



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.

TÍTULO DEL PROYECTO:

**“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE PARA
VIVIENDAS CONSTRUIDAS CON MATERIALES NO TRADICIONALES
(Hormi-2) EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA”**

AUTORES:

**ANA LUCIA SAGÑAY NOVAY.
XIMENA MAGALI VILLA RAMOS.**

DIRECTOR:

ING. DIEGO BARAHONA

RIOBAMBA – ECUADOR

2014

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título:
“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE PARA VIVIENDAS CONSTRUIDAS CON MATERIALES NO TRADICIONALES (Hormi-2) EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA”,
presentado por: Ana Lucía Sagñay Novay, Ximena Magali Villa Ramos y dirigida por el Ing. Diego Barahona.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Ángel Paredes.
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL


Firma

Ing. Diego Barahona.
DIRECTOR DE TESIS


Firma

Ing. Jorge Flores.
MIEMBRO DEL TRIBUNAL


Firma

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, nos corresponde exclusivamente a: Ana Lucía Sagñay Novay, Ximena Magaly Villa Ramos, del Director del Proyecto; al Ing. Diego Barahona y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo”.

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento a mi madre, padre, hermanos y mí adorado esposo por su amor y apoyo incondicional en cada etapa de mi vida. Gracias por todo el esfuerzo que hicieron por darme una profesión.

A mi querido hijo, por sus palabras tiernas y su aliento en el día a día de mi vida, que inspiraban a seguir luchando por lo que anhelo.

A la Universidad Nacional de Chimborazo de quien me llevo grandes enseñanzas”.

Anita

AGRADECIMIENTO

“A Dios por darme la vida y la sabiduría, a mis padres y hermanos que estuvieron a mi lado siempre incondicionalmente y a todas las personas que formaron parte de mi vida por su amistad, consejos apoyo en todos esos momentos difíciles que se presentaron en este camino de formación.

A la Facultad de Ingeniería por abrirme sus puertas y a todos los docentes por sus conocimientos impartidos”

Ximena

DEDICATORIA

Dedico este Proyecto de Investigación a Dios y a la Virgen María quienes me dieron fortaleza para culminar una etapa importante en mi vida.

A mi padre Vicente que desde el cielo me guía, a mi madre Ena, mis hermanos: Magaly y Vinicio quienes influyeron para lograr todos mis objetivos.

Y de manera especial a mi esposo Javier y mi adorado hijo Leandro quienes viven en mi mente y corazón.

Anita

DEDICATORIA

“A mis padres Fausto y Carmen por ser el pilar fundamental de mí vida y fuente de inspiración, a mis hermanos que estuvieron a mi lado siempre.

A mis sobrinos queridos Cristian, Brandon, Carol y Naty”.

Ximena

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	I
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XII
RESUMEN	XIV
SUMARY	XV
INTRODUCCIÓN	16
CAPITULO I.....	17
FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	17
1.1 ASPECTOS GENERALES	17
1.1.1 IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	17
1.1.2 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO.....	18
1.1.3 SISTEMAS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN EN EL ECUADOR..	19
1.1.4 EVOLUCIÓN DE NUEVAS TENDENCIAS EN LA CONSTRUCCIÓN	19
1.1.5 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS	20
1.1.6 SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN ALTERNATIVOS EN EL ECUADOR ...	21
1.1.6.1 SISTEMA NOVALOSA.....	21
1.1.6.2 SISTEMA DE PANELES MODULARES	22
1.1.6.3 SISTEMA ESTRUCTURAL LIVIANO (SEL).....	23
1.2 MUROS PORTANTES	23
1.2.1 DEFINICIÓN DE MUROS PORTANTES	24
1.2.2 ORIGEN DE LOS MUROS PORTANTES	25
1.2.3 CLASES DE MUROS.....	26
1.2.3.1 Muros de Carga.....	26
1.2.3.2 Muro Transverso	26
1.2.3.3 Muro Arriostrante	27
1.2.3.4 Muros sin carga.....	27
1.2.3.5 Muros divisorios	27
1.3 SISTEMA CONSTRUCTIVO HORMI-2	27
1.3.1 GENERALIDADES DEL SISTEMA HORMI-2.....	27
1.3.2 MATERIALES Y COMPONENTES UTILIZADOS EN EL SISTEMA HORMI-2.....	28
1.3.2.1 Poliestireno	28
1.3.2.2 Acero.....	29

1.3.2.3	Accesorios.....	30
1.3.2.4	Morteros y Hormigones	35
1.3.2.5	Mortero Industrial (Micro-Hormigón)	36
1.3.3	TIPOS DE PANELES HORMI-2.....	38
1.3.3.1	(PSE) Panel Simple Estructural.....	38
1.3.3.2	(PSSG2) Paneles losa.....	40
1.3.3.3	PSR (Panel Simple Reforzado) PS2R (Panel Simple Doblemente Reforzado) 41	
1.3.3.4	(PSSC) Panel Escalera	42
1.3.3.5	Paneles para Techos	43
1.3.3.6	(PSC) Panel Simple de Cerramiento	43
1.3.3.7	(PD) Panel Doble	45
1.3.4	PESOS DE PARED ACABADA	45
1.3.5	RENDIMIENTOS DE OBRA POR EL TIPO DE PANELES	46
1.3.6	CODIFICACIÓN DE PANELES.....	47
CAPITULO II		48
METODOLOGÍA.....		48
2.1	GENERALIDADES	48
2.2	TIPO DE ESTUDIO	48
2.3	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	49
2.3.1	POBLACIÓN	49
2.3.2	MUESTRA	49
2.4	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	50
2.5	PROCEDIMIENTOS.....	52
2.5.1	CARGAS EN LA ESTRUCTURA	52
2.5.1.1	CARGA MUERTA.....	52
2.5.1.2	CARGA VIVA.....	52
2.5.1.3	FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS	55
2.5.1.3.1	Cortante basal de diseño.....	55
2.5.1.3.2	Factor de importancia de la estructura (I)	56
2.5.1.3.3	Zona sísmica y factor de zona (Z).....	56
2.5.1.3.4	Perfil del suelo	57
2.5.1.3.5	Período de vibración (T)	59
2.5.1.3.6	Espectro elástico de diseño en aceleraciones	60
2.5.1.3.7	Factor de reducción de respuesta estructural (R)	61
2.5.1.3.8	Factores de configuración estructural.....	63

2.5.1.3.9	Carga sísmica reactiva (W)	65
2.5.1.4	COMBINACIONES DE CARGA	65
2.5.1.5	DERIVAS DE PISO	66
2.5.1.6	MUROS	67
2.5.1.7	CIMENTACIÓN.....	67
2.5.2	PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS	67
2.5.2.1	PRE DIMENSIONAMIENTO SISTEMA DE PÓRTICOS PROYECTO	
1.1	(Vivienda unifamiliar).....	69
2.5.2.1.1	Pre-dimensionamiento de la losa.....	71
2.5.2.1.2	Evaluación de la carga muerta	71
2.5.2.1.3	Evaluación de la carga viva.....	72
2.5.2.1.4	Pre dimensionamiento de vigas.....	73
2.5.2.1.5	Pre dimensionamiento de columnas	76
2.5.2.1.6	Carga sísmica	77
2.5.2.1.7	Centro de masas	79
2.5.2.1.8	Centro de rigidez.....	80
2.5.2.2	PREDIMENSIONAMIENTO SISTEMA DE MUROS PORTANTES	
PROYECTO 1.1	(Vivienda unifamiliar).....	83
2.5.2.2.1	Espesor mínimo del muro	83
2.5.2.2.2	Evaluación de la Carga muerta.....	83
2.5.2.2.3	Evaluación de la Carga viva.....	85
2.5.2.2.4	Carga sísmica	85
2.5.2.3	MODELACIÓN EN ETABS SISTEMA APORTICADO PROYECTO 1.1	
(Vivienda unifamiliar).....		87
2.5.2.4	Creación de grillas	87
2.5.2.5	Creación de materiales a utilizarse.....	88
2.5.2.6	Creación de materiales a utilizarse.....	88
2.5.2.7	Creación de elemento Losa	89
2.5.2.8	Dibujar los elementos creados	90
2.5.2.9	Definición de los casos de carga estática	91
2.5.2.10	Combinaciones de Carga.....	92
2.5.2.11	Asignación de Cargas.....	93
2.5.2.12	Corrida del Programa	93
2.5.2.4	MODELACIÓN EN ETABS SISTEMA DE MUROS PORTANTES	
PROYECTO 1.1	(Vivienda unifamiliar).....	94
2.5.2.4.1	Definición de materiales	94
2.5.2.4.2	Creación de elementos Área.....	96

2.5.2.4.3	Dibujamos elementos tipo área	99
2.5.2.4.4	Condiciones de Apoyo	99
2.5.2.4.5	Combinaciones de Carga.....	99
2.5.2.4.6	Asignación de Cargas.....	100
2.5.2.4.7	Asignación de etiquetas Pier en Muros	101
2.5.2.4.8	Asignación de etiquetas Spandrell a Muros	102
2.5.2.4.9	Asignación de Elementos Finitos	102
2.5.2.4.10	Corrida del Programa	103
2.6	PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	104
2.6.1	CUMPLIMIENTO DE NORMAS	104
2.6.2	DISEÑO SISTEMA DE PÓRTICOS PROYECTO 1.1 (Vivienda Unifamiliar)	
	104	
2.6.2.1	DATOS DE ENTRADA.....	104
2.6.2.2	DATOS DE SALIDA	106
2.6.2.3	CONTROLES NECESARIOS EN LA ESTRUCTURA	106
2.6.2.3.1	Control derivas de piso.....	106
2.6.2.3.2	Control de aplastamiento.....	107
2.6.2.3.3	Control nudo rígido	108
2.6.2.4	DISEÑO DE VIGAS 20 x 25 cm.....	109
2.6.2.4.1	Para momento positivo.....	111
2.6.2.4.2	Para momento negativo.....	112
2.6.2.4.3	Armado de viga	112
2.6.2.4.4	Chequeo a corte.....	113
2.6.2.5	DISEÑO DE VIGAS DE 20 x 20 cm	114
2.6.2.5.1	Para el momento positivo.....	114
2.6.2.5.2	Para el momento negativo	115
2.6.2.5.3	Espaciamiento necesario	116
2.6.2.5.4	Chequeo a corte.....	116
2.6.2.6	DISEÑO DE COLUMNAS SECCIÓN 30 x 30 cm.....	117
2.6.2.6.1	Cuando $\theta = 0$; flexión diagonal	118
2.6.2.6.2	Cuando $\beta = 45,00$; flexión diagonal $\neq 0$	119
2.6.2.6.3	Chequeo a corte.....	120
2.6.2.6.4	Espaciamiento de estribos en la columna:.....	120
2.6.2.6.5	Diseño por Capacidad	121
2.6.2.6.6	Diseño por confinamiento	122
2.6.2.6.7	Distribución de estribos.....	123
2.6.2.7	DISEÑO DE LOSA	124

2.6.2.7.1	Cálculo de los valores de α	124
2.6.2.7.2	Cálculo de los valores de β	125
2.6.2.7.3	Cálculo del valor de h_{min}	125
2.6.2.7.4	Cuantía de acero requerida.....	125
2.6.2.7.5	Chequeo a cortante.....	127
2.6.2.8	DISEÑO DE GRADA	128
2.6.2.8.1	Control de espesor mínimo	128
2.6.2.8.2	Evaluación de las Cargas de Diseño	129
2.6.2.8.3	Modelo Estructural de la escalera y Reacciones de Apoyo.....	130
2.6.2.8.4	Armadura Longitudinal Negativa (Hierro Superior).....	130
2.6.2.8.5	Armadura Longitudinal Positiva (Hierro Inferior).....	132
2.6.2.8.6	Armadura acero transversal.....	133
2.6.2.9	DISEÑO DE CADENAS.....	134
2.6.2.10	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	135
2.6.3	DISEÑO DE HORMI-2 PROYECTO 1.1 (Vivienda Unifamiliar)	140
2.6.3.1	ESPACIAMIENTO DE REFUERZO.....	140
2.6.3.2	COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES	140
2.6.3.3	CHEQUEOS NECESARIOS DE LOS PANEL EN EL SISTEMA HORMI-2 141	
2.6.3.1.1	Chequeo por Flexo – compresión.....	142
2.6.3.1.2	Chequeo a corte.....	143
2.6.3.1.3	Factor de reducción por los efectos de Excentricidad y Esbeltez.....	149
2.6.3.1.4	Altura efectiva del muro:	150
2.6.3.1.5	Altura Efectiva del Muro por efectos de Pandeo:	151
2.6.3.1.6	Chequeo conexión Muro-Losa	151
2.6.3.1.7	Chequeo de las Derivas.	154
2.6.3.4	DISEÑO DE LOS PANELES.....	155
2.6.3.1.8	Cálculo Rigidez relativa del Muro:	156
2.6.3.1.9	Cálculo de la Deflexión Aportante en cada Pilastra del Muro	156
2.6.3.5	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PARA EL SISTEMA HORMI-2....	161
2.6.3.5.1	Determinación del ancho de la viga	162
2.6.3.5.2	Reacción del suelo debido a cargas factorizadas.....	162
2.6.3.5.3	Diseño de peralte, aplicando revisión por cortante de la zapata.....	163
2.6.3.5.4	Acción en dos direcciones para la zapata.....	164
2.6.3.5.5	Diseño del refuerzo de la zapata aplicando revisión por flexión.....	165
2.6.3.5.6	Espaciamiento necesario	166
2.6.3.5.7	Longitud de desarrollo a tensión	167

