

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SÍSMICO DE  
ESTRUCTURAS ANTIGUAS DE MAMPOSTERÍA NO  
CONFINADA. APLICACIÓN AL CASO DE EDIFICIO  
COLONIAL DEL COLEGIO LICEO FERNÁNDEZ  
MADRID QUITO.

Previa la Obtención de Grado Académico o Título de:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

Hugo Javier Cadena Villavicencio

Sangolquí, 01 de Agosto de 2013

## CERTIFICACION

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. HUGO JAVIER CADENA VILLAVICENCIO, como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí a, 20 de Abril de 2013.

---

Dr. Roberto R. Aguiar F.

**DIRECTOR**

---

Ing. Marcelo Guerra Avendaño

**CODIRECTOR**

REVISADO POR

---

Ing. Jorge Zúñiga Gallegos

**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

## DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

HUGO JAVIER CADENA VILLAVICENCIO

### **Declaro que:**

El proyecto de grado denominado “VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTIGUAS DE MAMPOSTERÍA NO CONFINADA. APLICACIÓN AL CASO DE EDIFICIO COLONIAL DEL COLEGIO LICEO FERNÁNDEZ MADRID QUITO.”, ha sido desarrollado con base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, 20 de Abril de 2013.

---

HUGO J. CADENA V.

## **AUTORIZACIÓN**

Yo, HUGO JAVIER CADENA VILLAVICENCIO

Autorizo a la Escuela Politécnica del Ejército la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución, del trabajo “VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTIGUAS DE MAMPOSTERÍA NO CONFINADA. APLICACIÓN AL CASO DE EDIFICIO COLONIAL DEL COLEGIO LICEO FERNÁNDEZ MADRID QUITO.”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, 15 de Abril de 2013

---

**HUGO J. CADENA V.**

## RESUMEN

Para el estudio de la Vulnerabilidad de edificaciones de mampostería, se realiza un estudio sobre las metodologías empleadas en diferentes partes del mundo para diagnosticar esta característica intrínseca de las estructuras, expresada en diferentes magnitudes como índice de vulnerabilidad, o como índice de densidad de áreas, los cuales se comparan con índices de edificaciones que han sufrido diferentes niveles de daño frente a diferentes eventos sísmicos de diferentes magnitudes que se han dado alrededor del mundo, y además con criterios de expertos que han estudiado estas metodologías y los diferentes parámetros que se encuentran considerados para dicho estudio.

El reforzamiento sísmico de estas estructuras de mampostería, se realiza mediante procedimientos de carácter analíticos como el Análisis Sísmico, Análisis Estático, en el caso de reforzamiento con elementos de Hormigón Armado, Análisis Estático Simplificado de acuerdo al NEC-11 para realizar el Diagnóstico comparativo y, el Método analizado por el Profesor Ángel San Bartolomé de la Pontificia Universidad Católica del Perú para el caso de reforzamiento de mampostería con fibra de carbono, con la finalidad de Brindar un ejemplo explicativo práctico de como realizar los respectivos cálculos y el reforzamiento propiamente dicho.

## ABSTRACT

For the study of the vulnerability of masonry buildings, is conducting a study on the methodologies used in different parts of the world to diagnose this intrinsic feature of the structures, as expressed in different magnitudes vulnerability index, index or density areas, which are compared with indices of buildings that have suffered different levels of damage against different seismic events of different magnitudes that have occurred around the world, and also criteria of experts who have studied these different methodologies and parameters that are considered for this study.

The seismic retrofit of these masonry structures, is by nature analytical procedures as seismic analysis, static analysis, in the case of reinforcement in reinforced concrete elements, Simplified Static Analysis according to NEC-11 for diagnosis and comparative the method discussed by Professor Ángel San Bartolome de la Pontificia Universidad Católica del Peru in the case of masonry strengthening with carbon fiber, with the aim of providing a practical example of how to do explanatory respective calculations and strengthening itself.

## DEDICATORIA

### **A Dios.**

*Por haberme ofrecido siempre una vida llena de bendiciones, salud, paz, y una visión amplia de la vida.*

### **A mi madre Teresita Villavicencio.**

*Por ser el mejor ejemplo de esfuerzo, inteligencia, amor y don de gente, y por estar a mi lado en todos los momentos de mi vida. Te agradezco infinitamente, y le ruego a mi Dios que te de salud y vida para que mis hijos puedan conocerte y disfrutar de ti.*

### **A mi padre Hugo Cadena Salazar.**

*Por brindar todo lo que estuvo en sus manos para hacer de mí un caballero y una persona bondadosa.*

**Hugo Cadena Villavicencio**

## **AGRADECIMIENTO**

Mi agradecimiento más profundo a Dios.

Al señor Dr. Roberto Aguiar Falconí, que es la persona que me ha hecho sentir realmente que soy un ingeniero civil y que estoy en lo mas alto en calidad de formación, y que a pesar de eso y aunque suene extraño me ha enseñado más en aspectos de la vida misma, con su ejemplo y sus palabras que en otros aspectos.

A mi codirector de Tesis de Grado, Ing. Marcelo Guerra, y a los profesores que como el, tienen vocación y dedicación para enseñar con excelencia.

**Hugo Cadena Villavicencio**



---

 TABLA DE CONTENIDO

<b>CAPÍTULO I: VULNERABILIDAD SÍSMICA.....</b>	<b>1</b>
1.1. <b>IMPORTANCIA DE LAS ESTRUCTURAS ANTIGUAS.....</b>	<b>1</b>
1.2. <b>DESCRIPCIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR.....</b>	<b>3</b>
1.3. <b>METODOLOGÍA ITALIANA PARA EVALUAR ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>4</b>
1.3.1 <b>ÍNDICE DE VULNERABILIDAD PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.....</b>	<b>4</b>
1.3.1.1. <b>ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE.....</b>	<b>6</b>
1.3.1.2. <b>CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE.....</b>	<b>6</b>
1.3.1.3. <b>RESISTENCIA CONVENCIONAL.....</b>	<b>7</b>
1.3.1.4. <b>POSICIÓN DEL EDIFICIO Y CIMENTACIÓN.....</b>	<b>8</b>
1.3.1.5. <b>DIAFRAGMAS HORIZONTALES.....</b>	<b>9</b>
1.3.1.6. <b>CONFIGURACIÓN EN PLANTA.....</b>	<b>10</b>
1.3.1.7. <b>CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN.....</b>	<b>10</b>
1.3.1.8. <b>SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE MUROS.....</b>	<b>11</b>
1.3.1.9. <b>TIPO DE CUBIERTA.....</b>	<b>12</b>
1.3.1.10. <b>ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....</b>	<b>12</b>
1.3.1.11. <b>ESTADO DE CONSERVACIÓN.....</b>	<b>13</b>
1.4. <b>METODOLOGÍA SHIGA ADAPTADA A MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>13</b>
1.5. <b>COMPARACIÓN CON LA DENSIDAD MÍNIMA DE MUROS PROPUESTA POR SAN BARTOLOMÉ.....</b>	<b>17</b>

1.6.	<b>COMPARACIÓN DEL ÍNDICE DE DENSIDAD DE MUROS CON LAS GRÁFICAS DE MARIO RODRÍGUEZ 2004. 19</b>	
1.7	<b>REFORZAMIENTO A CORTE. ESTUDIOS REALIZADOS EN PERÚ.....</b>	<b>21</b>
1.7.1	<b>ECHEVARRÍA.....</b>	<b>21</b>
1.7.2	<b>PASTORUTTI.....</b>	<b>22</b>
1.7.3	<b>RAMÍREZ Y SAAVEDRA.....</b>	<b>23</b>
1.7.4	<b>SAN BARTOLOMÉ.....</b>	<b>24</b>
1.8	<b>MODELOS DE CÁLCULO EN BASE A ESTUDIOS REALIZADOS EN PERÚ.....</b>	<b>24</b>
1.9	<b>REFORZAMIENTO A CORTE. ENSAYOS REALIZADOS EN CHILE.....</b>	<b>25</b>
1.9.1	<b>TRABAJO DE DIEZ ET AL (1988).....</b>	<b>25</b>
1.9.2	<b>TRABAJO DE ASTROZA ET AL (1992).....</b>	<b>27</b>
1.10	<b>MODELOS DE CÁLCULO.....</b>	<b>28</b>
1.10.1	<b>LAS CONCLUSIONES QUE DIEZ Y SUS COLABORADORES PRESENTARON SON LAS SIGUIENTES:.....</b>	<b>28</b>
1.10.2	<b>LAS PRINCIPALES CONCLUSIONES DE ASTROZA Y SUS COLABORADORES SON:.....</b>	<b>29</b>
	<b>CAPITULO II: METODO ESTATICO PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SISMICA.....</b>	<b>31</b>

2.1.	<i>CAPACIDAD SOPORTANTE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA.....</i>	<i>31</i>
2.2	<i>CALCULO DEL CORTANTE ACTUANTE EN PÓRTICO DE MAMPOSTERÍA.....</i>	<i>32</i>
2.3	<i>CALCULO DE ESFUERZOS EN FLEXOCOMPRESIÓN EN MAMPOSTERÍA.....</i>	<i>33</i>
2.4	<i>APLICACIÓN: DIAGNOSTICO DE LA ESTRUCTURA, ANÁLISIS SÍSMICO SIMPLIFICADO.....</i>	<i>33</i>
2.5	<i>ANÁLISIS SÍSMICO SIMPLIFICADO PARA EL EJE "E".....</i>	<i>38</i>
	<i>CAPÍTULO III: REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERIA CON FRP.....</i>	<i>41</i>
3.1	<i>TRABAJO REALIZADO POR ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ, UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ.....</i>	<i>41</i>
3.1.1	<i>REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE UN MURO DE ALBAÑILERÍA CON FIBRA DE CARBONO.....</i>	<i>41</i>
3.1.2	<i>CARACTERISITCAS DEL MURO ORIGINAL.....</i>	<i>42</i>
3.1.3	<i>ENSAYO DEL MURO ORIGINAL.....</i>	<i>42</i>
3.1.4	<i>COMPORTAMIENTO DEL MURO ORIGINAL.....</i>	<i>43</i>
3.1.5	<i>REPARACIÓN DEL MURO.....</i>	<i>44</i>
3.1.6	<i>REPARACIÓN CON FIBRA DE CARBONO.....</i>	<i>45</i>
3.1.6.1	<i>CARACTERISTICAS DE LA FIBRA DE CARBONO Y DE LOS PEGAMENTOS.....</i>	<i>45</i>
3.1.6.2	<i>CALCULO DE BANDAS DE FIBRA DE CARBONO A EMPLEAR.....</i>	<i>46</i>
3.1.6.3	<i>INSTALACIÓN DE LA FIBRA DE CARBONO.....</i>	<i>47</i>

3.1.7	ENSAYO DEL MURO REHABILITADO.....	48
3.1.7.1	COMPORTAMIENTO DEL MURO REHABILITADO.....	48
<b>CAPÍTULO IV: REFORZAMIENTO CON ESTRUCTURA DE</b>		
	<b>HORMIGÓN.....</b>	<b>53</b>
4.1.	INCORPORACIÓN DE COLUMNAS.....	53
4.2.	INCORPORACIÓN DE VIGAS.....	55
4.3.	APOYOS PARA VIGAS DE MADERA.....	57
<b>CAPÍTULO V: UN CASO DE APLICACIÓN: COLEGIO</b>		
	<b>FERNÁNDEZ MADRID .....</b>	<b>58</b>
5.1.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	58
5.2.	DIAGNOSTICO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	61
5.2.1.	APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA ITALIANA AL EDIFICIO COLONIAL FERNÁNDEZ MADRID.....	61
5.3.	REFORZAMIENTO CON ELEMENTOS DE HORMIGÓN.....	64
5.3.1.	ANÁLISIS DE CARGAS.....	64
5.3.1.1.	MASA DE LA MAMPOSTERÍA DE ADOBE.....	64
5.3.1.2	MASA DE ENTREPISO ENTABLADO CON VIGAS DE MADERA Y DUELAS.....	66
5.3.1.3.	MASA DEL TECHO DE ENTABLADO CON TEJA.....	68
5.3.2	ANÁLISIS SÍSMICO.....	70
5.3.2.1	ANÁLISIS SÍSMICO DEL REFORZAMIENTO CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO; VIGAS Y COLUMNAS DE CONFINAMIENTO PARA LA MAMPOSTERÍA.....	70

---

<b>5.3.2.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS REALIZADO EN TODOS LOS PÓRTICOS.....</b>	<b>71</b>
<b>5.3.1.2.1 ANÁLISIS DE CARGAS PARA ENCONTRAR LA MATRIZ DE MASAS DEL PÓRTICO "E".....</b>	<b>79</b>
<b>5.3.1.2.2 PESO DE LA MAMPOSTERÍA PÓRTICO E.....</b>	<b>79</b>
<b>5.3.1.2.3 PESO DEL ENTABLADO DE VIGAS DE MADERA Y DUELAS PÓRTICO E.....</b>	<b>80</b>
<b>5.3.1.2.3. PESO DEL TECHO DE ENTABLADO CON TEJA PÓRTICO E.....</b>	<b>80</b>
<b>5.3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO.....</b>	<b>81</b>
<b>5.3.3 ANÁLISIS DE LAS FUERZAS EN CADA ELEMENTO.....</b>	<b>96</b>
<b>5.3.5 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA REFORZADA.....</b>	<b>104</b>
<b>5.3.5.1 MATRICES PARA CEINCI LAB.....</b>	<b>104</b>
<b>5.3.5.2 RESULTADO DEL PROCESO DE ANÁLISIS PÓRTICO E.....</b>	<b>107</b>
<b>5.3.6 ANÁLISIS ESPACIAL.....</b>	<b>108</b>
<b>5.3.7 DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.....</b>	<b>114</b>
<b>5.3.6 DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO COLUMNA "4E" PRIMER PISO.....</b>	<b>121</b>
<b>5.3.9 DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN.....</b>	<b>125</b>
<b>5.5 COLUMNA CORTA.....</b>	<b>130</b>
<b>CAPITULO VI:.....</b>	<b>133</b>
<b>COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>133</b>

<b>6.1.</b>	<b>COMENTARIOS.....</b>	<b>133</b>
<b>6.2.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>135</b>
<b>6.3.</b>	<b>RECOMENDACIONES. ....</b>	<b>137</b>

## INDICE DE TABLAS

<b>TABLA 1.1 PARÁMETROS DE EVALUACIÓN M. ITALIANA PARA MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>5</b>
<b>TABLA 1.2 CALIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....</b>	<b>6</b>
<b>TABLA 2.1: CÁLCULO DEL MOMENTO TOTAL SEGÚN NEC-11.....</b>	<b>38</b>
<b>TABLA 2.2: CALCULO DE CORTANTE BASAL PÓRTICO 4.....</b>	<b>39</b>
<b>TABLA 2.3. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL ELEMENTO.....</b>	<b>40</b>
<b>TABLA 2.4: CÁLCULO DEL MOMENTO TOTAL DEL EJE 4 PISO 3 COLEGIO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>40</b>
<b>TABLA 2.5 CÁLCULO DE CAPACIDAD DEL ELEMENTO DE ADOBE.....</b>	<b>41</b>
<b>TABLA 2.6 CÁLCULO CORTANTE BASAL EJE E.....</b>	<b>42</b>
<b>TABLA 2.7: CÁLCULO DE LA DEMANDA PARA EL EJE E.....</b>	<b>42</b>
<b>TABLA 2.7: CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PARA EL EJE E.....</b>	<b>43</b>
<b>TABLA 3.1 FACES DEL ENSAYO DEL MURO ORIGINAL.....</b>	<b>45</b>
<b>TABLA 3.2 FACES ADICIONALES EN EL MURO REHABILITADO.....</b>	<b>51</b>
<b>TABLA 5.1 CÁLCULO DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EDIFICIO COLONIAL COLEGIO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>67</b>
<b>TABLA 5.2 PARÁMETROS DE CALIFICACIÓN.....</b>	<b>67</b>
<b>TABLA 5.3 CÁLCULO DEL PESO DE LA MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>68</b>
<b>TABLA 5.4 CALCULO DEL PESO DEL ENTREPISO.....</b>	<b>70</b>
<b>TABLA 5.5 ELEMENTOS DISEÑADOS.....</b>	<b>75</b>

<b>TABLA 5.6 MATRICES DE MASA Y RIGIDEZ DE TODOS LOS PÓRTICOS.....</b>	<b>75</b>
<b>TABLA 5.7 ACELERACIONES MODALES, PERÍODOS DE VIBRACION Y, FACTORRES DE PARTICIPACION MODAL EN TODOS LOS PÓRTICOS.....</b>	<b>76</b>
<b>TABLA 5.8 ACELERACIONES MODALES, PERÍODOS DE VIBRACION Y, FACTORRES DE PARTICIPACION MODAL EN TODOS LOS PÓRTICOS.....</b>	<b>77</b>
<b>TABLA 5.9 ACELERACIONES MODALES, PERÍODOS DE VIBRACION Y, FACTORRES DE PARTICIPACION MODAL EN TODOS LOS PÓRTICOS.....</b>	<b>78</b>
<b>TABLA 5.10 FUERZAS SÍSMICAS PORTICOS 1 AL 5 REFORZAMIENTO CON H.A.</b>	<b>79</b>
<b>TABLA 5.11 FUERZAS SÍSMICAS PORTICOS LITERALES REFORZAMIENTO CON H.A.....</b>	<b>80</b>
<b>TABLA 5.12 CÁLCULO DE CARGAS TRIANGULARES Y TRAPEZOIDALES.....</b>	<b>86</b>
<b>TABLA 5.13 RESUMEN DE CARGAS EN CADA PÓRTICO.....</b>	<b>99</b>
<b>TABLA 5.14 RESULTADOS PARA EL PÓRTICO REFORZADO .....</b>	<b>111</b>
<b>TABLA 5.15 RESULTADOS PARA EL PÓRTICO REFORZADO E.....</b>	<b>111</b>
<b>TABLA 5.16 RESULTADOS PARA EL PÓRTICO REFORZADO E.....</b>	<b>112</b>
<b>TABLA 5.17 RESULTADOS PARA EL PÓRTICO REFORZADO E.....</b>	<b>112</b>



TABLA 5.18 MATRIZ DE MASA ESPACIAL.....	112
TABLA 5.19 RESULTADO DEL PROCESO DE ANÁLISIS ESPACIAL.....	112
TABLA 5.20 ANÁLISIS ESPACIAL EN SENTIDO X.....	113
TABLA 5.21 MODOS DE VIBRACIÓN EN SENTIDO X.....	113
TABLA 5.23 RIGIDEZ ESPACIAL EN SENTIDO Y.....	116
TABLA 5.24 MODOS DE VIBRACIÓN EN SENTIDO Y.....	116
TABLA 5.25 FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN EN SENTIDO Y.....	118
TABLA 5.26 PERÍODOS DE VIBRACIÓN Y DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS EN SENTIDO Y.....	118
TABLA 5.27 FUERZAS EN CADA ELEMENTO.....	119
TABLA 5.28 FUERZAS EN COLUMNA EJES 4E PRIMER PISO.....	121
TABLA 5.29 COMBINACIONES DE CARGA COLUMNA 4E PRIMER PISO. 122	
TABLA 5.30 COORDENADAS PARA ENTRAR AL GRAFICO DE CURVAS DE INTERACCIÓN.....	125
TABLA 5.31 FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 4E PRIMER PISO.....	129
TABLA 5.32 FUERZAS ACTUANTES COLUMNA 4E PRIMER PISO.....	129
TABLA 5.33 COMBINACIONES DE CARGA COLUMNA 4E PRIMER PISO. 130	
TABLA 5.34 COORDENADAS PARA ENTRAR EN LA GRAFICA DE CURVAS DE INTERACCION.....	130

<b>TABLA 5.35 CALCULO DE ESFUERZOS Y ARMADURA .....</b>	<b>132</b>
<b>TABLA 5.36 FUERZAS EN PIE Y CABEZA DE COLUMNA.....</b>	<b>133</b>
<b>TABLA 5.37 FUERZAS Y MOMENTOS EN CADA CUARTO DE LONGITUD DE LA VIGA DE CIMENTACION.....</b>	<b>133</b>
<b>TABLA 5.38 CALCULO DE LA CUANTIA DE ACERO VIGA DE CIMENTACION.....</b>	<b>135</b>
<b>TABLA 5.39 CALCULO DEL CORTANTE BASAL.....</b>	<b>136</b>
<b>TABLA 5.40 ANALISIS COLUMNA 2E PRIMER PISO.....</b>	<b>138</b>
<b>TABLA 5.40 COMBINACIÓN DE CARGAS.....</b>	<b>139</b>

## INDICE DE FIGURAS

<b>FIGURA 1.1 CASOS PARA MEDIR EL PARÁMETRO ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE.....</b>	<b>6</b>
<b>FIGURA 1.5 CONFIGURACIÓN EN PLANTA.....</b>	<b>11</b>
<b>FIGURA 1.6 CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN.....</b>	<b>12</b>
<b>FIGURA 1.7 SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE MUROS.....</b>	<b>12</b>
<b>FIGURA 1.8 PLANTA MUROS EDIFICIO FERNÁNDEZ MADRID SENTIDO Y.....</b>	<b>16</b>

<b>FIGURA 1.10 CURVAS DE PRIMER ORDEN, DEMANDA DE DENSIDAD DE MUROS PARA EDIFICACIONES DE ADOBE.....</b>	<b>22</b>
<b>FIGURA 2.1 COLUMNA DE ADOBE.....</b>	<b>35</b>
<b>FIGURA 2.2: CORTE DEL EJE 4 EDIFICIO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>38</b>
<b>FIGURA 2.4: PLANTA EJE 4 PISO 3, EDIFICIO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>41</b>
<b>FIGURA 2.5 PLANTA EJE E PISO 1, EDIFICIO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>42</b>
<b>FIGURA 3.1 CARACTERÍSTICAS DEL MURO ORIGINAL (CORTESÍA ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ).....</b>	<b>45</b>
<b>FIGURA 3.2 ESTADO DEL MURO ORIGINAL EN FASE 8 (CORTESÍA ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ).....</b>	<b>46</b>
<b>FIGURA 3.3 TRITURACIÓN DEL TALÓN IZQUIERDO (CORTESÍA ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ).....</b>	<b>47</b>
<b>FIGURA 3.4 MURO ANTES DE LA REPARACIÓN. (CORTESÍA ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ).....</b>	<b>48</b>
<b>FIGURA 3.5 MURO REPARADO (CORTESÍA ANGEL SAN BARTOLOMÉ).....</b>	<b>48</b>
<b>FIGURA 3.6 FIBRA DE CARBONO MBRACE CF130. (CORTESÍA ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ).....</b>	<b>49</b>

---

<i>FIGURA 3.7 APLICACION DEL IMPRIMANTE. (CORTESIA ANGEL SAN BARTOLOME)</i> .....	51
<i>FIGURA 3.8 APLICACION DE MBRACE SATURANT (CORTESIA DE ANGEL SAN BARTOLOME)</i> .....	51
<i>FIGURA 3.9 FISURA NO CORTA LA FIBRA DE CARBONO (CORTESIA DE ANGEL SAN BARTOLOME)</i> .....	52
<i>FIGURA 3.10 FISURA FUERA DE LA ZONA REPARADA (CORTESIA DE ANGEL SAN BARTOLOME)</i> .....	53
<i>FIGURA 3.11 RUPTURA DE LA BANDA DE FIBRA DE CARBONO (CORTESIA DE ANGEL SAN BARTOLOME)</i> .....	54
<i>FIGURA 3.12 ADHERENCIA DE LAS BANDAS A LOS MATERIALES DE LA ALBAÑILERIA (CORTESIA DE ANGEL SAN BARTOLOME)</i> .....	55
<i>FIGURA 4.1 CORTE DE COLUMNA TIPO DE DOS PISOS</i> .....	57
<i>FIGURA 4.2 DETALLE DEL ARMADO DE ACERO DE LA COLUMNA TIPO</i> .....	58
<i>FIGURA 4.3 DETALLE DE ARMADO DE COLUMNA TIPO</i> .....	59
<i>FIGURA 4.4 CORTE DE VIGA TIPO A</i> .....	59
<i>FIGURA 4.5 CORTE DE COLUMNA TIPO</i> .....	60
<i>FIGURA 4.6 DETALLE DE PLINTO TIPO P-1</i> .....	60
<i>FIGURA 4.7 DETALLE DE APOYO PARA VIGAS DE MADERA</i> .....	61

<b>FIGURA 5.1 FACHADA POSTERIOR EDIFICIO COLONIAL LICEO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>62</b>
<b>FIGURA 5.2 PERFORACIONES EN LA MAMPOSTERÍA DEL EDIFICIO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>63</b>
<b>FIGURA 5.3 PLANTA Y EJES EDIFICIO COLEGIO LICEO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>63</b>
<b>FIGURA 5.4 ENTREPISO COLEGIO LICEO FERNÁNDEZ MADRID.....</b>	<b>64</b>
<b>FIGURA 5.5 MURO DE CIMENTACIÓN DE ROCA.....</b>	<b>64</b>
<b>FIGURA 5.6 SECCIÓN VACÍA CENTRO DE LA ESTRUCTURA.....</b>	<b>65</b>
<b>FIGURA 5.7 PLANTA TECHO DE TEJA.....</b>	<b>72</b>
<b>FIGURA 5.8 ANCHOS COOPERANTES SENTIDO HORIZONTAL.....</b>	<b>73</b>
<b>FIGURA 5.9 ANCHOS COOPERANTES SENTIDO VERTICAL.....</b>	<b>74</b>
<b>FIGURA 5.11 VISTA EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA PÓRTICO E, GRADOS DE LIBERTAD PRINCIPALES Y SECUNDARIOS.....</b>	<b>82</b>
<b>FIGURA 5.12 VISTA EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA, ANCHO COOPERANTE PÓRTICO E.....</b>	<b>83</b>
<b>FIGURA 5.13 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS.....</b>	<b>85</b>
<b>FIGURA 5.14 PLANIMETRÍA EJE A.....</b>	<b>86</b>
<b>FIGURA 5.15 EJE 1 CARGA EN EL PÓRTICO.....</b>	<b>88</b>

---

<b>FIGURA 5.16 EJE 2 CARGA EN EL PÓRTICO.....</b>	<b>89</b>
<b>FIGURA 5.17 EJE 3 CARGAS EN EL PÓRTICO.....</b>	<b>90</b>
<b>FIGURA 5.18 EJE 4 CARGAS EN EL PÓRTICO.....</b>	<b>91</b>
<b>FIGURA 5.19 EJE 5 CARGAS EN EL PÓRTICO.....</b>	<b>92</b>
<b>FIGURA 5.20 EJE A CARGAS EN EL PÓRTICO.....</b>	<b>93</b>
<b>FIGURA 5.21 EJE E-B CARGAS EN LOS PÓRTICOS.....</b>	<b>95</b>
<b>FIGURA 5.22 EJE C CARGAS EN EL PÓRTICO.....</b>	<b>97</b>
<b>FIGURA 5.23 PÓRTICO EJE 1 CARGA MUERTA Y CARGA VIVA.....</b>	<b>99</b>
<b>FIGURA 5.24 PÓRTICO EJE 2 CARGA MUERTA Y CARGA VIVA.....</b>	<b>100</b>
<b>FIGURA 5.26 PÓRTICO EJE 4 CARGA MUERTA Y CARGA VIVA.....</b>	<b>101</b>
<b>FIGURA 5.28 PÓRTICOS EJES A Y F CARGA MUERTA Y CARGA VIVA.....</b>	<b>102</b>
<b>FIGURA 5.29 PÓRTICOS EJES B Y E CARGA MUERTA Y CARGA VIVA.....</b>	<b>102</b>
<b>FIGURA 5.30 PÓRTICOS EJES C Y D CARGA MUERTA Y CARGA VIVA.....</b>	<b>103</b>
<b>FIGURA 5.31 PÓRTICO EJE 1 MOMENTO CON COMBINACIÓN DE CARGAS <math>1.2D + 1.6 L</math>.....</b>	<b>103</b>
<b>FIGURA 5.32 PÓRTICO EJE 2 MOMENTO CON COMBINACIÓN DE CARGAS <math>1.2D + 1.6 L</math>.....</b>	<b>104</b>

<b>FIGURA 5.33 PÓRTICO EJE 3 MOMENTO CON COMBINACIÓN DE CARGAS 1.2D + 1.6 L.....</b>	<b>104</b>
<b>FIGURA 5.34 PÓRTICO EJE 4 MOMENTO CON COMBINACIÓN DE CARGAS 1.2D + 1.6 L.....</b>	<b>105</b>
<b>FIGURA 5.35 PÓRTICO EJE 5 MOMENTO CON COMBINACIÓN DE CARGAS 1.2D + 1.6 L.....</b>	<b>105</b>
<b>FIGURA 5.36 PÓRTICO EJES A Y F MOMENTO CON COMBINACIÓN DE CARGAS 1.2D+1.6L.....</b>	<b>106</b>
<b>FIGURA 5.37 PÓRTICO EJES B Y E MOMENTO CON COMBINACIÓN DE CARGAS 1.2D + 1.6 L.....</b>	<b>106</b>
<b>FIGURA 5.38 PÓRTICO EJES B Y E MOMENTO CON COMBINACIÓN DE CARGAS 1.2D + 1.6 L.....</b>	<b>107</b>
<b>FIGURA 5.39 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN.....</b>	<b>114</b>
<b>FIGURA 5.40 SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN.....</b>	<b>114</b>
<b>FIGURA 5.41 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN SENTIDO Y.....</b>	<b>117</b>
<b>FIGURA 5.42 SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN SENTIDO Y.....</b>	<b>117</b>
<b>FIGURA 5.43 FUERZAS COLUMNA EJE "4E" SENTIDO X PRIMER PISO.....</b>	<b>120</b>
<b>FIGURA 5.44 FUERZAS COLUMNA EJE "4E" SENTIDO Y PRIMER PISO.....</b>	<b>121</b>

<b>FIGURA 5.45 FUERZAS AXIALES ACTUANTES COLUMNA EJE</b>	
<b>"4E" PRIMER PISO.....</b>	<b>122</b>
<b>FIGURA 5.46 MOMENTO ACTUANTE EN SENTIDO Y COLUMNA</b>	
<b>EJE "4E" PRIMER PISO.....</b>	<b>122</b>
<b>FIGURA 5.47 MOMENTO ACTUANTE EN SENTIDO X COLUMNA</b>	
<b>EJE "4E" PRIMER PISO.....</b>	<b>123</b>
<b>FIGURA 5.48 CORTE ACTUANTE EN SENTIDO X COLUMNA EJE</b>	
<b>"4E" PRIMER PISO.....</b>	<b>123</b>
<b>FIGURA 5.49 CORTE ACTUANTE EN SENTIDO Y COLUMNA EJE</b>	
<b>"4E" PRIMER PISO.....</b>	<b>124</b>
<b>FIGURA 5.50 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ING. MARCELO</b>	
<b>ROMO PARA COLUMNAS RECTANGULARES.....</b>	<b>125</b>
<b>FIGURA 5.51 ARMADO TRANSVERSAL COLUMNA 4E.....</b>	<b>126</b>
<b>FIGURA 5.52 DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNAS</b>	
<b>RECTANGULARES.....</b>	<b>130</b>
<b>FIGURA 5.52 UBICACIÓN DE COLUMNAS CORTAS.....</b>	<b>137</b>



## **ANEXOS**

**ANEXO 1:** Plano estructural del Reforzamiento Sísmico propuesto para el Edificio Colonial del Colegio Liceo Fernández Madrid 1/2.

**ANEXO 2:** Plano estructural del Reforzamiento Sísmico propuesto para el Edificio Colonial del Colegio Liceo Fernández Madrid 2/2.

## **CAPÍTULO I: VULNERABILIDAD SÍSMICA**

### **1.1. Importancia de las Estructuras Antiguas.**

Al Comité Intergubernamental del Patrimonio Cultural y Natural le ha interesado el aspecto monumental de Quito, por sus grandes edificios religiosos, por las riquezas de sus retablos barrocos, por la policromía de sus imágenes, por el valor técnico de sus pinturas, esculturas y artesanías de nuestros mejores artistas como Miguel de Santiago, Nicolás Javier Gorívar, Padre Bedón, Diego de Robles, Manuel Samaniego, Padre Carlos, Manuel Chili (Caspicara), Antonio Salas, José Olmos (Pampite) Bernardo Legarda y demás que han formado la famosa "Escuela Quiteña" de Pintura, Escultura y Artesanías "la misma que tuvo decidida influencia en el desarrollo de las artes españolas coloniales en Sudamérica. |

Los templos y conventos, monumentos arquitectónicos, imágenes vividas e intactas del arte de toda época histórica, recogen muchos de esos paisajes trascendentales de la Historia Ecuatoriana en sus diversas fases. Tal es el caso de la Sala Capitular de San Agustín la Cruz que guarda la entrada de Santo Domingo, en donde el erudito patriota Eugenio de Santa

Cruz y Espejo consignara su célebre proclama "Salve Cruce Líber esto" detonante del movimiento que condujo al Primer Grito de la Independencia en el Continente y convirtiera a Quito en Luz de América.

