y los ensayos efectuados, el sistema constructivo de mampostería reforzada puede ser utilizada con techos de losa maciza con espesores no mayores a los 10 centímetros.
2. En las visitas que se hicieron a las viviendas construidas en el municipio de Palencia del departamento de Guatemala, se puede concluir que las mismas se encuentran en condiciones aceptables de habitabilidad, a pesar del inadecuado o inexistente mantenimiento.
3. El esfuerzo a corte permisible en su condición más crítica, cuando no existe refuerzo por cortante y el valor de resistencia a compresión del mamposte (bloque de concreto) 18 años después y luego de haber sido utilizado en el ensayo a corte del muro, el bloque reportó un valor de 5.30 kg/cm^2 , lo que da un valor permisible de corte de 2.30 kg/cm^2 que es menor al máximo permisible en estas condiciones (teóricamente). Si se compara este valor con el esfuerzo obtenido en el muro producto del ensayo a corte que fue de 1.03 kg/cm^2 del muro con soleras a base de cemento puzolánico y de 1.82 kg/cm^2 con soleras a base de cemento Pórtland, observamos que el sistema resiste los requerimientos para construcción de vivienda mínima que de acuerdo a los cálculos del esfuerzo cortante actuante fue de 0.30 kg/cm^2 , con lo cual concluimos la aceptabilidad del sistema constructivo.

4. La viabilidad estructural a base de cementos puzolánicos será para una vida útil de 25 años.

Como subsistemas:

5. El promedio de los bloques de concreto con base a cemento puzolánico ensayados tienen una resistencia de 11.76 kg/cm², dando resultados similares a los ensayados en 1992 siendo éstos de 11.93 kg/cm²; según las normas COGUANOR 41054, 41056h1 41056h2, especifica que la resistencia mínima que debe tener un bloque de concreto liviano sometido a compresión deberá ser de 25 kg/cm², por lo que presentan una resistencia a la compresión baja.
6. Debido a que los prismas fueron extraídos de los muros a escala natural, posteriormente de ensayados, los mismos a corte reportaron una baja resistencia a cortante en comparación con los ensayados en 1992.
7. Una de las debilidades del uso de los cementos puzolánicos está relacionada con la retención de humedad en los concretos reforzados, lo que provocó un nivel de oxidación y corrosión en el acero, como se puede observar en la tabla XIX.

RECOMENDACIONES

1. Hacer conciencia en el mantenimiento estructural en las viviendas de mampostería.
2. El uso del acero en diseño de construcción de mampostería deberá ser con las medidas y diámetros normalizados y estandarizados.
3. El uso de elementos de mampostería a base de cementos puzolánicos deben ser fabricados con una buena supervisión y almacenados adecuadamente para que no estén expuestos a la intemperie durante los primeros 28 días de su fabricación.
4. El sistema constructivo de mampostería reforzada es apta para su utilización en viviendas mínimas con losa de espesores no mayores a 10 centímetros.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Amrhein James. Reinforced Masonry engineering Handbook. 2ª. Ed. Estados Unidos de América: Publicado por el Instituto de Mampostería de América, 1973.
2. Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-05) Edition 2005. Reported by the masonry standards joint committee (MSJC).
3. Código Internacional de la Edificación (IBC). Estados Unidos de América, International Code Council, Inc. 2003.
4. Normas Estructurales de Diseño Recomendaciones para la República de Guatemala. AGIES NR-9:2000.
5. Reglamento para Construcciones en Edificios de Mampostería Estructural Ing. Luis Abbott, Autor © Secretaria de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC).
6. Ingeniero Quiñónez, Francisco Javier. Cemento Puzolánico: Investigación Experimental, Reporte I, II y III, 1992.

APÉNDICE

Resultado de ensayo de bloques de concreto a compresión



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 13644

BLOCKS

INFORME No. 211-M

O.T. No. 26728

INTERESADO: JOSE RAFAEL CHINCHILLA PAIZ- CARNE: 2006-11255

PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACION "EVALUACION Y COMPARACION 18 AÑOS
DESPUES DE MUROS DE MAMPOSTERIA EMPLEANDO MORTEROS DE
CEMENTOS PUZOLANICOS".

PROVEEDOR: *****

ASUNTO: ENSAYO DE BLOCS A COMPRESION.

FECHA: GUATEMALA 02 DE MARZO DE 2010.

1. ANTECEDENTES

El estudiante **José Rafael Chinchilla Paiz** con numero de carne 2006-11255 solicita a este Centro de Investigaciones de Ingeniería que se realizara ensayo de compresión a 05 Blocks.