2.6.3.5.8	Diseño por Aplastamiento.....	167
2.6.3.5.9	Diseño del Anclaje.....	168
CAPITULO III		170
3.1	RESULTADOS.....	170
3.1.1	PROCESOS CONSTRUCTIVOS.....	170
3.1.2	COMPOSICIÓN DE SISTEMAS.....	171
3.1.3	COMPONENTES ESTRUCTURALES.....	172
3.1.4	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	173
3.1.5	COSTOS.....	173
CAPITULO IV		177
4.1	DISCUSIÓN.....	177
4.1.1	FUNCIÓN ESTRUCTURAL.....	177
4.1.2	TRANSFERENCIA DE CARGAS.....	178
4.2	TIEMPOS DE EJECUCIÓN Y MANO DE OBRA.....	179
4.2.1	COSTOS.....	179
CAPITULO V		180
5.1	CONCLUSIONES.....	180
5.2	RECOMENDACIONES.....	181
CAPITULO VI		182
6.1	PROPUESTA.....	182
6.2	TÍTULO DE LA PROPUESTA.....	182
6.3	INTRODUCCIÓN.....	182
6.4	OBJETIVOS.....	183
6.4.1	GENERAL.....	183
6.4.2	ESPECÍFICOS.....	183
6.5	FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA.....	183
6.6	DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.....	185
6.6.1	CONSIDERACIONES GENERALES.....	186
6.6.2	GEOMETRÍA ARQUITECTÓNICA DE LA VIVIENDA.....	186
6.1.1	DISEÑO SÍSMICO DE LA VIVIENDA ECONÓMICA CON EL SISTEMA HORMI - 2.....	187
6.1.1	PRESUPUESTO REFERENCIAL.....	196
6.2	DISEÑO ORGANIZACIONAL.....	197
6.3	MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA.....	197

CAPITULO VII	198
7.1 BIBLIOGRAFÍA	198
7.1 AGUIAR, Falconí. (Abril del 2008). Publicación Análisis Sísmico de Edificios. Primera edición. Quito – Ecuador.....	198
7.2 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2005). Requisitos y reglamentos para concreto Estructural y comentarios. Florida – Estados Unidos.	198
7.3 BENÍTEZ Fernando. (Mayo 2001). Manual de Costos en la Construcción. Quito – Ecuador.....	198
7.4 DISEÑO DE CIMENTACIÓN. (1997). Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Bogotá – Colombia.	198
7.5 GARZA VÁZQUEZ, Luis. (Junio 2000). Tesis de Grado. Diseño y construcción de Cimentaciones. Medellín – Colombia.....	198
7.6 MALDONADO RENGEL, Juan Manuel. (2010). Tesis de Grado. Factibilidad del uso del Sistema Constructivo M2 aplicado en viviendas en la ciudad de Loja. Loja – Ecuador. 198	
7.7 NEC-11, (Enero 2013) Norma Ecuatoriana de la Construcción. Quito – Ecuador. ...	199
7.8 NILSON, Arthur. (Junio 2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Internacional Editores. Santafé de Bogotá.....	199
7.9 PANECONS S.A. (Octubre 2009). Manual Práctico del Constructor. Construcciones Integrales con el Sistema Portante EMMEDUE – M2 de paneles de Hormigón Armado con núcleo de Poliestireno expandido.	199
7.10 PANECONS S.A. (Octubre 2009). Sistema Constructivo Integral. Detalles Constructivos. FRIDULSA.....	199
7.11 ROMO, Marcelo, (Octubre del 2008). Publicación Temas de Hormigón Armado. Escuela Politécnica del Ejército - Ecuador.	199
7.12 SAN BARTOLOMÉ, Ángel. (Marzo 2009). Informe Técnico. Evaluación Experimental del Sistema Constructivo “M2”, Pontífica Universidad Católica del Perú.	199
7.13 S/N (Mayo 2013). Revista El Oficial. Modernos Sistemas Constructivos Aplicados en Ecuador. Guayaquil – Ecuador.	199
7.14 TABOADA, José. ISCUE, Martín. (Junio 2009). Tesis de Grado Análisis y Diseño de edificios asistidos por computadoras. Lima – Perú.....	199
7.15 TAPIA, Christian. (2010). Tesis de Grado. Propuesta de Mejoramiento del Proceso Constructivo para viviendas unifamiliares con el Sistema Hormi-2 (M2), en la empresa J.VW.....	199
CAPITULO VIII	199
8.1 APÉNDICES Y ANEXOS	199

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1 .-Novalosa placa colaborante</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.- Composición de Muros Portantes.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 3.- Sistema Estructural Sel.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 4.- Proceso de Transferencia de cargas.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 5. Composición de Muros Portantes</i>	<i>25</i>
<i>Figura 6. Forma del Poliestireno.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 7.- Panel Simple Estructural para losas</i>	<i>28</i>
<i>Figura 8.- Conectores y malla electrosoldada en el Panel.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 9.- Malla Angular MRA 1515.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 10.- Malla Angular MRA 1530.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 11.- Malla de refuerzo Plana MRP</i>	<i>32</i>
<i>Figura 12.- Malla Angular MRU</i>	<i>32</i>
<i>Figura 13.- Aplicación de Mallas de Refuerzo</i>	<i>33</i>
<i>Figura 14.- Aplicación de Mallas de Refuerzo en Perspectiva</i>	<i>34</i>
<i>Figura 15.- Descripción de los tipos A, B y C para los accesorios</i>	<i>35</i>
<i>Figura 16.- Dosificación del mortero</i>	<i>36</i>
<i>Figura 17.- Mortero aplicado en los Paneles</i>	<i>37</i>
<i>Figura 18.- Componentes del Panel.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 19.- Panel Simple Estructural</i>	<i>38</i>
<i>Figura 20.- Panel nervado de Losa.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 21.- Panel de Losa PSSG2</i>	<i>41</i>
<i>Figura 22.- Panel de Losa PSSG3</i>	<i>41</i>
<i>Figura 23.- Panel Simple Doblemente Reforzado.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 24.- Panel Escalera.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 25.- Panel de Cerramiento</i>	<i>44</i>
<i>Figura 26.- Panel doble (PD)</i>	<i>45</i>
<i>Figura 27.- Codificación de Paneles</i>	<i>47</i>
<i>Figura 28.- Zonificación Sísmica del Ecuador</i>	<i>57</i>
<i>Figura 29.- Vista en Planta Vivienda Unifamiliar Nivel + 0,18.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 30.- Vista en Planta Vivienda Unifamiliar Nivel + 5,20.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 31.- Vista en Elevación Vivienda Unifamiliar.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 32.- Espesor equivalente de losa maciza.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 33.- Vista en planta y elevación losa de 1m x 1m.</i>	<i>72</i>
<i>Figura 34.- Mosaico de cargas.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 35.- Área cooperante de las columnas</i>	<i>76</i>

<i>Figura 36.- Tipo de Suelo C con respecto a la roca</i>	<i>77</i>
<i>Figura 37.- Distribución de áreas para el centro de masas</i>	<i>79</i>
<i>Figura 38.- Centro de Rigidez.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 39.- Paneles para Muros.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 40.- Paneles para Losas.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 41.- Definición de Materiales en Etabs.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 42.- Definición de sección de columnas.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 43.- Inercia agrietada en vigas</i>	<i>Figura 44.- Inercia agrietada en columnas 89</i>
<i>Figura 45.- Definición de recubrimientos en vigas y columnas.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 46.- Creación de elemento tipo Losa en Etabs.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 47.- Dibujo de los elementos estructurales en Etabs.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 48.- Casos de cargas estáticas</i>	<i>91</i>
<i>Figura 49.- Coeficiente del Cortante Basal</i>	<i>92</i>
<i>Figura 50.- Combinaciones de cargas</i>	<i>92</i>
<i>Figura 51.- Creación de envolvente de cargas</i>	<i>92</i>
<i>Figura 52.- Asignación de cargas.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 53.- Análisis de la estructura</i>	<i>93</i>
<i>Figura 54.- Centro de gravedad Panel Muro PR40.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 55.- Definición de materiales para Muros Hormi-2.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 56.- Centro de gravedad Panel Losa PR40.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 57.- Definición de materiales para Losas Hormi-2.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 58.- Comportamiento de un objeto Área</i>	<i>97</i>
<i>Figura 59.- Elemento Tipo Shell</i>	<i>97</i>
<i>Figura 60.- Elemento Área para Muros.....</i>	<i>98</i>
<i>Figura 61.- Elemento Área para losa</i>	<i>98</i>
<i>Figura 62.- Inercia Agrietada en muros portantes</i>	<i>98</i>
<i>Figura 63.- Elementos tipo área de una porción de Muro.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 64.- Condiciones de Apoyo.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 65.- Combinaciones de carga Hormi-2.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 66.- Creación de envolvente de cargas Hormi-2.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 67.- Asignación de Carga Viva</i>	<i>101</i>
<i>Figura 68.- Carga de Sismo.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 69.- Asignación de Etiquetas Pier.....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 70.- Asignación de Etiquetas Spandrell</i>	<i>102</i>
<i>Figura 71.- Vista en 3D de la Estructura.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 72.- Vista tridimensional del Sistema e Pórticos de la Vivienda unifamiliar.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura 73.- Vista en elevación secciones de columnas</i>	<i>105</i>

Figura 74.- Cargas y Momentos para el diseño.....	106
Figura 75.- Carga de Sismo sentido "X"	106
Figura 76.- Carga de Sismo sentido "Y"	107
Figura 77.- Cargas actuantes en la columna.....	107
Figura 78.- Valor de P resistente en la base de la columna	108
Figura 79.- Valor de P resistente en la base de la compresión	109
Figura 80.- Secciones de Vigas.....	110
Figura 81.- Momento y Cortante últimos generado en viga 20 x 25 cm.....	111
Figura 82.- Detalle armado de viga 20 x 25 cm	112
Figura 83.- Momento máximo generado en viga 20 x 20 cm.....	115
Figura 84.- Detalle armado de viga 20 x 20 cm	116
Figura 85.- Diagrama para el diseño de columna 30 x 30 cm.....	119
Figura 86.- Detalle armado de columna 30 x 30 cm.....	123
Figura 87.- Tablero más crítico Vivienda Unifamiliar	124
Figura 88.- Vista en planta y elevación losa de nervada.....	126
Figura 89.- Momentos positivos y negativos para el cálculo de Losa	127
Figura 90.- Detalle de Escalera.....	128
Figura 91.- Distribución de nervios y alivianamientos en la losa de escalera	129
Figura 92.- Reacciones de apoyo en la escalera	130
Figura 93.- Fuerzas y Momentos para el Diseño de la cimentación	134
Figura 94.- Diagrama de Interacción P-M.....	142
Figura 95.- Cortante de diseño para muros estructurales.....	144
Figura 96.- Cuantía de Refuerzo.....	147
Figura 97.- Sección de Muro	148
Figura 98.- Esfuerzos en un muro bidimensional y sus fuerzas internas para un Muro Pier	149
Figura 99.- Dimensiones del muro más crítico.....	151
Figura 100.- Análisis Losa de Hormi-2	152
Figura 101.- Viga simplemente apoyada con Carga Distribuida	153
Figura 102.- Conexión Muro Losa.....	153
Figura 103.- Carga de Sismo sentido "X" (Sistema Hormi -2)	154
Figura 104.- Carga de Sismo sentido "Y" (Sistema Hormi-2)	155
Figura 105.- Detalle de Muro a ser analizado.....	155
Figura 106.- Zapata corrida	161
Figura 107.- Cargas aplicadas para la Viga de Trabe	163
Figura 108.- Análisis del Panel a una distancia "d" de la cara del Muro.....	163
Figura 109.- Análisis del Panel a una distancia "d/2" de la cara del Muro.....	164
Figura 110.- Sección crítica "b/4" para Momento en el Muro	165