En efecto Quito se proyecta como uno de los más característicos y finales testimonios de arte hispano en América y de aquel producto de la fusión de éste con el talento indígena, el arte criollo. Pocas ciudades en el mundo y entre ellas alguna otra capital Latinoamérica han conservado en su colonial fisonomía una manifestación multifacético del arte americano en los siglos XVIII

En el año de 1978, la UNESCO declaró al Centro Histórico de Quito Patrimonio de la Humanidad por su valor universal impregnado en sus lugares cargados de historia y atractivo coloniales, como el Panecillo, la Ronda, Mama Cuchara, la Guaragua, la Cima de la Libertad, el churo de la Alameda, El Ejido, etc. Tal mención se debe también a sus diversas y centenarias iglesias coloniales con sus altares y estructuras inigualables que son dignas de visitar. La arquitectura es fundamentalmente de estilo barroco hispánico; destacan la catedral, construida en el siglo XVI, y las iglesias de San Francisco, San Agustín, La Compañía, Santo Domingo, La Merced, Guápulo.

Los museos de Quito nos permiten visitar y conocer las páginas de nuestro pasado, como el de Arte Colonial, Museo de la Ciudad, Museo del Banco Central, etc.

## 1.2. Descripción de la peligrosidad Sísmica del Ecuador.

Existe en el país información de actividad sísmica muchas sin registrar datos desde hace 460 años según la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2011 NEC-11, y han existido eventos sísmicos que han causado gran daño en ciudades como Riobamba e Ibarra que han causado la muerte a más de 60.000 personas, (Yépez H. *et al* 1998). Los eventos sísmicos que se han registrado en las Ciudades principales del País como la capital de los ecuatorianos Quito (EPN *et al* 1994), el puerto principal Guayaquil (Argudo J. *et al*, 1999), en la ciudad Atenas del Ecuador Cuenca (García E. *et al* 2000), nos revelan datos de alta peligrosidad sísmica a lo largo del territorio nacional.

Por otra parte intervienen las condiciones socioeconómicas del país, así como los sistemas constructivos acostumbrados en esta región, pese a que se han modernizado a partir del descubrimiento del hormigón armado, existe un alto porcentaje de construcciones antiguas que son utilizadas especialmente en las ciudades con mas historia pero en general a lo largo y ancho del Ecuador, es por esa razón que tenemos una concentración alta de peligro de colapso en muchas estructuras lo cual en caso de un mega sismo como los que se han venido dando en países como Chile y Haití se registrarían fuertes perdidas tanto económicas como humanas, es entonces esta la descripción de la peligrosidad sísmica alta de nuestro país el Ecuador.

En el Capítulo dos de la Norma NEC-11, se realizaron cambios muy significativos en el Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador elevando en muchos casos los valores del Factor Z, donde encontramos específicamente para la ciudad de Quito un factor de aceleración máxima en roca 0.4 g.

Además de esto la norma ecuatoriana cita textualmente lo siguiente “la vulnerabilidad o susceptibilidad al año de muchas edificaciones que tienen un alto grado de exposición por estar en su mayoría situadas en ciudades con alta peligrosidad sísmica como Quito y Guayaquil, de aquellas construidas antes de la promulgación de los códigos de la construcción o de aquellas que no han sido diseñadas apropiadamente y que a lo largo de su vida han sido reformadas, ampliadas o dadas un uso distinto al contemplado en el diseño, se puede intuir que el riesgo sísmico es alto y debe ser considerado en la toma de decisiones”.

### **1.3. Metodología Italiana para evaluar Estructuras de mampostería.**

#### **1.3.1 Índice de Vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada.**

El método del Índice de Vulnerabilidad (Benedetti y Petrini, 1984), identifica los parámetros más importantes que controlan el daño en los edificios causados por un terremoto. El método califica diversos aspectos de los edificios tratando de distinguir las diferencias existentes en un mismo tipo de construcción o tipología.

Para el cálculo del Índice de Vulnerabilidad en edificaciones de mampostería se debe utilizar la fórmula siguiente:

$$I_{vm} = \sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \quad (1.1)$$

Donde:  $K_i$ : Son valores de calificación de la estructura de mampostería,  $W_i$ : Son valores que representan el peso de cada uno de los parámetros.

La siguiente tabla expresa los parámetros que se consideran para la calificación de los parámetros  $K_i$ .

**Tabla 1.1** Parámetros de evaluación M. Italiana para mampostería.

i	Parámetro	A	B	C	D	Wi (Peso%)
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia Convencional	0	5	25	45	1.5
4	Posición del edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas Horizontales	0	5	15	45	1
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	5	25	45	1
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1

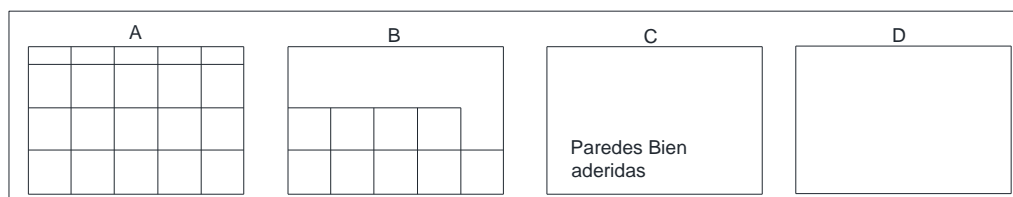
Para la calificación se tienen los siguientes criterios.

**Tabla 1.2** Calificación de los resultados obtenidos

VULNERABILIDAD SISMICA	PORCENTAJE
BAJA	< 15%
MEDIA	15% - 35%
ALTA	> 35%

### 1.3.1.1. Organización del Sistema resistente.

Este parámetro evalúa los elementos verticales de la estructura, la existencia o no de elementos de conexión que asemejen el comportamiento de la estructura al de una estructura ortogonal, cerrada, de tipo cajón. Dicho de otra forma, que tan bien ligados están los elementos de la estructura.



**Figura 1.1** Casos para medir el parámetro Organización del sistema resistente.

**A:** Edificación en mampostería reforzada o confinada en todas las plantas. Presenta vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas.

**B:** Edificación en mampostería que no posee vigas de confinamiento en alguna de las plantas o no posee columnas de confinamiento en los pisos superiores; o a su vez, Presenta vigas de confinamiento sin columnas; o Columnas sin vigas de confinamiento.

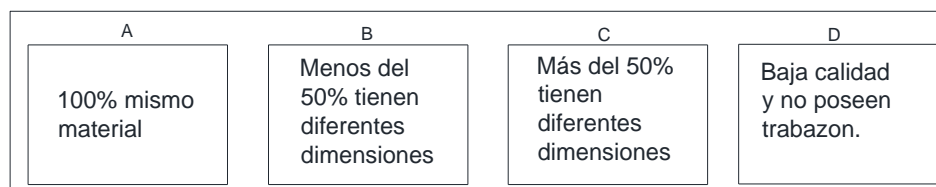
**C:** No presenta los puntos del punto B, pero presenta buena ligazón entre sus paredes ortogonales resistentes.

**D:** Edificación en mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en ninguna de las plantas.

### 1.3.1.2. Calidad del sistema resistente.

Este parámetro evalúa el tipo de mampostería utilizado, la calificación se efectúa tomando en cuenta dos factores: 1) Tipo de material utilizado y

forma del elemento de mampostería. 2) Homogeneidad de dicho material y de los elementos a lo largo de los paneles de la estructura.



**Figura 1.2** Calidad del sistema resistente

**A:** Todas las unidades que conforman la mampostería son de un mismo tipo y poseen dimensiones constantes y buena colocación. Buen ligamento.

**B:** Existen dos tipos de unidades de mampostería en la edificación; o menos del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o que la colocación sea incorrecta. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampostería.

**C:** Existen tres tipos de unidades de mampostería en la edificación; o más del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o Incorrecta colocación. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampos-tería.

**D:** Mampostería con unidades muy irregulares y sin trabazón, mampostería de ladrillo de baja calidad, incrustaciones de piedra de baja calidad no homo-géneas o muy pequeñas, sin ligamento en todo el panel.

### 1.3.1.3. Resistencia convencional.

En este punto se compara la capacidad resistente al corte de la estructura con la demanda sísmica; la misma que deberá obtenerse siguiendo los lineamientos del NEC-11.

**A:** Estructura con un valor de  $\alpha > 1.0$



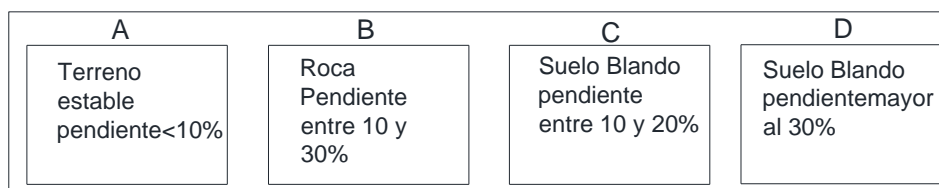
**B:** Estructuras con valores comprendidos entre  $0.6 < \alpha < 1.0$

**C:** Estructuras con valores comprendidos entre  $0.4 < \alpha < 0.6$

**D:** Estructura con un valor de  $\alpha = 0.4$

#### 1.3.1.4. Posición del edificio y cimentación.

Este parámetro cualitativo pretende evaluar a simple vista la influencia del terreno sobre la cimentación realizando un análisis de la consistencia y la pendiente del terreno, la diferencia de cotas de cimentación y la presencia de terraplenes.



**Figura 1.3** Posición del edificio y cimentación.

**A:** Cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 10% y con todo el plano de cimentación en la misma cota, no existiendo además terraplenes.

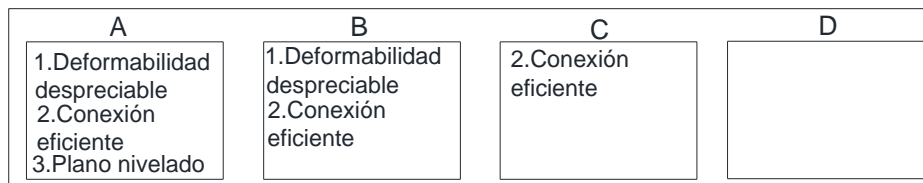
**B:** Edificio cimentado sobre roca con pendiente entre el 10% y el 30% ó sobre suelo blando con pendiente entre el 10% y el 20%, la diferencia máxima entre las cotas de la cimentación es 1m y existen terraplenes equilibrados.

**C:** Cimentado sobre suelo blando con pendiente entre el 20% y el 30% o sobre terreno rocoso con pendiente entre 30% y el 50%; la cota máxima entre las cotas de cimentación no superan 1m y existen terraplenes no equilibrados.

**D:** Cimentado sobre suelo blando con pendiente no menor al 30% o rocoso con pendiente no menor al 50%, las cotas de la cimentación superan un metro y existen terraplenes no equilibrados.

#### 1.3.1.5. Diafragmas horizontales.

A partir de experiencias en terremotos pasados, se ha observado que es de gran importancia que el sistema de diafragma se encuentre bien conectado al sistema resistente vertical, para que pueda transmitir tanto las cargas verticales que soporta el edificio, como las horizontales debidas al sismo hacia la cimentación. Cuando dichas condiciones no se encuentran en estado aceptable, la vibración lateral de los paneles tienden a separarlos causando la caída de los mismos lo cual representa gran daño en la estructura ya que se pierde el modelo tipo cajón.



**Figura 1.4** Diafragmas Horizontales.

**A:** Con sistemas de diafragmas de cualquier naturaleza cumpliendo las tres condiciones siguientes:

- 1) Deformabilidad despreciable en el plano del diafragma.
- 2) Conexión eficiente entre sistema de diafragma y panel.
- 3) Ausencia de plano a desnivel.

**B:** Del tipo A pero no cumplen la condición 3.

**C:** Del tipo A pero no cumplen las condiciones 1 y 3.

**D:** No cumplen ninguna de las condiciones.

### 1.3.1.6. Configuración en planta.

Como es común, este parámetro evalúa la configuración en planta de la estructura según los parámetros  $\beta_1 = a/L$  y  $\beta_2 = b/L$  donde  $a$  representa la dimensión menor del edificio,  $L$  la dimensión mayor del edificio y  $b$  la dimensión de los elementos que sobresalgan las dimensiones principales de  $a$  y  $L$ .



**Figura 1.5** Configuración en planta.

- A:** Estructuras con  $\beta_1 > 0.8$  ó  $\beta_2 < 0.1$
- B:** Estructuras con  $0.6 < \beta_1 < 0.8$  ó  $0.1 < \beta_2 < 0.2$
- C:** Estructuras con  $0.4 < \beta_1 < 0.6$  ó  $0.2 < \beta_2 < 0.3$
- D:** Estructuras con  $\beta_1 < 0.4$  ó  $\beta_2 > 0.3$

### 1.3.1.7. Configuración en elevación.

La irregularidad en elevación en este tipo de estructuras suele estar relacionada con torretas, porches, soportones, o habitaciones sobre la su perficie del último piso.

Para realizar la evaluación se considera un parámetro que llamaremos variación de la masa que es la relación  $\delta M/M$ , donde  $M$  es la masa del piso

inferior y  $\delta M$  es la variación de la masa. De forma similar se actúa con la superficie del porche.



**Figura 1.6** Configuración en elevación.

**A:** Estructuras con  $\delta M/M < 10\%$

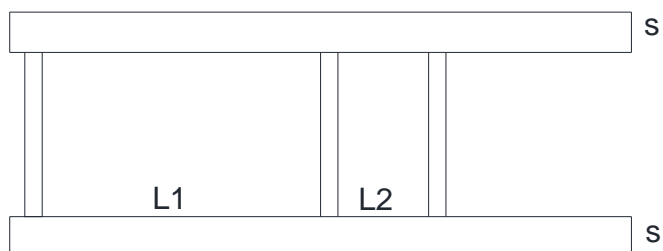
**B:** Estructuras con superficie del porche menor al 10% ó  $10\% < \delta M/M < 20\%$

**C:** Estructuras con superficie del porche menor al 20% ó  $\delta M/M > 20\%$

**D:** Estructuras con superficie del porche mayor al 20% ó  $\delta M/M > 25\%$ .

#### 1.3.1.8. Separación máxima entre muros.

Este parámetro evalúa el espaciamiento excesivo entre muros ubicados transversalmente a los muros maestros. La calificación se define en función de la relación  $L/S$  donde  $S$  es el espesor del muro maestro y  $L$  es el espaciamiento máximo entre los muros transversales.



**Figura 1.7** Separación máxima entre muros.

**A:** Estructura con  $L/S < 15$ .

**B:** Estructura con valores entre  $15 < L/S < 18$ .

**C:** Estructura con valores entre  $18 < L/S < 25$ .

**D:** Estructura con valores de  $L/S > 25$ .

#### **1.3.1.9. Tipo de cubierta.**

**A:** Presenta cubierta estable con viga cumbretera o de soporte. Edificio con cubierta plana.

**B:** Presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mampostería, sin viga de soporte. Edificio con cubierta parcialmente estable.

**C:** Presencia de cubierta inestable pero con viga de soporte

**D:** Presencia de cubierta inestable sin viga de soporte.

#### **1.3.1.10. Elementos no estructurales.**

Se intenta tener en cuenta el efecto de los elementos que no forman parte del esquema estructural resistente tales como cornisas, parapetos, balcones o cualquier elemento que sobresalga de la estructura y cuya caída pueda provocar víctimas.

**A/B:** Edificios sin cornisa, parapetos ni balcones. Edificio sin cornisas bien colocadas a los paneles, con chimeneas de pequeñas dimensiones y bajo peso. Edificios con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.

**C:** Edificio con elementos externos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.

**D:** Edificio con chimeneas o cualquier elemento externo a la estructura principal con peso considerable y mal conectados a la estructura, que pueden caer en caso de terremotos. Edificio con balcones sin conexión a los forjados o con balcones construidos en etapas posteriores a la de la

construcción de la estructura, existiendo por ello un vínculo deficiente de dichos elementos a los paneles de mampostería.

#### **1.3.1.11. Estado de conservación.**

**A:** Paneles de mampostería en buenas condiciones, sin daño visible.

**B:** Paneles con presencia de agrietamiento de tipo capilar no extendido en todo el panel, con la excepción de los casos en que dicho agrietamiento ha sido provocado por terremotos.

**C:** Paneles con grietas de mediano tamaño (2 a 3 mm de espesor) o con agrietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructura que no presenta agrietamiento, pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de los paneles.

**D:** Paneles que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamiento de espesor superior a 3 mm.

#### **1.4. Metodología Shiga adaptada a mampostería.**

La metodología se basa en el índice de vulnerabilidad de Shiga, evaluando la edificación con el índice de del área de muros  $I_w$ .

$$I_w = \frac{A_w}{\sum A_p} \quad (1.2)$$

Donde:

$A_w$  = Área de la sección transversal de muros en una dirección y en un nivel determinado del edificio.

$\sum A_p$  = Área total de la planta en el piso considerado del edificio.

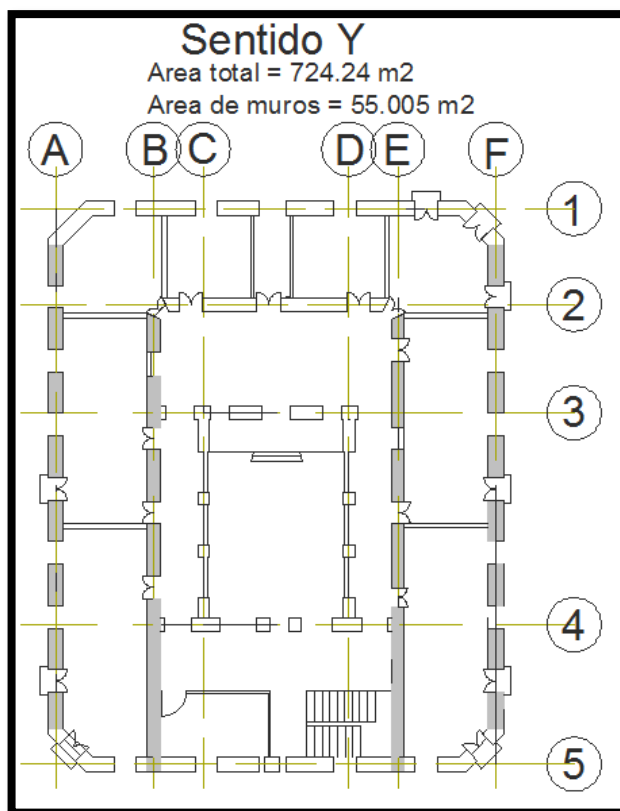
El resultado se expresa como densidad de muros en  $cm^2/m^2$ .

Se considera dentro del análisis únicamente los muros con espesor mayor a 60 cm. Al contrario de los índices del capítulo anterior mientras mas bajo sea el valor del índice de área de muros  $I_w$  la estructura es mas vulnerable, por la razón de que tenemos menor área para resistir la fuerza de corte que supone un sismo.

Según el estudio de Shiga las estructuras con índice de densidad de muros mayor a 30  $cm^2/m^2$  y con un promedio de esfuerzo cortante menor a 12  $kg/cm^2$  no son propensas a sufrir daños.

Por lo tanto tenemos:

Para el caso del Edificio Fernández Madrid tenemos tanto para el sentido X así como para el sentido Y diferentes valores de densidad de muros considerando únicamente los muros que se encuentran en el sentido de análisis como se muestra en los ejemplos que mostramos a continuación:



**Figura 1.8** Planta muros Edificio Fernández Madrid sentido Y

**Sentido Y:**

Área total = 724.24  $cm^2$

Área de muros = 55.005  $cm^2$

Cortante Basal = 126.25 Tn

Densidad de muros = 7.596  $cm^2/m^2$  ---- **30  $cm^2/m^2$**  ---- 0.25%

Resultado para densidad de muros:

La estructura posee la cuarta parte de la densidad de muros que necesita.

Resultado para esfuerzos de corte:

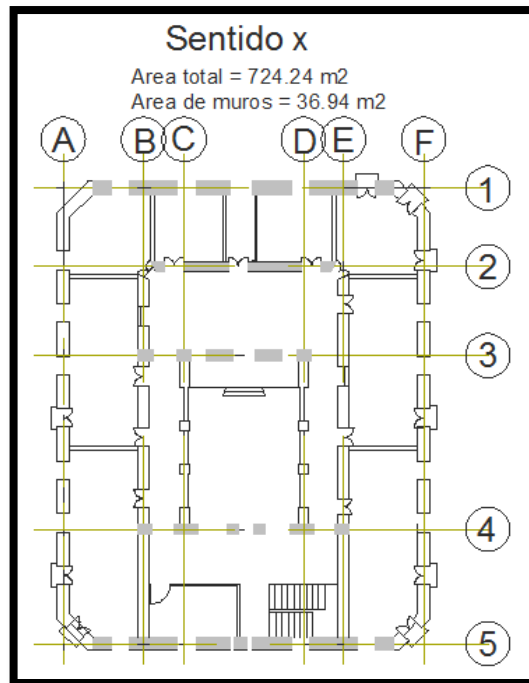
Esfuerzo por metro cuadrado = 174.32  $Kg/m^2$

Promedio de Esfuerzos Cortantes It = 22.93  $Kg/m^2$  > **12  $Kg/m^2$**

Conclusión:



La estructura necesita casi el 50 por ciento más de muros de los que posee actualmente.



**Figura 1.9** Planta muros Edificio Fernández Madrid sentido X

**Sentido X:**

Área total = 724.24 m<sup>2</sup>

Área de muros = 36.94 m<sup>2</sup>

Cortante Basal = 126.25 Tn

Densidad de muros = 5.1 cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> ---- 30 c m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> ---- 0.17%

Resultado para densidad de muros:

La estructura posee la quinta parte de la densidad de muros que necesita.

Esfuerzo por metro cuadrado = 174.32 Kg/ m<sup>2</sup>.

Promedio de Esfuerzos Cortantes It = 34.18 Kg/cm<sup>2</sup> > 12 Kg/cm<sup>2</sup>.

Conclusión:

La estructura necesita casi el 75 por ciento más de muros de los que posee actualmente.

### 1.5. Comparación con la densidad mínima de muros propuesta por San Bartolomé.

#### Estructuración en Planta.

**a) Muros a Reforzar.** Se reforzara cualquier muro portante que lleve el 10% o más de la fuerza sísmica, y a los muros perimetrales de cierre.

**b) Densidad Mínima de muros Reforzados.** La densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{AreadeCortedelosMurosReforzados}}{\text{AreadelaPlantaTípica}} = \frac{\sum Lt}{Ap} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} \quad (1.3)$$

Donde: Z, U y S corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la NTE E.030 Diseño Sismoresistente, “N” es el número de pisos del edificio, “L” es la longitud total del muro incluyendo columnas si existiesen; y, “t” es el espesor efectivo del muro.

De no cumplirse la expresión anterior, podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la formula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación  $E_c / E_m$ . Donde  $E_c$  y  $E_m$  son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

Hay que dejar en claro que esta es la densidad mínima de muros, es decir que si una edificación no cumple al menos con esta mínima cantidad de área de muros, es muy probable que la estructura colapse.

Sentido Y:

$$\frac{\sum L * t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56} \quad (1.3)$$

$$\frac{55 \text{ m}^2}{724.24 \text{ m}^2} \geq \frac{(0.4)(1.5)(1.9)(3)}{56}$$

**0.0759 ≥ 0.06107 Pasa con lo justo.**

En el sentido “Y” la estructura cumple con lo justo con el requerimiento mínimo de densidad de muros, razón por la cual se espera gran daño cuando ocurra el sismo en este sentido.

Sentido X:

$$\frac{\sum L * t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56} \quad (1.3)$$

$$\frac{36 \text{ m}^2}{724.24 \text{ m}^2} \geq \frac{(0.4)(1.5)(1.9)(3)}{56}$$

**0.0510 ≥ 0.06107 Colapso.**

En el análisis realizado en el sentido “X” la estructura no cumple con el requerimiento mínimo de densidad de muros, es decir que se espera un colapso de la estructura cuando venga el sismo en este sentido.

### 1.6. Comparación del índice de Densidad de muros con las gráficas de Mario Rodríguez 2004.

La grafica realizadas por Mario Rodríguez que presentamos a continuación, obedece a los resultados de aplicar la siguiente expresión:

$$V_m = (0.4 + 7.5T) \leq 1.2 \quad (\mu = 1) \quad (1.4)$$

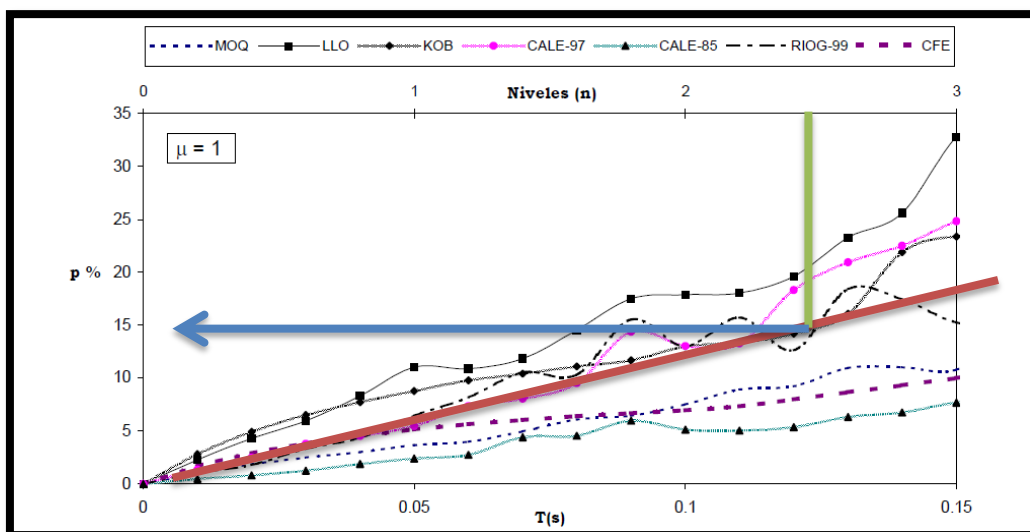
Para evaluar edificaciones de mampostería de adobe, donde se muestra en una primera abscisa el período de la estructura y en una segunda abscisa el numero de niveles de la edificación, lo cual se obtiene empleando la siguiente ecuación:

$$T = \frac{n}{\lambda} \quad (1.5)$$

Donde  $\lambda$  toma el valor de 20, el cual resulta de una aproximación razonable para construcciones típicas a base de muros de mampostería de adobe en suelo firme (Rodríguez *et al*, 1998).

El parámetro que observaremos a la izquierda del gráfico p%, es el índice de densidad de muros para edificios de mampostería de adobe, es decir mampostería no confinada. Este valor representa la relación entre el área total de muros en el sentido de análisis y el área de la planta.

En la parte inferior de la figura 1.3 observamos el período de la estructura, la cual se relaciona con el numero de pisos n que para estructuras de adobe se considera únicamente hasta n=3.



**Figura 1.10.** Curvas de primer orden, Demanda de densidad de muros para edificaciones de adobe

Según la figura tenemos una lectura del 15%, esto quiere decir que se requiere que al menos el 15% del área de la planta sean muros.

Sentido "Y":

$$\text{Área de muros} = 55 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de muros requerida} = 724.24 \text{ m}^2 * 0.15$$

$$\text{Área de muros requerida} = 108.63 \text{ m}^2$$

$$55 \text{ m}^2 - 108.63 - \text{Representa el 50\% del requerimiento}$$

Sentido "X":

$$\text{Área de muros} = 36.94 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de muros requerida} = 724.24 \text{ m}^2 * 0.15$$

$$\text{Área de muros requerida} = 108.63 \text{ m}^2$$

$$36.94 \text{ m}^2 - 108.63 - \text{Representa el 33.96\% del requerimiento.}$$

## **1.7 Reforzamiento a Corte. Estudios realizados en Perú.**

### **1.7.1 Echevarría.**

Echevarría empleó ladrillo industrial en la construcción de cinco muros de 2,30 x 2,15 x 0,14 m que ensayó ante carga lateral cíclica con carga vertical constante. La magnitud de esta última se cambió de modelo a modelo. Se mantuvieron constantes tanto el refuerzo longitudinal como el transversal de castillos, aunque se colocó refuerzo horizontal en uno de los modelos.

El mecanismo de falla reconocido en los ensayos indica que la grieta diagonal divide al muro en dos triángulos. El superior, gira y se desliza en torno a la base del castillo sometido a compresión deteriorándolo aun más y provocando una falla por compresión del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal del castillo.

El mecanismo anterior se ve atenuado por la presencia de refuerzo horizontal, aun con la cuantía mínima.

Entre las conclusiones que Echevarría presenta están que la carga de agrietamiento por flexión se puede predecir mediante la resistencia a tensión por flexión del concreto (módulo de ruptura); que el incremento en la carga vertical produce un aumento en la resistencia al corte y que esta resistencia depende de la calidad de la mampostería exclusivamente. El autor sudamericano recomienda que los muros sujetos a cargas verticales moderadas y altas tengan una cuantía mínima de refuerzo horizontal del 0,100% para controlar el deslizamiento en la base del muro, y que se limite

la magnitud del esfuerzo axial sobre muros de mampostería confinada, aun cuando se coloque el refuerzo horizontal recomendado.

### **1.7.2 Pastorutti**

El mismo tabique industrial fue empleado por Pastorutti en la construcción de otros cinco muros confinados de 2,40 x 2,40 x 0,14 m que se ensayaron bajo carga lateral cíclica. Los armados transversales de los castillos fueron iguales en todos los especímenes modificando únicamente el refuerzo vertical y el horizontal en las juntas de mortero. Este último consistió, en algunos casos, en una dala de sección rectangular y en varillas de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro colocadas en la juntas de mortero en otros, con cuantías de refuerzo horizontal entre 0,080% y 0,160%.

El muro con mayor cuantía de refuerzo horizontal presentó una falla por flexión debida probablemente al escaso refuerzo longitudinal de los castillos (mínimo permitido por la norma peruana). El colapso estuvo marcado por una falla por compresión y deslizamiento en la base de los castillos al pandearse el refuerzo vertical. Se logró establecer que el refuerzo horizontal elevó notablemente la capacidad de deformación y atenuó el deterioro en los extremos de los castillos y en el panel de mampostería, sin embargo, no modificó la resistencia a carga lateral de los muros. El muro con una dala intermedia probó ser más rígido y resistente que el resto y, aunque la dala interrumpió el desarrollo de la grieta diagonal, se originó un deslizamiento del panel de mampostería produciendo concentraciones de esfuerzo en la conexión dala intermedia-castillo. Por

ello, no se recomienda la construcción de dadas intermedias en muros de mampostería, ya que, incluso, retarda el proceso constructivo.

### **1.7.3 Ramírez y Saavedra**

Con objeto de estudiar el efecto del refuerzo y del relleno de los huecos de bloques, Ramírez y Saavedra efectuaron ensayos de carga lateral cíclica sobre cinco muros, compresión diagonal en doce muretes y compresión axial en ocho pilas. El refuerzo horizontal y vertical se modificó de uno a otro muro. El primer tipo de refuerzo se colocó en forma de escalerilla electrosoldada para proporcionar cuantías de 0,040% y 0,080%.

Las principales conclusiones indican que la resistencia a carga axial se incrementa con el número de huecos rellenos y que la resistencia a corte medida sobre el área neta de los muros, al momento del primer agrietamiento visible, resulta independiente del tipo y cuantía de refuerzo horizontal o vertical empleado.

También se logró establecer que el sólo empleo de refuerzo vertical trabajando por acción de dovela ante el agrietamiento diagonal resulta ineficiente; que la efectividad de los estribos colocados con poco espaciado en los extremos de los castillos es muy notoria en cuanto al mejoramiento del comportamiento general de los especímenes; y que para cargas axiales elevadas, los muros de mampostería confinada tienen un mejor desempeño que los reforzados sólo interiormente. Sin embargo, los autores no proporcionan datos sobre el nivel de esfuerzos alcanzado por los estribos.



#### 1.7.4 San Bartolomé

San Bartolomé participó en el ensaye de doce muros no reforzados, con mochetas de 75 cm en sus extremos. Los muros, de 2,0 x 2,0 x 0,13 m de dimensiones nominales, fueron construidos con piezas de fabricación industrial. El ensaye se realizó aplicando una carga de compresión diagonal cíclica y variando la magnitud de la carga vertical de un muro a otro. La resistencia al corte fue ligeramente menor a la obtenida en muros similares de mampostería confinada, con fallas frágiles que redujeron drásticamente la resistencia y rigidez en el momento de la falla (distorsión angular de 0,14%).

Otro trabajo conducido por San Bartolomé fue la correlación de resultados de ensayos entre especímenes a escala natural y probetas de tamaño reducido. Se construyeron 30 pilas, 30 muretes y 12 muros confinados de 2,40 x 2,40 m que se ensayaron bajo distintas condiciones de carga: compresión axial, compresión diagonal y fuerza cortante cíclica.

Las principales conclusiones fueron las siguientes: el empleo de cal en los morteros no produjo mayor variación en los resultados ya que la falla por tensión diagonal dominó en todos los muros; los desplazamientos elásticos de los muros pueden predecirse mediante la resistencia de materiales modelando al muro como un voladizo con deformaciones por corte y por flexión; y la resistencia al corte depende más de la calidad de la pieza que de las propiedades del mortero empleado en las juntas.