Los ensayos en cuestión son parte de su trabajo de graduación "EVALUACION Y COMPARACION 18 AÑOS DESPUES DE MUROS DE MAMPOSTERIA EMPLEANDO MORTEROS DE CEMENTOS PUZOLANICOS".

2. RESULTADOS ENSAYO

#	Identificación	Medidas en cm			Peso Kg.	Abs. %	Resistencia kg/cm ²
		Largo	Ancho	Altura			
01	DOBLE PARED (DESPORTILLADO)	40.00	14.80	20.40	8.953	34.45	7.83
02	DOBLE PARED	40.00	14.97	20.33	7.938	32.19	9.33
03	DOBLE PARED (DESPORTILLADO)	39.93	15.00	19.87	9.010	27.32	13.85
04	DOBLE PARED (DESPORTILLADO)	40.00	14.93	20.13	8.729	30.30	13.12
05	DOBLE PARED	39.83	15.00	20.00	8.700	31.43	14.65

Observaciones: muestras proporcionadas por el interesado.

Atentamente,

Ing. Pablo Christian De León Rodríguez
Jefe de Metales y Productos
Manufacturados

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA C.I.I.

/cbr

C.C. SECRETARIA CIIUSAC
SECCION DE METALES

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Resultado de ensayo de barras de acero a tensión



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 13653

BARRAS DE ACERO

INFORME No. 210-M

O.T. No. 26727

INTERESADO: JOSE RAFAEL CHINCHILLA PAIZ- CARNE: 2006-11255
PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACION "EVALUACION Y COMPARACION 18 AÑOS
DESPUES DE MUROS DE MAMPOSTERIA EMPLEANDO MORTEROS DE
CEMENTOS PUZOLANICOS".
PROVEEDOR: *****
ASUNTO: ENSAYO DE TENSION EN BARRAS DE ACERO.
FECHA: GUATEMALA 02 DE MARZO DE 2010.

1. ANTECEDENTES

El estudiante **José Rafael Chinchilla Paiz** con numero de carne 2006-11255 solicito a este Centro de Investigaciones de Ingeniería que se realizara ensayo de tensión a 6 Barras de Acero. Los ensayos en cuestión son parte de su trabajo de graduación "EVALUACION Y COMPARACION 18 AÑOS DESPUES DE MUROS DE MAMPOSTERIA EMPLEANDO MORTEROS DE CEMENTOS PUZOLANICOS".

2. RESULTADOS

Identificación	Peso kg/m	Diámetro* mm	Perimetro* mm	Area*cm ²	Espac. Long. mm	Ancho Ribete mm	Altura mm
C-1 X	0.552	9.47	29.75	0.704	10.1	2.46	0.40
S-2 X	0.552	9.47	29.75	0.704	10.1	2.93	0.42
P-1 X	0.562	9.56	30.03	0.717	10.1	2.44	0.39
P-2 X	0.566	9.59	30.13	0.722	10.1	2.44	0.39
S-1 X	0.553	9.48	29.78	0.705	10.1	2.87	0.41
C-2 X	0.558	9.52	29.91	0.712	10.1	2.53	0.45

Identificación	Esfuerzo Fluencia (Mpa)	Esfuerzo Máximo (Mpa)	Alargamiento 20 % cms
C-1 X	387	612	15
S-2 X	373	587	16
P-1 X	381	609	16
P-2 X	389	612	17
S-1 X	392	594	18
C-2 X	375	597	17





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 13964

INFORME No. 210-M

O.T. No. 26727

INTERESADO: JOSE RAFAEL CHINCHILLA PAIZ- CARNE: 2006-11255
 PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACION "EVALUACION Y COMPARACION 18 AÑOS
 DESPUES DE MUROS DE MAMPOSTERIA EMPLEANDO MORTEROS DE
 CEMENTOS PUZOLANICOS".
 PROVEEDOR: *****
 ASUNTO: ENSAYO DE TENSION EN BARRAS DE ACERO.
 FECHA: GUATEMALA 02 DE MARZO DE 2010.

ESPECIFICACIONES COGUANOR 36011 SEGUNDA REVISION
GRADO 40

ESFUERZO DE FLUENCIA Mpa	ESFUERZO MAXIMO Mpa	% ELONGACION 20 cm #3
280**	414**	11

Nota: Corruja en X. el espaciamento Long. Corresponde a dos corrugaciones.

Observaciones: muestras proporcionadas por el estudiante.

Ing. Pablo Christian De León Rodríguez
 Jefe de Metales y Productos
 Manufacturados
 /cbr.

c.c. secretaria C.I.I./USAC
 SECCION DE METALES

Atentamente,

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA Centro Investigaciones de Ingeniería