<i>Figura 111.- Cuanía de Refuerzo para la Zapata Corrida</i>	<i>167</i>
<i>Figura 112.- Cuanía de Refuerzo para la Zapata Corrida</i>	<i>169</i>
<i>Figura 113.- Flujo de Procesos de Sistemas Constructivos.....</i>	<i>171</i>
<i>Figura 114.- Comparación de Composición en los Sistemas.....</i>	<i>172</i>
<i>Figura 115.- Componentes Estructurales</i>	<i>172</i>
<i>Figura 116.- Diagrama de costos Proyecto N° 1 y Proyecto N° 3.....</i>	<i>176</i>
<i>Figura 117.- Vista en Planta Vivienda económica.....</i>	<i>186</i>
<i>Figura 118.- Vista en Elevación y Fachada principal de vivienda económica.....</i>	<i>187</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.- Propiedades Físicas del EPS.....</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 2.- Diámetros de acero principal y secundario (Malla electrosoldada).....</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 3.- Diámetro de la malla de acero galvanizada.....</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 4.- Tabla de dimensiones y tolerancias.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 5.- Características de los accesorios.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 6.- Dosificación tipo para Micro-Hormigón (Hormi-2).....</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 7.- Tipos de Paneles Hormi-2.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 8.- Descripción de la Plancha de Poliestireno.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 9.- Clasificación de los Paneles Simples Estructurales.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 10.- Clasificación de los Paneles PSSG2.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 11.- Clasificación de los Paneles PSSG3.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 12.- Clasificación de los Paneles Simples Reforzados.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 13.- Clasificación de los Paneles Simples Doblemente Reforzados.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 14.- Clasificación de los Paneles Simples de Cerramiento.....</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 15.- Clasificación de los Paneles PD.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 16.- Paneles Simples PSE (Pesos).....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 17.- Paneles Dobles PD (Pesos).....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 18.- Paneles Losa PSSG (Pesos).....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 19.- Paneles Losa PSSG (Pesos).....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 20.- Deformaciones de 7 tipos de viviendas económicas, aplicadas mediante Muros Portantes.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 21.- Sobrecargas mínimas uniformes distribuidas, Lo y concentradas Po.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 22.- Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 23.- Valores del Factor Z, de acuerdo a la Zonificación.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 24.- Clasificación de los perfiles de suelo.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 25.- Tipos de suelo y Factores de sitio Fa.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 26.- Tipos de suelo y Factores de sitio Fd.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 27.- Tipos de suelo y Factores de sitio Fs .NEC-11.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 28.- Coeficiente de Reducción de respuesta estructural R.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 29.- Sistemas estructurales de viviendas resistentes a cargas sísmicas.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 30.- Coeficientes de irregularidad en planta.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 31.- Coeficientes de irregularidad en elevación.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabla 32.- Valores de $\Delta M_{\text{máximos}}$, expresados como fracción de la altura de piso.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 33.- Secciones de vigas Verticales Nivel +2,60.....</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 34.- Secciones de vigas Horizontales Nivel +2,60.....</i>	<i>74</i>

<i>Tabla 35.- Secciones de vigas Verticales Nivel +5,60</i>	75
<i>Tabla 36.- Secciones de vigas Horizontales Nivel +5,60</i>	75
<i>Tabla 37.- Secciones de columnas</i>	77
<i>Tabla 38.- Valores considerados para el cortante basal de diseño</i>	78
<i>Tabla 39.- Valores del centro de masas</i>	80
<i>Tabla 40.- Valores considerados para el cortante basal de diseño</i>	86
<i>Tabla 41.- Combinaciones de Carga para el Diseño</i>	104
<i>Tabla 42.- Valores de Cargas Últimas</i>	118
<i>Tabla 43.- Coeficiente para diseño de Losas (Marcelo Romo)</i>	127
<i>Tabla 44.- Acero requerido en la Losa</i>	127
<i>Tabla 45.- Cargas de Servicio y Cargas Últimas</i>	135
<i>Tabla 46.- Esfuerzo admisible y peso específico del Suelo</i>	136
<i>Tabla 47.- Combinaciones de Cargas</i>	141
<i>Tabla 48.- Esfuerzos Máximos y Mínimos</i>	142
<i>Tabla 49.- Valores del Diagrama de Interacción P-M</i>	143
<i>Tabla 50.- Excentricidad en Muros</i>	149
<i>Tabla 51.- Determinación del factor Kc</i>	156
<i>Tabla 52.- Determinación del factor Kf</i>	156
<i>Tabla 53.- Cargas Últimas para el Diseño</i>	161
<i>Tabla 54.- Cargas de Servicio para el Diseño</i>	162
<i>Tabla 55.- Dimensiones y Especificación de los Elementos Proyecto N° 1</i>	173
<i>Tabla 56.- Dimensiones y Especificación de los Elementos Proyecto N° 3</i>	173
<i>Tabla 57.- Presupuesto Referencial Hormigón Armado Proyecto N° 1</i>	174
<i>Tabla 58.- Presupuesto Referencial Hormi-2 Proyecto N° 1</i>	174
<i>Tabla 59.- Presupuesto Referencial Hormigón Armado Proyecto N° 3</i>	175
<i>Tabla 60.- Presupuesto Referencial Hormi-2 Proyecto N° 3</i>	175
<i>Tabla 61.- Proyectos Realizados con el Sistema Hormi-2(Mutualista Pichincha)</i>	185
<i>Tabla 62.- Presupuesto Proyecto N° 2</i>	196

RESUMEN

El uso de materiales no tradicionales dentro del área de la construcción ha permitido el desarrollo de construcciones más económicas y eficientes; los sistemas modernos de construcción son asociados a tecnologías innovadoras con el uso de nuevos materiales, sistemas livianos que ofrecen la posibilidad de una mayor rapidez de ejecución por montaje.

El aspecto que más interés presta, este tipo de sistema constructivo en nuestro medio debido a la poca información existente; es el esclarecimiento del comportamiento de los paneles frente a distintas acciones mecánicas, con el propósito de caracterizar y establecer parámetros para su diseño.

Se plantea el estudio y diseño del sistema constructivo Hormi-2 basado en paneles conformados por un alma de poliestireno expandido con una malla electrosoldada espacial, revestido externamente con micro-hormigón o mortero proyectado en ambas caras. Realizando de esta manera una comparación estructural frente al Sistema tradicional de Hormigón Armado en dos diferentes tipos de estructuras: La primera con una Vivienda Unifamiliar y la segunda con un Bioterio.

Estas alternativas de Sistemas estructurales serán calculadas y diseñadas con una filosofía Sismo-resistente, de acuerdo a los códigos vigentes establecidos en nuestro país, de esta manera se presentará los planos estructurales, volúmenes de obra y gráficos acerca de la tabulación y comparación de resultados de estos dos Sistemas Constructivos, para de forma más sencilla entender las diferencias existentes.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA

CENTRO DE IDIOMAS



Lic. Geovanny Armas

25 de Marzo del 2014

SUMMARY

The use of unconventional materials in the construction area has allowed the development of more economical and efficient construction; the building systems are associated with innovative technologies with the use of new materials, light systems that offer the possibility of a faster execution by mounting

The most interesting aspect provided by this type of construction system in our environment due to the limited information available is the elucidation of the behavior of panels against different mechanical actions, in order to characterize and establish parameters for your design.

The study and design of the Hormi-2 building system based on panels made up of an expanded polystyrene core with a spatial welded grid, coated externally with micro-concrete or mortar projected on both sides is proposed. Thereby performing a structural comparison versus traditional reinforced concrete system into two different types of structures: The first with Family housing and the second with a vivarium.

These alternative structural systems will be calculated and designed with earthquake resistant philosophy, according to current codes established in our country, so the structural drawings will be presented, as well as graphic work volumes about the tabulation and comparison of results of these two building systems in order to understand the differences in an easier way.

Geovanny Armas

CENTRO DE IDIOMAS



COORDINACION

INTRODUCCIÓN

En nuestro medio es común el uso de bloques y ladrillos fabricados artesanalmente para la utilización en mamposterías, ya que los materiales empleados en su construcción son accesibles para los fabricantes; sin embargo viene a ser una mampostería de tipo no estructural debido a que no existe una normalización en la fabricación de los mismos.

La mampostería es considerada frecuentemente como un material estructural de secundaria importancia, con respecto a otros más industrializados como es el caso del acero y concreto. Es así; que el uso de nuevos sistemas alternativos que cumplan con las normativas y exigencias constructivas vigentes debe ser empleado en las edificaciones, sobre todo porque el Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico.

El sistema integrado de construcción Hormi-2 fue ejecutado en la ciudad de Riobamba en el año 2007; pero debido a que la elección de los materiales de construcción depende de la disponibilidad, conocimientos y experiencias locales relacionadas a la construcción; incidió en la falta de aceptación de la población; por tal motivo el sistema no ha trascendido en nuestro medio en relación a otras ciudades como es el caso de Quito, Guayaquil, Loja en donde este sistema ha sido aceptado ampliamente en la construcción de viviendas y edificaciones.

Por tal motivo, la presente investigación pretende verificar el comportamiento de del sistema estructural de muros portantes, mediante el uso de herramientas teóricas y prácticas; para determinar si las construcciones son económicas, eficientes y lo más importante que brinde seguridad a sus ocupantes.

Entre cuyos fundamentos se destacan el análisis del comportamiento como un sistema de tipo estructural, que cumpla con los requisitos necesarios para su aplicación en viviendas.

CAPITULO I

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

1.1 ASPECTOS GENERALES

1.1.1 IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural es un proceso matemático mediante el cual se determina la forma y el tamaño de los elementos que forman parte de una estructura. Pero; es necesario plantearnos una interrogante: ¿Qué ocurre cuando dichos elementos no han sido diseñados adecuadamente y se presentan sismos de gran magnitud? Las estructuras pueden presentar daños severos, tanto en los elementos estructurales como en elementos no estructurales e incluso el colapso de las mismas. Por lo tanto las estructuras deben ser seguras contra el colapso en condiciones de servicio; teniendo en cuenta que los sismos pueden presentarse varias veces en la vida útil de la estructura.

Tanto la funcionalidad como la seguridad juegan un papel importante en el diseño estructural. Mientras la funcionalidad requiere que las deflexiones sean pequeñas, que las fisuras sí existen, y que se mantengan en límites tolerables, etc. La seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea la adecuada para todas las cargas que puedan llegar a actuar sobre ellas.

Es fundamental que toda estructura de edificación posea un diseño estructural con filosofía Sismo-resistente; y consecuentemente, con un análisis estricto en el cumplimiento de la normativa vigente en el país, como es el caso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) aprobada mediante Decreto Ejecutivo N°705 el 06 de Abril del 2011.

“Es importante crear conciencia de que los sismos no matan, lo que matan son las estructuras si es que no han sido diseñadas en forma adecuada”¹.

¹ Ing. Roberto Aguiar Falconí. Análisis Sísmico de Edificios. Quito Abril del 2008.

La gran actividad sísmica existente en nuestro país debe servir como base para la construcción de edificaciones sismo-resistentes que no colapsen durante un evento sísmico y que a su vez permitan salvar vidas humanas.

1.1.2 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO

La característica más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquél durante la vida útil de la estructura sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente.²

Por tanto se debe dimensionar los elementos estructurales de manera que su resistencia sea adecuada para soportar las fuerzas de sobrecarga a las que está sometida la estructura, utilizando a su vez cargas que sean mayores a las que se esperan que actúen en la realidad.

Este método (llamado actualmente diseño de resistencias) permite que las cargas muertas y vivas se multipliquen por ciertos factores de cargas y los valores resultantes se llaman cargas factorizadas. Los miembros se seleccionan luego, de manera que teóricamente fallen justo bajo estas cargas factorizadas.

El método de diseño citado anteriormente, usa el término en la Norma Ecuatoriana de la construcción “Método de última resistencia (LRFD)”.³

La resistencia de un elemento de concreto reforzado es un valor dado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción y no es necesariamente la verdadera resistencia última del miembro. Por lo tanto, se usa el término más general “Diseño por resistencia”, ya sea referido a la resistencia de vigas, a la resistencia de columnas, a la resistencia al corte u otras.