## **1.8 Modelos de cálculo en base a estudios realizados en Perú.**

Para bandas de fibra de carbono de 10 cm de ancho y para un factor de seguridad de 3 debido a la fragilidad con que se rompen las bandas de CFRP, la resistencia admisible a tracción de cada banda  $R_a = 38000 \times 0.0165 \times 10 / 3 = 2090$  Kg por banda, y se asume que el 100% del cortante de agrietamiento debe ser asumido por la o las bandas de fibra de carbono se obtiene el número de bandas que deben ir dispuestas horizontalmente tanto en una cara como en la cara opuesta, esto quiere decir que si necesito un total de 7 bandas pues debo colocar tres en una cara y 4 en la cara posterior o viceversa.

## **1.9 Reforzamiento a Corte. Ensayos realizados en Chile.**

### **1.9.1 Trabajo de Diez et al (1988).**

Esta investigación experimental (Diez et al., 1988) se llevó a cabo para estudiar el comportamiento de muros de mampostería de unidades cerámicas ante carga lateral alternada. Las variables del estudio fueron el tipo de refuerzo y la relación de aspecto de los muros. Las cuantías de refuerzo vertical colocadas condujeron a que el comportamiento de los muros estuviera controlado por corte.

Las modalidades de refuerzo empleadas fueron las más comunes en Chile en la década de los ochentas: armado vertical en los huecos de las piezas, refuerzo horizontal en las juntas de mortero y elementos de concreto reforzado que confinan al muro de mampostería simple. La escalerilla electrosoldada fue uno de los refuerzos colocados horizontalmente en las juntas de mortero. Este tipo de refuerzo es similar al empleado en

México. Se fabrica mediante la soldadura eléctrica de pequeños travesaños de alambre de acero de 4,20 mm de diámetro nominal a dos alambres longitudinales del mismo diámetro. La separación entre los travesaños es de 40 cm. Un esfuerzo de fluencia promedio de 7540 kg/cm<sup>2</sup> (739,7 MPa) se reportó durante las pruebas de materiales para este tipo de refuerzo. Se consideraron relaciones de aspecto de 1 y 2 para los especímenes. El tipo de ensaye fue en voladizo según sugerían antecedentes de este estudio en Chile y porque este tipo de ensaye reproduce el estado de sollicitaciones que se presentan en muros reales ante acciones sísmicas.

Se construyeron tres series de muros con dimensiones nominales de 2,40x2,40m y de 1,20x2,40m empleando piezas cerámicas industrializadas. En ellos se colocaron cuantías horizontales que iban del 0,2% al 0,6% mediante distintos tipos de refuerzo. De las curvas histeréticas se obtuvieron los valores de carga y deformación correspondientes a puntos relevantes del ensaye como el primer agrietamiento por flexión y la primera grieta diagonal por corte.

Los muros de mampostería confinada y los de mampostería reforzada tuvieron un comportamiento similar en cuanto a resistencia y capacidad de deformación sin importar su relación de aspecto. Sin embargo,

Un mejor comportamiento para desplazamientos importantes fue observado en muros confinados. Los muros esbeltos presentaron mejores comportamientos que se reflejaron por una superior capacidad de deformación.

La degradación de rigidez se vió disminuida por la colocación de elementos de confinamiento, sin embargo se Incrementó con la esbeltez sin importar el tipo de refuerzo.

En cuanto a la ductilidad, se presentaron incrementos de hasta el 200% al comparar los muros de mampostería con refuerzo interior con los de mampostería confinada. La degradación de la resistencia fue alta en todos los casos.

### **1.9.2 Trabajo de Astroza *et al* (1992).**

En 1992, fueron ensayados nueve muros de 2,40 x 2,40 x 0,14 m ante cargas laterales alternadas (Astroza *et al.*, 1992). Los muros se construyeron con mampostería a base de bloques de concreto. Las principales variables estudiadas fueron la influencia de la modalidad de refuerzo, del tipo de castillo y de la cuantía de refuerzo horizontal en los parámetros del comportamiento general de los muros. El tipo de ensaye estuvo basado en un muro en voladizo con carga lateral alternada aplicada en forma cuasiestática y carga vertical constante durante el ensaye.

Algunos especímenes fueron construidos con castillos interiores mientras que otros tenían elementos de confinamiento exteriores. En estos últimos se practicó un dentado triangular en las piezas de los extremos cada dos hiladas. Las cuantías de refuerzo horizontal corresponden a la mínima establecida en la norma chilena NCh. 1928 Of. 86 (0,130%) y al 50% de ésta.

Durante los ensayes se registraron las curvas carga-deformación para su análisis. Se determinaron algunos valores característicos de la mampostería como degradación de rigidez y capacidad de disipación de

energía. En todos los especímenes ensayados se presentó una falla por tensión diagonal caracterizada por un agrietamiento diagonal que comprendía todo el panel de mampostería, excepto en un muro donde se presentaron problemas de adherencia en la zona de traslape del refuerzo vertical. En muros de mampostería confinada se observó una rápida propagación del agrietamiento diagonal que penetró a los castillos exteriores.

En el caso de los muros con castillos interiores, el agrietamiento se inició con la formación de algunas grietas por flexión que más adelante se escalonaron siguiendo las juntas de mortero. El comportamiento de muros de mampostería reforzada fue similar; sin embargo, el agrietamiento se redujo al incrementar la cuantía de refuerzo horizontal. La aparición de un mayor número de grietas horizontales producto de la flexión fue también característico de muros reforzados horizontalmente.

Del comportamiento histórico de los modelos se puede concluir que el refuerzo horizontal redujo la fragilidad de la falla e incrementó la estabilidad del comportamiento (reduciendo la degradación de la resistencia entre ciclos consecutivos). Un incremento en la carga entre 9 y 37% se detectó al comparar la de agrietamiento con la máxima. El valor de la carga de agrietamiento se vio modificada por la variación de tres parámetros fundamentalmente: la resistencia a la tensión de la mampostería, la magnitud de la carga vertical y la relación de aspecto del muro. Sin embargo no se estableció ninguna expresión para predecir esta carga.

## **1.10 Modelos de Cálculo.**

### **1.10.1 Las conclusiones que Diez y sus colaboradores presentaron son las siguientes:**

1. La falla por corte en muros sin refuerzo horizontal es muy frágil y se ve dominada por una grieta diagonal principal de va de esquina a esquina.
2. El refuerzo mediante escalerillas en las juntas de mortero controló el agrietamiento distribuyendo el daño y haciendo más gradual la falla. El confinamiento no evita la falla por corte, sin embargo proporciona mayor capacidad de deformación sin deterioro apreciable de la resistencia.
3. La colocación de refuerzo horizontal aumenta la capacidad resistente a corte de los muros. La efectividad del refuerzo mediante escalerilla fue buena, siempre que no se alcancen deformaciones de fluencia.
4. Desde el punto de vista de comportamiento sísmico, el mejor sistema de refuerzo para la mampostería es el confinamiento mediante elementos de concreto reforzado y escalerillas en las juntas de mortero para controlar el agrietamiento y el deterioro de las piezas.

### **1.10.2 Las principales conclusiones de Astroza y sus colaboradores son:**

Que los muros de mampostería de bloque de concreto reforzados horizontalmente adquieren cierta capacidad de deformación posterior al agrietamiento, y con esto, logran disipar energía siempre que el corte controle su comportamiento. Se recomienda el uso de mampostería confinada por castillos exteriores y de mampostería reforzada con las cuantías mínimas de la norma chilena cuando se esperen niveles de deformación superiores a los que provocan el agrietamiento del panel de

mampostería. Si se considera que los niveles anteriores no serán superados, las modalidades de refuerzo tradicionales que se evaluaron resultan aceptables.

En la norma chilena vigente se establece una cuantía mínima de refuerzo horizontal de 0,060%. Sin embargo, dada la mayor importancia del armado distribuido horizontalmente en el comportamiento sísmico de muros, Hidalgo et al. (1991) proponen colocar una cuantía mínima de 0,090% de refuerzo horizontal.

## **CAPITULO II: METODO ESTATICO PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SISMICA**

### **2.1. Capacidad Soportante de Muros de Mampostería.**

Para determinar si los esfuerzos de corte que demanda la estructura están por debajo de los esfuerzos que soportaría la estructura en caso de un sismo raro y hacer un Diagnostico Simplificado de la estructura.

Cuando se habla de capacidad soportante de la mampostería, se habla directamente del factor  $f'm$  del material del cual esta formado la estructura en este caso mampostería de Adobe. Para lo cual tenemos una comparación o una referencia que es conocida para todos, se trata del  $f'm$  que se utiliza para los elementos de hormigón Armado, conocido en el código ACI con la fórmula  $0.53\sqrt{f'c}$ , que para el caso de un hormigón de resistencia estándar de 210 se obtiene un valor de 7.68 que representa la resistencia al corte en Kg/cm<sup>2</sup>.

Es por esta razón que la resistencia del adobe estará dentro de un rango entre 2 y máximo 3 Kg/cm<sup>2</sup>.



Para encontrar este valor se requiere ensayar el material en el laboratorio.

De acuerdo con ensayos realizados por diferentes autores, así como en la ESPE, para materiales con estas características se obtienen valores en el rango de 2 y 3.

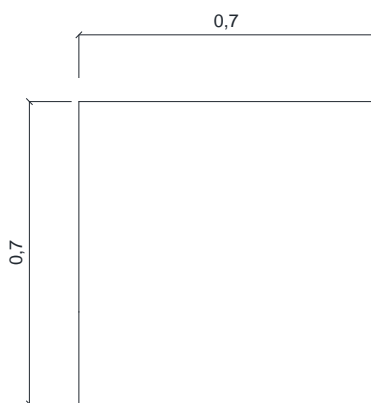
Con el objetivo de obtener valores cercanos a la realidad y yendo por el lado de la seguridad, asumiremos un valor de  $f'm = 2 \text{ Kg/cm}^2$  para el Análisis Sísmico Simplificado de estructuras de Adobe.

## 2.2 Cálculo del Cortante Actuante en pórtico de Mampostería.

Para el cálculo del Cortante Actuante o capacidad de la estructura se plantea un ejemplo con una columna de Adobe:

$$V_u = 0.5 * v'm * \alpha * t * L + 0.23 * P_g \quad (2.1)$$

Donde:  $V_1$ : Sumatoria de las fuerzas Horizontales,  $V'm$ : capacidad al corte del elemento ( $2\text{Kg/cm}^2$ ),  $t$ : Espesor del muro,  $L$ : Altura Total del edificio,  $P_g$ : Sumatoria del peso total de la Estructura,  $\alpha$ :  $V_1 * L / M_1$ .



**Figura 2.1** Columna de adobe

$$Vu = 0.5 * v'm * \alpha * t * L + 0.23 * Pg \quad (2.1)$$

Donde:  $0.23Pg = 0$ ,  $t = 0.7 \text{ m}$ ,  $L = 0.7 \text{ m}$ ,  $v'm = 5.1 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\alpha = 1/3$ .

$$\text{Entonces: } Vu = 0.5 * 5.1 * 1/3 * 0.7 * 0.7 + 0.23 * 0$$

$$Vu = 0.416 \text{ T}$$

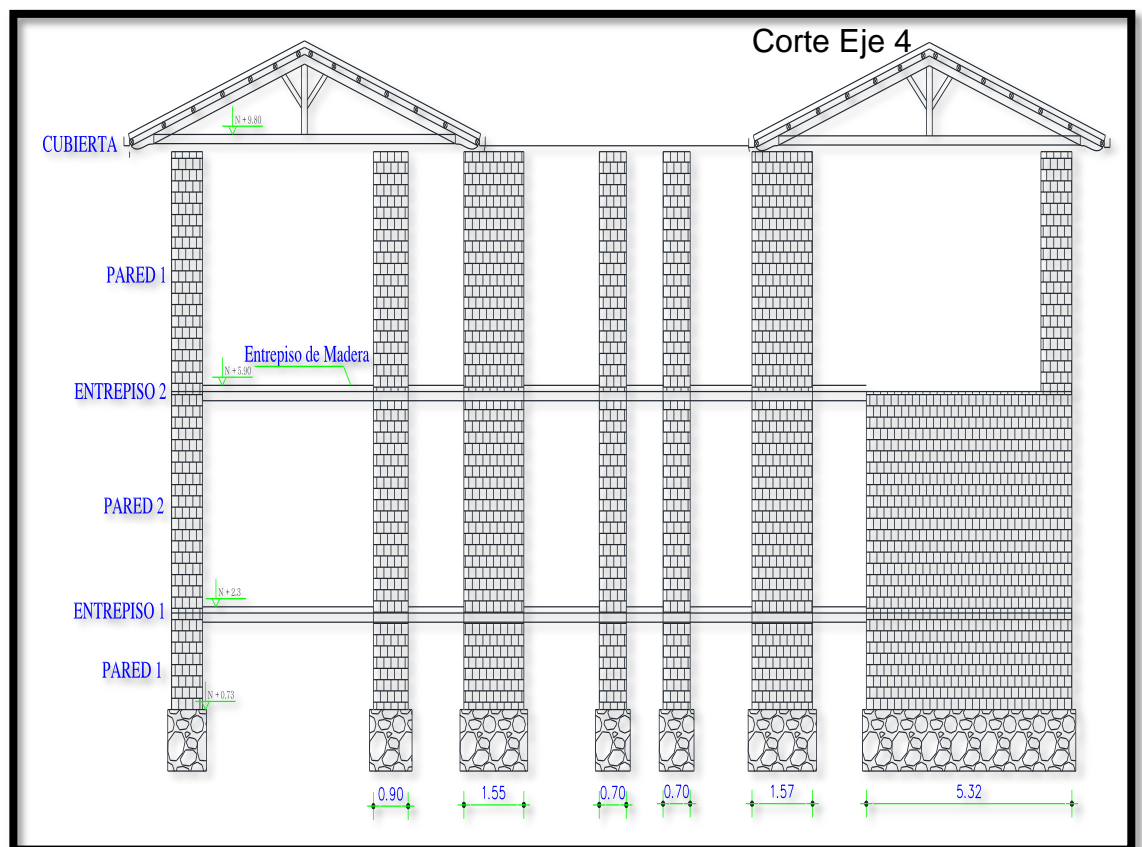
$$Vu = 0.5 * v'm * \alpha * t * L + 0.23 * Pg$$

### 2.3 Cálculo de esfuerzos en flexocompresión en Mampostería.

Para el cálculo del esfuerzo de flexocompresión o la demanda de la estructura se deben seguir el siguiente algoritmo, como esta estipulado en el Código NEC-11. Período de la Estructura, Masa de la Estructura, Obtenemos el Cortante Basal de la Estructura, Por separado hacemos una tabla donde obtendremos el momento actuante del pórtico. Sumamos 0.25 de carga viva. Concentramos las masas. Sacamos el momento en cada punto de masa concentrada respecto al suelo. Sacamos la fuerza en cada punto. Sumamos una fuerza adicional en la punta de la estructura. Obtenemos la fuerza total. Momento en cada punto de masa concentrada. Momento total como se muestra en el ejemplo. Obtenemos el esfuerzo de flexión con la fórmula  $FLEXION = \frac{6M}{b * h^2}$  donde "h" es la suma de las longitudes de muro que tenemos en el pórtico, b es el espesor del muro y M el momento que calculamos anteriormente. Calculamos el esfuerzo de compresión con la fórmula  $COMPRESION = \frac{P}{A}$ , donde P es la carga que gravita sobre la superficie A. Sumamos los 2 esfuerzos, tanto flexión como compresión y así obtenemos el esfuerzo de flexocompresión.

## 2.4 Aplicación: Diagnostico de la Estructura, Análisis Sísmico Simplificado.

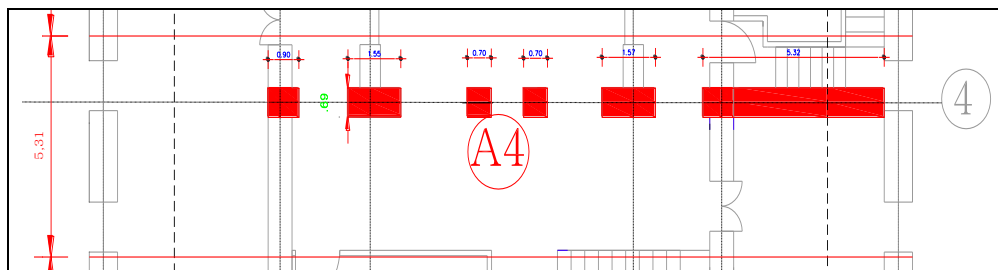
Este análisis se realiza conforme a lo estipulado en el código ecuatoriano de la construcción, para analizar estructuras mediante cortante basal, haciendo una concentración de masas para poder obtener los momentos posibles que puedan generarse en cada punto de la estructura y consiguientemente en la cimentación.



**Figura 2.2:** Corte del eje 4 edificio Fernández Madrid.

Seleccionamos únicamente áreas en el sentido de análisis, no se considera las secciones en sentido transversal como se aprecia en la figura siguiente.

Para el eje 4 tenemos:



**Figura 2.3:** Planta eje 4 Colegio Fernández Madrid.

**Tabla 2.1:** Cálculo del momento total según NEC-11.

ELEMENTO	W (Tn)	W+0.25W	H(m)	W*h	W*H/ΣW*h
CUBIERTA	19.06	23.83	9.07	216.09	0.18
PARED3	58.28	72.85	7.12	518.69	0.44
ENTREPISO2	9.09	11.36	5.17	58.74	0.05
PARED2	73.96	92.45	3.57	330.05	0.28
ENTREPISO1	9.09	11.36	1.57	17.84	0.02
PARED1	36.57	45.71	0.79	36.11	0.03
<b>TOTAL</b>	<b>206.05</b>	<b>257.56</b>		<b>1177.53</b>	<b>1</b>
CONTINUA	Fx	Ft	F TOTAL	h	M
CUBIERTA	5	0.8	5.8	9.07	52.56
PARED3	12		12	7.12	85.42
ENTREPISO2	1.36		1.36	5.17	7.02
PARED2	7.63		7.63	3.57	27.25
ENTREPISO1	0.41		0.41	1.57	0.65
PARED1	0.84		0.84	0.79	0.66
<b>TOTAL</b>	<b>27.24</b>		<b>M TOTAL(t/m)</b>		<b>173.56</b>

Este método de análisis simplificado, es una forma sencilla de obtener los momentos producidos por el peso de la estructura de acuerdo con el cortante basal.

**Tabla 2.2:** Calculo de cortante basal pórtico 4.

CORTANTE BASAL		
h(m)	9.07	m
PERÍODO(seg)	0.42	seg
Ad	3.89	m/seg <sup>2</sup>
Sa	0.40	Ad
I	1.00	Ad
R	3.00	Ad
∅p	1.00	Ad
∅e	1.00	Ad
V/W	0.13	Ad
V	27.235	t

<b>ESFUERZO DE FLEXION</b>	12.897424	1.2897	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>ESFUERZO DE COMPRESION</b>	27.407555	2.7408	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>ESFUERZO TOTAL</b>	40.304979	<b>4.0305</b>	Kg/cm <sup>2</sup>

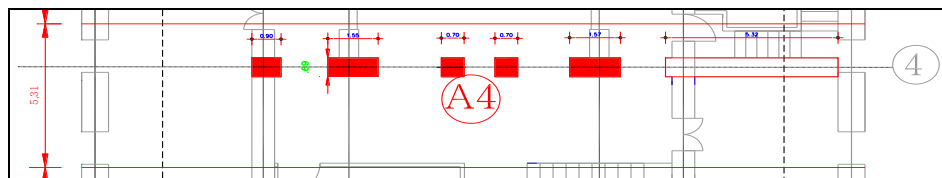
En la tabla 2.7 a continuacion se calcula la capacidad que tienen los elementos del eje para un  $V'm=2$  Kg/cm, con el objeto de realizar una comparación entre los esfuerzos actuantes en la estructura y los resistentes de la misma.

**Tabla 2.3** Cálculo de la capacidad del elemento.

CAPACIDAD		
V'm	2	Kg/cm <sup>2</sup>
α	1.741	AD
α	1.000	AD
V1	28.032	t
M1	172.904	t/m
L	1074.000	cm
Pg	257562.500	Kg
Vm	134419.375	Kg
Esesor "t"	70.000	cm
ESFUERZO	<b>3.43</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
V		

Realizando la comparación entre los esfuerzos actuantes y resistentes en el eje número 4 de la estructura podemos observar que los esfuerzos de sollicitación sobrepasan los esfuerzos de resistencia en este eje teniendo el siguiente resultado.

Resultado: La estructura necesita reforzamiento en ese eje.

**Figura 2.4:** Planta eje 4 piso 3, Edificio Fernández Madrid.

**Tabla 2.4** Cálculo del momento total del eje 4 piso 3 Colegio Fernández Madrid.

ELEM	W (Tn)	W+0.25W	h(m)	W*h	W*H/ΣW*h
CUBIERT	19.06	23.83	3.9	92.92	0.4
PARED 3	58.28	72.85	1.95	142.06	0.6
TOT	77.34	96.68		234.98	1
	<b>Fx</b>	<b>Ft</b>	<b>F TOTAL</b>	<b>h</b>	<b>M</b>
CUBIERTA	4.04	0.3	4.34	3.9	16.93
PARED 3	6.18		6.18	1.95	12.05
TOT	10.22		<b>M TOTAL</b>		28.98

**DEMANDA:**

<b>ESFUERZO DE FLEXION</b>	2.1537479	0.2154	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>ESFUERZO DE COMPRESION</b>	10.28731	1.0287	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>ESFUERZO TOTAL</b>	12.441058	<b>1.2441</b>	Kg/cm <sup>2</sup>

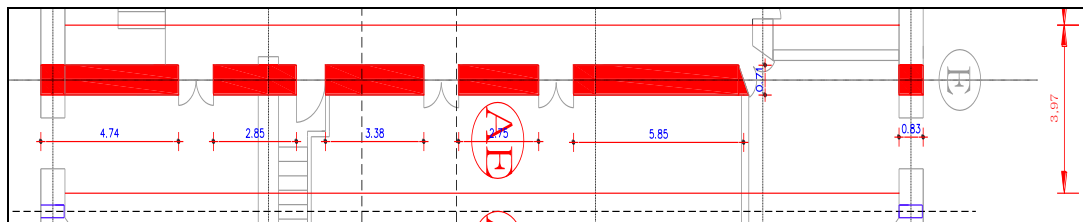
**Tabla 2.5** Cálculo de capacidad del elemento de adobe.

CAPACIDAD		
V'm	2	Kg/cm <sup>2</sup>
α	3.899	AD
α	1.000	AD
V1	10.522	
M1	28.983	
L	1074.000	cm
Pg	96675.000	Kg
Vm	97415.250	Kg
t	70.000	cm
ESFUERZO	<b>1.296</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
V		

**Resultado:** La estructura necesita reforzamiento en eje 4 tercer piso.

## 2.5 Análisis Sísmico Simplificado Para el Eje “E”.

Para encontrar los momentos generados por cada una de las subsecciones se debe encontrar el peso para multiplicarlo por la altura como se muestra en la tabla 2.7.



**Figura 2.5** Planta eje E piso 1, Edificio Fernández Madrid.

**Tabla 2.6** Cálculo cortante basal eje E.  
CORTANTE BASAL

h	9.07	m
PERÍODO	0.42	seg
Ad	3.89	m/seg <sup>2</sup>
Sa	0.40	Ad
I	1.00	Ad
R	3.00	Ad
øp	1.00	Ad
øe	1.00	Ad
V/W	0.13	Ad
V	27.235	Tn



**Tabla 2.7:** Cálculo de la demanda para el eje E.

ELEMENTO	W (Tn)	W+0.25W	h	W*h	W*H/ΣW*h
CUBIERTA	18.65	23.31	9.8	228.5	0.13
PARED3	94.97	118.71	7.85	931.9	0.53
ENTREPISO2	14.13	17.66	5.9	104.2	0.06
PARED2	87.67	109.59	4.1	449.3	0.25
ENTREPISO1	14.13	17.66	2.3	40.62	0.02
PARED1	28	35	0.58	20.13	0.01
TOTAL	257.55	321.94		1775	1
	<b>Fx</b>	<b>Ft</b>	<b>F</b>	<b>h</b>	<b>M</b>
			<b>TOTAL</b>		
CUBIERTA	4.38	1	5.38	9.8	52.71
PARED3	17.88		17.88	7.85	140.33
ENTREPISO2	2		2	5.9	11.79
PARED2	8.62		8.62	4.1	35.34
ENTREPISO1	0.78		0.78	2.3	1.79
PARED1	0.39		0.39	0.58	0.22
TOTAL	34.04				242.19

ESFUERZO DE FLEXION	<b>0.5</b>	<b>Kg/cm2</b>
ESFUERZO DE COMPRESION	1.8	Kg/cm2
ESFUERZO TOTAL	<b>2.3</b>	Kg/cm2

**Tabla 2.8:** Cálculo de la Capacidad para el eje E

CAPACIDAD		
V'm	2	Kg/cm2
α	1.56	AD
α	1	AD
V1	35.04	
M1	241.97	
L	1074	cm
Pg	321937.5	Kg
Vm	149225.63	Kg
t	70	cm
ESFUERZO V	<b>1.98</b>	Kg/cm2

## **CAPÍTULO III: REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERIA CON FRP.**

### **3.1 Trabajo realizado por Ángel San Bartolomé, Universidad Católica del Perú.**

Se realiza un análisis del trabajo realizado por el investigador peruano reconocido a nivel mundial por sus estudios realizados en el campo del análisis de estructuras de mampostería, en este caso análisis de mampostería sin reforzar y luego análisis de mampostería con reforzamiento de Fibra de Carbono.

#### **3.1.1 Reparación y reforzamiento de un muro de albañilería con fibra de carbono.**

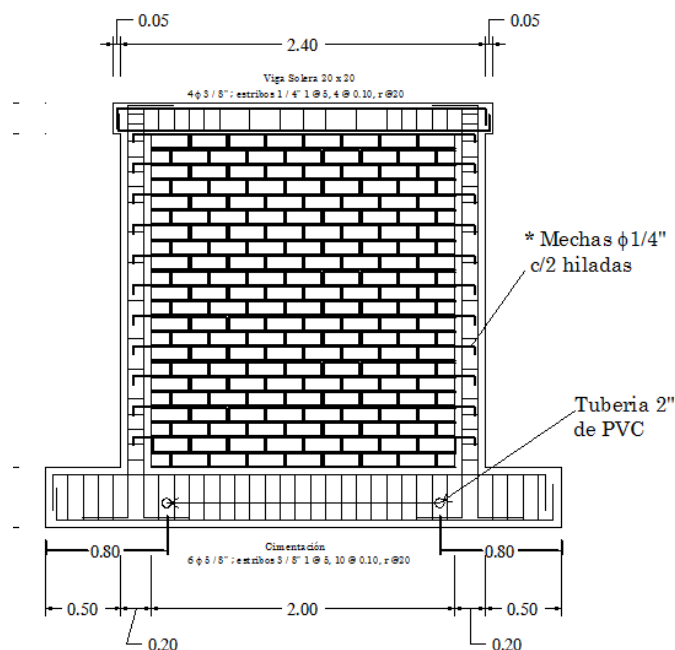
Las estructuras compuestas únicamente por muros de albañilería tienen la tendencia a fallar por fuerza cortante cuando son sometidas a sismos

severos, como se pudo observar en 2007 en el vecino país de Perú específicamente en Pisco. Por esta razón se pone en manifiesto la necesidad de reparar y reforzar las estructuras de este tipo para que puedan resistir al menos la fuerza cortante generada en estos sismos de mediana intensidad.

En este ensayo se busco realizar un refuerzo con fibra de carbono que es un material que no se ha utilizado antes y verificar las bondades que puede traer este nuevo material y técnica de reforzamiento en general.

### 3.1.2 Características del muro original.

El muro original fue construido en aparejo de soga con una conexión albañilería-columna a ras, pero con adición de mechas o chicotes de 6mm de diámetro cada 2 hiladas embutidas 40 cm en la albañilería y 15 cm en la columneta mas un gancho vertical de 10 cm como se observa en la figura 3.1.



**Figura 3.1** Características del muro original (cortesía Ángel San Bartolomé)

### 3.1.3 Ensayo del muro original.

El ensayo se realiza con fuerza lateral cíclica “V” con desplazamiento horizontal “D1” controlado. Se emplearon un total de 13 sensores LVDT que permitieron obtener desplazamientos absolutos y relativos. El ensayo consto de ocho fases como se muestra en la tabla 3.1, con una deriva de hasta 0.006 para que el muro quede en estado reparable. En cada fase se empleo un numero determinado de ciclos hasta que se estabilicen los rasgos histeréticos.

**Tabla 3.1** Faces del ensayo del muro original.

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8
D1	0.5	1	2.5	5	7.5	10	12.5	15
Ciclos	2	1	2	3	3	3	3	3

### 3.1.4 Comportamiento del muro Original.

En las dos primeras faces no se produjeron fisuras, en la fase 3 se presento la primera grieta diagonal en la mitad inferior de la albañilería y fisuras de tracción, En la fase cuatro se presentaron dos grietas diagonales que abarcaron la totalidad de la albañilería. En la fase siete se inicio la trituración del talon izquierdo. En la fase ocho se trituro completamente el talon izquierdo.



**Figura 3.2** Estado del muro original en fase 8 (cortesía Ángel San Bartolomé)



**Figura 3.3** Trituración del talón izquierdo (cortesía Ángel San Bartolomé)

### 3.1.5 Reparación del muro.

La técnica de reparación del muro consistió en profundizar 2 cm las grietas mas importantes existentes en ambas caras del muro, y remover la zona central triturada es decir la intersección de las dos grietas diagonales. Para luego limpiarlas, humedecer con agua, y taponarlas manualmente con mortero 1:4, mientras la zona central fue rellenada con concreto simple usado para rellenar las zonas dañadas con  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .



**Figura 3.4** Muro antes de la reparación. (Cortesía Ángel San Bartolomé)



**Figura 3.5** Muro reparado (Cortesía Ángel San Bartolomé)

### **3.1.6 Reparación con fibra de carbono.**

#### **3.1.6.1 Características de la fibra de carbono y de los pegamentos.**

La fibra de carbono utilizada fue Mbrace CF130 figura 3.6 que se comercializa en rollos de 50 cm de ancho por 50 cm de largo con espesor

de 0.165 mm, una resistencia a la tracción de 38000 Kg/cm<sup>2</sup> y un modulo de elasticidad de 2270000 Kg/cm<sup>2</sup> en el sentido longitudinal de la fibra a lo largo del rollo mientras que en el sentido transversal la resistencia es nula.



**Figura 3.6** Fibra de carbono Mbrace CF130. (Cortesía Ángel San Bartolomé)

Los pegamentos utilizados fueron: Mbrace Primer: Es un compuesto epoxico que se utiliza como imprimante para sellar los poros de la albañilería. Mbrace putty: es una pasta epóxica que sirve para nivelar defectos y generar una superficie lisa. Mbrace Saturant: es una resina epóxica que se emplea para enca-psular las fibras de carbono.

Cada uno de los pegamentos anteriores presentan dos componentes A y B que deben mezclarse con una batidora.

### 3.1.6.2 **Calculo de bandas de fibra de carbono a emplear.**

La carga que teóricamente produce la rotura diagonal de la albañilería  $V_m$ , se determina mediante la expresión:

$$V_m = 0.5 v'm \alpha t L + 0.23P_g \quad (3.1)$$

Donde  $V'm = 9.38 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\alpha =$  coeficiente de reducción por esbeltez =1 para muros cuadrados.  $T = 13\text{cm}$  espesor efectivo del muro.  $L = 240 \text{ cm}$

longitud total del muro.  $P_g$  = Carga de gravedad = 0 porque los muros fueron ensayados sin carga vertical. Con lo cual resulta  $V'm = 14.6$  ton, esta falla se presentó durante la fase 4 del experimento del muro original, para una carga de 13.8 ton. 6% menor.

### 3.1.6.3 Instalación de la fibra de carbono.

En primer lugar el rollo se recortó en el sentido longitudinal con una tijera de acuerdo con las medidas del muro y formando bandas de 10 cm de ancho. Luego de pulir la superficie con un esmeril se procede a imprimir el Mbrace Primer sobre la superficie seca y limpia donde van las bandas. Luego se sellan las imperfecciones con la pasta Mbrace putty.



**Figura 3.7 Aplicación del imprimante. (Cortesía Ángel San Bartolomé)**

Posteriormente empleando un rodillo se aplicó la resina Mbrace Saturant, para después instalar la fibra de carbono y pasarle un rodillo metálico acanalado en la dirección longitudinal hasta notar el sangrado del Mbrace Saturant a través de la fibra.





**Figura 3.8** Aplicación de Mbrace Saturant (Cortesía de Ángel San Bartolomé)

### 3.1.7 Ensayo del muro rehabilitado

La técnica de ensayo aplicada en el muro rehabilitado y la instrumentación, fueron las mismas que las empleadas en el muro original con la diferencia que se agregaron 3 fases adicionales indicadas en la tabla 3.2.

**Tabla 3.2** Facas adicionales en el muro rehabilitado.

<b>Fase</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>
<b>D1</b>	17.5	20.0	25.0
<b>Ciclos</b>	3	3	1

### 3.1.7.1 Comportamiento del muro rehabilitado.

A partir de la fase tres se iniciaron las fisuras diagonales en la mitad superior del muro, en la zona que había sido reparada. En las fases 4, 5, 6 y 7 las fisuras diagonales se extendieron en todo el muro, sin embargo no cortaron la fibra de carbono.



**Figura 3.9** Fisura no corta la fibra de carbono (Cortesía de Ángel San Bartolomé)

En la fase 8 se produce una pequeña ruptura en el borde superior de una de las bandas de carbono localizadas en una cara del muro y un pequeño despegue en la cara opuesta. Las dos bandas mencionadas estuvieron localizadas en la zona central del muro. En esta fase se produjo una grieta diagonal localizada en la mitad inferior del muro fuera de la zona reparada.



**Figura 3.10** Fisura fuera de la zona reparada (Cortesía de Ángel San Bartolomé)

En la fase 9 las grietas aumentaron de espesor y se produjo rotura de una de las bandas de carbono (la que estuvo fisurada previamente en la fase 8), En esta fase se presentó otra grieta diagonal que abarcó todo el muro en una zona distinta a la reparada.



**Figura 3.11** Ruptura de la banda de fibra de carbono (Cortesía de Ángel San Bartolomé)

En la fase 10 se produjo una ruptura parcial y despegue parcial de otras bandas de fibra de carbono, así como una grieta diagonal que abarcó todo el muro en una zona distinta a la reparada.

En la fase 11 se produjo ruptura y despegue de 5 bandas quedando en buen estado las 2 bandas ubicadas en la parte superior del muro (una en cada cara). La ruptura de las bandas se produjo en las zonas donde existían grietas diagonales en firma frágil y explosiva. La albañilería quedó muy dañada mientras en los extremos reparados (talones) quedaron en buen estado. En la figura 3.12 se puede observar como los materiales quedaron adheridos a las bandas.



**Figura 3.12** Adherencia de las bandas a los materiales de la albañilería  
(Cortesía de Ángel San Bartolomé)

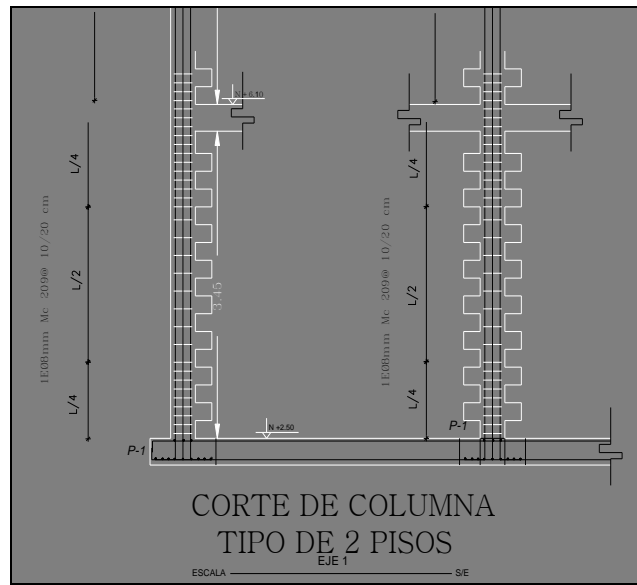
## **CAPÍTULO IV: REFORZAMIENTO CON ESTRUCTURA DE HORMIGÓN.**

### **4.1. Incorporación de Columnas.**

Las columnas fueron cuidadosamente colocadas con la finalidad de no cambiar en absoluto la fachada actual ya que se trata de una estructura ornamental, todas las columnas están embebidas dentro de la mampostería de adobe logrando de esta manera el confinamiento de la mampostería y que la estructura se soporte únicamente con la estructura de hormigón, sin embargo, se tomo en cuenta para el análisis de la rigidez de la estructura reforzada con hormigón armado la colaboración de la mampostería confinada.

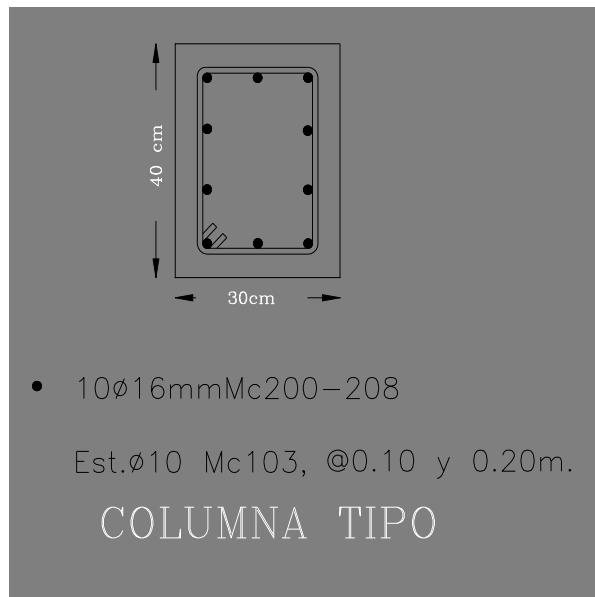
Otro parámetro que se tomo en cuenta para la distribución en planta de las columnas es el alineamiento que deben tener estas que de acuerdo con el código el desfase no debe ser mayor a un metro para que puedan considerarse dentro del mismo pórtico.

Para la incorporación de las columnas se deben realizar huecos de una manera particular para que exista la unión deseada con la mampostería como se muestra en el siguiente grafico:



**Figura 4.1** Corte de Columna Tipo de dos pisos.

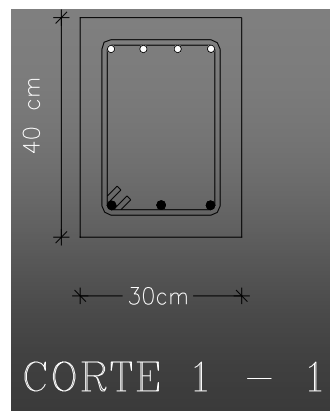
Las columnas que se agregan a la estructura después del análisis sísmico y estático son de dimensiones 30 x 40 cm con armado de 10 fi de 16 mm como se detalla a continuación.



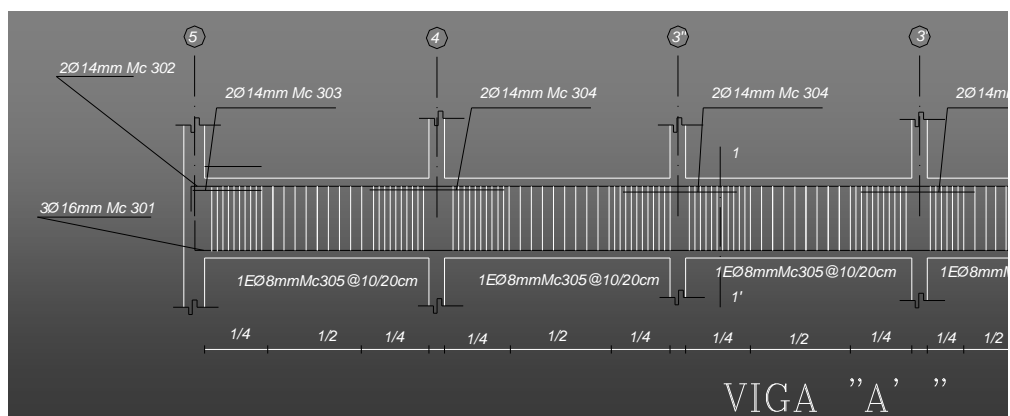
**Figura 4.2** Detalle del Armado de acero de la columna Tipo.

#### 4.2. Incorporación de Vigas.

Para la incorporación de las vigas de hormigón armado se tiene en cuenta que deben enlazar a todas las columnas formando pórticos donde transmitirán las fuerzas tanto verticales como horizontales que genera la estructura para un sismo de diseño estipulado en el código vigente NEC-11. Estos elementos son de dimensiones variables de acuerdo a la luz que deben superar que van desde 3.50 m hasta 6.50 m de longitud como se presenta en los planos estructurales realizados donde tenemos la siguiente configuración.



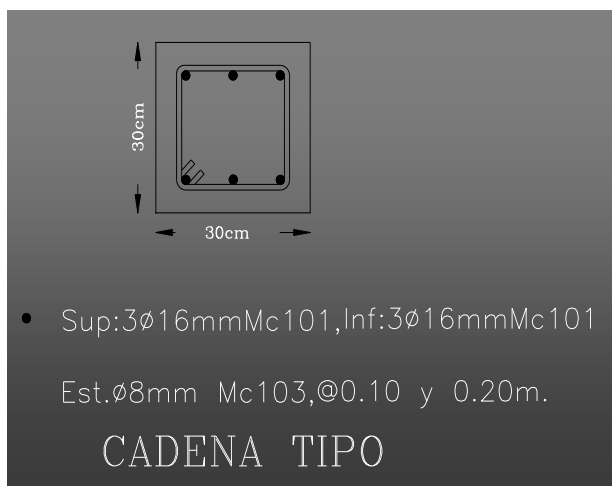
**Figura 4.3** Detalle de Armado de columna Tipo.



**Figura 4.4** Corte de Viga tipo A.

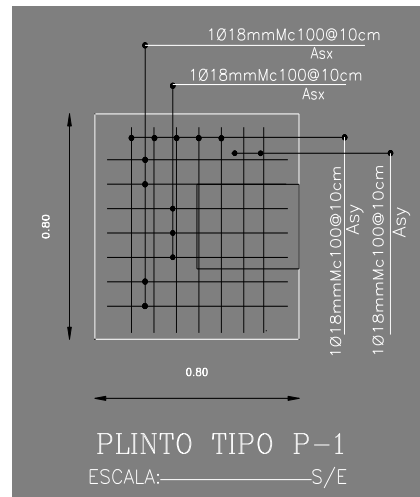


Para la incorporación de plintos se realizo igualmente un calculo de una viga de cimentación la cual en determinados sitios tiene un ensanchamiento, es decir que se concentran en esos sitios una mayor cantidad de esfuerzos para lo cual se realiza además de la viga corrida de cimentación un plinto en los lugares determinados como se muestra en las dos figuras siguientes.



**Figura 4.5** Corte de Cadena Tipo.

En la figura anterior se presenta una cadena tipo que es la viga de cimentación que ira debajo de todas las paredes de mampostería de adobe realizando una excavación de la mampostería.

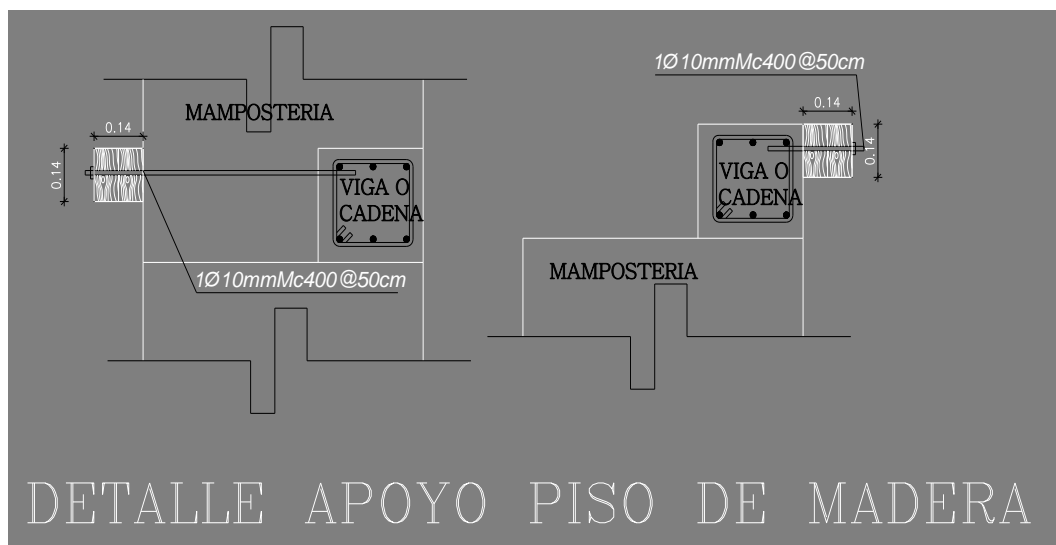


**Figura 4.6** Detalle de Plinto Tipo P-1.

El plinto tiene las dimensiones máximas que ofrecen las paredes de la estructura con la finalidad de no cambiar la configuración inicial de la misma.

#### 4.3. Apoyos para Vigas de Madera.

Para mantener el entrespacio de madera de la estructura original, se opta por realizar un reforzamiento del mismo con apoyos de madera como se detalla en la figura siguiente.



**Figura 4.7** Detalle de Apoyo para vigas de madera.

## CAPÍTULO V: UN CASO DE APLICACIÓN: COLEGIO FERNÁNDEZ MADRID

### 5.1. Descripción de la Estructura.

La Estructura en que se analiza tiene las siguientes características:

- Tres plantas en la cara norte y dos plantas en la cara sur.



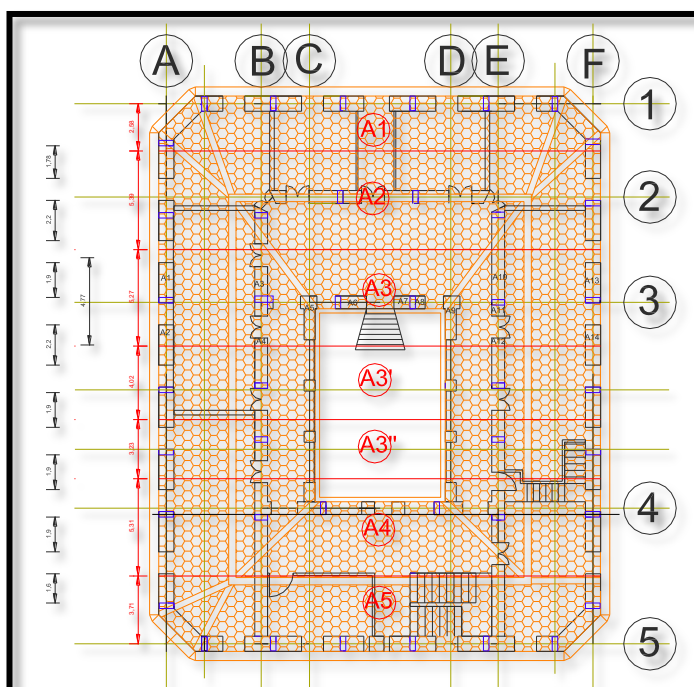
**Figura 5.1** Fachada posterior Edificio Colonial Liceo Fernández Madrid.

- El material que se utilizó para construirla es el adobe.



**Figura 5.2** Perforaciones en la mampostería del Edificio Fernández Madrid.

- El techo esta construido en madera y tejas.



**Figura 5.3** Planta y ejes Edificio Colegio Liceo Fernández Madrid.

- El entrepiso esta constituido por vigas y entablado con duelas de madera.



**Figura 5.4** Entrepiso Colegio Liceo Fernández Madrid.

- El ancho mínimo de los muros es de 70 cm.
- La cimentación esta constituida de una zapata corrida de roca formando una especie de viga de cimentación.



**Figura 5.5** Muro de cimentación de roca.

- Existe un patio central que forma un hueco en la mitad de la estructura.



**Figura 5.6** Sección vacía centro de la Estructura.

- La planta arquitectónica responde al siguiente esquema.

## 5.2. Diagnostico de vulnerabilidad Sísmica.

### 5.2.1. Aplicación de la Metodología Italiana al Edificio Colonial Fernández Madrid

Se realiza el calculo del índice de vulnerabilidad del Edificio Colonial del Colegio Liceo Fernández Madrid como ejemplo de la metodología que se presenta en el acápite 1.3 Metodología Italiana para evaluar Estructuras de mampostería.

#### 1. Organización del Sistema resistente.

C: No presenta los puntos del punto B (Presenta vigas de confinamiento sin columnas; o Columnas sin vigas de confinamiento), pero presenta buena ligazón entre sus paredes ortogonales resistentes.

## 2. **Calidad del sistema resistente.**

C: Existen tres tipos de unidades de mampostería en la edificación; o más del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o Incorrecta colocación. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampostería.

## 3. **Resistencia convencional.**

B: Estructuras con valores comprendidos entre  $0.6 < \alpha < 1.0$

## 4. **Posición del edificio y cimentación.**

C: Cimentado sobre suelo blando con pendiente entre el 20% y el 30% o sobre terreno rocoso con pendiente entre 30% y el 50%; la cota máxima entre las cotas de cimentación no superan 1m y existen terraplenes no equilibrados.

## 5. **Diafragmas horizontales.**

1) Deformabilidad despreciable en el plano del diafragma.

3) Ausencia de plano a desnivel.

C: Del tipo A pero no cumplen las condiciones 1 y 3. (1. Deformabilidad despreciable en el plano del diafragma. 3. Ausencia de plano a desnivel.)

## 6. **Configuración en planta.**

B: Estructuras con  $0.6 < \beta_1 < 0.8$  ó  $0.1 < \beta_2 < 0.2$

## 7. **Configuración en elevación.**

C: Estructuras con superficie del porche menor al 20% ó  $\delta M/M > 20\%$

## 8. **Separación máxima entre muros.**

D: Estructura con valores de  $L/S > 25$ .

## 9. **Tipo de cubierta.**

B: Presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mampostería, sin viga de soporte. Edificio con cubierta parcialmente estable.

#### 10. Elementos no estructurales.

A/B: Edificios sin cornisa, parapetos ni balcones. Edificio sin cornisas bien colocadas a los paneles, con chimeneas de pequeñas dimensiones y bajo peso. Edificios con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.

#### 11. Estado de conservación.

C: Paneles con grietas de mediano tamaño (2 a 3 mm de espesor) o con agrietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructura que no presenta agrietamiento, pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de los paneles.

**Tabla 5.1** Cálculo de Índice de vulnerabilidad Sísmica Edificio Colonial Colegio Fernández Madrid.

INDICE DE VULNERABILIDAD								
i	Parámetro	A	B	C	D	Wi (P)	ki.wi	ki.wi T
1	Organización del S.R.	0	5	20	45	1	20	45
2	Calidad del S.R.	0	5	25	45	0.25	6.25	11.25
3	Resistencia Convencional	0	5	25	45	1.5	7.5	67.5
4	Posición del edificio y Cim.	0	5	25	45	0.75	18.8	33.75
5	Diafragmas Horizontales	0	5	15	45	1	15	45
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5	2.5	22.5
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1	25	45
8	Separación máxima muros	0	5	25	45	0.25	11.3	11.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1	15	45
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25	0	11.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1	25	45
<b>Σ</b>							<b>146</b>	<b>382.5</b>
<b>ki.wi</b>								
							<b>%</b>	<b>38.24</b>



**Tabla 5.2** Parámetros de Calificación.

VULNERABILIDAD SISMICA	PORCENTAJE
<b>BAJA</b>	< 15%
<b>MEDIA</b>	15% - 35%
<b>ALTA</b>	> 35%

**Porcentaje = 38.26%**

El resultado usando Metodología Italiana nos dice que la estructura es vulnerable.

### 5.3. Reforzamiento con elementos de Hormigón.

#### 5.3.1. Análisis de Cargas.

##### 5.3.1.1. Masa de la mampostería de adobe.

La masa de mampostería de adobe se encontrará multiplicando el valor del área de los muros usando el criterio de anchos cooperantes con ayuda de autocad por la altura de los mismos y por la densidad aproximada del suelo con valor de 1.6 t/m<sup>3</sup>.

$$A1 = 14.68 \text{ m}^2$$

$$A2 = 12.64 \text{ m}^2$$

$$A3 = 13.3 \text{ m}^2$$

$$A3' = 7.62 \text{ m}^2$$

$$A3'' = 4.48 \text{ m}^2$$

$$A4 = 12.84 \text{ m}^2$$

$$A5 = 17.54 \text{ m}^2$$

$$AA = 15.44 \text{ m}^2$$

$$AB = 15.63 \text{ m}^2$$

$$AC = 9.54 \text{ m}^2$$

**Tabla5.3** Cálculo del Peso de la Mampostería.

CARGA DE MAMPOSTERIA						
PISO	PORT	A (m <sup>2</sup> )	h (m)	Vol (m <sup>3</sup> )	$\delta$ (T/m <sup>3</sup> )	P (Tn)
1	<b>1</b>	14.68	0	0	1.6	0
1	<b>2</b>	12.64	0.48	6.07	1.6	9.71
1	<b>3</b>	13.3	0.83	11.04	1.6	17.66
1	<b>3'</b>	7.63	1.2	9.16	1.6	14.65
1	<b>3''</b>	4.48	1.43	6.41	1.6	10.25
1	<b>4</b>	12.84	1.78	22.86	1.6	36.57
1	<b>5</b>	17.54	2.3	40.34	1.6	64.55
1	<b>A</b>	15.44	1.15	17.76	1.6	28.41
1	<b>B</b>	15.63	1.15	17.97	1.6	28.76
1	<b>C</b>	9.54	1.15	10.97	1.6	17.55
1	<b>D</b>	9.54	1.15	10.97	1.6	17.55
1	<b>E</b>	15.22	1.15	17.5	1.6	28
1	<b>F</b>	15.44	1.15	17.76	1.6	28.41

**Tabla5.3** Cálculo del Peso de la Mampostería.

PISO	PORT	A (m <sup>2</sup> )	h (m)	Vol (m <sup>3</sup> )	$\delta$ (T/m <sup>3</sup> )	P (Tn)
2	<b>1</b>	14.68	3.6	52.85	1.6	84.56
2	<b>2</b>	12.64	3.6	45.5	1.6	72.81
2	<b>3</b>	13.3	3.6	47.88	1.6	76.61
2	<b>3'</b>	7.63	3.6	27.47	1.6	43.95
2	<b>3''</b>	4.48	3.6	16.13	1.6	25.8
2	<b>4</b>	12.84	3.6	46.22	1.6	73.96
2	<b>5</b>	17.54	3.6	63.14	1.6	101
2	<b>A</b>	15.44	3.6	55.58	1.6	88.93
2	<b>B</b>	15.63	3.6	56.27	1.6	90.03
2	<b>C</b>	9.54	3.6	34.34	1.6	54.95
2	<b>D</b>	9.54	3.6	34.34	1.6	54.95
2	<b>E</b>	15.22	3.6	54.79	1.6	87.67
2	<b>F</b>	15.44	3.6	55.58	1.6	88.93

**Tabla5.3** Cálculo del Peso de la Mampostería.

PISO	PORT	A (m <sup>2</sup> )	h (m)	Vol (m <sup>3</sup> )	δ (T/m <sup>3</sup> )	P (Tn)
2	<b>F</b>	15.44	3.6	55.58	1.6	88.93
3	<b>1</b>	14.68	3.9	57.25	1.6	91.6
3	<b>2</b>	12.64	3.9	49.3	1.6	78.87
3	<b>3</b>	13.3	3.9	51.87	1.6	82.99
3	<b>3'</b>	7.63	3.9	29.76	1.6	47.61
3	<b>3''</b>	4.48	3.9	17.47	1.6	27.96
3	<b>4</b>	9.34	3.9	36.43	1.6	58.28
3	<b>5</b>	17.54	3.9	68.41	1.6	109.5
3	<b>A</b>	15.44	3.9	60.22	1.6	96.35
3	<b>B</b>	15.63	3.9	60.96	1.6	97.53
3	<b>C</b>	9.54	3.9	37.21	1.6	59.53
3	<b>D</b>	9.54	3.9	37.21	1.6	59.53
3	<b>E</b>	15.22	3.9	59.36	1.6	94.97
3	<b>F</b>	15.44	3.9	60.22	1.6	96.35

### 5.3.1.2 Masa de entrepiso entablado con vigas de madera y duelas

La masa del entablado la encontramos multiplicando el área obtenida en autocad por el peso equivalente de 120 Kg/m<sup>2</sup>. Sin incluir por el momento carga viva, la misma será incluida cuando se realicen combinaciones de carga.

$$A1 = 61.19 \text{ m}^2$$

$$A2 = 121.35 \text{ m}^2$$

$$A3 = 117.20 \text{ m}^2$$

$$A3' = 90.97 \text{ m}^2$$

$$A3'' = 100.90 \text{ m}^2$$

$$A4 = 75.72 \text{ m}^2$$

$$A5 = 83.26 \text{ m}^2$$

$$AA = 62.37 \text{ m}^2$$

$$AB = 113.31 \text{ m}^2$$

$$AC = 37.85 + 38.87 + 25.52 \text{ m}^2 = 101.94 \text{ m}^2$$

$$AD = 18.44 + 37.14 + 25.67 = 81.25 \text{ m}^2$$

$$AE = 117.79 \text{ m}^2$$

$$AF = 71.54 \text{ m}^2$$

**Tabla 5.4** Calculo del Peso del Entrepiso.

CARGA DEL ENTREPISO				
PISO	PORTICO	AREA (m2)	CARGA (Tn/m2)	TOTAL (Tn)
1	1	61.19	0.120	7.34
1	2	121.35	0.120	14.56
1	3	117.2	0.120	14.06
1	3'	90.97	0.120	10.92
1	3''	100.9	0.120	12.11
1	4	75.72	0.120	9.09
1	5	83.26	0.120	9.99
1	A	62.37	0.120	7.48
1	B	133.31	0.120	16.00
1	C	101.94	0.120	12.23
1	D	81.25	0.120	9.75
1	E	117.79	0.120	14.13
1	F	71.54	0.120	8.58
2	1	61.19	0.120	7.34
2	2	121.35	0.120	14.56
2	3	117.2	0.120	14.06
2	3'	90.97	0.120	10.92
2	3''	100.9	0.120	12.11
2	4	75.72	0.120	9.09
2	5	83.26	0.120	9.99
2	A	62.37	0.120	7.48
2	B	133.31	0.120	16.00
2	C	101.94	0.120	12.23
2	D	81.25	0.120	9.75
2	E	117.79	0.120	14.13
2	F	71.54	0.120	8.58

### 5.3.1.3. Masa del techo de entablado con teja.

La masa del techo de teja la encontramos multiplicando el área obtenida en autocad por el peso equivalente de 150 Kg/m<sup>2</sup> correspondiente al peso por metro cuadrado de n techo de teja con mortero de asiento.

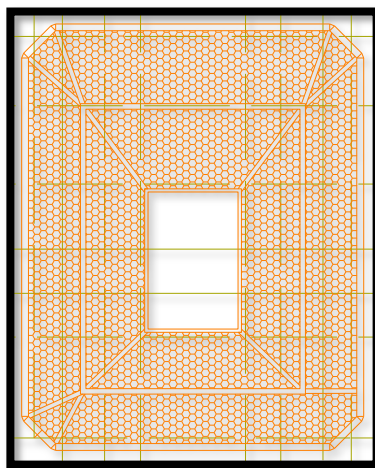
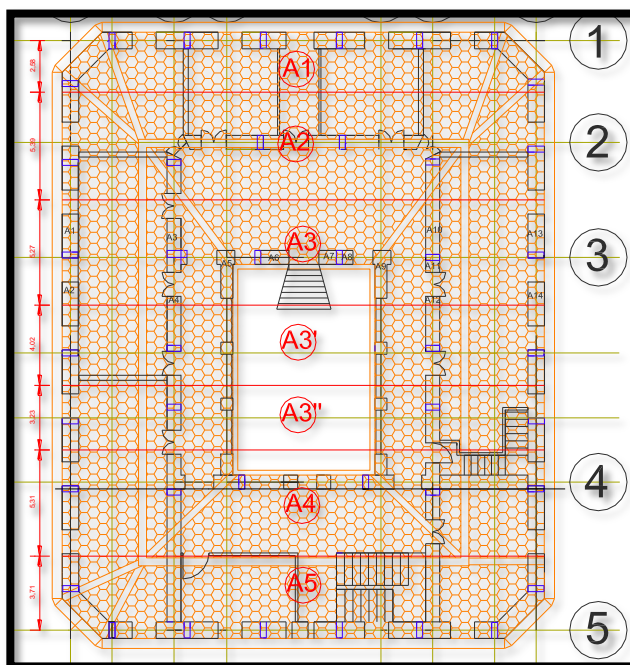


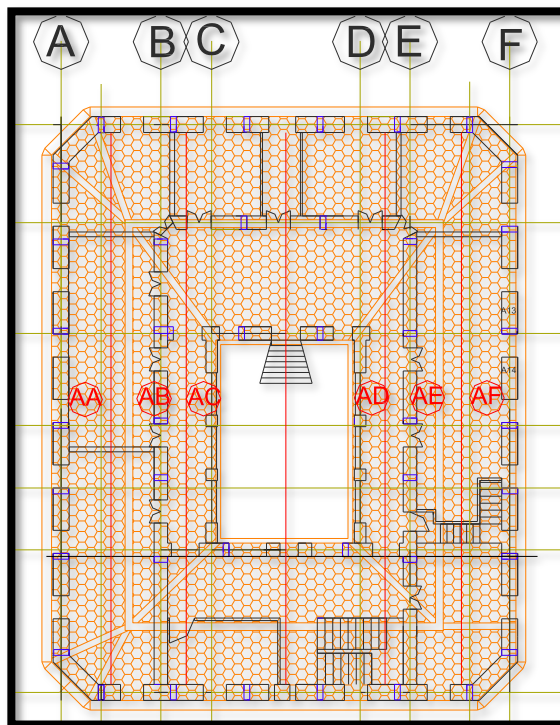
Figura 5.7 Planta Techo de Teja.



**Figura 5.8** Anchos Cooperantes sentido horizontal.

$$\begin{aligned}
 A1 &= 82.53 \text{ m}^2 \\
 A2 &= 135.54 \text{ m}^2 \\
 A3 &= 48.9 + 22.88 + 48.64 = 120.42 \text{ m}^2 \\
 A3' &= 35.27 + 37.07 = 72.34 \text{ m}^2 \\
 A3'' &= 30.0 + 29.84 = 59.84 \text{ m}^2 \\
 A4 &= 49.63 + 28.42 + 49.05 = 127.1 \text{ m}^2 \\
 A5 &= 110.80 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m1 - 3 &= 82.53 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 12.37 \text{ T} \\
 m2 - 3 &= 135.54 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 20.32 \text{ T} \\
 m3 - 3 &= 120.42 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 18.06 \text{ T} \\
 m3 - 3' &= 72.34 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 10.83 \text{ T} \\
 m3 - 3'' &= 59.84 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 8.97 \text{ T} \\
 m4 - 3 &= 127.1 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 19.06 \text{ T} \\
 m5 - 3 &= 110.8 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 16.62 \text{ T}
 \end{aligned}$$



**Figura 5.9** Anchos Cooperantes Sentido Vertical.

$$\begin{aligned}
 AA &= 107.07 \text{ m}^2 \\
 AB &= 122.51 \text{ m}^2 \\
 AC &= 63.92 + 18.0 + 46.16 \text{ m}^2 = 128.08 \text{ m}^2 \\
 AD &= 63.61 + 19.4 + 45.93 = 128.94 \text{ m}^2 \\
 AE &= 124.34 \text{ m}^2 \\
 AF &= 99.33 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 mA - 3 &= 107.07 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 16.06 \text{ T} \\
 mB - 3 &= 122.5 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 18.37 \text{ T} \\
 mC - 3 &= 128.08 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 19.21 \text{ T} \\
 mD - 3 &= 128.94 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 19.34 \text{ T} \\
 mE - 3 &= 124.34 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 18.65 \text{ T} \\
 mF - 3 &= 99.33 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 14.89 \text{ T}
 \end{aligned}$$

### 5.3.2 Análisis Sísmico.

#### 5.3.2.1 Análisis Sísmico del reforzamiento con pórticos de hormigón armado; vigas y columnas de confinamiento para la mampostería.

Con la finalidad de hacer un seguimiento a los elementos que se han considerado críticos, incluiremos en este reporte unicamente los calculos que nos han sido totalmente útiles para el diseño en Hormigon Armado.

**Tabla 5.5** Elementos Diseñados.

<b>NUMERO</b>	<b>UBICACIÓN</b>
<b>COLUMNAS DISEÑADAS</b>	
<b>1</b>	4E PRIMER PISO
<b>2</b>	5E PRIMER PISO
<b>VIGAS DISEÑADAS</b>	
<b>1</b>	PORTICO E
<b>2</b>	PORTICO 4
<b>VIGA DE CIMENTACION</b>	
<b>1</b>	PORTICO E

Por lo tanto se detalla el cálculo (análisis sísmico, análisis estático mayorando cargas), y diseño del portico del eje “E” que se usó tanto para diseño de columnas, vigas, así como de la viga de cimentación; y tambien el calculo y diseño del pórtico del eje número “4” que se utilizo para el diseño de vigas en el sentido transversal o corto.

### **5.3.2.2 Resultados del Análisis realizado en todos los pórticos.**

Después de realizar el análisis de cargas en cada elemento luego del análisis estático, se corren los pórticos de los elementos que serán sujetos del reforzamiento con estructura de hormigón armado, y tenemos los resultados a continuación que entre otras cosas arrojan los valores elevados para los elementos que se les conoce como columna corta.