² Arthur H. Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, Junio del 2001.

³ Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 1-14. Publicación Enero del 2013.

1.1.3 SISTEMAS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN EN EL ECUADOR

En la actualidad en nuestro país, los sistemas constructivos más utilizados son los siguientes:

- a) El primero, constituido estructuralmente por losas planas y columnas; arquitectónicamente por mamposterías de bloques o ladrillos.

Este sistema tiene una inter-relación entre la losa y la columna, ya que por ser losa plana y al no tener vigas descolgadas, se apoya directamente sobre las columnas, en donde la transmisión de cargas se da de la losa a las columnas.

Es utilizado en nuestro medio debido a sus facilidades constructivas, ya que al tener el nivel de la losa en un mismo plano se facilita el encofrado, colocación de armaduras, la fundición del hormigón y el desencofrado.

- b) El segundo, constituido estructuralmente por losas, vigas y columnas; arquitectónicamente por mampostería de bloque o ladrillo.

A este sistema se lo conoce también como aporticado ya que está compuesto por vigas y columnas descolgadas sobre las cuales se apoya la losa, la transmisión de cargas se da de la losa a las vigas y de las vigas a las columnas, determinando así que la mayor parte de los momentos del pórtico los toman las vigas.

Esta alternativa de construcción tiene un mejor comportamiento sísmico, sin embargo, al momento de la construcción trae complicaciones ya que implica que tendrá dos encofrados uno para las vigas y otro para las losas.

1.1.4 EVOLUCIÓN DE NUEVAS TENDENCIAS EN LA CONSTRUCCIÓN

Aparece a partir de la segunda guerra mundial, una nueva tecnología de construcción con materiales sintéticos y químicos, que combinados con los

tradicionales proporcionan nuevas propiedades a los Sistemas Constructivos, más ligeros fáciles de instalar y adaptables a las diferentes condiciones del medio, aislamiento térmico, acústico, resistencia al fuego, entre otros. Éstos materiales se han modificado para crear sistemas prefabricados compuestos, en donde todos sus componentes aportan ventajas al beneficio del resultado final del Sistema.

El impulso necesario para la incorporación de nuevas técnicas de construcción procede básicamente de dos fuentes diferentes: El análisis de las construcciones tradicionales y las nuevas técnicas que puedan emplearse.

Por lo tanto, el uso consecuente de tecnologías adecuadas, incorporando la lógica ingenieril al proyecto creativo, ofrece una amplia gama de posibilidades de construcción con procesos rápidos y de alta calidad para ser aplicados en el medio.

1.1.5 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

La creación de nuevos materiales y sistemas constructivos para la vivienda, ha sido y será permanente; siempre para lograr un producto que proporcione mayor confort al usuario, mejor apariencia, durabilidad y sobre todo, a menor costo.

Se entiende por sistema constructivo, un procedimiento secuencial empleado para ejecutar una obra; estableciendo un conjunto de elementos como por ejemplo tierra, arena, hierro, ripio, cemento, gránulos plásticos, etc.; los cuales y según conveniencia del sistema se transforman en elementos que cumplirán una función determinada (perfiles, placas, bloques, etc.,) y que organizados permiten elaborar: piso, muro y techo. Un ejemplo claro de elemento, es el denominado *Ladrillo*.

Tanto los materiales como los elementos que conforman el sistema deberán cumplir con requerimientos y exigencias básicas de seguridad, habitabilidad, durabilidad y estética. Cualquier aportación o novedad que se salga de los lineamientos de la normativa vigente, requiere investigación y experimentación.

1.1.6 SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN ALTERNATIVOS EN EL ECUADOR

El sector de la construcción está en constante evolución, registrando cambios de gran importancia que tienen mucho que ver con la utilización de nuevos materiales y sistemas constructivos.

Los sistemas constructivos han ido evolucionando de acuerdo a nuevos criterios para el análisis, en función de reducir costos, tiempos de construcción, rapidez para su montaje y lo más importante para un óptimo diseño sismo-resistente, ya que sus elementos se prestan a procesos de prefabricación, *facilidad de acoplamiento de los elementos* tales como paneles, elementos soldados o empernados, alta resistencia por unidad de peso, esto en comparación con los materiales normalmente empleados en construcción como el hormigón armado.

Lo referente y particular entre estos sistemas es la disminución de carga muerta en una determinada estructura, de esta manera se ha visto el incremento de nuevos materiales alternativos livianos para la construcción, lo que les permite un desempeño igual o superior a los sistemas constructivos que actualmente se encuentran en aplicación.

A continuación citaremos algunos de los nuevos y modernos sistemas aplicados en el Ecuador:

1.1.6.1 SISTEMA NOVALOSA

Es una lámina de acero galvanizado que se utiliza para la construcción de losas en edificaciones; actúa como refuerzo positivo y elimina la necesidad de varillas de refuerzo, alivianamientos y encofrado.

La inter relación entre la placa y el hormigón que se vacía sobre ésta, es alcanzada mediante un sistema de resaltes dispuestos transversalmente en la placa, los cuales producen una unión mecánica al hormigón, evitando su desplazamiento y

garantizando su unión monolítica, capaz de resistir las cargas verticales y horizontales formando así una losa compuesta.⁴



Figura 1 .- Novalosa placa colaborante

Fuente: Soluciones de Acero de la empresa NOVACERO, Catálogo Novalosa

1.1.6.2 SISTEMA DE PANELES MODULARES

Conocido como Hormi-2, es un sistema constructivo de hormigón armado, formado por paneles modulares producidos industrialmente.

Su función estructural es garantizada por dos mallas de acero galvanizado electrosoldadas, unidas entre sí a través de 68 conectores de acero galvanizado, formando una estructura espacial que encierra en su interior una placa de poliestireno (EPS) expandido, la cual asegura un aislamiento termo acústico.



Figura 2.- Composición de Muros Portantes

Fuente: Revista El Oficial, Modernos Sistemas Constructivos Aplicados en el Ecuador, Mayo del 2013.

⁴ Manual de Novacero-Novalosa, 2011.

1.1.6.3 SISTEMA ESTRUCTURAL LIVIANO (SEL)

Menor tiempo de construcción, mayor aislamiento termo acústico y facilidades para hacer trabajos de limpieza, son las principales ventajas que ofrece el Sistema Estructural Liviano (SEL), fabricado y comercializado por TUGALT.



Figura 3.- Sistema Estructural Sel

Fuente: Revista El Oficial, Modernos Sistemas Constructivos Aplicados en el Ecuador, Mayo del 2013.

El Eco. Fabián Moscoso⁵, Director Comercial, explica que los perfiles que son parte del sistema se basan en la Norma Argentina IRAM y en la norma nacional INEN 2526, las que avalan y certifican los requisitos y las exigencias del SEL, denominado a nivel mundial “Steel Framing”.

1.2 MUROS PORTANTES

Mediante arreglos de elementos verticales (paredes) y horizontales (losas) se pueden formar sistemas de diversas características.

La losa se apoya en las dos direcciones con lo que su rigidez y resistencia ante cargas laterales aumenta notablemente. La ventaja más importante es que, existiendo elementos verticales en dos direcciones ortogonales, las fuerzas laterales en una dirección cualquiera es resistida por los muros mediante fuerzas

⁵ Eco. Fabián Moscoso. Director Comercial de SEL. Quito-Ecuador.

en su plano, para lo cual poseen gran rigidez y resistencia. En una vivienda los muros portantes proporcionan solidez y fortaleza es decir le vuelven más resistente. Ya que transfieren peso o carga de cada uno de los pisos de una vivienda.

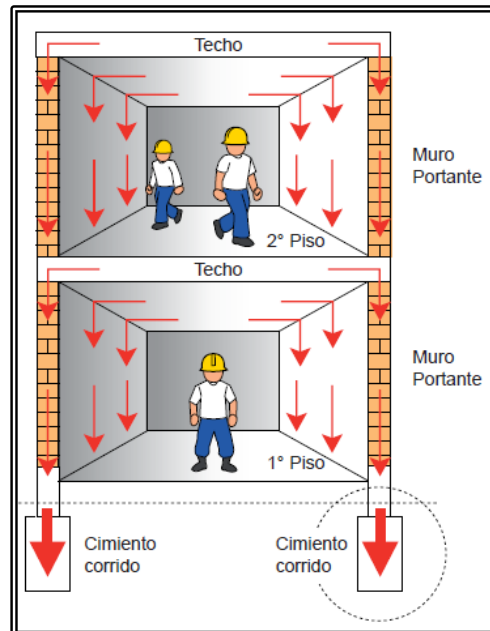


Figura 4.- Proceso de Transferencia de cargas

Fuente: Manual de construcción para maestros de obra (ACEROS AREQUIPA)

1.2.1 DEFINICIÓN DE MUROS PORTANTES

Conocidos también como muros de carga, es el elemento de la construcción que sirve para encerrar la edificación, soportar las cargas verticales de su propio peso y de otras inherentes a la construcción. Su rigidez y resistencia son mayores cuando soporta cargas paralelas a su plano.

De acuerdo a la NEC-11, cita que un muro portante de Hormigón Armado: es un Sistema estructural rígido conformado por muros de hormigón armado con refuerzo de barra de acero corrugado o malla electro-soldada. Estas edificaciones no tienen columnas⁶.

Una vivienda se considera sismo-resistente, cuando sus muros de carga y transversales han sido confinados a través de vigas y columnas.

⁶ Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 10-22. Publicación Enero del 2013

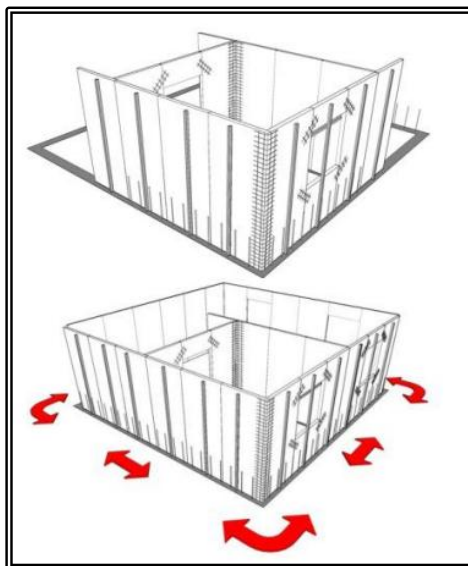


Figura 5. Composición de Muros Portantes
Fuente: Manual Técnico de Construcción PANECONS S.A (2011)

Los muros portantes son las paredes que en determinada construcción tiene función estructural. En otras palabras son las paredes que soportan otros elementos de la construcción.

1.2.2 ORIGEN DE LOS MUROS PORTANTES

Los romanos fueron precursores del hormigón donde se encontraban presente el sillar de piedra, relleno de un mortero preparado con cal, arena y adobe, cuando se habla de muros de carga hay que reconocer que el material más empleado para esta tarea es el ladrillo, por ser un material resistente y duradero.

Otras veces los muros de carga están confeccionados en bloques de hormigón, destacando que con este material no se puede lograr una gran altura. Lo que dio la posibilidad de la aparición del hormigón armado, fue la llegada del acero.

La cimentación donde se encuentran los muros de carga es conocida como zapata lineal o corrida. Los muros son superficies continuas, a los que hay que realizarles aberturas, ya sea para ventanas o puertas; es por esto necesario utilizar un dintel.

Este sistema estructural de muros portantes, explica el arquitecto Carlos Manzano⁷, no tiene columnas de hormigón armado; se basa en paredes de

⁷ Carlos Manzano. Gerente Técnico de Ferro inmobiliaria. Quito-Ecuador

diafragma estructural, las mismas que sostienen las losas, ya sea de entrepiso o de cubierta.

La función principal es de carga y transmisión a la cimentación o elementos inferiores de las cargas que soportan. Queda trabajando el muro por compresión y los materiales utilizados para ellos deberán estar condicionados a las características de resistencia, economía y durabilidad. Es necesario diferenciar lo que es un muro de carga y un muro aligerado:

Se le denomina **muro de carga** o estructural a todo elemento que soportan esfuerzos de compresión, flexión, cortante flexo-compresión y torsión, derivados de cargas tanto gravedad (muerta y viva), como de accidentales (viento y sismo), sean éstos de mampostería o de cualquier otro material.

Se le denomina **muro aligerado** a todo elemento constructivo que se compone de materiales con propiedades físicas como: de baja densidad, de espesor reducido, de gran esbeltez, de fácil manejo e instalación.