**Tabla 5.6** Matrices de masa y rigidez de todos los pórticos.

<b>POR</b>	<b>MASA PORTICO</b>	<b>RIGIDEZ 1: 1.0e+004</b>		
<b>1</b>				
<b>1</b>	10.8	4.5909	-1.6769	
		1.95	-1.6769	1.6051
<b>POR</b>	<b>MASA PORTICO</b>	<b>RIGIDEZ 2: 1.0e+006</b>		
<b>2</b>				
<b>2</b>	9.31	1.5153	-0.0645	0.0056
		10.2	-0.0645	0.0324
		2.77	0.0056	-0.0137
			-0.0137	0.0104
<b>POR</b>	<b>MASA PORTICO</b>	<b>RIGIDEZ 3: 1.0e+005</b>		
<b>3</b>				
<b>3</b>	9.67	5.7159	-0.8172	0.1422
		10.6	-0.8172	0.7471
		3.56	0.1422	-0.3779
			-0.3779	0.426
<b>POR</b>	<b>MASA PORTICO</b>	<b>RIGIDEZ 4: 1.0e+004</b>		
<b>4</b>				
<b>4</b>	8.98	7.7251	-4.0366	0.7414
		9.77	-4.0366	5.5967
		3.56	0.7414	-2.4388
			-2.4388	1.6895

**Tabla 5.7** Aceleraciones Modales, Períodos de Vibración y, Factores de Participación Modal en todos los Pórticos.

<b>POR</b>	<b>A NEC</b>	<b>PERIODO</b>	<b>FACTOR</b>
<b>11</b>			
<b>1</b>	2.1438	0.1211	3.2204
	1.3131	0.039	0.1384
<b>POR</b>	<b>A NEC</b>	<b>PERIODO</b>	<b>FACTOR</b>
<b>11</b>			
<b>2</b>	2.2785	0.2068	3.3838
	1.6309	0.0704	0.6956
	1.0697	0.0149	2.8082
<b>POR</b>	<b>A NEC</b>	<b>PERIODO</b>	<b>FACTOR</b>
<b>11</b>			
<b>3</b>	2.1012	0.8029	3.7025
	1.297	0.2184	0.4121
	1.1665	0.0229	2.5674
<b>POR</b>	<b>A NEC</b>	<b>PERIODO</b>	<b>FACTOR</b>
<b>11</b>			

4	2.2785	0.2469	4.0766
	1.6542	0.0727	1.6171
	1.41	0.0486	0.5539
<b>POR</b>	<b>A NEC</b>	<b>PERIODO</b>	<b>FACTOR</b>
	<b>11</b>		
5	2.2785	0.325	4.737
	1.8786	0.0949	1.7325
	1.5686	0.0642	0.2817
<b>POR</b>	<b>A NEC</b>	<b>PERIODO</b>	<b>FACTOR</b>
	<b>11</b>		
A	2.2785	0.191	3.6375
	1.5141	0.0588	0.5349
	1.1816	0.026	2.8796
<b>POR</b>	<b>A NEC</b>	<b>PERIODO</b>	<b>FACTOR</b>
	<b>11</b>		
B	2.9165	0.2458	4.2304
	2.1627	0.0798	1.0658
	1.7188	0.0439	2.8138
<b>POR</b>	<b>A NEC</b>	<b>PERIODO</b>	<b>FACTOR</b>
	<b>11</b>		
C	2.2785	0.1844	3.3701
	1.5425	0.0617	1.2181
	1.3643	0.044	2.4287

**Tabla 5.8** Aceleraciones Modales, Períodos de Vibración y, Factores de Participación Modal en todos los Pórticos.

POR	F MODALES	DESP MODALES	DESP INELASTICOS
1	20.60	0.00079	0.0031
	1.70	0.00093	0.0037
POR	F MODALES	DESP MODALES	DESP INELASTICOS
2	8.98	0.0001	0.0004
	20.30	0.0023	0.0092
	6.21	0.0035	0.0140
POR	F MODALES	DESP MODALES	DESP INELASTICOS
3	9.75	0.000104	0.0004
	23.17	0.0007947	0.0032
	4.00	0.0007612	0.0030
POR	F MODALES	DESP MODALES	DESP INELASTICOS
4	12.31	0.0017	0.0068
	23.54	0.0038	0.0152
	6.79	0.0052	0.0208
POR	F MODALES	DESP MODALES	DESP INELASTICOS
5	18.50	0.0032	0.0128
	33.87	0.0071	0.0284
	5.44	0.0077	0.0308
POR	F MODALES	DESP MODALES	DESP INELASTICOS
A	10.92	0.0001	0.0004
	24.89	0.0021	0.0084
	4.75	0.0028	0.0112
POR	F MODALES	DESP MODALES	DESP INELASTICOS
B	18.07	0.0006	0.0024
	39.03	0.0044	0.0176
	11.96	0.0064	0.0256
POR	F MODALES	DESP MODALES	DESP INELASTICOS
C	11.83	0.0003	0.0012
	18.51	0.002	0.0080
	6.16	0.0029	0.0116

**Tabla 5.9** Aceleraciones Modales, Períodos de Vibración y, Factores de Participación Modal en todos los Pórticos.

POR	F SISMICAS	q inelástico	deriva de piso
1	20.60	0.004	0.1111
	1.70	0.0053	0.1359
POR	F SISMICAS	q inelástico	deriva de piso
2	8.98	0.0004	0.0008
	20.30	0.0104	0.0028
	6.21	0.0159	0.0014
POR	F SISMICAS	q inelástico	deriva de piso
3	9.75	0.0005	0.0005
	23.17	0.0035	0.0008
	4.00	0.0034	0.0000
POR	F SISMICAS	q inelástico	deriva de piso
4	12.31	0.0072	0.0032
	23.54	0.0167	0.0026
	6.79	0.0226	0.0015
POR	F SISMICAS	q inelástico	deriva de piso
5	18.50	0.014	0.0047
	33.87	0.0307	0.0046
	5.44	0.033	0.0006
POR	F SISMICAS	q inelástico	deriva de piso
A	8.73	0.0006	0.0002
	21.64	0.0089	0.0023
	5.08	0.012	0.0008
POR	F SISMICAS	q inelástico	deriva de piso
B	18.07	0.0025	0.0011
	39.03	0.0176	0.0042
	11.96	0.0257	0.0021

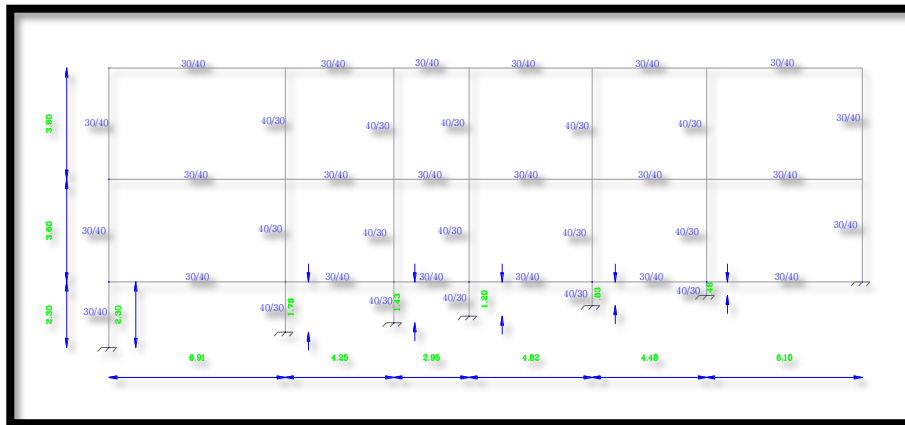
**Tabla 5.10** Fuerzas Sísmicas Porticos 1 al 5 Reforzamiento con H.A.

PORTICO	FUERZAS MODALES
1	20.60
	1.70
PORTICO	FUERZAS MODALES
2	8.98
	20.30
	6.21
PORTICO	FUERZAS MODALES
3	9.75
	23.17
	4.00
PORTICO	FUERZAS MODALES
4	12.31
	23.54
	6.79
PORTICO	FUERZAS MODALES
5	18.50
	33.87
	5.44

**Tabla 5.11** Fuerzas Sísmicas Porticos literales Reforzamiento con H.A.

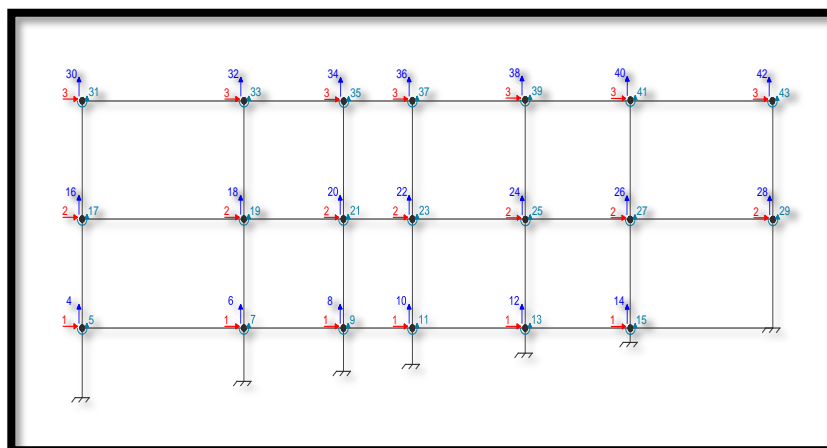
PORTICO	FUERZAS MODALES
A	10.92
	24.89
	4.75
<b>PORTICO FUERZAS MODALES</b>	
B	18.07
	39.03
	11.96
<b>PORTICO FUERZAS MODALES</b>	
C	11.83
	18.51
	6.16
<b>PORTICO FUERZAS MODALES</b>	
D	11.83
	18.51
	6.16
<b>PORTICO FUERZAS MODALES</b>	
E	19.92
	35.90
	12.95
<b>PORTICO FUERZAS MODALES</b>	
F	10.92
	24.89
	4.75

### 5.3.1.2 Memoria de cálculo del portico E.



**Figura 5.10** Vista en elevación de la estructura pórtico E. Geometría del pórtico

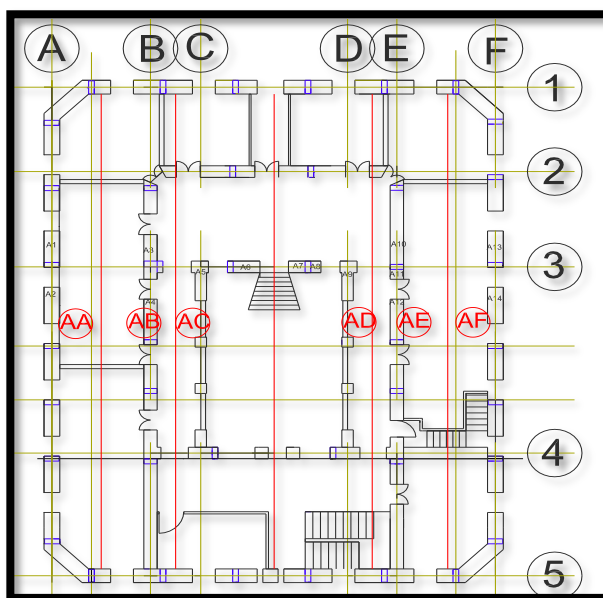
La numeración de los nudos para el análisis Sísmico considera que los elementos horizontales son axialmente rígidos, de tal manera que se tiene un grado de libertad principal por cada piso que tenga la estructura analizada, en este caso tres pisos, por lo tanto tres grados de libertad principales debido a que será en estos donde se encontrarán las mayores deformaciones y los demás grados se consideran secundarios.



**Figura 5.11** Vista en elevación de la estructura pórtico E, Grados de libertad principales y secundarios.

En primer lugar buscaremos las fuerzas sísmicas, generadas por un sismo de intensidad 0.4g sobre la masa de la edificación, incluyendo todo, estructura existente más la masa de los elementos del reforzamiento, esto quiere decir: Mampostería, Entrepisos de madera, Techo de teja, y peso propio de vigas y columnas del reforzamiento, para esto aplicamos el criterio de anchos cooperantes.

#### 5.3.1.2.1 Análisis de cargas para encontrar la matriz de masas del pórtico “E”.



**Figura 5.12** Vista en planta de la estructura, ancho cooperante pórtico E.

#### 5.3.1.2.2 Peso de la Mampostería pórtico E.

El Área cooperante AE se obtuvo sumando las áreas de mampostería que se tienen en el plano de la planta arquitectónica.

$$AE = 15.22 \text{ m}^2$$



Masa de mampostería en el Segundo Piso la cual será la carga en el primer piso:

$$mE - 2 = 15.22 \text{ m}^2 * 3.6 \text{ m} * 1.6 \frac{T}{\text{m}^3} = 87.64 T$$

Masa de mampostería en el Tercer Piso la cual será la carga en el primer piso:

$$mE - 3 = 15.22 \text{ m}^2 * 3.9 \text{ m} * 1.6 \frac{T}{\text{m}^3} = 94.95 T$$

### 5.3.1.2.3 Peso del Entablado de Vigas de madera y Duelas pórtico E

El Área cooperante AE se obtuvo sumando las áreas de entablado q se tienen en el plano de la planta arquitectónica.

$$AE = 117.79 \text{ m}^2$$

Masa de Entablado de Madera en el Segundo Piso la cual será la carga en el primer piso:

$$mE - 2 = 117.79 \text{ m}^2 * 120 \frac{Kg}{\text{m}^2} = 14.13 T$$

Masa de Entablado de Madera en el Tercer Piso la cual será la carga en el primer piso:

$$mE - 3 = 117.79 \text{ m}^2 * 120 \frac{Kg}{\text{m}^2} = 14.13 T$$

### 5.3.1.2.3. Peso del Techo de entablado con teja pórtico E.

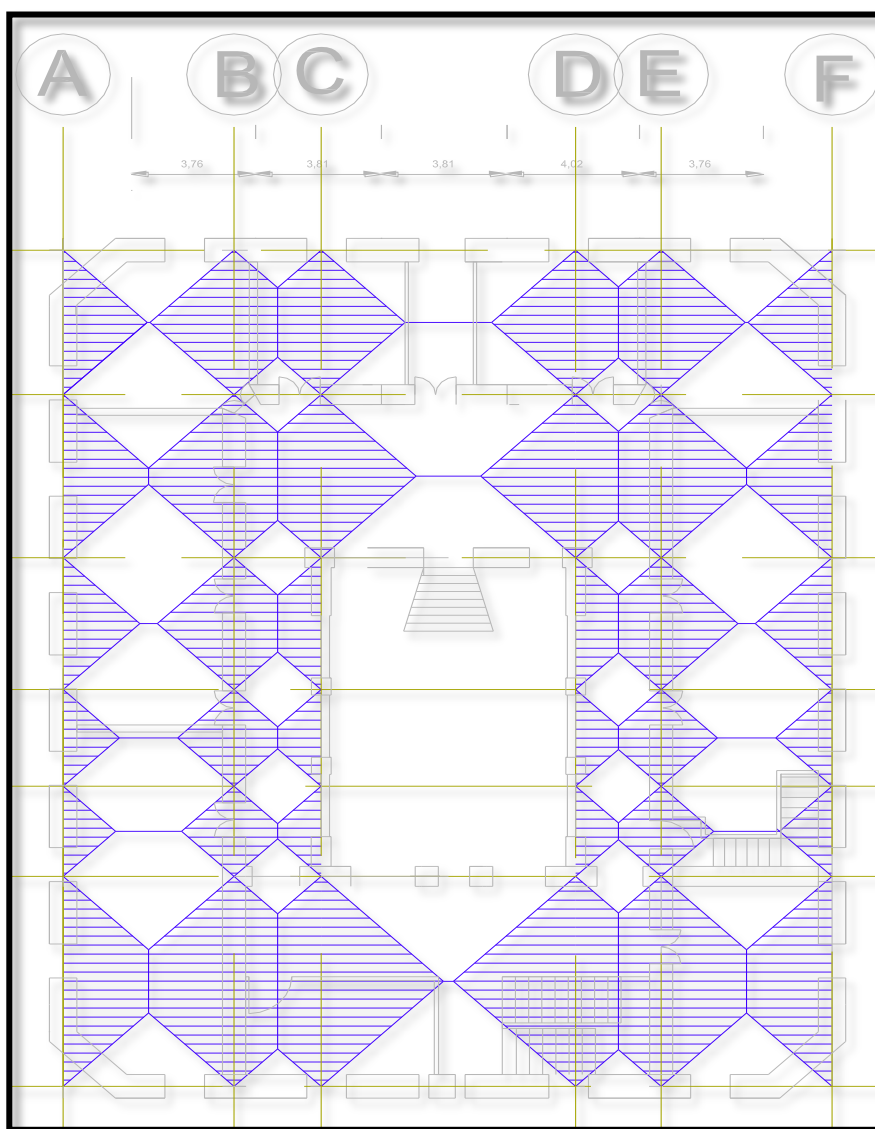
El Área cooperante AE se obtuvo sumando las áreas de techo q se tienen en el plano de la planta arquitectónica.

$$AE = 124.34 \text{ m}^2$$

Masa de Techo de entablado de madera con teja en el Tercer Piso la cual será la carga en el primer piso:

$$mE - 3 = 124.34 \text{ m}^2 * 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 18.65 \text{ T}$$

### 5.3.3 Análisis Estático.



**Figura 5.13** Distribución de Cargas.

CARGA MUERTA POR METRO CUADRADO PRIMER PISO

$$M = \frac{59.0 * 9.8}{737.28} = 0.784 \frac{T}{m^2} = 784 \frac{Kg}{m^2}$$

CARGA VIVA POR METRO CUADRADO PRIMER PISO

$$V = 0.25 T/m^2$$

CARGA MUERTA POR METRO CUADRADO SEGUNDO PISO

$$M = \frac{62.5 * 9.8}{737.28} = 0.83 \frac{T}{m^2} = 830 \frac{Kg}{m^2}$$

CARGA VIVA POR METRO CUADRADO SEGUNDO PISO

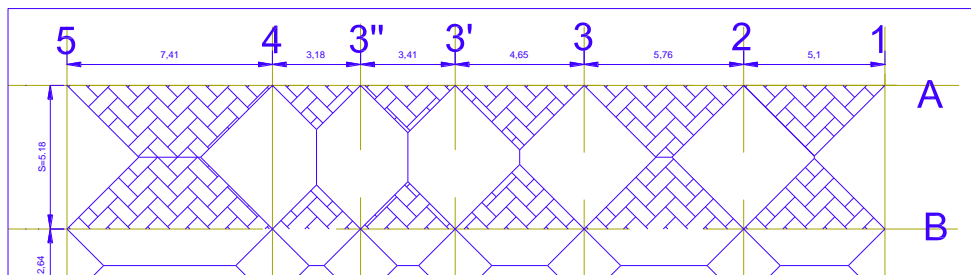
$$V = 0.25 T/m^2$$

CARGA MUERTA POR METRO CUADRADO TERCER PISO

$$M = \frac{9.4 * 9.8}{737.28} = 0.192 \frac{T}{m^2} = 192 \frac{Kg}{m^2}$$

CARGA VIVA POR METRO CUADRADO TERCER PISO

$$V = 0.1 T/m^2$$



**Figura 5.14** Planimetría Eje A.

**Tabla 5.12** Cálculo de Cargas triangulares y trapezoidales.

P	VANO	L	s	m	m2	WD	WL	Tra		Tri	
								D	L	D	L
1	<b>E5-E4</b>	7.4	5.18	0.7	0.49	0.78	0.25	<b>1.7</b>	<b>1</b>		
1	<b>E4-E3"</b>	2.2	5.18	2.38	5.65	0.78	0.25			<b>1.4</b>	<b>0.43</b>
1	<b>E3"-E3'</b>	2.4	5.18	2.15	4.62	0.78	0.25			<b>1.4</b>	<b>0.43</b>
1	<b>E3'-E3</b>	4.7	5.18	1.11	1.24	0.78	0.25			<b>1.4</b>	<b>0.43</b>
1	<b>E3-E2</b>	5.8	5.18	0.9	0.81	0.78	0.25	<b>1.5</b>	<b>0</b>		
1	<b>E2-E1</b>	5.1	5.18	1.02	1.03	0.78	0.25			<b>1.4</b>	<b>0.43</b>
2	<b>E5-E4</b>	7.4	5.18	0.7	0.49	0.83	0.25	<b>1.8</b>	<b>1</b>		
2	<b>E4-E3"</b>	2.2	5.18	2.38	5.65	0.83	0.25			<b>1.4</b>	<b>0.43</b>
2	<b>E3"-E3'</b>	2.4	5.18	2.15	4.62	0.83	0.25			<b>1.4</b>	<b>0.43</b>
2	<b>E3'-E3</b>	4.7	5.18	1.11	1.24	0.83	0.25			<b>1.4</b>	<b>0.43</b>
2	<b>E3-E2</b>	5.8	5.18	0.9	0.81	0.83	0.25	<b>1.6</b>	<b>0</b>		
2	<b>E2-E1</b>	5.1	5.18	1.02	1.03	0.83	0.25			<b>1.4</b>	<b>0.43</b>
3	<b>E5-E4</b>	7.4	5.18	0.7	0.49	0.19	0.1	<b>0.4</b>	<b>0</b>		
3	<b>E4-E3"</b>	2.2	5.18	2.38	5.65	0.19	0.1			<b>0.3</b>	<b>0.17</b>
3	<b>E3"-E3'</b>	2.4	5.18	2.15	4.62	0.19	0.1			<b>0.3</b>	<b>0.17</b>
3	<b>E3'-E3</b>	4.7	5.18	1.11	1.24	0.19	0.1			<b>0.3</b>	<b>0.17</b>
3	<b>E3-E2</b>	5.8	5.18	0.9	0.81	0.19	0.1	<b>0.4</b>	<b>0</b>		
3	<b>E2-E1</b>	5.1	5.18	1.02	1.03	0.19	0.1			<b>0.3</b>	<b>0.17</b>

Una vez obtenidas las fuerzas que realmente actúan sobre la estructura después del análisis sísmico con el sismo del código nec-11, realizamos el análisis estático con las cargas mayoradas para obtener los esfuerzos que se producen en cada uno de los elementos de la estructura de hormigón, y realizar el diseño respectivo de los elementos.

Obtenemos las cargas de servicio por metro cuadrado en cada piso y en cada pórtico especialmente para el diseño de las vigas de hormigón, porque así obtenemos la carga que soportara cada una de las

vigas independientemente y tener los datos para proceder al diseño del hormigón armado.

#### CARGA MUERTA POR METRO CUADRADO PRIMER PISO

$$M = \frac{56.2 * 9.8}{737.28} = 0.747 \frac{T}{m^2} = 747 \frac{Kg}{m^2}$$

#### CARGA VIVA POR METRO CUADRADO PRIMER PISO

$$V = 0.25 T/m^2$$

#### CARGA MUERTA POR METRO CUADRADO SEGUNDO PISO

$$M = \frac{59.4 * 9.8}{737.28} = 0.789 \frac{T}{m^2} = 789 \frac{Kg}{m^2}$$

#### CARGA VIVA POR METRO CUADRADO SEGUNDO PISO

$$V = 0.25 T/m^2$$

#### CARGA MUERTA POR METRO CUADRADO TERCER PISO

$$M = \frac{9.4 * 9.8}{737.28} = 0.124 \frac{T}{m^2} = 124 \frac{Kg}{m^2}$$

#### CARGA VIVA POR METRO CUADRADO TERCER PISO

$$V = 0.1 T/m^2$$

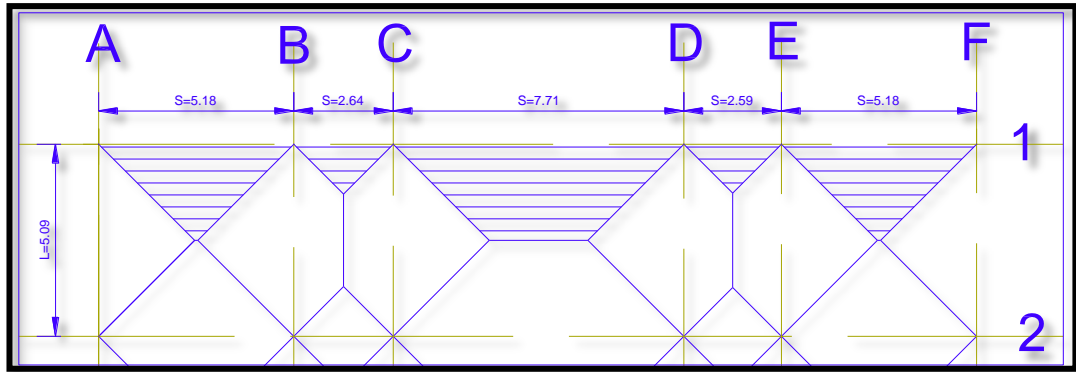


Figura 5.15 Eje 1 Carga en el pórtico.

VANO A = VANO E

$$m = \frac{S}{L} = \frac{5.18}{5.09} = 1.017$$

$$m^2 = 1.017^2 = 1.035$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 5.18}{3} * \frac{3 - 1.035}{2} = 1.26 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 5.18}{3} * \frac{3 - 1.035}{2} = 0.424 T/m$$

VANO B = VANO D

VANO C

$$m = \frac{S}{L} = \frac{7.71}{5.09} = 1.514$$

$$m^2 = 2.29$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 7.71}{3} * \frac{3 - 2.29}{2} = 0.68 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 7.71}{3} * \frac{3 - 2.29}{2} = 0.228 T/m$$

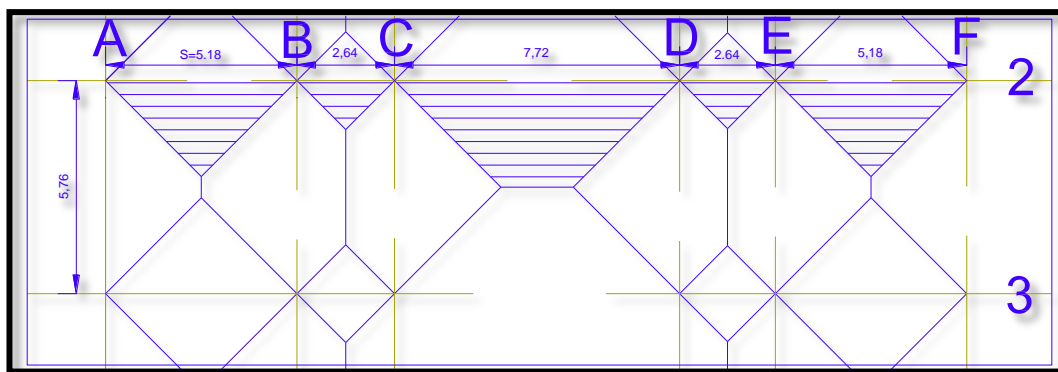


Figura 5.16 Eje 2 Carga en el pórtico.

VANO A = VANO E

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 * 2 = 2.57 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} = 0.43 * 2 = 0.86 T/m$$

VANO B = VANO D

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 2.64}{3} = 0.657 * 2 = 1.314 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 2.64}{3} * 2 = 0.22 * 2 = 0.44 T/m$$

VANO C

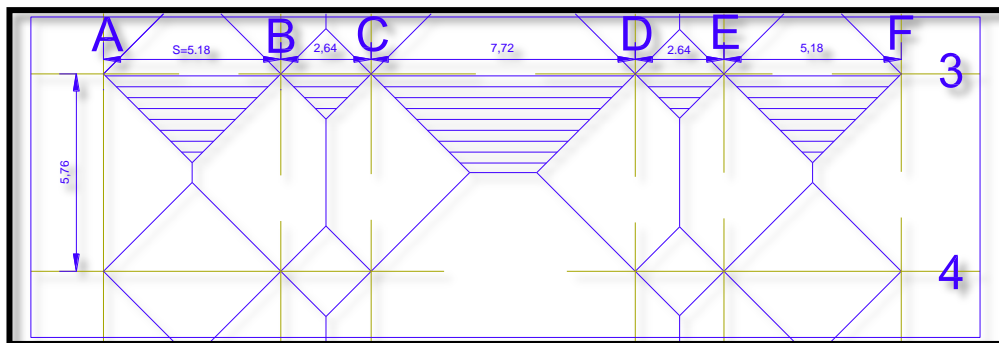
$$m = \frac{S}{L} = \frac{7.71}{5.78} = 1.333$$

$$m^2 = 1.77$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 7.71}{3} * \frac{3 - 1.77}{2} = 1.18 * 2 = 2.36 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 7.71}{3} * \frac{3 - 1.77}{2} = 0.263 * 2 = 0.526 T/m$$



**Figura 5.17** Eje 3 Cargas en el pórtico.

VANO A = VANO E

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 * 2 = 2.57 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} = 0.43 * 2 = 0.86 T/m$$

VANO B = VANO D

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 2.64}{3} = 0.657 * 2 = 1.314 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 2.64}{3} = 0.22 * 2 = 0.44 T/m$$

VANO C

$$m = \frac{S}{L} = \frac{7.71}{5.76} = 1.333$$

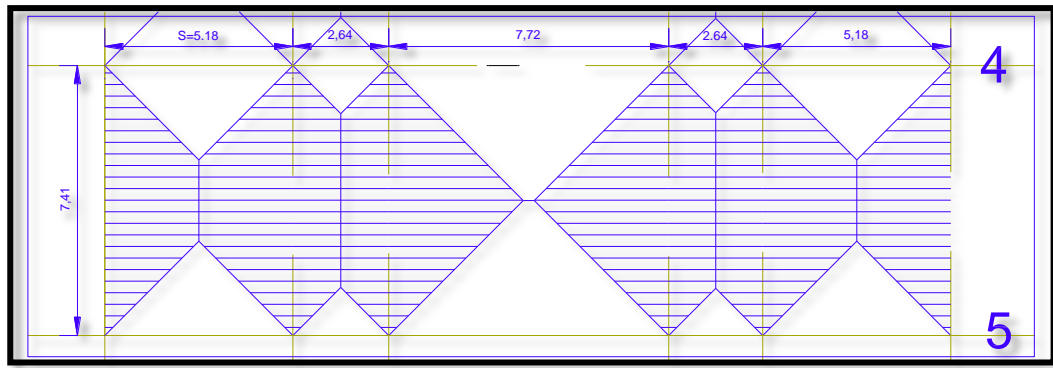
$$m^2 = 1.77$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 7.71}{3} * \frac{3 - 1.77}{2} = 1.18 * 2 = 2.36 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 7.71}{3} * \frac{3 - 1.77}{2} = 0.263 * 2 = 0.526 T/m$$





**Figura 5.18** Eje 4 Cargas en el pórtico.

VANO A = VANO E

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 * 2 = 2.57 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} = 0.43 * 2 = 0.86 T/m$$

VANO B = VANO D

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 2.64}{3} = 0.657 * 2 = 1.314 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 2.64}{3} * 2 = 0.22 * 2 = 0.44 T/m$$

VANO C

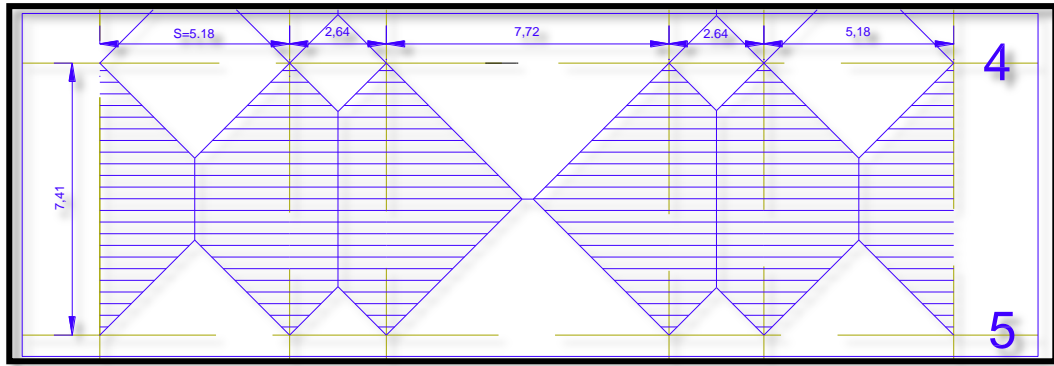
$$m = \frac{S}{L} = \frac{7.71}{5.76} = 1.333$$

$$m^2 = 1.77$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 7.71}{3} * \frac{3 - 1.77}{2} = 1.18 * 2 = 2.36 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 7.71}{3} * \frac{3 - 1.77}{2} = 0.263 * 2 = 0.526 T/m$$



**Figura 5.19** Eje 5 Cargas en el pórtico.

VANO A = VANO E

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 * 2 = 2.57 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} = 0.43 * 2 = 0.86 T/m$$

VANO B = VANO D

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 2.64}{3} = 0.657 * 2 = 1.314 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 2.64}{3} * 2 = 0.22 * 2 = 0.44 T/m$$