1.2.3 CLASES DE MUROS

De acuerdo a la NEC-11 vigente en nuestro país⁸; los muros se clasifican de la siguiente manera:

1.2.3.1 Muros de Carga

Muro con área en planta mayor que 0.04 m^2 , proyectado para soportar cargas verticales provenientes del entrepiso de la cubierta además de su peso. Estos muros deben estar amarrados al diafragma, interior (cimentación) y superior (cubierta o entrepiso).

1.2.3.2 Muro Transverso

Son muros de mampostería, transversales a los muros portantes o de carga. Sirven para reducir la esbeltez aquella y para resistir las fuerzas sísmicas horizontales perpendiculares a los muros de carga. Estos muros deben estar amarrados al diafragma.

⁸ Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 6-8. Publicación Enero del 2013

1.2.3.3 Muro Arriostrante

Muro transverso perpendicular a otro muro para arriostrarlo contra acciones laterales o pandeo y estabilizar el edificio.

1.2.3.4 Muros sin carga

Muro no resistente cuya eliminación no perjudica a la integridad del resto de la estructura.

1.2.3.5 Muros divisorios

Son muros que no llevan más carga que su peso propio, no cumplen ninguna función estructural para cargas verticales u horizontales y, por lo tanto, podrían ser removidos sin comprometer la seguridad estructural del conjunto.

1.3 SISTEMA CONSTRUCTIVO HORMI-2

1.3.1 GENERALIDADES DEL SISTEMA HORMI-2

Hormi-2 es un moderno sistema constructivo de hormigón armado, formado por paneles modulares producidos industrialmente.

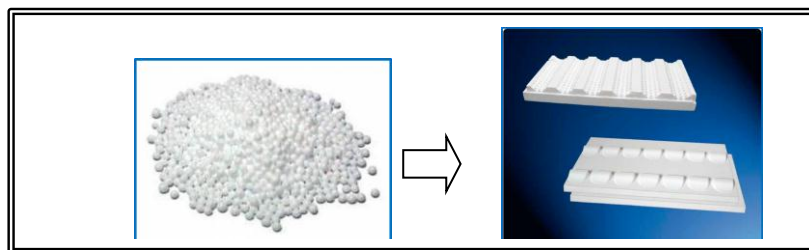


Figura 6. Forma del Poliestireno

Fuente: Manual Técnico de Construcción PANECONS S.A (2011)

Estructuralmente está constituido por dos mallas de acero galvanizado electrosoldadas, unidas entre sí a través de 68 conectores de acero, por cada metro cuadrado de superficie; que encierran en su interior una placa de poliestireno expandido, la cual asegura un aislamiento termo-acústico, cuya morfología está diseñada para recibir revoque estructural en obra. Éstos paneles colocados en obra según la disposición arquitectónica de muros, tabiques y losas, son completados

“in situ” mediante la aplicación de mortero, a través de dispositivos de Impulsión neumática, y se obtiene una estructura espacial sismo resistente, formada por muros portantes, losas, entre losas.

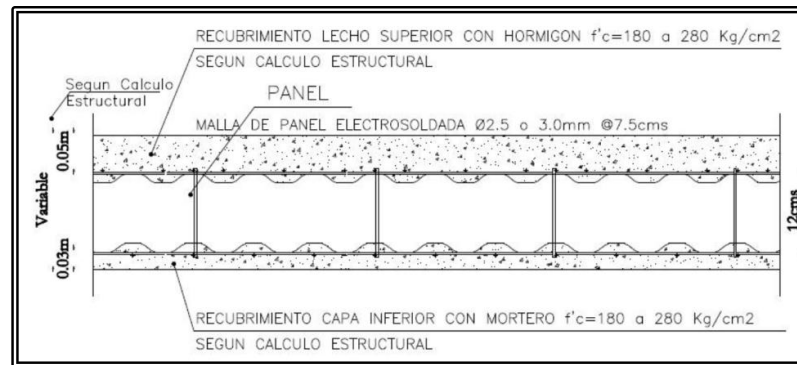


Figura 7.- Panel Simple Estructural para losas
Fuente: Manual Práctico del Constructor PANECONS S.A (2012)

1.3.2 MATERIALES Y COMPONENTES UTILIZADOS EN EL SISTEMA HORMI-2

1.3.2.1 Poliestireno

El elemento básico del sistema constructivo es el panel ondulado de poliestireno expandido conocido como EPS. Material tipo 1 (densidad de 10 a 15 kg/m³), cortado en fábrica y de superficie ondulada, cumple la función de brindar rigidez al panel para facilitar su instalación y manipulación, además de aportar sus propiedades como aislante térmico y acústico, siendo la transmisión de calor de 0,7 w/m² °K en un espesor de 10 cm, comparable a un muro de ladrillos de 80 cm. Sirve como aporte al mortero fresco en obra ya que colabora en la capacidad estructural al fraguar el cemento, sirviendo de separador para aumentar la inercia.

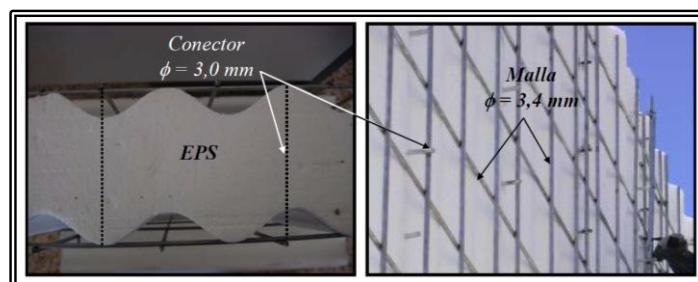


Figura 8.- Conectores y malla electrosoldada en el Panel
Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.

Presenta las siguientes características: Isotropicidad, conservación de la capacidad de aislamiento térmico, resistencia a variaciones de temperatura, baja absorción de agua por inmersión, ninguna absorción de agua por capilaridad, sin putrefacción no es tóxico, estabilidad dimensional, refleja calor, fácilmente laborable de forma mecánica, reciclable y de fácil transporte. ⁹

Tabla 1.- Propiedades Físicas del EPS

PROPIEDADES	UNIDADES	TIPOS DE EPS
Densidad Nominal	Kg/m ³	25
Densidad mínima	Kg/m ³	22,5
Espesor mínimo	mm	20
Conductividad térmica (A+10°C)	mW/mK	35
Resistencia permanente a la compresión (deformación 2%)	KPa	35 - 50
Resistencia a la Flexión	KPa	200
Resistencia a la tracción	KPa	320 – 410
Módulo de elasticidad	KPa	5,9 – 7,2
Absorción del agua en condiciones de inmersión al cabo de 7 días	%(Vol)	0,5 – 1,5
Absorción del agua en condiciones de inmersión al cabo de 28 días	%(Vol)	3 - jan

Fuente: Tesis de Grado Factibilidad del uso del sistema constructivo M-2 aplicado en viviendas en la ciudad de Loja., Universidad Particular de Loja 2010

1.3.2.2 Acero

Tiene un límite proporcional de fluencia de 5.500 kg/cm², los diámetros varían según el tipo de panel y la dirección considerada. Las mallas y los conectores son electrosoldados en fábrica, la malla de acero deberá sobresalir del borde del panel para permitir su solape con el siguiente y formar un cerramiento sin discontinuidades.

Tabla 2.- Diámetros de acero principal y secundario (Malla electrosoldada)

TIPO DE PANEL	ARMADURAS	HIERRO PRINCIPAL	HIERRO SECUNDARIO	CONECTORES
PSN	Panel Simple	Φ2,5mm	Φ2,5mm	Φ3mm
PSR	Panel Simple Reforzado	Φ3,5mm	Φ2,5mm	Φ3mm
	Espacio o Distribución	Cada 70 mm promedio	Cada 65 mm	44 Φ/m2

Fuente: FRIDULSA (Octubre 2009) Publicación: Sistema Constructivo M2 Manual del Constructor.

⁹ M2 Emmedue, Elementos Constructivos, Ficha Técnica, 2008.

Las mallas se fabrican de acero galvanizado de alta resistencia (resistencia a la fluencia $F_y=5,000 \text{ Kg/cm}^2$ y la resistencia a la tracción $f_r= 5,600 \text{ Kg/cm}^2$).

Están conformados por barras de diámetro 2,4 mm - 3,0 mm en dependencia del tipo de panel, con una separación media de 7,5 cm por 6,0 cm en la dirección secundaria.

Tabla 3.- Diámetro de la malla de acero galvanizada

MALLA DE ALAMBRE EN ACERO GALVANIZADO	
Alambre de acero longitudinal	Ø 2,5 mm cada 75 mm.
Alambre de acero transversal	Ø 2.5 mm cada 65 mm.
Alambre de acero de conexión	Ø 3 mm (cerca 72 por m2)

Fuente PANECONS (2008) Publicación: Sistema Constructivo Hormi-2.

1.3.2.3 Accesorios

Son piezas de malla electro-soldada de 2.5 mm de diámetro con geometrías especiales, que servirán para unir o reforzar sitios específicos en la construcción, que permiten dar continuidad a la malla estructural. Todos los vértices de los vanos deben ser reforzados, tanto en el lado interno como en el lado externo.

Se presenta los tipos de Mallas de Refuerzo:

- MRA Malla de Refuerzo Angular
- MRP Malla de Refuerzo Plano
- MRU Malla de Refuerzo U

a) Malla de refuerzo Angular (MRA)

Se le coloca a todo lo largo de las uniones de pared, la cantidad en esquinas e intersecciones se define según la altura prevista en cada proyecto. También se utiliza en la unión de pared con techo, pared con otras y hará que el sistema tenga continuidad y confinamiento a lo largo de ambas caras interna y externa.

Se fija a los paneles con alambre de amarre de acero Nro. 18 o grapas de amarre y se pondrá en ambas caras del mismo.

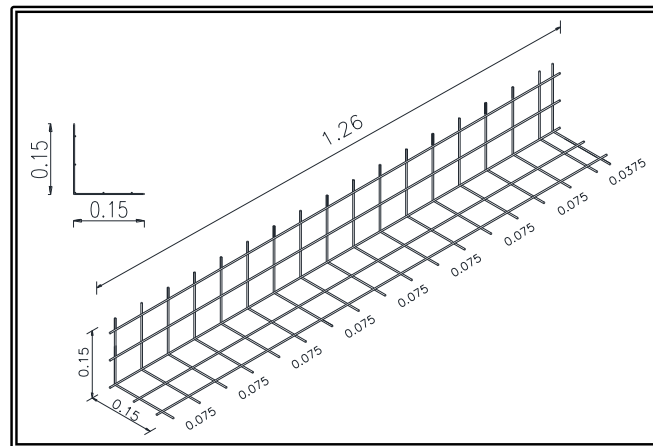


Figura 9.- Malla Angular MRA 1515

Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.

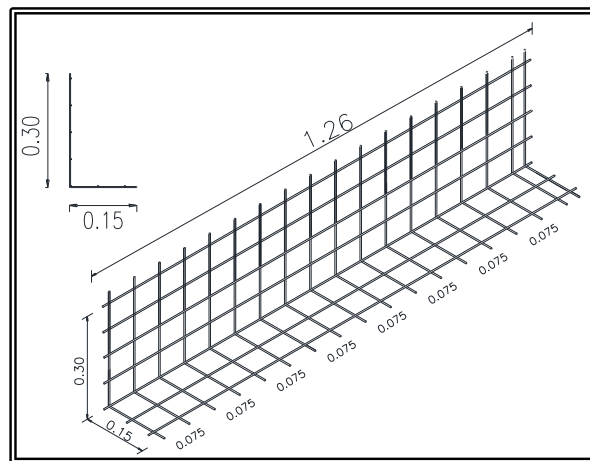


Figura 10.- Malla Angular MRA 1530

Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.

b) MRP Malla de Refuerzo Plano

Se utiliza en los vértices de puertas y ventanas colocados de forma diagonal en ángulos de 45° en caras internas y externas para reforzar y que no se produzca un fisuramiento en éstas zonas. También se utilizará para conectar paneles y para los lugares donde se ha cortado la malla. En puertas se utiliza 4 unidades, mientras que en ventanas se utiliza 8 unidades.

Se fija a los paneles con alambre de amarre de acero Nro. 18 o grapas de amarre y se pondrá en ambas caras del mismo.