VANO C

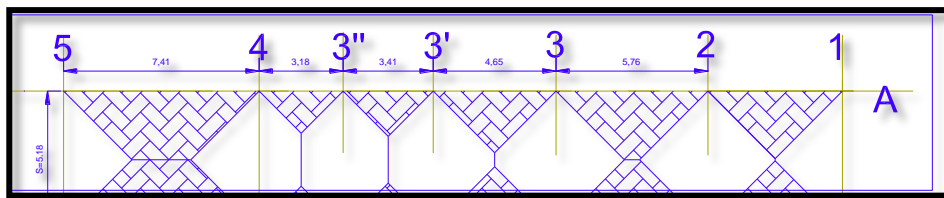
$$m = \frac{S}{L} = \frac{7.72}{7.41} = 1.041$$

$$m^2 = 1.08$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 7.72}{3} * \frac{3 - 1.08}{2} = 1.84 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 7.72}{3} * \frac{3 - 1.08}{2} = 0.61 T/m$$



**Figura 5.20** Eje A Cargas en el pórtico.

#### VANO 5

$$m = \frac{S}{L} = \frac{7.41}{5.18} = 1.43$$

$$m^2 = 2.04$$

#### CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 7.41}{3} * \frac{3 - 2.04}{2} = 0.88 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 7.41}{3} * \frac{3 - 2.04}{2} = 0.29 T/m$$

#### VANO 4

#### CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 3.18}{3} = 0.79 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 3.18}{3} = 0.26 T/m$$

#### VANO 3''

#### CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 3.41}{3} = 0.84 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 3.41}{3} = 0.28 T/m$$

#### VANO 3'

#### CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 4.65}{3} = 1.15 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 2.64}{3} = 0.38 T/m$$

VANO 3

$$m = \frac{S}{L} = \frac{5.76}{5.18} = 1.11$$

$$m^2 = 1.24$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 5.76}{3} * \frac{3 - 1.24}{2} = 1.26 T/m$$

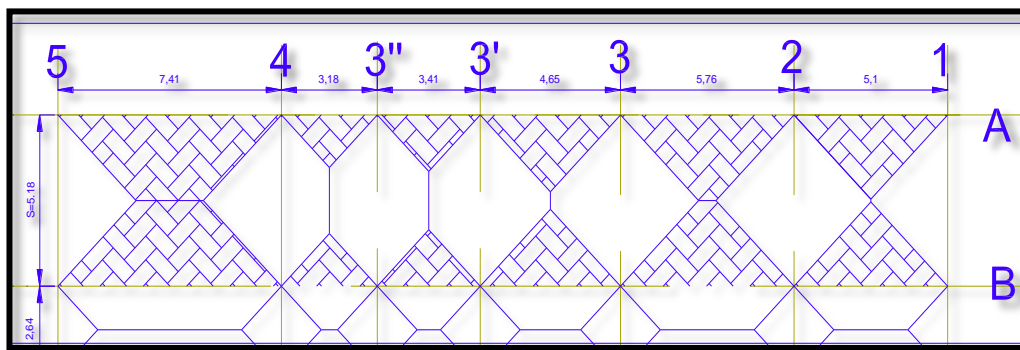
$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 5.76}{3} * \frac{3 - 1.24}{2} = 0.42 T/m$$

VANO 2

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.1}{3} = 1.26 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.1}{3} = 0.42 T/m$$



**Figura 5.21** Eje E-B Cargas en los pórticos.

VANO E5

CARGA SUPERIOR

$$m = \frac{S}{L} = \frac{5.18}{7.41} = 0.69$$

$$m^2 = 0.48$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 5.18}{3} * \frac{3 - 0.48}{2} = 1.62 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 5.18}{3} * \frac{3 - 0.48}{2} = 0.54 T/m$$

CARGA INFERIOR

$$m = \frac{S}{L} = \frac{2.64}{7.41} = 0.35$$

$$m^2 = 0.12$$

CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 2.64}{3} * \frac{3 - 0.12}{2} = 0.94 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 2.64}{3} * \frac{3 - 0.12}{2} = 0.31 T/m$$

VANO E4

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 3.18}{3} = 0.79 * 2 = 1.58 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 3.18}{3} * 2 = 0.26 * 2 = 0.52 T/m$$

VANO E3''

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 * 2 = 2.56 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} * 2 = 0.28 * 2 = 0.56 T/m$$

VANO E3'

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} * 2 = 0.42 T/m$$

VANO E3

$$m = \frac{S}{L} = \frac{5.76}{5.18} = 1.11$$

$$m^2 = 1.24$$

#### CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 5.76}{3} * \frac{3 - 1.24}{2} = 1.26 T/m$$

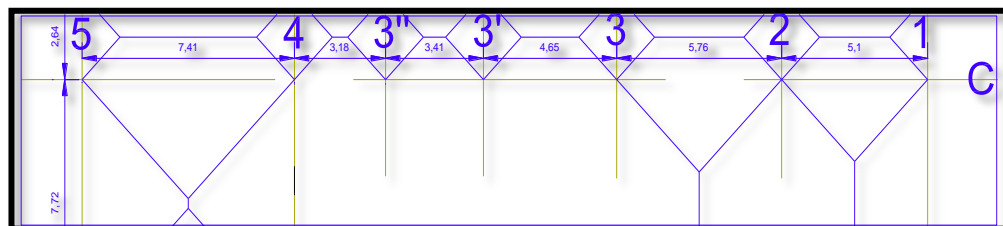
$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 5.76}{3} * \frac{3 - 1.24}{2} = 0.42 T/m$$

#### VANO E2

#### CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} = 0.42 T/m$$



**Figura 5.22** Eje C Cargas en el pórtico.

#### VANO 5

#### CARGA SUPERIOR

$$m = \frac{S}{L} = \frac{2.64}{7.41} = 0.35$$

$$m^2 = 0.12$$

#### CARGA TRAPEZOIDAL

$$CM = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.747 * 2.64}{3} * \frac{3 - 0.12}{2} = 0.94 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} * \frac{3 - m^2}{2} = \frac{0.25 * 2.64}{3} * \frac{3 - 0.12}{2} = 0.31 T/m$$

#### CARGA INFERIOR

#### CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 7.72}{3} = 1.92 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 7.72}{3} = 0.64 T/m$$

VANO 4

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 3.18}{3} = 0.79 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 3.18}{3} = 0.26 T/m$$

VANO 3''

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} = 0.28 T/m$$

VANO 3'

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.18}{3} = 1.28 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.18}{3} = 0.42 T/m$$

VANO 3

CARGA INFERIOR

$$m = \frac{S}{L} = \frac{5.76}{5.72} = 1.00$$

$$m^2 = 1.01$$

CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 5.72}{3} = 1.41 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 5.72}{3} = 0.47 T/m$$

CARGA SUPERIOR

## CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 7.72}{3} = 1.92 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 7.72}{3} = 0.64 T/m$$

## VANO 2

## CARGA SUPERIOR

## CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 7.41}{3} = 2.52 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 7.41}{3} = 0.84 T/m$$

## CARGA INFERIOR

## CARGA TRIANGULAR

$$CM = \frac{WS}{3} = \frac{0.747 * 7.41}{3} = 1.92 T/m$$

$$CV = \frac{WS}{3} = \frac{0.25 * 7.41}{3} = 0.64 T/m$$

**Tabla 5.13** Resumen de cargas en cada pórtico.

PISO	CARGA MUERTA (T/m2)	CARGA VIVA (T/m2)
1	0.747	0.25
2	0.789	0.25
3	0.124	0.1



### 5.3.3 Análisis de las fuerzas en cada elemento

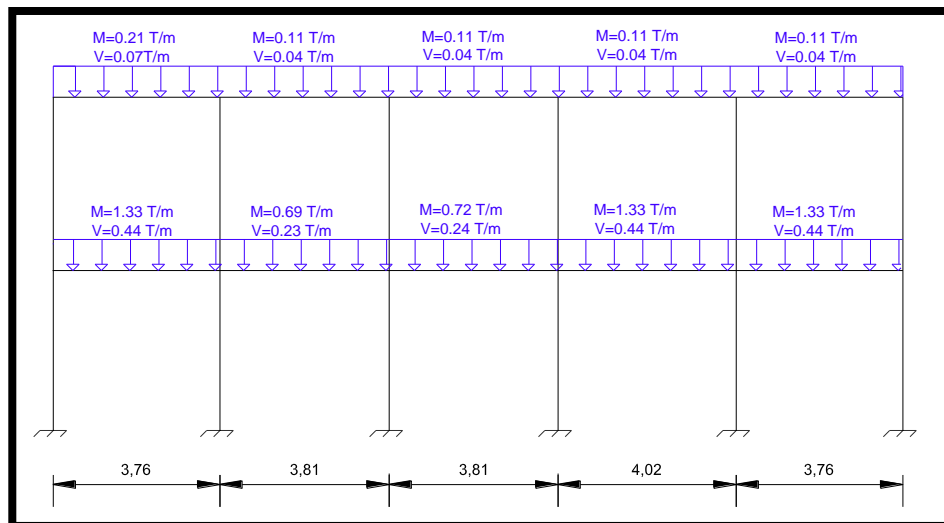


Figura 5.23 Pórtico eje 1 Carga muerta y carga viva.

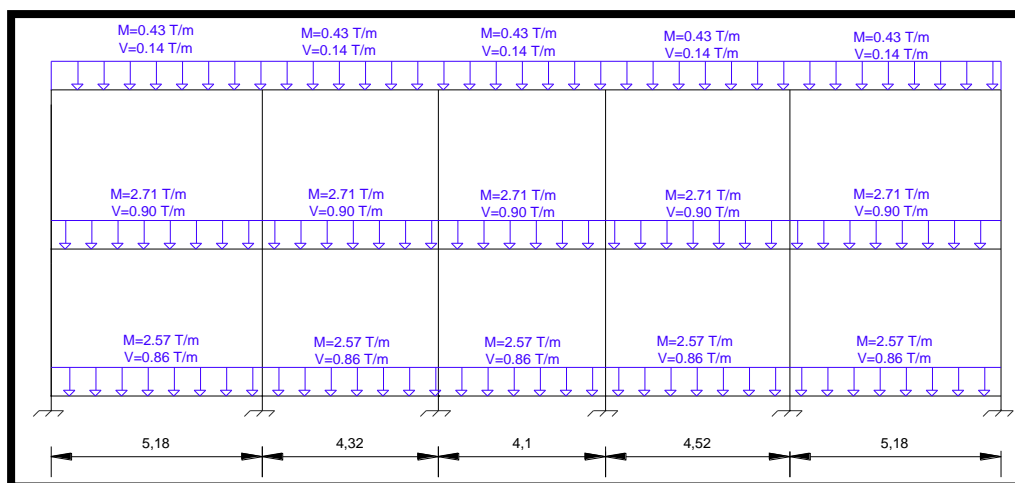
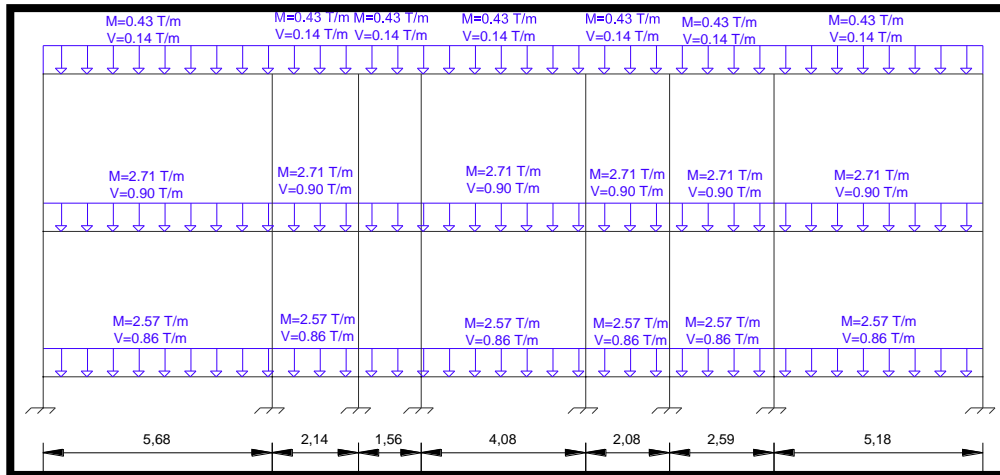
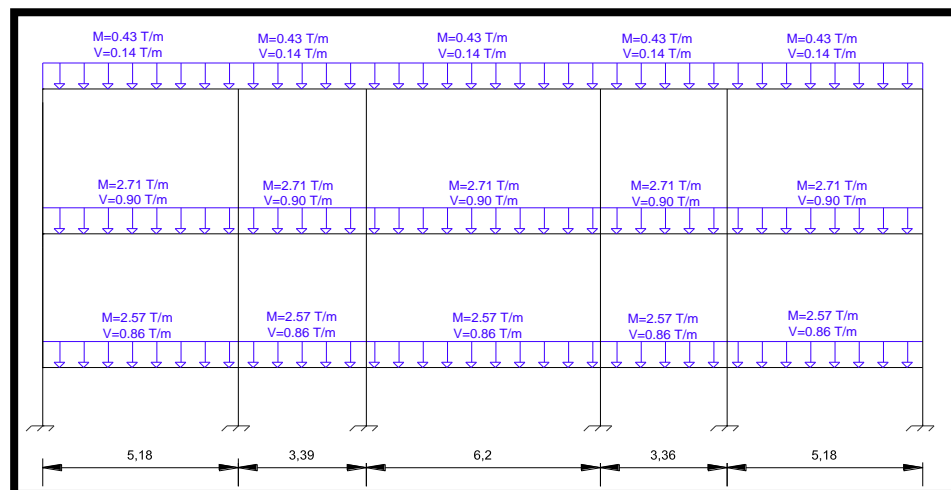


Figura 5.24 Pórtico eje 2 Carga muerta y carga viva.

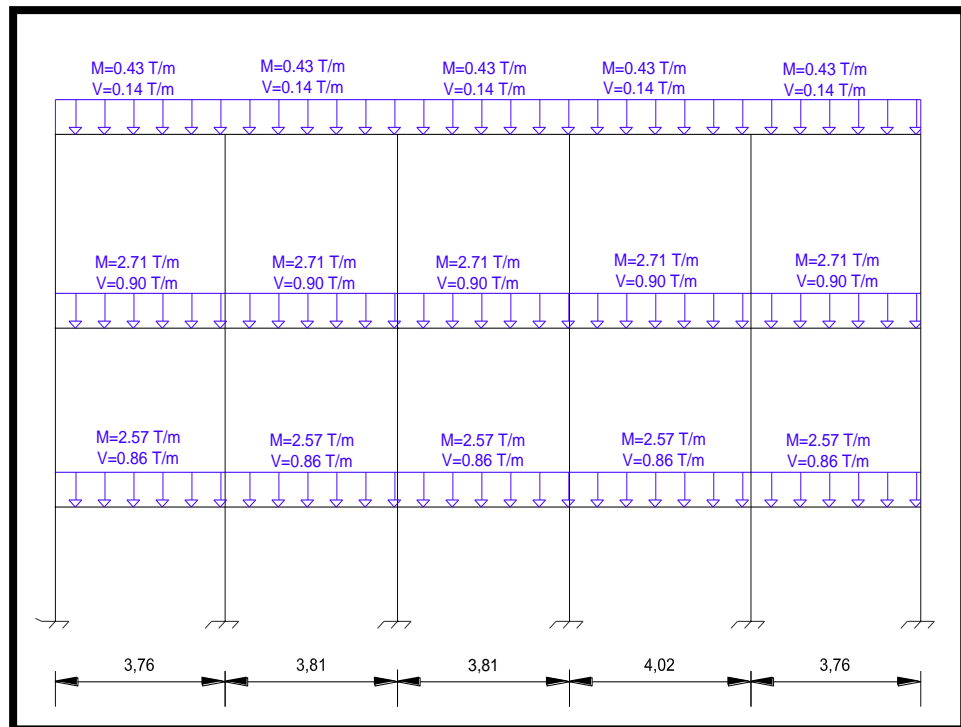


**Figura 5.25** Pórtico eje 3 Carga muerta y carga viva.

Por lo tanto para el pórtico del eje 4 tenemos la siguiente distribución de cargas en cada una de las vigas, con las que se procederá a realizar el análisis sísmico conjuntamente con la geometría y el predimensionamiento de cada uno de los elementos viga y columna.

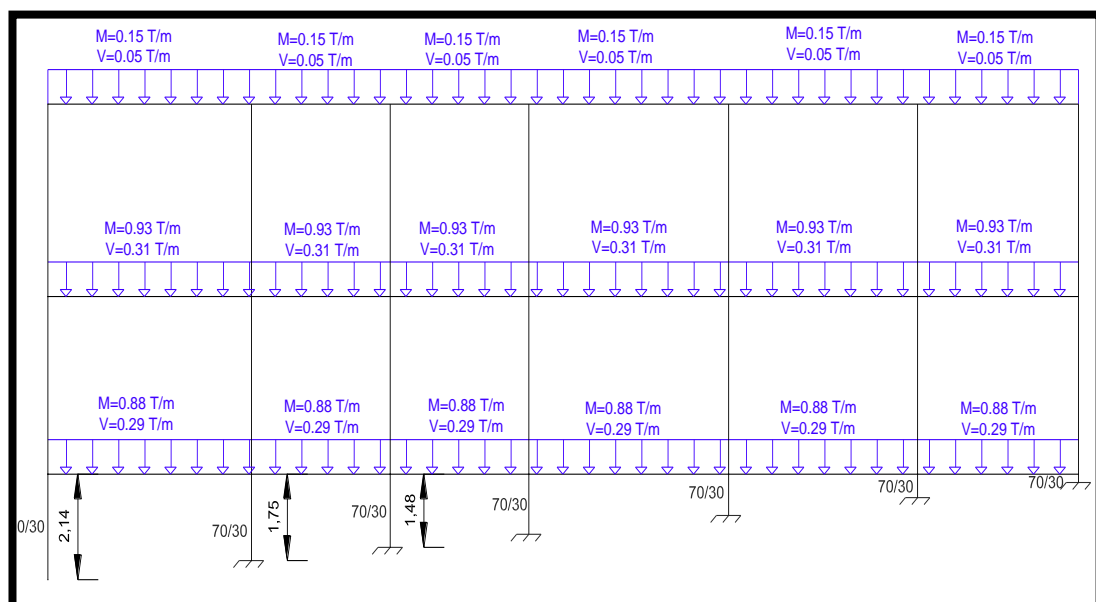


**Figura 5.26** Pórtico eje 4 Carga muerta y carga viva.

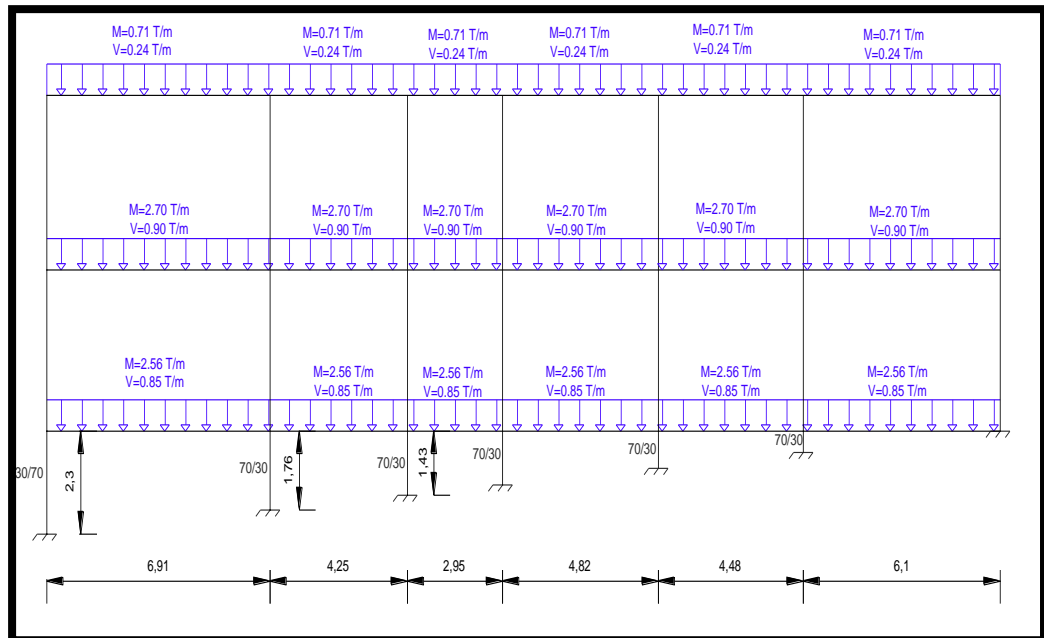


**Figura 5.27** Pórtico eje 5 Carga muerta y carga viva.

Por lo tanto para el pórtico del eje A tenemos la siguiente distribución de cargas en cada una de las vigas, con las que se procederá a realizar el análisis sísmico conjuntamente con la geometría y el predimensionamiento de cada uno de los elementos viga y columna.

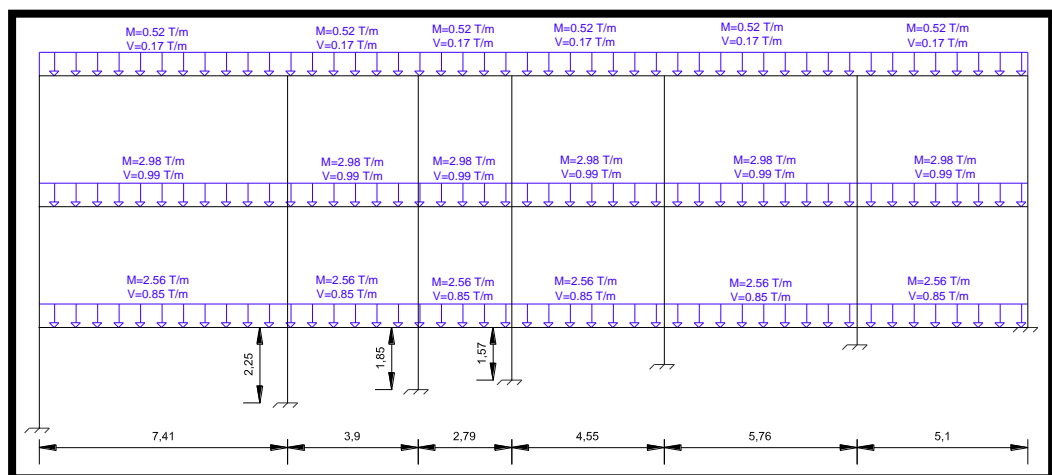


**Figura 5.28** Pórticos ejes A y F Carga muerta y carga viva.

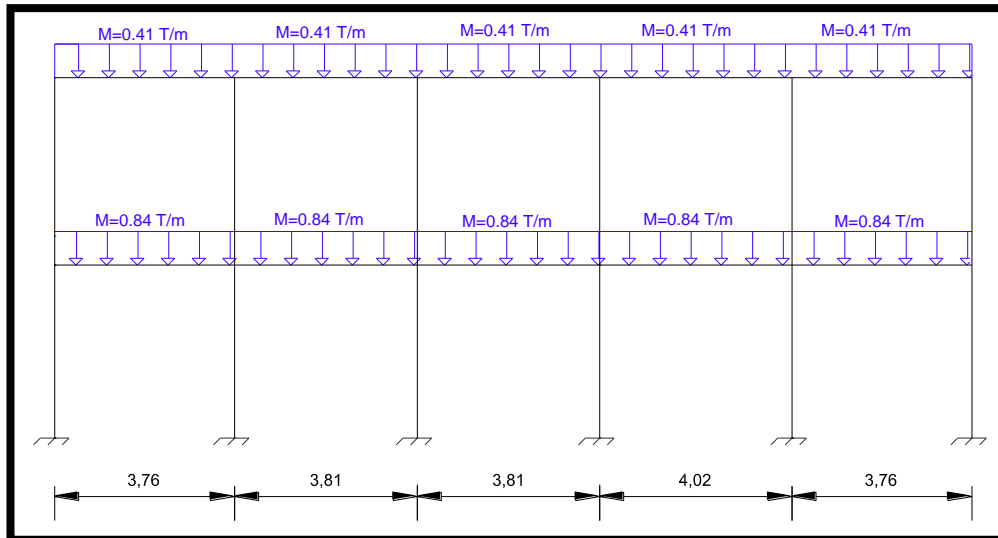


**Figura 5.29** Pórticos ejes B y E Carga muerta y carga viva.

Por lo tanto para el pórtico del eje C tenemos la siguiente distribución de cargas en cada una de las vigas, con las que se procederá a realizar el análisis sísmico conjuntamente con la geometría y el predimensionamiento de cada uno de los elementos viga y columna.

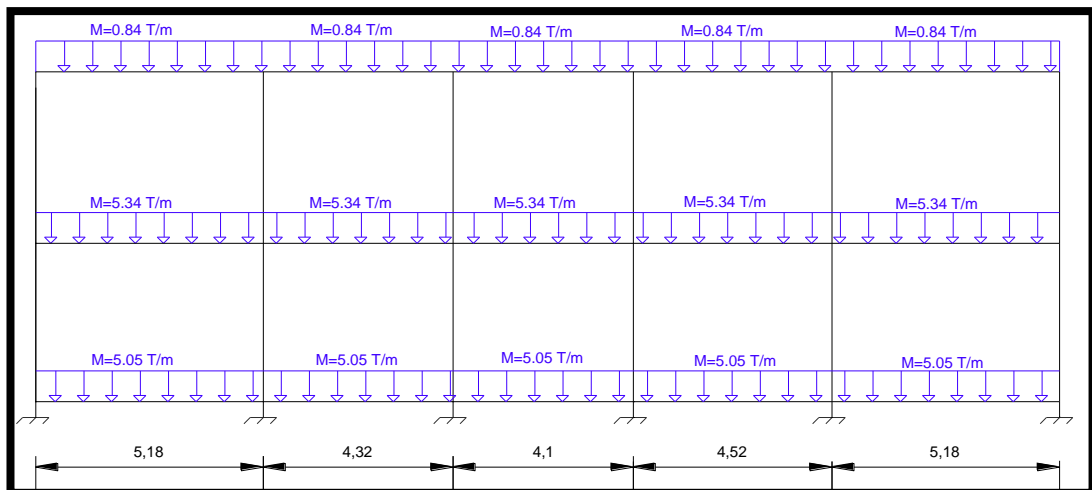


**Figura 5.30** Pórticos ejes C y D Carga muerta y carga viva.

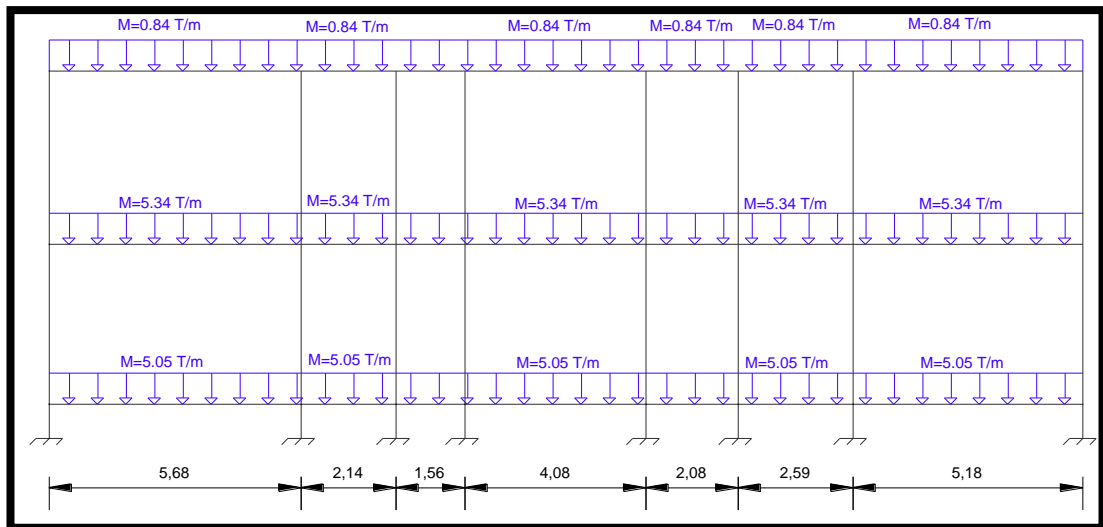


**Figura 5.31** Pórtico eje 1 Momento con Combinación de cargas 1.2D + 1.6 L.

Por lo tanto para el pórtico del eje 2 tenemos la siguiente distribución de cargas en cada una de las vigas, con las que se procederá a realizar el análisis sísmico conjuntamente con la geometría y el predimensionamiento de cada uno de los elementos viga y columna.

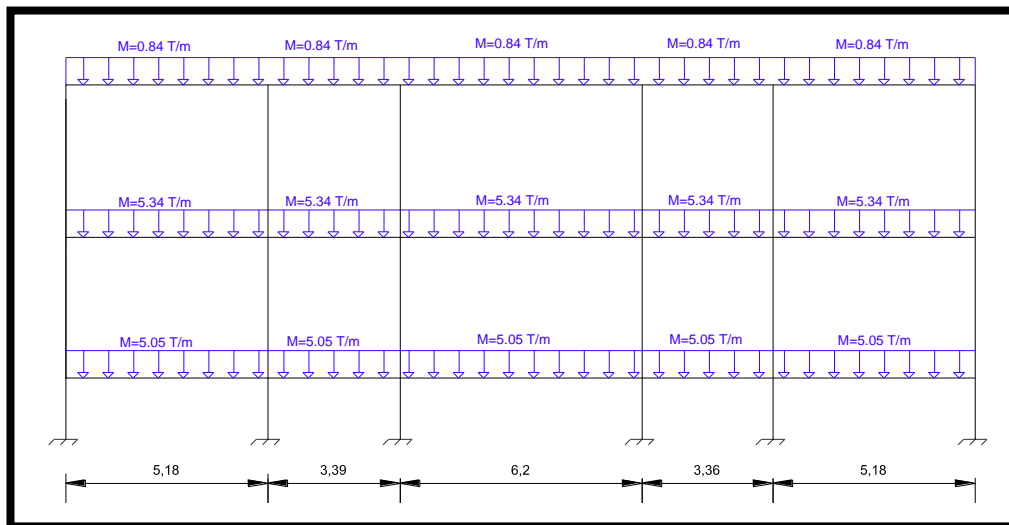


**Figura 5.32** Pórtico eje 2 Momento con Combinación de cargas 1.2D + 1.6 L.

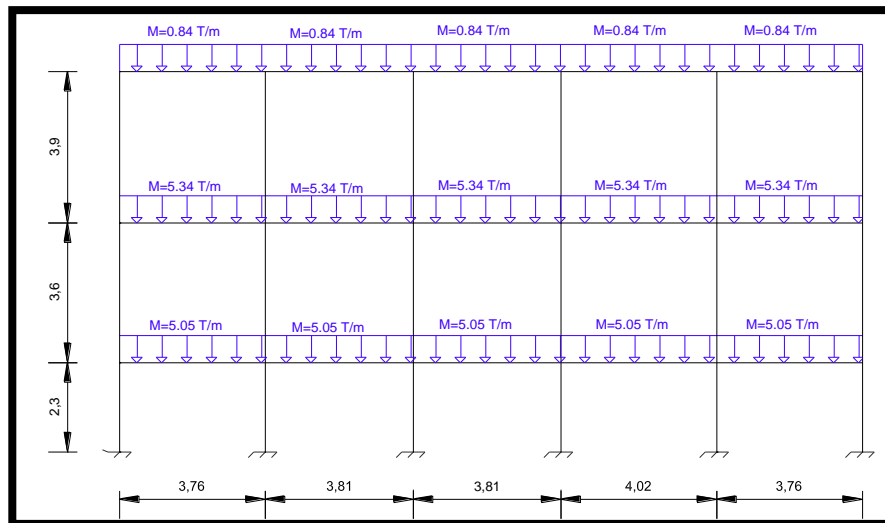


**Figura 5.33** Pórtico eje 3 Momento con Combinación de cargas 1.2D + 1.6 L.

Por lo tanto para el pórtico del eje 2 tenemos la siguiente distribución de cargas en cada una de las vigas, con las que se procederá a realizar el análisis sísmico conjuntamente con la geometría y el predimensionamiento de cada uno de los elementos viga y columna.