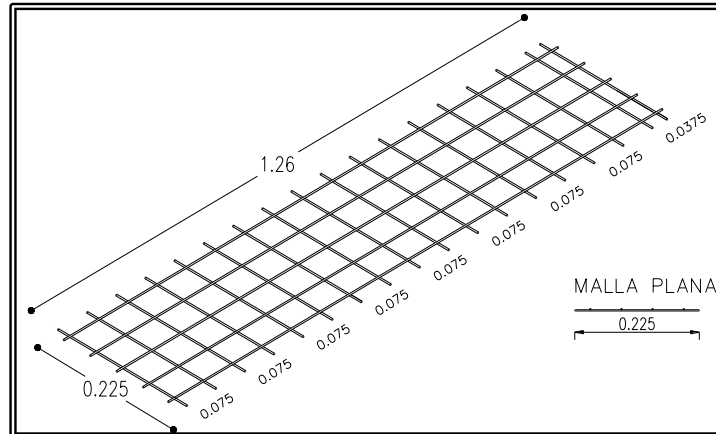


Figura 11.- Malla de refuerzo Plana MRP
 Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.

c) Malla de Refuerzo U (MRU)

Se usa en los filos que dejan los vanos para la colocación de puertas y ventanas (en puertas se colocan 5 unidades y en ventanas 4 unidades) o en aquellos paneles que queden expuestos. Ayudará para que la malla de un lado del panel se conecte o trabaje con la malla de la otra cara adicionalmente del alambre que les conecta a ambas mallas.

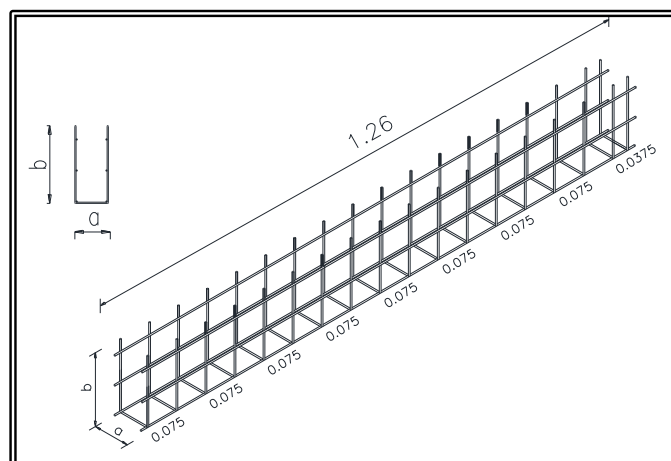


Figura 12.- Malla Angular MRU
 Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.

También se utilizan en borde para remate de techos y borde de muros que requieren acabados. De espesor variable de acuerdo al tipo de panel a cubrir, se fija a estos con alambre de amarre de acero Nro. 18 o grapas de amarre.

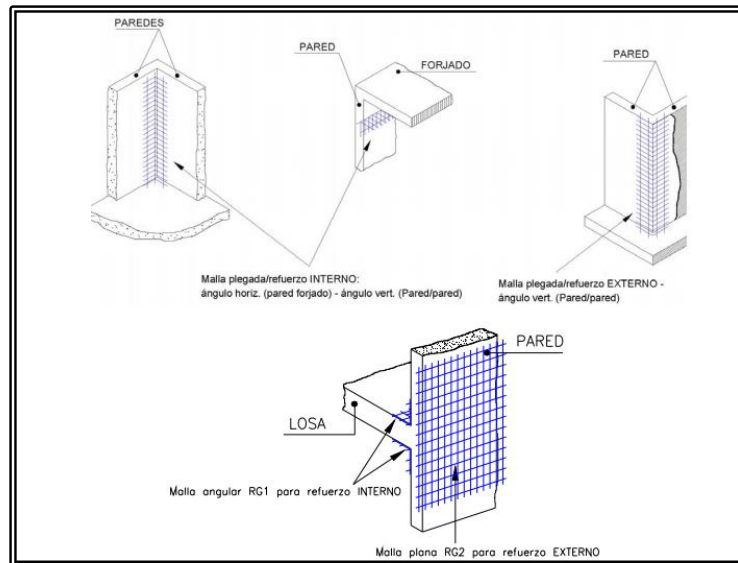
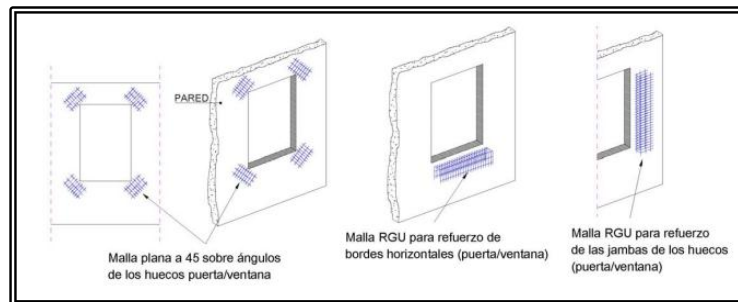
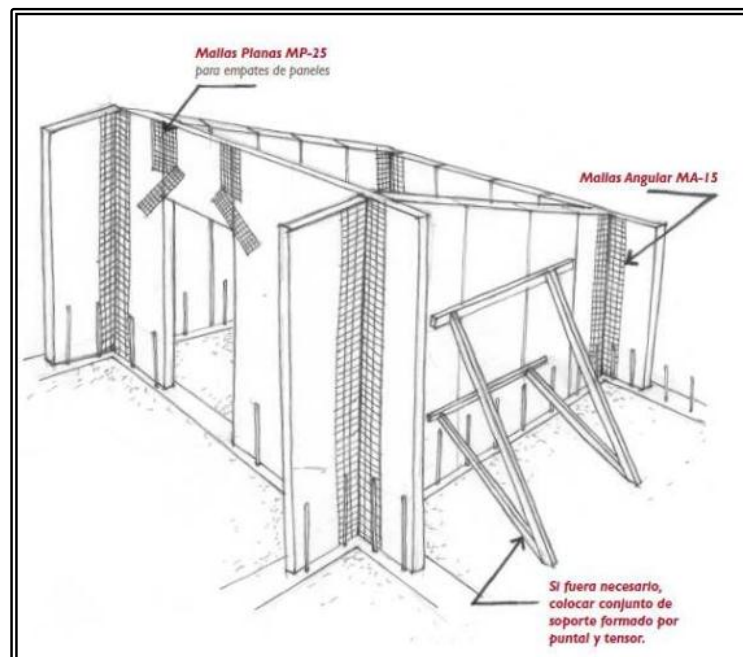


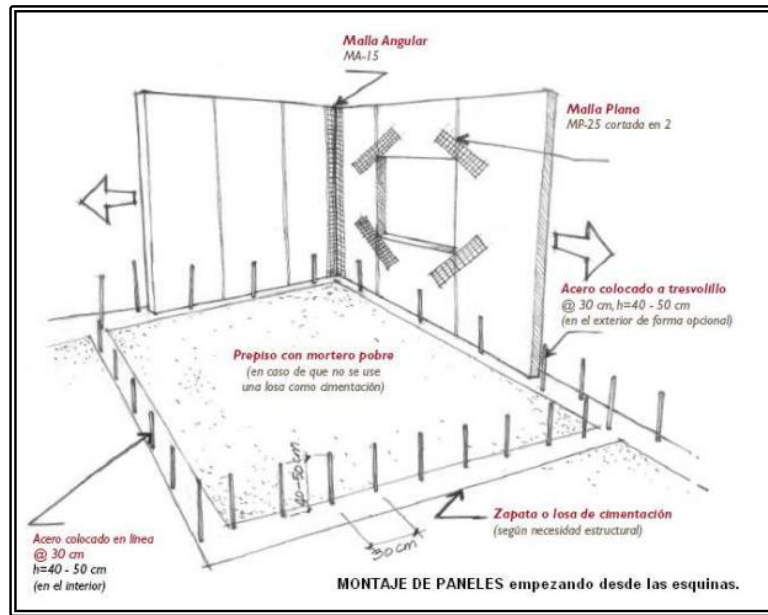
Figura 13.- Aplicación de Mallas de Refuerzo
Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.



a)



b)



c)

Figura 14.- Aplicación de Mallas de Refuerzo en Perspectiva
Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.

Tabla 4.- Tabla de dimensiones y tolerancias

		DATOS Y TOLERANCIAS				
		PSE	PSC	PSR	PS2R	
Dimensiones	Ancho útil mm	1200	+/-2	+/-2	+/-2	+/-2
	Ancho total mm	1350				
	Largo mm	1000.....7000	+/-2%	+/-2%	+/-2%	+/-2%
	Espesor mm	40.....150	-2	-2	-2	-2
Poliestireno	Clase		F	F	F	F
	Densidad Kg/m ³	12	+/-3%	+/-3%	+/-3%	+/-3%
Mallas Electrosoldadas	Longitudinales					
	Diámetro alambre mm		2,5 +/-0,1	2,5 +/-0,1	3,0 +/-0,1	3,0 +/-0,1
	Paso mm		75	75	75	75
	Transversales					
	Diámetro alambre mm		2,5 +/-0,1	2,5 +/-0,1	2,5 +/-0,1	3,0 +/-0,1
	Paso mm		75	150	75	75
	Total					
	Cuántia acero Kg/m ² de panel		2,230	1,726	2,793	3,26
	Cuántia de acero longitudinal (%)		0,0026	0,0026	0,0037	0,0037
	Cuántia de acero transversal (%)		0,0022	0,0012	0,0022	0,0031
	Resistencia Finencia Kg/mm ²		64 +/- 4	64 +/- 4	64 +/- 4	64 +/- 4
	Elongación		8%	8%	8%	8%
	Recubrimiento Galvanizado	60 gr/m ²				
Conectores Electrosoldados	Diámetro alambre mm		3,0 +/-0,1	3,0 +/-0,1	3,0 +/-0,1	3,0 +/-0,1
	Umí m ²		68	68	68	68
	Resistencia Finencia Kg/mm ²		65 +/- 4	65 +/- 4	65 +/- 4	65 +/- 4
	Elongación		8%	8%	8%	8%
	Cuántia acero Kg/m ² de panel	PS40		0,221		
		PS50		0,257		
		PS60		0,293		
		PS80		0,364		
		PS100		0,435		
		PS120		0,507		
PS140		0,578				
PS150		0,614				

Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.

Tabla 5.- Características de los accesorios

TIPO	# Long.	# Trans.	A	B	C	T Largo	Peso
	uni	uni	mm	mm	mm	mm	Kg.
MRU40	18	5	150	150	50	1260	0.455
MRU50	18	5	150	150	60	1260	0.461
MRU60	18	5	152.5	152.5	70	1260	0.471
MRU80	18	5	150	150	90	1260	0.481
MRU100	18	6	152	152	110	1260	0.542
MRU120	18	6	150	152	130	1260	0.553
MRU140	18	6	150	150	150	1260	0.565
MRU150	18	6	150	152	160	1260	0.573
MRA1515	18	4	150	150		1260	0.377
MRA1530	18	6	150	300		1260	0.565
MRA2323	18	6	225	225		1260	0.565
MRP23	18	3	225			1260	0.283

Fuente: PANECONS Publicación (2008), Sistema Constructivo Hormi-2.

De la tabla citada anteriormente, los valores de A, B y C de las mallas electrosoldadas son referenciadas de la siguiente manera.

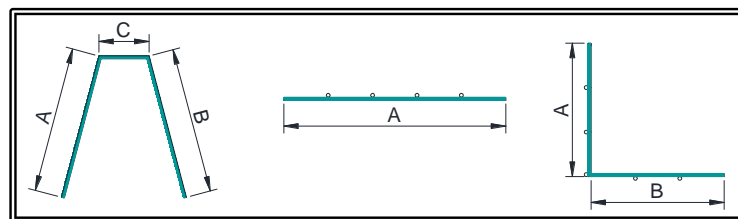


Figura 15.- Descripción de los tipos A, B y C para los accesorios
Fuente PANECONS: Especificaciones Técnicas Paneles Hormi-2.

1.3.2.4 Morteros y Hormigones

Los componentes de los mismos deberán cumplir con las características detalladas a continuación:

Áridos: De hasta 5 mm de dimensión mayor para el mortero, estarán libres de elementos orgánicos e impurezas (arena terciada de preferencia).

Cemento: Tipo portland, fresco y de buena calidad.

Aditivos: Se podrán usar aditivos acelerantes que no interfieran con la adherencia de los morteros y hormigones entre capas de aplicación.

La dosificación de los morteros en volumen está constituido en la relación (1:4)¹⁰.

- 1 parte cemento
- 4 partes de arena

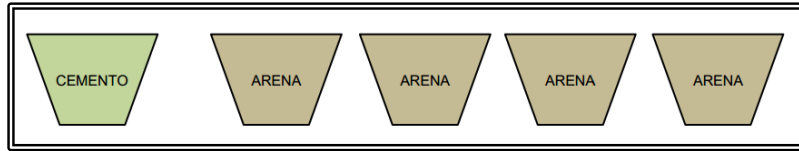


Figura 16.- Dosificación del mortero
Fuente: Método constructivo Sistema M2.