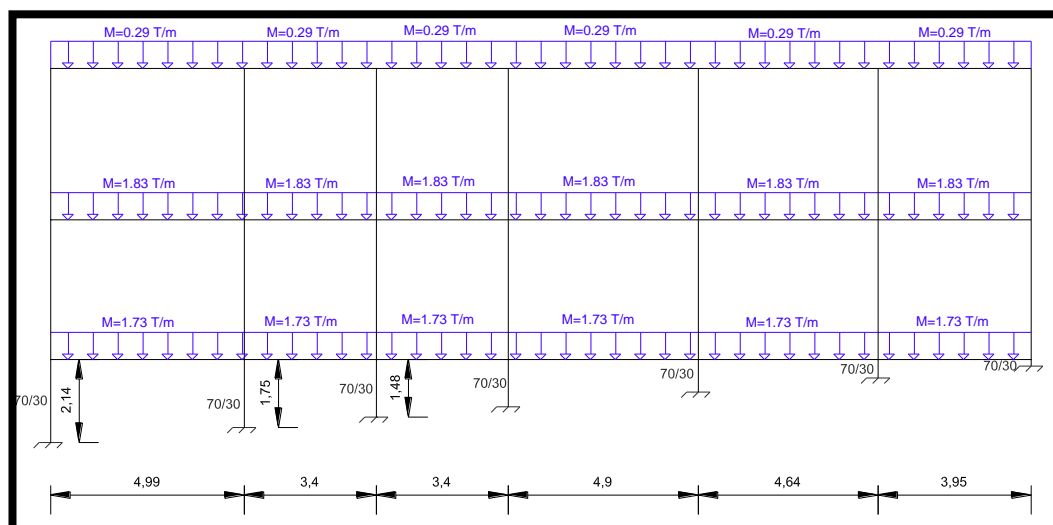


**Figura 5.34** Pórtico eje 4 Momento con Combinación de cargas 1.2D + 1.6 L.

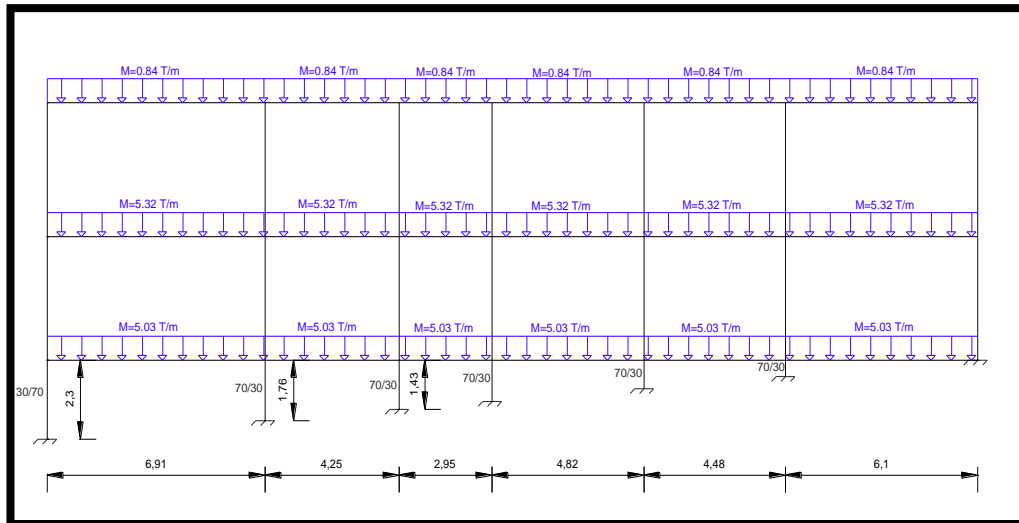


**Figura 5.35** Pórtico eje 5 Momento con Combinación de cargas 1.2D + 1.6 L.

Por lo tanto para el pórtico del eje 2 tenemos la siguiente distribución de cargas en cada una de las vigas, con las que se procederá a realizar el análisis sísmico conjuntamente con la geometría y el predimensionamiento de cada uno de los elementos viga y columna.

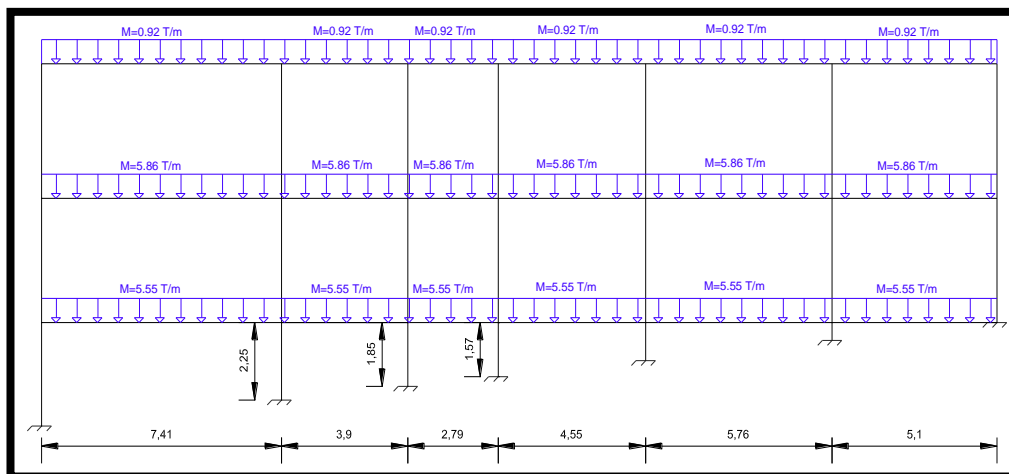


**Figura 5.36** Pórtico ejes A y F Momento con Combinación de cargas 1.2D+1.6L.



**Figura 5.37** Pórtico ejes B y E Momento con Combinación de cargas 1.2D + 1.6 L.

Por lo tanto para el pórtico del eje 2 tenemos la siguiente distribución de cargas en cada una de las vigas, con las que se procederá a realizar el análisis sísmico conjuntamente con la geometría y el predimensionamiento de cada uno de los elementos viga y columna.



**Figura 5.38** Pórtico ejes B y E Momento con Combinación de cargas 1.2D + 1.6 L.



### 5.3.5 Análisis Sísmico de la estructura reforzada.

#### 5.3.5.1 Matrices para Ceinci Lab.

Para obtener la rigidez de la estructura:

**NgI=43**

```
ELEM=[.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;
        .3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3;
        .3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;
        .3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3;
        .3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;.3 .4;
        .3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3;.3 .3]
L=[2.3;1.76;1.43;1.2;.83;.48;
   6.91;4.25;2.95;4.82;4.48;6.1;
   3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;3.6;
   6.91;4.25;2.95;4.82;4.48;6.1;
   3.9;3.9;3.9;3.9;3.9;3.9;3.9;
   6.91;4.25;2.95;4.82;4.48;6.1]
```

```
SENO=[1 1 1 1 1 1
       0 0 0 0 0 0
       1 1 1 1 1 1
       0 0 0 0 0 0
       1 1 1 1 1 1
       0 0 0 0 0 0]
```

```
COSENO=[0 0 0 0 0 0 0
         1 1 1 1 1 1
         0 0 0 0 0 0
         1 1 1 1 1 1
         0 0 0 0 0 0
         1 1 1 1 1 1]
```

```
VC=[0 0 0 1 4 5;
     0 0 0 1 6 7;
     0 0 0 1 8 9;
     0 0 0 1 10 11;
     0 0 0 1 12 13;
     0 0 0 1 14 15;
     1 4 5 1 6 7;
     1 6 7 1 8 9;
     1 8 9 1 10 11;
     1 10 11 1 12 13;
     1 12 13 1 14 15;
     1 14 15 0 0 0;
     1 4 5 2 16 17;
```

1 6 7 2 18 19;  
 1 8 9 2 20 21;  
 1 10 11 2 22 23;  
 1 12 13 2 24 25;  
 1 14 15 2 26 27;  
 0 0 0 2 28 29;  
 2 16 17 2 18 19;  
 2 18 19 2 20 21;  
 2 20 21 2 22 23;  
 2 22 23 2 24 25;  
 2 24 25 2 26 27;  
 2 26 27 2 28 29;  
 2 16 17 3 30 31;  
 2 18 19 3 32 33;  
 2 20 21 3 34 35;  
 2 22 23 3 36 37;  
 2 24 25 3 38 39;  
 2 26 27 3 40 41;  
 2 28 29 3 42 43;  
 3 30 31 3 32 33;  
 3 32 33 3 34 35;  
 3 34 35 3 36 37;  
 3 36 37 3 38 39;  
 3 38 39 3 40 41;  
 3 40 41 3 42 43]  
 E= 2100000

Para obtener las fuerzas internas de los elementos:

CG=[0 0 0;  
 0 0 0;  
 0 0 0;  
 0 0 0;  
 0 0 0;  
 0 0 0;  
 1 4 5;  
 1 6 7;  
 1 8 9;  
 1 10 11;  
 1 12 13;  
 1 14 15;  
 0 0 0;  
 2 16 17;  
 2 18 19;  
 2 20 21;  
 2 22 23;  
 2 24 25;  
 2 26 27;  
 2 28 29;

3 30 31;  
 3 32 33;  
 3 34 35;  
 3 36 37;  
 3 38 39;  
 3 40 41;  
 3 42 43]

F Para cargas Sísmicas Horizontales:

$F = [7 \ 19.92 \ 0 \ 0;$   
 $14 \ 35.90 \ 0 \ 0;$   
 $21 \ 12.95 \ 0 \ 0];$

Fm Para carga muerta:

$F_m = [7 \ 1.7 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $8 \ 1.35 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $9 \ 1.35 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $10 \ 1.35 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $11 \ 1.48 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $12 \ 1.35 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $20 \ 1.8 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $21 \ 1.43 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $22 \ 1.43 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $23 \ 1.43 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $24 \ 1.57 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $25 \ 1.43 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $33 \ 0.42 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $34 \ 0.33 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $35 \ 0.33 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $36 \ 0.33 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $37 \ 0.36 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $38 \ 0.33 \ 1 \ 0 \ 0;$

Fm Para carga viva:

$F_m = [7 \ 0.94 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $8 \ 0.53 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $9 \ 0.85 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $10 \ 0.43 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $11 \ 0.42 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $12 \ 0.43 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $20 \ 0.99 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $21 \ 0.56 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $22 \ 0.90 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $23 \ 0.45 \ 1 \ 0 \ 0;$   
 $24 \ 0.44 \ 1 \ 0 \ 0;$

25 0.45 1 0 0;  
 33 0.16 1 0 0;  
 34 0.09 1 0 0;  
 35 0.14 1 0 0;  
 36 0.07 1 0 0;  
 37 0.07 1 0 0;  
 38 0.07 1 0 0];

Incluyendo el peso propio de los elementos de reforzamiento, se obtienen los siguientes resultados:

### 5.3.5.2 Resultado del proceso de análisis pórtico E

Se realiza un Análisis Espacial reuniendo todos los datos de los pórticos de donde se obtienen fuerzas sísmicas un poco mayores a las obtenidas en el Análisis modal Plano pero quedando como conclusión que la precisión de los datos se la obtiene del análisis modal plano, ya que se hila mas fino en los anchos cooperantes a diferencia del análisis espacial que no puede considerar detalles geométricos para la proporcionalidad de la fuerza sísmica que se obtiene, debido a esto, cuando se divida la fuerza sísmica obtenida en el Análisis Espacial para el numero de pórticos del sentido de análisis, se realizara una repartición desproporcionada en cada uno de los pórticos.

**Tabla 5.14** Resultados para el pórtico reforzado E

MASA PORTICO E	RIGIDEZ E: 1.0e+005			A NEC 11
<b>11.52</b>	2.288	-0.363	0.0378	2.9165
12.88	-0.36	0.3589	-0.154	2.1627
2.58	0.038	-0.154	0.1194	1.7188

**Tabla 5.15** Resultados para el pórtico reforzado E

PERIODOS DE VIBRACION	FACTORES DE PARTICIPACION MODAL
<b>0.2458</b>	4.2304
<b>0.0798</b>	1.0658
<b>0.0439</b>	2.8138

**Tabla 5.16** Resultados para el pórtico reforzado E.

FUERZAS MODALES	DESPLAZAMIENTOS MODALES	DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS
<b>18.07</b>	0.0006	0.0024
<b>39.03</b>	0.0044	0.0176
<b>11.96</b>	0.0064	0.0256

**Tabla 5.17** Resultados para el pórtico reforzado E.

FUERZAS SISMICAS PORTICO	q inelástico	deriva de piso
<b>18.07</b>	0.0025	0.0011
<b>39.03</b>	0.0176	0.0042
<b>11.96</b>	0.0257	0.0021

### 5.3.6 Análisis espacial

Para el análisis espacial de la estructura se considera la masa únicamente una vez para que no se repita en el otro sentido.

**Tabla 5.18** Matriz de masa Espacial.

MATRIZ DE MASA ESPACIAL			
<b>m</b>	73.7	78.12265306	18.1381633
<b>J</b>	8687.39162	9206.729924	2137.5768

En la Matriz de Masa Espacial ha sido considerada la carga muerta mas un porcentaje de carga viva del 25%.

**Tabla 5.19** Resultado del proceso de análisis espacial.

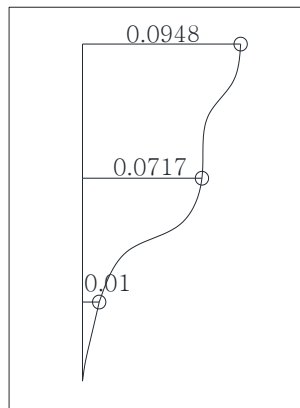
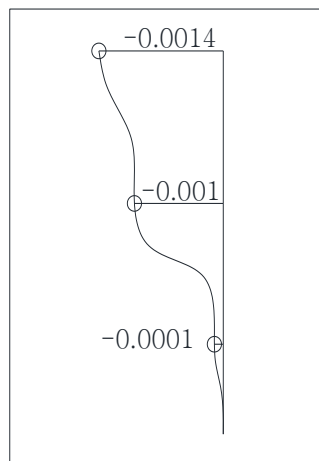
MATRIZ DE MASA ESPACIAL									
<b>73.7</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0</b>	78.1	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0</b>	0	18.1	0	0	0	0	0	0	0
<b>0</b>	0	0	73.7	0	0	0	0	0	0
<b>0</b>	0	0	0	78.1	0	0	0	0	0
<b>0</b>	0	0	0	0	18.1	0	0	0	0
<b>0</b>	0	0	0	0	0	8687	0	0	0
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	9207	0	0
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	2138

**Tabla 5.20** Análisis espacial en sentido x.

KE RIGIDEZ ESPACIAL X = 1.0e+008 *									
<b>0.023</b>	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.163	-0.006	0.001	
<b>-0.002</b>	0.002	-0.001	0.000	0.000	0.000	-0.006	0.007	-0.003	
<b>0.000</b>	-0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	-0.003	0.003	
<b>0.000</b>	0.000	0.000	0.020	-0.002	0.000	0.001	0.000	0.000	
<b>0.000</b>	0.000	0.000	-0.002	0.002	-0.001	0.000	0.000	0.000	
<b>0.000</b>	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	
<b>0.163</b>	-0.006	0.001	0.001	0.000	0.000	3.378	-0.262	0.029	
<b>-0.006</b>	0.007	-0.003	0.000	0.000	0.000	-0.262	0.331	-0.140	
<b>0.001</b>	-0.003	0.003	0.000	0.000	0.000	0.029	-0.140	0.120	

**Tabla 5.21** Modos de vibración en sentido x.

MODOS DE VIBRACION X								
<b>0.010</b>	0.000	-0.005	0.018	0.000	-0.007	-0.088	-0.001	0.073
<b>0.072</b>	-0.001	-0.064	0.042	0.001	-0.038	0.019	0.000	-0.005
<b>0.095</b>	-0.001	-0.078	-0.152	-0.003	0.129	-0.023	0.000	0.004
<b>0.000</b>	0.009	0.000	0.000	-0.012	0.000	-0.001	0.116	0.000
<b>0.001</b>	0.092	0.000	0.001	-0.064	0.000	0.000	-0.014	0.000
<b>0.002</b>	0.135	0.000	-0.004	0.192	0.001	0.000	0.010	0.000
<b>-0.001</b>	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.000	0.007	0.000	0.008
<b>-0.006</b>	0.000	-0.006	-0.004	0.000	-0.005	-0.001	0.000	-0.001
<b>-0.008</b>	0.000	-0.010	0.011	0.000	0.014	0.001	0.000	0.000

**Figura 5.39** Primer modo de vibración.**Figura 5.40** Segundo modo de vibración.

**Tabla 5.22** Frecuencias de vibración en sentido x.

FRECUENCIAS
25.0988
26.5587
39.4037
74.0282
76.7248
96.4442
119.9168
163.7517
236.2154

**Tabla 5.23** Períodos de vibración y desplazamiento inelástico.

PERIODOS DE VIBRACION	q inelástico
0.2503	0.0017
0.2366	0.0119
0.1595	0.0157
0.0849	0.0000
0.0819	0.0003
0.0651	0.0004
0.0524	0.0001
0.0384	0.0010
0.0266	0.0014

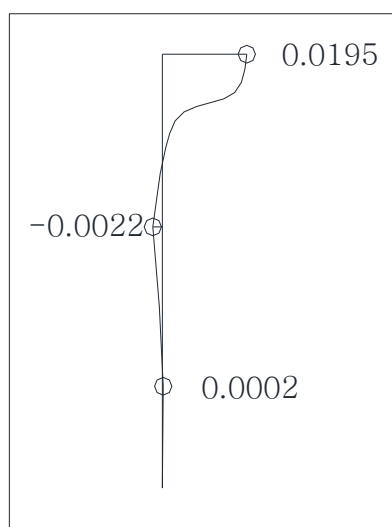
drift = 0.0007 0.0028 0.0010

**Tabla 5.23** Rigidez espacial en sentido y.

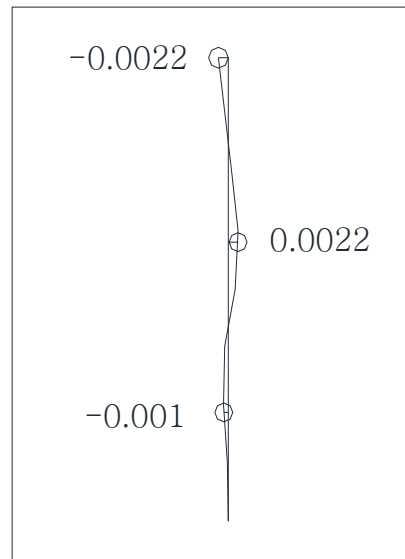
KE RIGIDEZ ESPACIAL Y = 1.0e+008 \*



<b>0.020</b>	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
<b>-0.002</b>	0.002	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
<b>0.000</b>	-0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
<b>0.000</b>	0.000	0.000	0.023	-0.002	0.000	0.163	-0.006	0.001
<b>0.000</b>	0.000	0.000	-0.002	0.002	-0.001	-0.006	0.007	-0.003
<b>0.000</b>	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.001	0.001	-0.003	0.003
<b>0.001</b>	0.000	0.000	0.163	-0.006	0.001	3.378	-0.262	0.029
<b>0.000</b>	0.000	0.000	-0.006	0.007	-0.003	-0.262	0.331	-0.140
<b>0.000</b>	0.000	0.000	0.001	-0.003	0.003	0.029	-0.140	0.120



**Figura 5.41** Primer modo de vibración sentido Y.



**Figura 5.42** Segundo modo de vibración sentido Y.

**Tabla 5.25** Frecuencias de vibración en sentido Y.

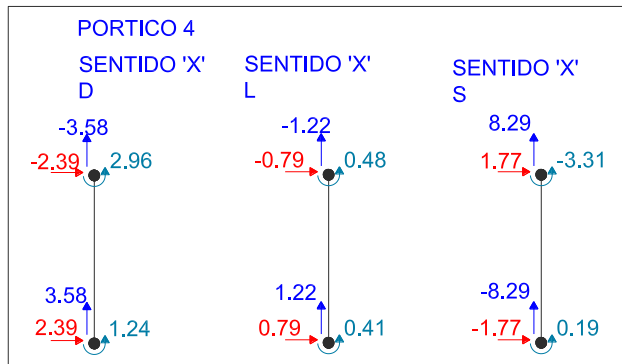
FRECUENCIAS
25.0988
26.5587
39.4037
74.0282
76.7248
96.4442
119.9168
163.7517
236.2154

**Tabla 5.26** Períodos de vibración y desplazamientos inelásticos en sentido Y.

PERIODOS DE VIBRACION	q inelástico
<b>0.2503</b>	0.0016
<b>0.2366</b>	0.0158
<b>0.1595</b>	0.0232
<b>0.0849</b>	0.0000
<b>0.0819</b>	0.0003
<b>0.0651</b>	0.0004
<b>0.0524</b>	0.0000
<b>0.0384</b>	0.0000
<b>0.0266</b>	0.0000

**drift = 0.0007 0.0039 0.0019**

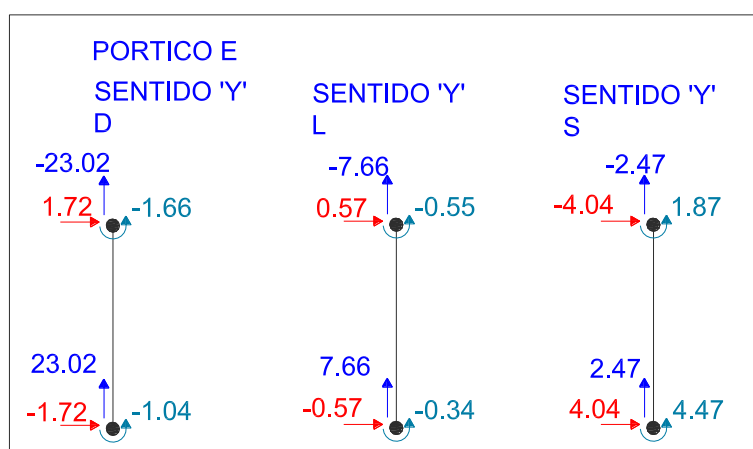
### 5.3.7 Diseño de columnas de hormigón armado.



**Figura 5.43** Fuerzas columna eje "4E" sentido X primer piso.

**Tabla 5.28** Fuerzas en columna ejes 4E primer piso

ANALISIS DE COLUMNA 4E PRIMER PISO						
FUERZAS EN CADA ELEMENTO DEAD 'D'						
PORTICO 4	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
E	23.0266	-1.7206	-1.0403	-23.0266	1.7206	-1.6611
FUERZAS EN CADA ELEMENTO LIVE 'L'						
PORTICO 4	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
E	7.6659	-0.5751	-0.3476	-7.6659	0.5751	-0.5552
FUERZAS EN CADA ELEMENTO QUAKE 'S'						
PORTICO 4	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
E	2.4725	4.0486	4.4769	-2.4725	-4.0486	1.8794

**Figura 5.44** Fuerzas columna eje "4E" sentido Y primer piso.

Entonces para la columna 4E se procede a realizar las respectivas combinaciones de carga tanto para carga axial, corte y momento respecto a los ejes Y y X.

**Tabla 5.29** Combinaciones de carga columna 4E primer piso.

FUERZA AXIAL " $1.2(D4+DE)+1.0(L4+LE)+(S4+0.3SE)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	AXIAL	AXIAL
4E	34.99646	-34.99646

MOMENTO RESPECTO A "Y" " $1.2(MyD)+1.0(MyL)+1.0(MyS)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	MOMENTO	MOMENTO
4E	2.10902	1.23132

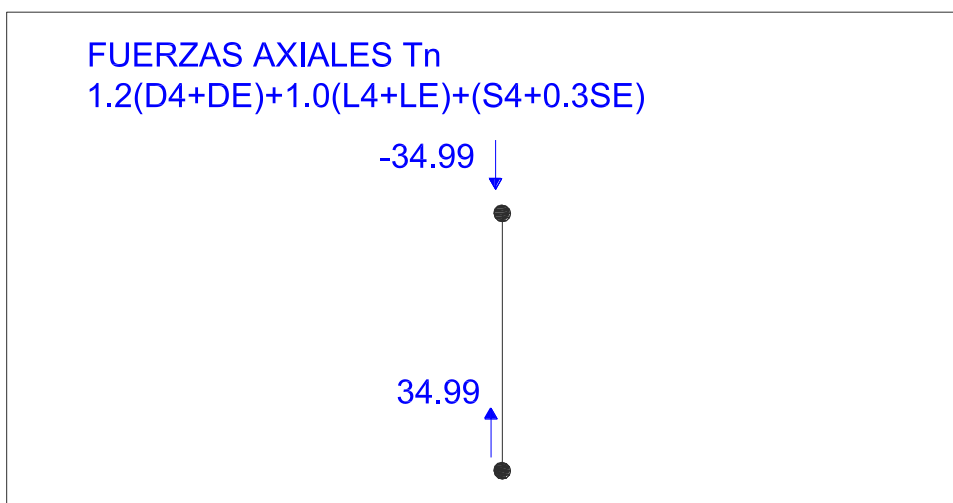
CORTE EN EJE "X" " $1.2(VyD)+1.0(VyL)+1.0(VyS)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	CORTE	CORTE
4E	1.89776	-1.89776

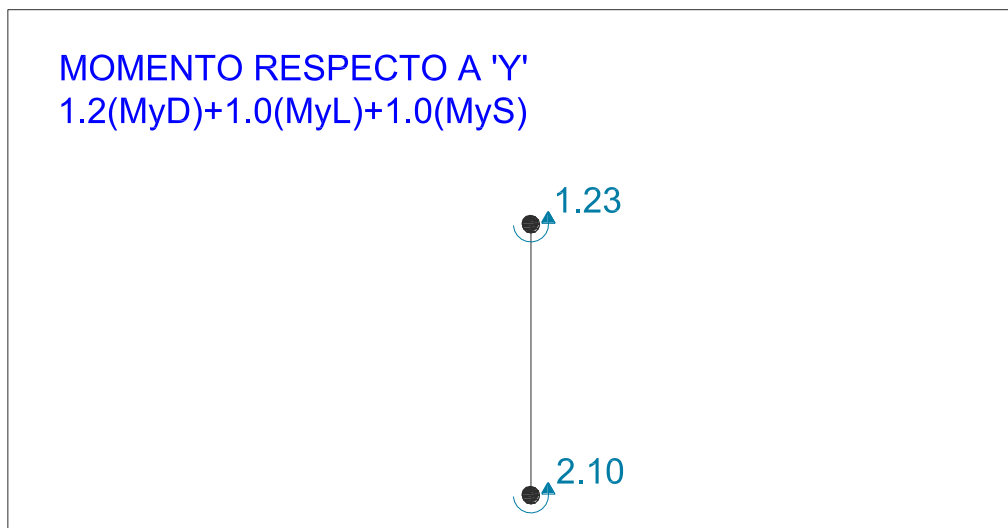
MOMENTO RESPECTO A "X" " $1.2(MxD)+1.0(MxL)+1.0(MxS)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	MOMENTO	MOMENTO
4E	2.88094	-0.66912

CORTE EN EJE "Y" " $1.2(VyD)+1.0(VyL)+1.0(VyS)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	CORTE	CORTE
4E	1.40878	-1.40878

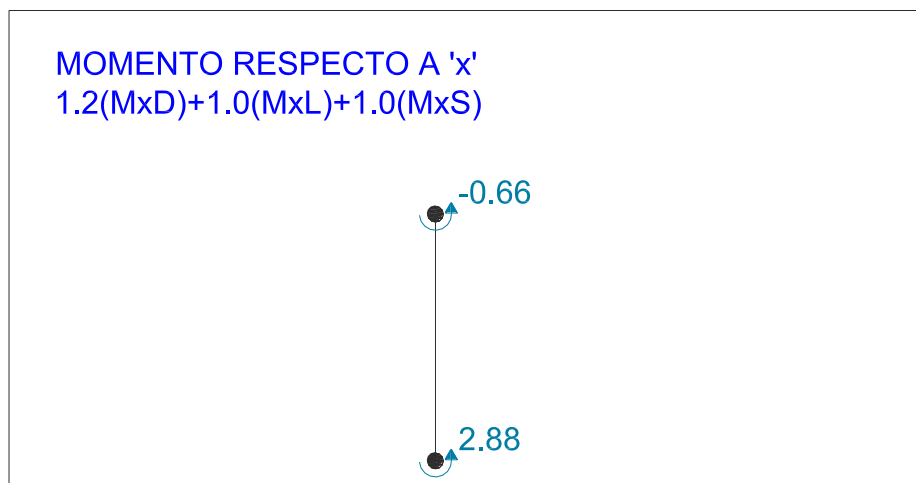


**Figura 5.45** Fuerzas axiales actuantes columna eje "4E" primer piso.

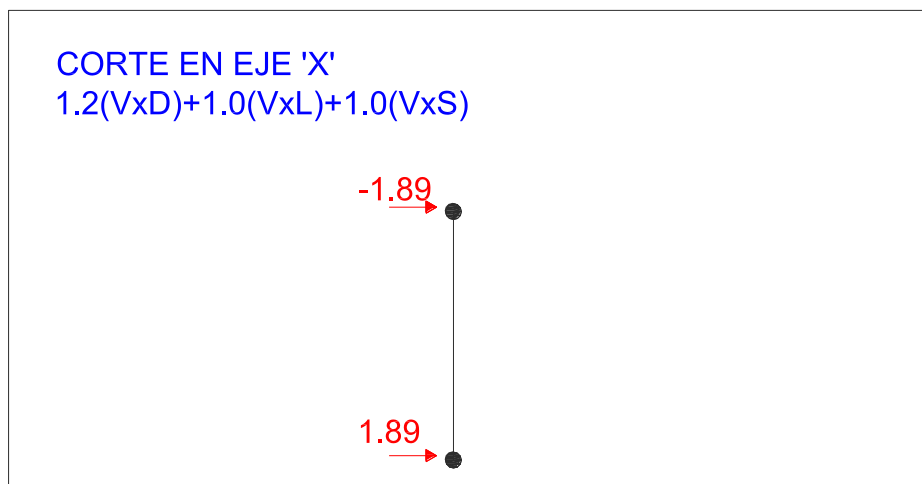


**Figura 5.46** Momento actuante en sentido Y columna eje “4E” primer piso.

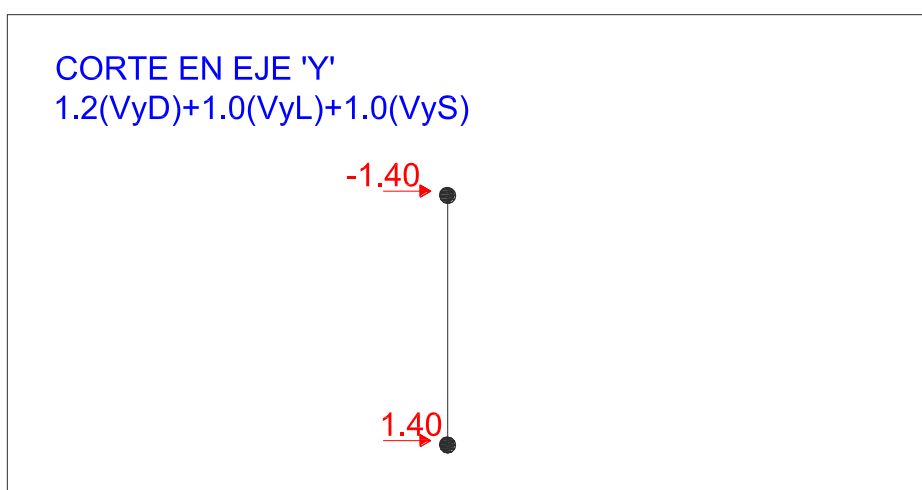
Después de realizar las sumatorias de cada una de las combinaciones de carga se llega a obtener las cantidades siguientes.



**Figura 5.47** Momento actuante en sentido X columna eje “4E” primer piso.



**Figura 5.48** Corte actuante en sentido X columna eje “4E” primer piso.



**Figura 5.49** Corte actuante en sentido Y columna eje “4E” primer piso.

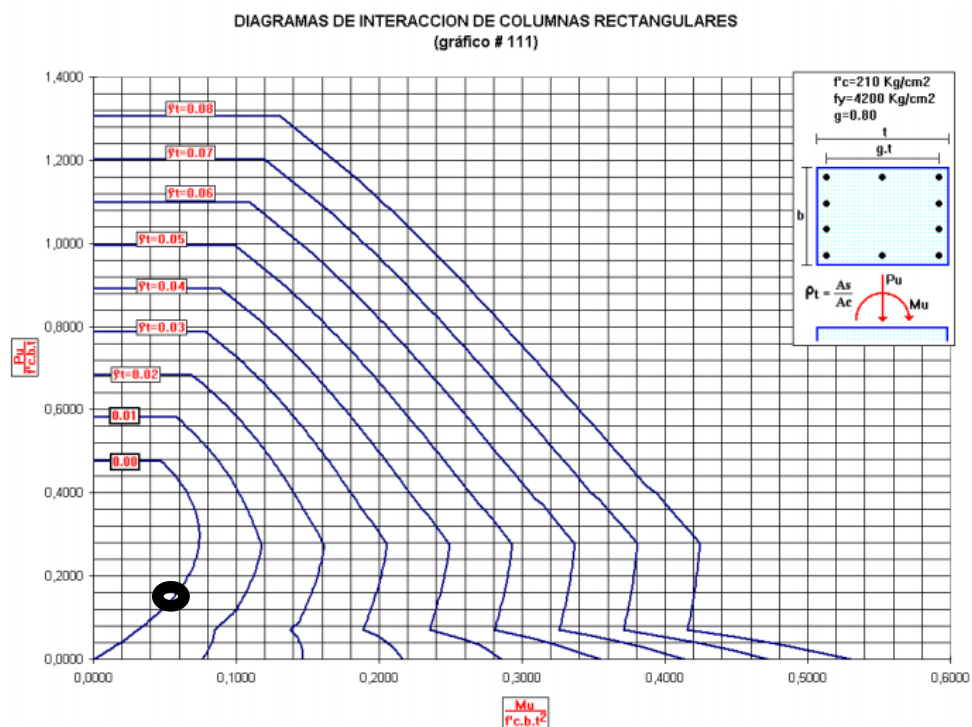
Para el diseño de las columnas de hormigón armado se utiliza las curvas de interacción para columnas rectangulares con armado de 10 varillas como se muestra en la grafica Romo (2008).

$$y = \frac{P_u}{f'c \cdot b \cdot t} \quad (5.1)$$

$$x = \frac{M_u}{f'c \cdot b \cdot t^2} \quad (5.2)$$

**Tabla 5.30** Coordenadas para entrar al grafico de curvas de interacción.

<b>Pu</b>	34.996
<b>Mu</b>	3.570
<b>COORDENADA</b>	
<b>X</b>	0.035
<b>Y</b>	0.139



**Figura 5.50** Diagramas de interacción para columnas rectangulares Romo (2008).

Tenemos como resultado que no se requiere armadura y por lo tanto armamos con armadura mínima.

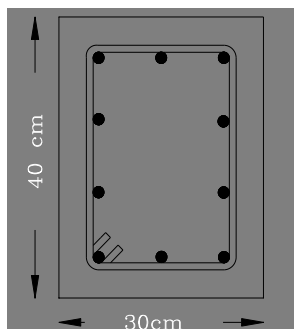
Armadura mínima  $\rho=0.01$



$$Area = b * h = 30 * 40 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$Amín = 1200 * 0.01 = 12.0 \text{ cm}^2$$

ACERO LONGITUDINAL: 10 Varillas  $\varnothing$  16mm equivalentes a 1.67% del área de hormigón.



**Figura 5.51** Armado transversal columna 4E.

5.3.7.1 Calculo del esfuerzo cortante último.

<b>Fy</b>	4200		
<b>b</b>	40	<b>b</b>	30
<b>d</b>	25	<b>d</b>	35
<b>f</b>	0.85	<b>f</b>	0.85
<b>Vux</b>	1408.78	<b>Vuy</b>	1897.76
<b>Vux</b>	1.66	<b>Vuy</b>	2.23

5.3.7.2 Calculo del esfuerzo resistente del hormigón.

<b>Vc</b>	7.246	<b>Vc</b>	7.246
-----------	-------	-----------	-------

5.3.7.3 Verificación del esfuerzo máximo del acero transversal.

<b><math>\sigma_{max}</math></b>	30.4319	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b><math>\sigma_{max}</math></b>	30.43189	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Vu-Vc</b>	-5.5883	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Vu-Vc</b>	-5.01303	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>

5.3.7.4 Calculo de armadura transversal.

	<b>X</b>		<b>Y</b>
<b>Av</b>	1 cm	<b>Av</b>	1 cm

$$s \quad -18.79 \text{ cm} \quad s \quad -27.93 \text{ cm}$$

Si se requiere estribos.

En zonas sísmicas, los estribos deberán colocarse con un espaciamiento no mayor que:

**a)  $d/2$**

**b) 16 diámetros de la varilla longitudinal**

**c) 48 diámetros de la varilla del estribo**

El que sea menor, en toda la longitud del miembro.

$$s = \frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$s = 16 * 1.4 = 22.4 \text{ cm}$$

$$s = 48 * 0.8 = 38.4 \text{ cm}$$

Por lo tanto seleccionamos un espaciamiento de estribos de 1  $\emptyset 8\text{mm}@10/20\text{cm}$ .

### **5.3.6 Diseño de columnas de hormigón armado columna "4E" primer piso.**

Para realizar un calculo mas acertado de los elementos de Hormigon armado se han tomado los elementos mas criticos para ir por el lado de la seguridad y obtener asi un diseño que cubra los esfuerzos en todos los puntos de la estructura.

**Tabla 5.31** Fuerzas actuantes columna 4E primer piso.

ANALISIS DE COLUMNA 5E PRIMER PISO						
FUERZAS EN CADA ELEMENTO DEAD 'D'						
PORTICO E	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
5	28.4545	-4.0478	-3.0089	-28.4545	4.0478	-3.3462
FUERZAS EN CADA ELEMENTO LIVE 'L'						
PORTICO E	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
5	9.4256	-1.3467	-1.0024	-9.4256	1.3467	-1.1119
FUERZAS EN CADA ELEMENTO QUAKE 'S'						
PORTICO E	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
5	-3.2106	7.872	4.8622	3.2106	-7.872	7.4968

**Tabla 5.32** Fuerzas actuantes columna 4E primer piso.

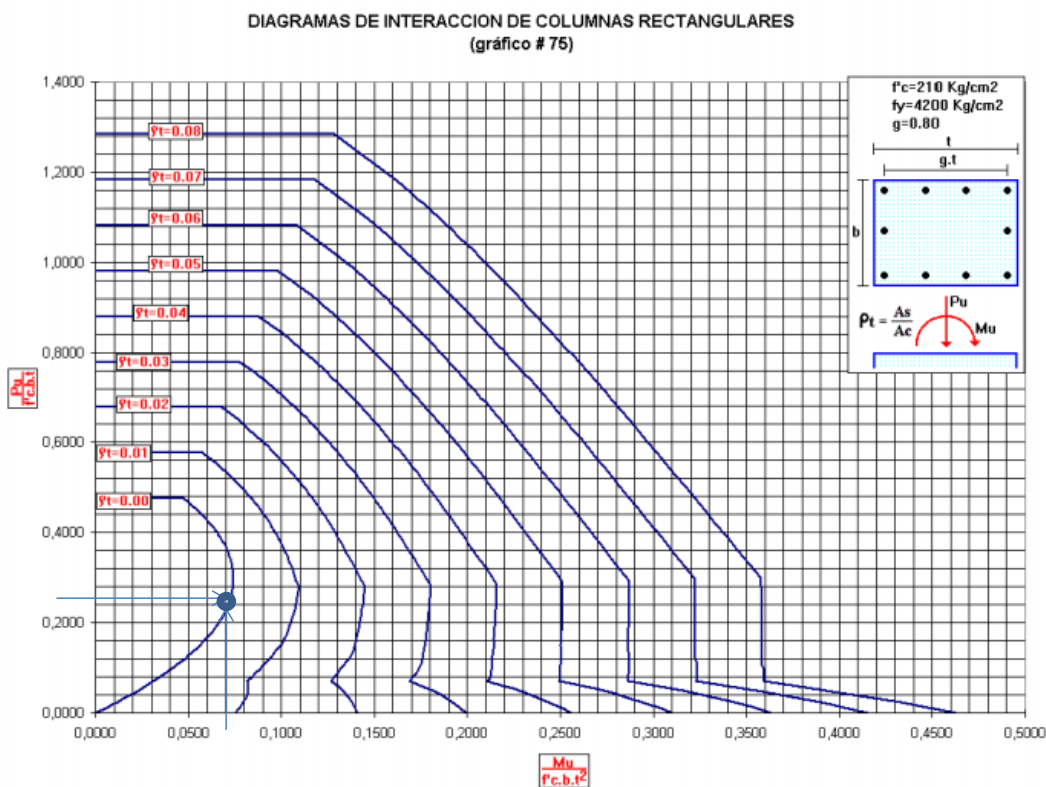
ANALISIS DE COLUMNA 5E PRIMER PISO						
FUERZAS EN CADA ELEMENTO DEAD 'D'						
PORTICO 4	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
E	-0.4338	3.8867	3.9008	0.4338	3.9213	-4.0063
FUERZAS EN CADA ELEMENTO LIVE 'L'						
PORTICO 4	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
E	-0.1428	1.3056	1.3102	0.1428	1.3174	-1.346
FUERZAS EN CADA ELEMENTO QUAKE 'S'						
PORTICO 4	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
ELEMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
E	16.3203	-0.2358	-0.9607	-16.3203	0.2358	-0.4774

**Tabla 5.33** Combinaciones de carga columna 4E primer piso.

FUERZA AXIAL " $1.2(D4+DE)+1.0(L4+LE)+(S4+0.3SE)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	AXIAL	AXIAL
4E	56.01734	-56.01734
MOMENTO RESPECTO A "Y" " $1.2(MyD)+1.0(MyL)+1.0(MyS)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	MOMENTO	MOMENTO
4E	0.24912	2.36946
CORTE EN EJE "X" " $1.2(VyD)+1.0(VyL)+1.0(VyS)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	CORTE	CORTE
4E	1.66794	-1.66794
MOMENTO RESPECTO A "X" " $1.2(MxD)+1.0(MxL)+1.0(MxS)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	MOMENTO	MOMENTO
4E	5.03046	-6.63096
CORTE EN EJE "Y" " $1.2(VyD)+1.0(VyL)+1.0(VyS)$ "		
PORTICO E	NUDO INICIAL	NUDO FINAL
ELEMENTO	CORTE	CORTE
4E	5.73384	6.25876

**Tabla 5.34** Coordenadas para entrar en la grafica de Curvas de Interaccion.

Pu	56.01734
Mu	7.041588685
<b>COORDENADA</b>	
X	0.070
Y	0.222



**Figura 5.52** Diagrama de interaccion de columnas rectangulares Romo (2008).

Según los valores al ingresar al Diagrama de Interaccion según el Ingeniero Marcelo Romo Proaño, no requiere armadura, por lo tanto se colocara Armadura Mínima.

Despues de realizar una simplificacion en la esmadura seleccionada se modificara a 10  $\emptyset 16\text{mm}$  que equivale al 1.67% de la sección de Hormigón.

Por último, no se requiere armadura para corte, de manera que tambien se colocara estribos mínimos de acuerdo al código.

**Tabla 5.35** Calculo de esfuerzos y armadura.

DISEÑO DE ELEMENTOS EN CORTE					
<b>CALCULO DEL ESFUERZO CORTANTE ULTIMO</b>					
<b>Fy</b>	4200.00				
<b>b</b>	40.00		<b>b</b>	30	
<b>d</b>	25.00		<b>d</b>	35	
<b>f</b>	0.85				
<b>Vux</b>	1.67	1667.94	<b>Vuy</b>	6.25876	6258.76
<b>Vux</b>	1.96		<b>Vuy</b>	7.36325	
<b>CALCULO DEL ESFUERZO RESISTENTE DEL HORMIGON</b>					
<b>Vc</b>	7.246		<b>Vc</b>	7.246	
<b>VERIFICACION DEL ESFUERZO MAXIMO DEL ACERO TRANSVERSAL</b>					
<b><math>\sigma_{max}</math></b>	30.43189117	<b>Kg/cm2</b>		<b><math>\sigma_{max}</math></b>	30.43189117
<b>Vu-Vc</b>	-5.28340602	<b>Kg/cm2</b>	<b>OK</b>	<b>Vu-Vc</b>	0.11756 <b>OK</b>
<b>CALCULO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL</b>					
	<b>X</b>			<b>Y</b>	
<b>Av</b>	1		<b>Av</b>	1	
<b>s</b>	-19.87354362 cm		<b>s</b>	-9.12216662	
	NO REQUIERE ESTRIBOS				

### 5.3.9 Diseño de la Viga de Cimentación

En principio para decidir el tipo de cimentacion que se va a utilizar, se tomo en cuneta la cimentacion existente, que son una especie de vigas corridas de roca en forma de muro de roca, entonces se decide reforzar este muro de roca con una viga de hormigon armado que ira sobre el muro de roca existente que cubre satisfactoriamente los esfuerzos generados por la nueva estructura de vigas y columnas.

Con los esfuerzos encontrados en pie de columna de las columnas del primer piso del portico E diseñaremos la viga de cimentacion tipo.

**Tabla 5.36** Fuerzas en pie y cabeza de columna.

COLUMNA	PIE			CABEZA		
	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
1	6.9106	-5.8765	-3.4008	-6.9106	5.8765	-10.1153
2	-6.2246	0.8335	1.9239	6.2246	-0.8335	-0.4569
3	-4.6892	-2.2219	1.3265	4.6892	2.2219	-4.5038
4	16.1222	-0.7226	2.9489	-16.1222	0.7226	-3.816
5	9.1484	5.5711	7.5656	-9.1484	-5.5711	-2.9416
6	21.4719	34.9149	18.6833	-21.4719	-34.9149	-1.9241
7	6.6493	3.243	6.222	-6.6493	-3.243	5.4529

Además de utilizar el programa viga **cargas\_cimentacion**, se utiliza el programa **cada\_cuarto\_cimentacion** con el objeto de encontrar los valores mas criticos en cada uno de los puntos con mucho mas detalle como se presenta a continuación.

**Tabla 5.37** Fuerzas y momentos en cada cuarto de longitud de la viga de cimentacion.

SECCION DE CIMENTACION E5 - E4					
X	Desplaz	Giro	Momento	Corte	Presion
0	-0.0025	0.002	6.91	3.4	-25.3032
1.7275	-0.0002	0.0007	5.777	-2.7098	-2.0427
3.455	0.0004	0.0001	1.5081	-1.7228	4.0837
5.1825	0.0005	0	0.5225	0.6289	4.6813
6.91	0.0003	-0.0003	3.5765	2.7422	2.6165

SECCION DE CIMENTACION E4 - E3					
X	Desplaz	Giro	Momento	Corte	Presion
0	0.0003	-0.0003	-2.6435	0.8222	2.6165
1.0625	0.0001	-0.0001	-1.4785	1.2623	0.5524
2.125	0	0	-0.0782	1.3556	0.1855
3.1875	0	-0.0001	1.3874	1.3898	-0.0968
4.25	-0.0002	-0.0003	2.7749	1.123	-1.9855

SECCION DE CIMENTACION E3 - E3'					
X	Desplaz	Giro	Momento	Corte	Presion
0	-0.0002	-0.0003	-1.9051	-0.197	-1.9855
0.7375	-0.0004	-0.0002	-2.2663	-0.8451	-3.6826
1.475	-0.0004	0.0001	-3.211	-1.7318	-4.0839
2.2125	-0.0003	0.0004	-4.7974	-2.5184	-2.6578
2.95	0.0001	0.0008	-6.7809	-2.7091	1.4724

SECCION DE CIMENTACION E3' - E3''					
X	Desplaz	Giro	Momento	Corte	Presion
0	0.0001	0.0008	9.3391	-5.6491	1.4724
1.205	0.0006	0	3.328	-4.0851	5.6523
2.41	0.0005	-0.0001	-0.4058	-2.1832	4.5633
3.615	0.0004	0	-2.1333	-0.7307	3.832
4.82	0.0006	0.0003	-2.079	0.956	6.0742

SECCION DE CIMENTACION E3'' - E2					
X	Desplaz	Giro	Momento	Corte	Presion
0	0.0006	0.0003	7.061	-6.604	6.0742
1.12	0.0007	-0.0001	0.9223	-4.334	6.6343
2.24	0.0006	0	-2.7605	-2.297	5.7373
3.36	0.0008	0.0004	-4.1754	-0.0954	8.1659
4.48	0.0016	0.0009	-2.3525	3.7715	15.6453

SECCION DE CIMENTACION E2 - E1					
X	Desplaz	Giro	Momento	Corte	Presion
0	0.0016	0.0009	19.1175	-14.9085	15.6453
1.525	0.0014	-0.0007	2.3232	-7.311	13.7664
3.05	0.0004	-0.0004	-5.2339	-3.3334	4.4417
4.575	0.0007	0.0008	-8.979	-1.3974	6.9642
6.1	0.003	0.0022	-6.64	6.22	29.9027

Se ha corrido el programa viga cargas\_cimentacion, hasta encontrar un dimensionamiento que procure no tener presiones mal arriba de los 30 T/m<sup>2</sup>, o lo que es lo mismo 3 Kg/cm<sup>2</sup>, en las tablas las unidades de presion son T/m<sup>2</sup>.



**Tabla 5.38** Calculo de la cuantia de acero viga de cimentacion.

PARAMETRO	MAGNITUD	UNIDAD
Altura	40	cm
Recubrimiento	6	cm
Modulo de Elasticidad	2100000	Kg-cm <sup>2</sup>
Limite de Fluencia	4200	T/m <sup>2</sup>
Resistencia caracteristica H	210	Kg-cm <sup>2</sup>
Factor de reduccion flexion	0.85	
Distancia a fibra mas comprimida d	34	cm
Base b	80	cm
Area de acero As	15.97278	cm <sup>2</sup>
Area de la seccion	2720	cm <sup>2</sup>
Pocentaje de acero Ro	0.00587	
Ro balanceado	0.02168	
Ro max	0.01084	

As1	29.48	cm <sup>2</sup>
a	8.67	cm
Mu1	3305477.2	Kg-cm
Mu1	33.05	T-m
Mu2	-13.94	T-m
As2	-13.18	cm <sup>2</sup>
<b>ACERO DE COMPRESION</b>		
As'	-26.35	cm <sup>2</sup>
As' total	16.30	cm <sup>2</sup>

#### 5.4 Reforzamiento con Fibra de Carbono.

Para bandas de fibra de carbono de 10 cm de ancho y para un factor de seguridad de 3 debido a la fragilidad con que se rompen las bandas de CFRP, la resistencia admisible a tracción de cada banda  $R_a = 38000 \times 0.0165 \times 10 / 3 = 2090$  Kg por banda, y se asume que el 100% del cortante de agrietamiento debe ser asumido por la o las bandas de fibra de carbono se obtiene el numero de bandas que deben ir dispuestas horizontalmente tanto en una cara como en la cara opuesta, esto quiere decir que si necesito un total de 7 bandas pues debo colocar tres en una cara y 4 en la cara posterior o viceversa.

Para el reforzamiento con fibras de carbono tenemos que determinar el numero de bandas de 10 cm que serán necesarias para resistir el 100% de los esfuerzos de corte que tiene que soportar el muro para lo cual deberemos calcular primero las solicitaciones como se muestra a continuación para el pórtico A4. Luego se calcula el numero de bandas que necesita cada uno de los muros de a cuerdo con la resistencia al corte que tiene cada banda que es de 2090 Kg por cada banda de 10 cm de ancho colocada horizontalmente, es decir que el total del cortante será resistido por bandas de fibra de carbono como se explica a continuación.

**Tabla 5.39** Calculo del cortante basal.

CORTANTE BASAL		
h	9.07	m
PERÍODO	0.42	seg
Ad	3.89	m/seg <sup>2</sup>
Sa	0.40	Ad
I	1.00	Ad
R	3.00	Ad
∅p	1.00	Ad
∅e	1.00	Ad
V/W	0.13	Ad
V	27.235	Tn

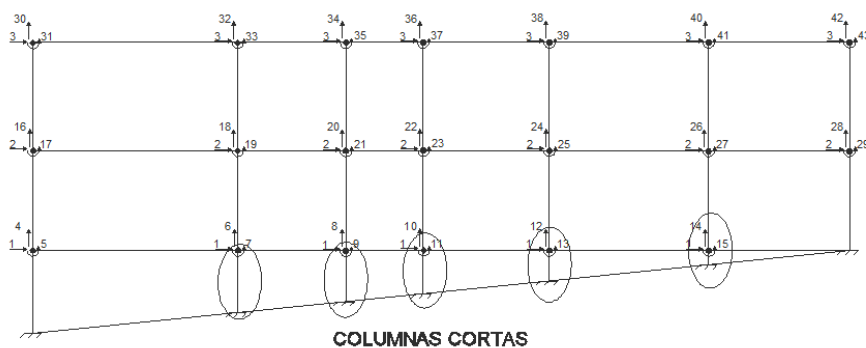
Numero de bandas =  $27235 / 2090 = 13$  bandas.

Asumiendo que el corte que va a resistir cada uno de los muros esta en función de su área tendríamos que en determinado muro únicamente se necesitan dos bandas, pero considerando que el experimento de san Bartolomé fue realizado con tres y cuatro bandas en cada lado, pues vamos a mantener el diseño del experimento ya que no se ha ensayado un elemento con una sola banda. Por lo tanto el diseño viene

dato con dos bandas en cada una de las caras de los muros en posición horizontal.

### 5.5 Columna Corta.

La estructura por su geometría vertical presenta varias columnas de altura que varían entre 0.52 m y 2.25 m como se muestra a continuación.



**Figura 5.52** Ubicación de columnas cortas.

Por la razón de que las columnas “cortas” tienen una disminución en su longitud, se produce una disminución de la distancia en la que el momento será resistido, es decir que:

$$M = V * d/2 \quad (5.3)$$

$$V = M/d/2 \quad (5.4)$$

$$V = 2M/d \quad (5.5)$$

Por lo tanto el cortante es inversamente proporcional a la distancia, es decir que a medida que disminuya la distancia de la columna, el cortante irá en aumento, y este es el fenómeno conocido como columna corta, que en realidad para el objetivo del calculo se resume en realizar un chequeo

únicamente del cortante obtenido en pie y en cabeza de cada una de las columnas consideradas cortas.

**Tabla 5.40** Análisis Columna 2E primer piso.

<b>FUERZAS EN CADA ELEMENTO DEAD 'D'</b>						
<b>PORT E</b>	<b>NUDO INICIAL</b>			<b>NUDO FINAL</b>		
<b>ELEM</b>	<b>A</b>	<b>V</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>V</b>	<b>M</b>
2E	23.41	-2.83	-0.07	-23.41	2.86	-1.29

<b>FUERZAS EN CADA ELEMENTO LIVE 'L'</b>						
<b>PORT E</b>	<b>NUDO INICIAL</b>			<b>NUDO FINAL</b>		
<b>ELEM</b>	<b>A</b>	<b>V</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>V</b>	<b>M</b>
2E	5.15	-1.06	-0.1	-5.15	1.06	-0.41

<b>FUERZAS EN CADA ELEMENTO QUAKE 'S'</b>						
<b>PORT E</b>	<b>NUDO INICIAL</b>			<b>NUDO FINAL</b>		
<b>ELEM</b>	<b>A</b>	<b>V</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>V</b>	<b>M</b>
2E	0.51	40.5	19.64	-0.51	-40.52	-0.19

**Tabla 5.40** Combinación de cargas.

<b>FUERZA AXIAL</b> <b>"1.2(D4+DE)+1.0(L4+LE)+(S4+0.3SE)"</b>		
<b>PORTICO E</b>	<b>NUDO INICIAL</b>	<b>NUDO FINAL</b>
<b>ELEMENTO</b>	<b>AXIAL</b>	<b>AXIAL</b>
3E	10.95	-10.95

<b>MOMENTO RESPECTO A "Y"</b> <b>"1.2(MyD)+1.0(MyL)+1.0(MyS)"</b>		
<b>PORTICO E</b>	<b>NUDO INICIAL</b>	<b>NUDO FINAL</b>
<b>ELEMENTO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>MOMENTO</b>
4E	19.459	-2.148

<b>CORTE EN EJE "X"</b> <b>"1.2(VyD)+1.0(VyL)+1.0(VyS)"</b>		
<b>PORTICO E</b>	<b>NUDO INICIAL</b>	<b>NUDO FINAL</b>
<b>ELEMENTO</b>	<b>CORTE</b>	<b>CORTE</b>
4E	36.064	-36.028

## 5.5.1 Calculo del esfuerzo cortante último.

<b>Fy</b>	4200		
<b>b</b>	50	<b>b</b>	30
<b>d</b>	45	<b>d</b>	35
<b>f</b>	0.85		
<b>Vux</b>	36.06	<b>Vuy</b>	-36.028
<b>Vux</b>	24.24	<b>Vuy</b>	-24.2205

## 5.5.2 Calculo del esfuerzo resistente del hormigón.

<b>Vc</b>	7.246	<b>Vc</b>	7.246
-----------	-------	-----------	-------

## 5.5.3 Verificación del esfuerzo máximo del acero transversal.

<b><math>\sigma_{max}</math></b>	30.43189	<b>Kg/cm2</b>		<b><math>\sigma_{max}</math></b>	30.431891
<b>Vu-Vc</b>	16.99902	<b>Kg/cm2</b>	<b>OK</b>	<b>Vu-Vc</b>	-31.46619

## 5.5.4 Calculo de la armadura transversal.

	<b>X</b>				<b>Y</b>
<b>Av</b>	1			<b>Av</b>	1
<b>s</b>	7.23	cm		<b>s</b>	-9.122167

Se requiere aumentar las dimensiones de la columna 2E del primer piso de 40 a 50 cm en el un sentido, y de 30 a 40 en el otro sentido para que pueda resistir los esfuerzos de corte generados por la corta distancia del elemento.

El armado de estribos será 1fi de 10 mm cada 7 cm, así como el nuevo armado longitudinal, será del 1 %.

## **CAPITULO VI: COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1. Comentarios.**

#### **Comentarios de Metodología italiana Aplicada a muros de mampostería no confinada.**

La metodología italiana nos muestra una ventana de donde podemos orientar nuestra evaluación, esto quiere decir que no es un método exacto para evaluar una estructura pero si es una útil herramienta para los fines de evaluar rápidamente una estructura de acuerdo con la experiencia de expertos.

#### **Comentarios de la metodóloga Shiga aplicada a edificios de mampostería no confinada.**

La metodología Shiga, es una manera de evaluar edificaciones de acuerdo con un índice Shiga llamado densidad de muros, que funciona de

manera muy sencilla, y que se basa en la experiencia de edificios de mampostería que han soportado o no sismos de gran magnitud, así que de manera muy inteligente se obtiene un indicador que es la densidad de muros que compara netamente si un edificio ha resistido o no ciertas sollicitaciones con determinada densidad de muros para poder hacer una comparación con edificios existentes, aunque de igual forma que el método anterior no tiene alto grado de exactitud por las diferentes variables que puede llegar a tener cada edificio particularmente, pero si nos regala una idea muy cercana a la posible vulnerabilidad sísmica que puede tener una edificación.

### **Comentarios de Reforzamiento en Hormigón Armado**

Es importante tener en cuenta en el reforzamiento de hormigón armado todas las recomendaciones indicadas en el código ACI.

El diseño en Hormigón Armado ha sido realizado apegado estrictamente a la normativa del NEC-11, aplicando el sismo de diseño y obteniendo así las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura horizontalmente, y con estas fuerzas, junto con las fuerzas de carga muerta y carga viva mayoradas de acuerdo con la normativa ecuatoriana, encontramos los esfuerzos que actúan en cada uno de los elementos de la estructura. Con estos esfuerzos, se realiza una verificación técnica de los esfuerzos considerados críticos, como los esfuerzos de columna corta que se pueden observar claramente en los elementos columna de menor longitud donde los esfuerzos de corte suben drásticamente o en los elementos viga de mayor longitud donde debido a las grandes luces también

encontramos los momentos mayores, para realizar con esta información el diseño y calculo de las dimensiones y cuantías de acero necesarias para soportar estos esfuerzos.

### **Comentarios de Reforzamiento con CFRP.**

El procedimiento de calculo de las fibras de carbono se basa en estudios realizados en Perú, por Ángel San Bartolomé, específicamente un estudio realizado para un muro de mampostería donde se observa claramente como funciona de manera súper eficaz el colocar bandas de FRP horizontalmente en un muro de mampostería, ya que antes de fallar el muro se rompen primero todas las bandas de fibra de carbono, eso quiere decir que si en el diseño del muro reforzado con fibras, nosotros colocamos la cantidad suficiente de bandas que puedas soportar toda la fuerza de corte que solicita la estructura para ese elemento muro, el mismo no sufrirá ningún daño, es decir tendríamos un muro con daño cero, únicamente se romperían en el peor de los casos todas las bandas de fibra de carbono, siendo esta a mayor fortaleza de este reforzamiento, el mismo hecho que primero se rompen las bandas de fibra antes que la mampostería misma.

### **6.2. Conclusiones.**

La principal conclusión del trabajo de tesis es que tanto la metodología para el reforzamiento de la estructura en Hormigón Armado como la metodología presentada para el reforzamiento con CFRP han arrojado resultados positivos en el marco de la manejabilidad del proyecto de reforzamiento en términos económicos y factibilidad de reducir al máximo



las posibles afectaciones que se pueda tener en la estructura original después de aplicar el reforzamiento .

Se presenta la metodología para Diagnostico de la Vulnerabilidad Sísmica en estructuras de adobe, es decir que esta metodología es aplicable especialmente para estructuras antiguas elaboradas con este material, para tener una idea clara con métodos rápidos, de el estado muy aproximado de la estructura y orientado hacia la toma de decisiones.

El diagnostico de la estructura sin reforzamiento arroja resultados negativos, ya que muestra alta vulnerabilidad de la estructura ante posibles sismos de gran magnitud.

La metodología de trabajo con bandas horizontales de fibra de carbono es muy sencilla y muy aplicable a estructuras de este tipo, pese a no existir experiencia en este tipo de estructuras de adobe, se tienen expectativas muy positivas, ya que ha trabajado de manera muy efectiva en mamposterías de ladrillo antes falladas, únicamente se tiene que trabajar en el tema de adherencia de la banda a la mampostería para lograr la rotura de la banda de carbono, una vez lograda la adherencia necesaria, la banda trabaja sin inconvenientes resistiendo la totalidad de la fuerza de corte que necesita resistir el muro reforzado, quedando así un margen muy amplio de seguridad ya que no se considera la capacidad de corte que tiene la mampostería de adobe.

El reforzamiento realizado con Hormigón Armado, arroja grandes resultados, y una garantía de que la estructura estará sumamente bien reforzada, habiendo utilizado métodos que tienen mucha precisión en

el análisis del hormigón armado, además de la amplia experiencia de la sociedad con este material tan noble que nos permite realizar trabajos como este de gran importancia para la sociedad y que requiere de alta precisión y delicadeza que se puede obtener con este método, sin dañar en lo absoluto la fachada y la arquitectura de esta edificación de importancia cultural y arquitectónica para la ciudad de San Francisco de Quito.

### **6.3. Recomendaciones.**

La primera recomendación esta orientada al constructor del posible reforzamiento del edificio. Tomando en cuenta que los diseños han sido analizados desde escritorio pese a haber realizado un levantamiento de la estructura, es necesario que usted reconsidere o tenga siempre presente que puede realizar pequeños cambios en la ubicación especialmente de los elementos de Hormigón Armado, con la finalidad de realizar un trabajo que sea invisible para las fachadas y composición arquitectónica de la edificación, en otras palabras, si usted observa que de acuerdo a los planos existe una columna que se encuentra fuera de un muro, usted puede reinsertarla dentro de un muro de manera que no quede visible ninguna columna ni viga.

La segunda recomendación esta orientada al lector o la persona que quiere hacer uso de estas metodologías, pues tiene que saber que es posible que en la estructura que esta analizando alguna de las metodologías puede tal vez ser inexacta o no reflejar la realidad del estado estructural de su edificación, por lo tanto recomiendo que se realice la mayor cantidad de evaluaciones posibles para así llegar a una conclusión acertada y no solamente aplicar una de ellas que podría no ser totalmente correcta.

## REFERENCIAS:

1. Aguiar Roberto, Análisis Sísmico de Edificios, 2008, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
2. Aguiar Roberto, Análisis Estático de Estructuras, 2005, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, Quito Ecuador.
3. Aguiar Roberto, Análisis matricial de Estructuras, 2004, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
4. Romo Marcelo, Temas de Hormigón Armado; 2008, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
5. Consejo Nazionale di la Ricerca (C.N.R.), Gruppo Nazionale per la Difesa Dai Terremoto (G.N.D.T.); 1993a. "Rilevamento dell'Esposizione e vulnerabilità Sísmica degli Edifici, Appendice N° 1 alla Pubblicazione Rischio Sísmico di Edifici Pubblici" Parte I – Aspetti Metodologici, Roma, Italia.
6. Barbat, Alex; Pujades, Luis; 2004. "*Evaluación de la Vulnerabilidad y del Riesgo Sísmico en zonas Urbanas. Aplicación a Barcelona*". Universidad Politécnica de Cataluña, España. 6º Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Sísmica.
7. Achisina, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, X Jornadas. Mayo 2010. Exposición magistral Sr. Maximiliano Astroza.
8. Alday Alvarado, Luis Rodrigo; 2004. "*Determinación de un índice cualitativo de vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado en Concepción*". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.

9. Astroza M, Román S, 2009.” *Vulnerabilidad sísmica de las viviendas de albañilería de bloques de hormigón construidas en el norte de Chile*”. XVII Jornadas Chilenas del Hormigón, 21 al 23 de octubre 2009.
10. Barbat, Alex; Pujades, Luis; 2004. “*Evaluación de la Vulnerabilidad y del Riesgo Sísmico en zonas Urbanas. Aplicación a Barcelona*”. Universidad Politécnica de Cataluña, España.6º Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Sísmica.
11. ININVI, 1982. Norma Técnica de Edificación E-070 “Albañilería”. Ministerio de Vivienda, Perú.
12. SENCICO, 2006. Norma Técnica de Edificación E.070 “Albañilería”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Gobierno del Perú.
13. SENCICO, 2006. Norma Técnica de Edificación E.030 “Diseño Sismorresistente”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Gobierno del Perú.
14. San Bartolomé A., 1994. “Construcciones de Albañilería – Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural”. Fondo Editorial, Pontificia Universidad Católica del Perú.
15. San Bartolomé A., 2007. Blog de “Investigaciones en Albañilería”, artículos y videos, <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>
16. Shiga, Índice de densidad de muros,  
<http://cidbimena.desastres.hn/docum/crid/Junio2006/CD2/pdf/spa/doc13091/doc13091-f4.pdf>