La relación agua cemento está definida:

$$\frac{\text{Relación agua}}{\text{Cemento en peso}} = \frac{A}{C} < 0,50^{11}$$

Aditivos posibles: Plastificantes – reductores de agua, fibra de polipropileno.

1.3.2.5 Mortero Industrial (Micro-Hormigón)

Los hormigones industriales conocidos como (micro-hormigones), deberán cumplir las siguientes condiciones: Garantizar, una resistencia característica $f_{ck} \geq 20 \text{ N/mm}^2$: $203,94 \text{ kg/cm}^2$, será proyectable en capas de 2 cm de espesor.

Áridos: Calizo de machaqueo con granulometría controlada y humedad inferior al 1%.

Cemento: CEM II/B-M (V-L) 32.5 N. Cemento portland mixto (CEM II/B) conteniendo en total una cantidad de ceniza volante silicea (V) y caliza (L), con clase de resistencia a los 28 días = $\geq 32,5 \text{ MPa}$ y $\leq 52,5 \text{ MPa}$.

Aditivos: La formulación que cumpla con holgura (mínima cantidad de cemento, relación agua/cemento máxima). Se recomienda para este tipo de morteros ajustar el sistema de la máquina de proyección que regula la presión de agua y la dosificación mediante el hidrómetro.

¹⁰ NEC-11. Capítulo 10.5.6. El sistema para alma de mampostería deberá tener una dosificación volumétrica 1:2:2 (cemento: arena: chispa) ó 1:4 (cemento: arena).

¹¹ NEC-11. Capítulo 10.5.6. La relación en peso de agua/cemento para alma de mampostería será máxima de 0.50.

Aplicación: Deberá realizarse sin interrupciones siempre que sea posible, la aplicación es de 3 a 4 cm; por lo que se recomienda usar un compresor de 400 litros por minuto de caudal de aire y el producto quede lo más compacto posible.

Tabla 6.- Dosificación tipo para Micro-Hormigón (Hormi-2)

	VOLUMEN	PESO (aprox.)	RELACIÓN	OBSERVACIONES
Cemento	1 ¼" parihuela*	50 g		*parihuela 33 cm c/ lado
Arena	3.5 – 4 parihuelas	280 Kg		
Agua	25 lts	25 Kg	a:c =0,5	Énfasis en esta relación
Aditivo Plastificante acelerante	0.3 lts	0.31 Kg	0,6 % peso cemento	
OPCIONAL : Fibra de polipropileno (0.128 Kg/ saco cemento ó 0.9 Kg/m ³ de micro- hormigón)				

Fuente: PANECONS: Manual Práctico del Constructor Sistema Hormi-2

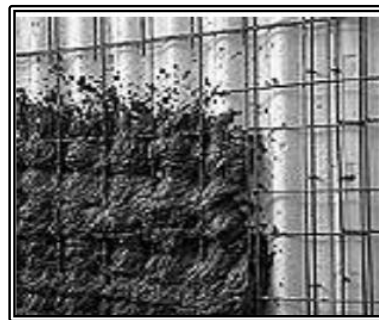


Figura 17.- Mortero aplicado en los Paneles
Fuente: Método constructivo Sistema M2.

1.3.2.6 Paneles de Hormi-2

Formados por dos mallas de acero galvanizado que están adosadas a las caras de una placa central ondulada de poliestireno expandido. El panel para muros portantes, sin incluir el mortero, presentan medidas nominales de 1.18 m de ancho y hasta 6 m de longitud estándar y 10 m de largo extraordinario.

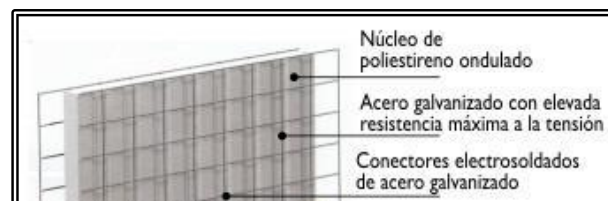


Figura 18.- Componentes del Panel
Fuente: PANECONS: Manual Práctico del Constructor Sistema Hormi-2

1.3.3 TIPOS DE PANELES HORMI-2

- PSE Panel Simple Estructural
- PSC Panel Simple de Cerramiento
- PSR Panel Simple Reforzado
- PS2R Panel Simple Doblemente Reforzado

Tabla 7.- Tipos de Paneles Hormi-2

TIPO	APLICACIÓN	φ DEL ALAMBRE	RESISTENCIA DEL MORTERO REQUERIDA
PSE (Panel simple Modular Estructural)	Construcción integral de mamposterías	Longitudinal: 2.5 Transversal: 2.5	210 Kg/cm ²
PSC (Panel simple Modular de Cerramiento)	Aplicación en estructuras mixtas cerramientos	Longitudinal: 2.5 Transversal: 2.5	Entre 90 Kg/cm ² y 110 Kg/cm ²
PSR (Panel Simple Modular Reforzado)	Losas de cubierta Conformación de gradas	Longitudinal: 3.0 Transversal: 2.5	210 Kg/cm ² para la carpeta superior de compresión o la que resulte del cálculo estructural (e=5 cm) 210 Kg/cm ² para la carpeta inferior (e= 3cm)
PS2R (Panel simple Modular doblemente Reforzado)	Losas de entepiso Conformación de gradas	Longitudinal: 3.0 Transversal: 3.0	210 Kg/cm ² para la carpeta superior de compresión o la que se proponga el calculista. 210 Kg/cm ² para la carpeta inferior

Fuente: PANECONS: Manual Práctico del Constructor Sistema Hormi-2

1.3.3.1 (PSE) Panel Simple Estructural

El Panel Simple Modular Estructural (PSE) se usa como una estructura de muros portantes en construcciones de hasta 5 pisos, con lanzado de micro hormigón en ambas caras utilizados en paredes, escaleras y losas de cubierta.



Figura 19.- Panel Simple Estructural

Fuente: Sistema Emmedue y Casaforma Taller Vertical

En paredes estructurales se considera un espesor mínimo de 4 cm hasta 30 cm con un revoque de micro-hormigón de 3 cm por lado, de resistencia $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 8.- Descripción de la Plancha de Poliestireno

Densidad de la plancha de poliestireno 12 Kg/m3	
Espesor de la plancha de poliestireno	de 4 a 30 cm.
Espesor de la pared terminada	variable, de 10 a 36 cm.

Fuente: Fuente: Sistema Emmedue y Casaforma Taller Vertical

Tabla 9.- Clasificación de los Paneles Simples Estructurales

TIPO DE PANEL	Esp. EPS	(2 CAPAS) Espesor Hormigón Proyectado cada capa de 3 cm de esp.	Espesor total del Panel (cm)
PSE40	4	6	10
PSE50	5	6	11
PSE60	6	6	12
PSE70	7	6	13
PSE80	8	6	14
PSE90	9	6	15
PSE100	10	6	16
PSE110	11	6	17
PSE120	12	6	18
PSE130	13	6	19
PSE140	14	6	20
PSE150	15	6	21
PSE160	16	6	22
PSE170	17	6	23
PSE180	18	6	24
PSE190	19	6	25
PSE200	20	6	26
PSE210	21	6	27
PSE220	22	6	28
PSE230	23	6	29
PSE240	24	6	30
PSE250	25	6	31
PSE260	26	6	32
PSE270	27	6	33
PSE280	28	6	34
PSE290	29	6	35
PSE300	30	6	36

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

1.3.3.2 (PSSG2) Paneles losa

El panel losa puede tener de una a dos nervaduras por panel en su ancho de 1.18 m. En estas nervaduras se colocan refuerzos de acero para luego vertir el hormigón, volviéndolas estructuras unidireccionales y que permiten cubrir grandes luces.

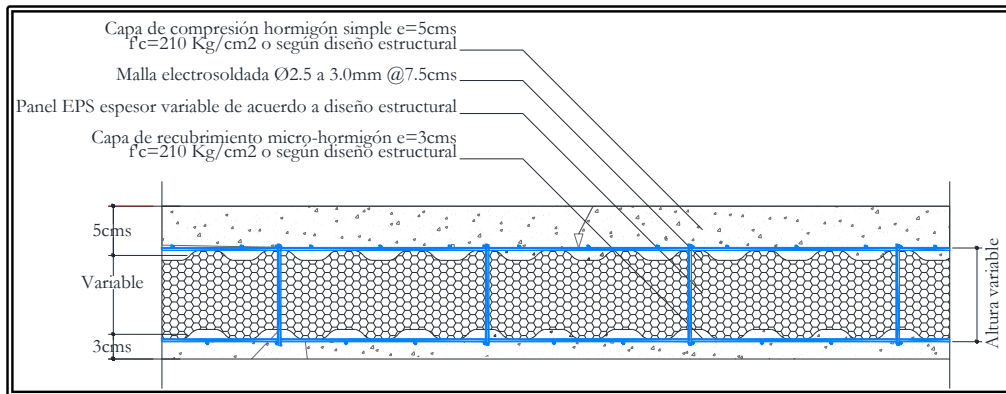


Figura 20.- Panel nervado de Losa

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

Se utiliza en losas de entrepisos y cubiertas, y depende de las necesidades y esfuerzos a los que se sometan dichos elementos. El espesor del poliestireno expandido (EPS) puede ser de 12 a 24 cm, la capa de compresión del hormigón es de 5 cm; y la capa inferior del micro- hormigón de 3 cm. Se tienen dos tipos de panel losa PSSG2 y PSSG3, clasificados de acuerdo a su espesor de la siguiente manera:

Tabla 10.- Clasificación de los Paneles PSSG2

TIPO DE PANEL	ALTURA FORJADO		Espesor de la capa inferior + revoque (mm)	Espesor total (mm)
	Cuerpo del Panel h(mm)	C. Compresión superior s(mm)		
PSSG2 8+4	80	40	60	180
PSSG2 10+4	100	40	60	200
PSSG2 12+4	120	40	60	220
PSSG2 14+4	140	40	60	240
PSSG2 16+4	160	40	60	260
PSSG2 18+4	180	40	60	280
PSSG2 20+4	200	40	60	300

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

Tabla 11.- Clasificación de los Paneles PSSG3

TIPO DE PANEL	ALTURA FORJADO		Espesor de la capa inferior + revoque (mm)	Espesor total (mm)
	Cuerpo del Panel h(mm)	C. Compresión superior s(mm)		
PSSG3 12+4	120	40	60	220
PSSG3 14+4	140	40	60	240
PSSG3 16+4	160	40	60	260
PSSG3 18+4	180	40	60	280
PSSG3 20+4	200	40	60	300
PSSG3 22+4	220	40	60	320
PSSG3 24+4	240	40	60	340
PSSG3 26+4	260	40	60	360

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

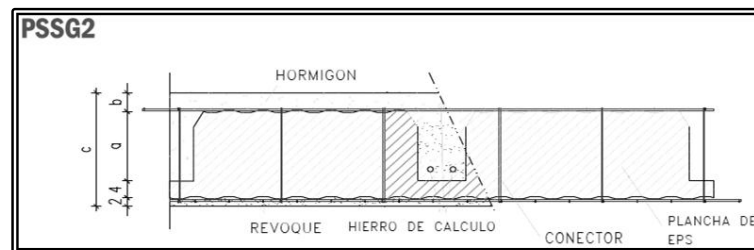


Figura 21.- Panel de Losa PSSG2

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

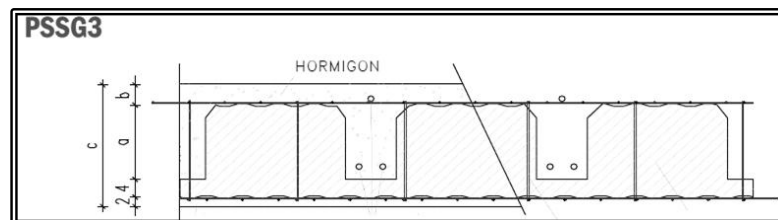


Figura 22.- Panel de Losa PSSG3

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

1.3.3.3 PSR (Panel Simple Reforzado) PS2R (Panel Simple Doblemente Reforzado)

Tanto el panel PSR como el panel PS2R puede tener una o dos nervaduras en su ancho de 1.18 m. En estas nervaduras se colocan refuerzos y un recubrimiento de hormigón transformando al panel en una estructura unidireccional. El espesor de los paneles de poliestireno puede variar entre 12 cm y 24 cm, la capa de

compresión del hormigón será de 5 cm y capa inferior de recubrimiento de micro hormigón será de 3 cm.



Figura 23.- Panel Simple Doblemente Reforzado

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

Tabla 12.- Clasificación de los Paneles Simples Reforzados

TIPO DE PANEL	Esp. EPS	(CAPA) Espesor Hormigón Proyectado	(CAPA) Espesor Hormigón	Espesor total del Panel (cm)
PSR100	10	3	5	18
PSR110	11	3	5	19
PS2R120	12	3	5	20

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

Tabla 13.- Clasificación de los Paneles Simples Doblemente Reforzados

TIPO DE PANEL	Esp. EPS	(CAPA) Espesor Hormigón Proyectado	(CAPA) Espesor Hormigón	Espesor total del Panel (cm)
PS2R80	8	3	5	16
PS2R90	9	3	5	17
PS2R100	10	3	5	18
PS2R110	11	3	5	19
PS2R120	12	3	5	20

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

1.3.3.4 (PSSC) Panel Escalera

El panel escalera se construye de un bloque monolítico de poliestireno expandido, cortado y doblado de acuerdo a los requerimientos del cliente. Reforzado en su exterior por medio de mallas de acero unidas por conectores electrosoldados.

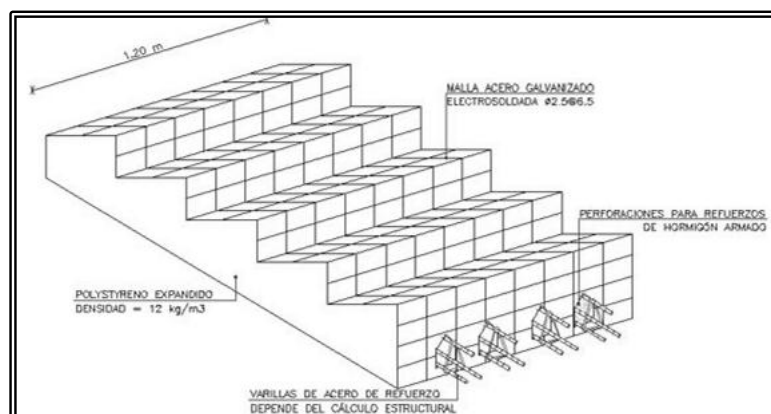


Figura 24.- Panel Escalera

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

Puede recubrir tramos de escalera de hasta 6 m de luz sin modificaciones a su estructura; en caso de ser necesario, por razones de cálculo en zonas de alto tráfico o alta carga viva como en hoteles, colegios, bancos., se puede reforzar la estructura introduciendo en su interior varillas de acero, con un colado de hormigón $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$.

1.3.3.5 Paneles para Techos

Los paneles para techos presentan las siguientes consideraciones:

a. Las dimensiones nominales del panel son 1.18 m de ancho por 5.5 m de largo.

El grosor del núcleo de tecnopor y la doble malla es 12 cm, con un peso promedio, excluyendo al mortero y al concreto, de 5.7 kg/m². El diámetro del alambre que compone la malla es 3 mm.

b. En la base del panel para techo se coloca una capa de mortero 1:4 de 3 cm de espesor, mientras que en la cara superior se vacía una capa de concreto simple de 5 cm de grosor; formándose así un techo de 20 cm de espesor, cuyo peso promedio es 200 kg/m² sin incluir acabados ni sobrecarga.

1.3.3.6 (PSC) Panel Simple de Cerramiento

Se usará, como tabiquería de relleno con micro hormigón proyectado en ambas caras, utilizados en paredes divisorias, cerramientos perimetrales y todo muro tanto interior como exterior de relleno.

El espesor del panel varía sin el micro-hormigón de 4 a 30 cm y alcanzará, el espesor total de pared terminada de 9 a 35 cm.

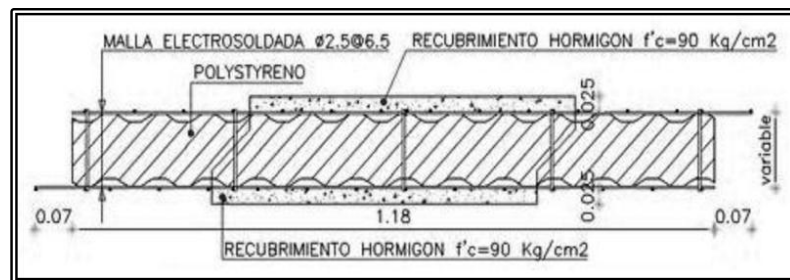


Figura 25.- Panel de Cerramiento

Fuente: *Procesos Constructivos Sistema EMMEDUE Y CASSAFORMA, 2013.*

Tabla 14.- Clasificación de los Paneles Simples de Cerramiento

TIPO DE PANEL	Esp. EPS	(2 CAPAS) Espesor Hormigón Proyectado cada capa de 2.5 cm	Espesor total del Panel (cm)
PSMC40	4	5	9
PSMC50	5	5	10
PSMC60	6	5	11
PSMC70	7	5	12
PSMC80	8	5	13
PSMC90	9	5	14
PSMC100	10	5	15
PSMC110	11	5	16
PSMC120	12	5	17
PSMC130	13	5	18
PSMC140	14	5	19
PSMC150	15	5	20
PSMC160	16	5	21
PSMC170	17	5	22
PSMC180	18	5	23
PSMC190	19	5	24
PSMC200	20	5	25
PSMC210	21	5	26
PSMC220	22	5	27
PSMC230	23	5	28
PSMC240	24	5	29
PSMC250	25	5	30
PSMC260	26	5	31
PSMC270	27	5	32
PSMC280	28	5	33
PSMC290	29	5	34
PSMC300	30	5	35

Fuente: *PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2*

1.3.3.7 (PD) Panel Doble

Se conformará de dos paneles simples de poliestireno unidos entre sí, por conectores de acero de alta resistencia usados para construir edificaciones de hasta 20 pisos. Tiene un colado de hormigón en el centro de los paneles y el microhormigón es proyectado en las caras externas, dependerá de las características y de las solicitaciones al que va a ser sometida la edificación.

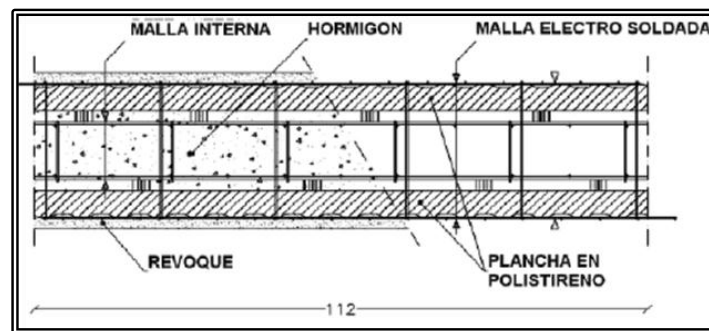


Figura 26.- Panel doble (PD)

Fuente: *Procesos Constructivos Sistema EMMEDUE Y CASSAFORMA, 2013.*

Tabla 15.- Clasificación de los Paneles PD

TIPO DE PANEL	Esp. EPS	(Capa) Espesor Hormigón Proyectado	(Capa) Espesor Hormigón	(Capa) Espesor Hormigón Proyectado	Espesor total del Panel (cm)
PD50	5	3	8	3	24
PD60	6	3	10	3	28
PD70	7	3	13	3	33
PD80	8	3	15	3	37
PD90	9	3	18	3	42
PD100	10	3	20	3	46

Fuente: *PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2*

1.3.4 PESOS DE PARED ACABADA

El espesor del panel viene determinado por su código, es decir: PSE60 se refiere a un panel 60 mm de espesor de poliestireno, para calcular el espesor total de la pared se debe sumar el recubrimiento de mortero. Para determinar el volumen en caso de transporte o almacenamiento se debe sumar 15 mm al espesor del poliestireno

Tabla 16.- Paneles Simples PSE (Pesos)

TIPO DE PANEL	ESPELOR CLS (cm)	PESO DEL PANEL (Kg/m ²)	PESO PARED ACABABA (Kg/m ²)
PSE 40	3+3	3.5	126
PSE 60	3+3	3.9	127
PSE 80	3+3	4.3	127
PSE 100	3+3	4.7	128
PSE 120	3+3	5.1	128

Fuente: M2 Emmedue, Elementos Constructivos Emmedue, Fichas Técnicas (2008)

Tabla 17.- Paneles Dobles PD (Pesos)

TIPO DE PANEL	ESPELOR HORMIGÓN (cm)	PESO DEL PANEL (Kg/m ²)	PESO PARED ACABABA (Kg/m ²)
PD 100	10	11.7	321
PD 120	12	11.8	369
PD 150	15	11.9	441

Fuente: M2 Emmedue, Elementos Constructivos Emmedue, Fichas Técnicas (2008)

Tabla 18.- Paneles Losa PSSG (Pesos)

TIPO DE PANEL	ESPELOR Capa de compresión Sup. Horm. (cm)	PESO DEL PANEL (Kg/m ²)	PESO PARED ACABABA (Kg/m ²)
PSSG2/140	4	5.8	203
PSSG2/160	4	6.2	213
PSSG2/200	4	6.8	233
PSSG3/140	4	5.6	236
PSSG3/160	4	5.9	251
PSSG3/200	4	6.5	280

Fuente: M2 Emmedue, Elementos Constructivos Emmedue, Fichas Técnicas (2008)

1.3.5 RENDIMIENTOS DE OBRA POR EL TIPO DE PANELES

Los rendimientos de montaje de los paneles de Hormi-2 se determinará en una hora por m²; y el rendimiento del recubrimiento o la colocación del hormigón proyectado en cada uno de estos paneles vienen definidos en la siguiente tabla:

Tabla 19.- Paneles Losa PSSG (Pesos)

TIPO DE PANEL	DESCRIPCIÓN	MONTAJE horas/m ²	PESO PARED ACABABA (Kg/m ²)
PD	Panel doble	0.55	0.6
PS	Panel simple estructural	0.35	0.7
PSSG2	Panel losa	0.80	0.4
PS	Panel simple	0.35	0.6
PSSC	Panel escalera	0.80	0.6

Fuente: M2 Emmedue, Elementos Constructivos Emmedue, Fichas Técnicas (2008)

1.3.6 CODIFICACIÓN DE PANELES

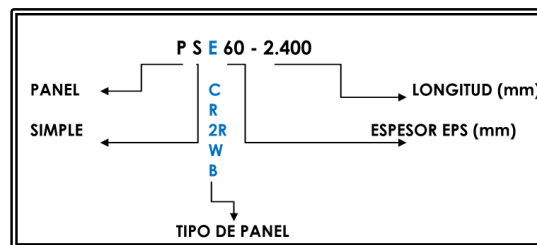


Figura 27.- Codificación de Paneles

Fuente: PANECONS Especificaciones Técnicas de Hormi-2

La codificación de los paneles indica el tipo de panel, el espesor y la longitud en milímetros, cuando no existe dimensión se entenderá un ancho estándar de 1.200 mm.

CAPITULO II

METODOLOGÍA

2.1 GENERALIDADES

Dentro de esta investigación se muestra una metodología para el cálculo estructural del Sistema Constructivo Tradicional de Hormigón Armado y del Sistema de muros portantes mediante paneles con el Sistema Hormi-2, fundamentados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) vigente en nuestro país y adaptado a las características específicas de cada Sistema Constructivo.

Para corroborar la metodología empleada se realizó una modelación estructural de cálculo por medio del programa estructural Etabs 9.6.0.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción es un documento que hace referencia a ciertos parámetros y normativas que deben cumplirse como requisitos mínimos básicos para el diseño estructural; entre éstos requisitos está el diseño sismo – resistente.

Los requisitos y procedimientos que sigue la NEC-11 toma en cuenta la zona sísmica del Ecuador donde será edificada la estructura, el tipo y características de suelo, el uso, destino e importancia que tenga la obra, y la configuración estructural a utilizarse.

2.2 TIPO DE ESTUDIO

El tipo de estudio de nuestra investigación, se fundamenta en un procedimiento deductivo-análisis en el nivel descriptivo explicativo, de las variables “Evaluación y propuesta de Diseño Sismo-resistente para viviendas construidas con materiales no tradicionales Hormi-2 en la ciudad de Riobamba”; basándose en métodos conocidos de estudio; tales como la simulación de estructuras en el programa ETABS versión 9.6.0, que permitan determinar el comportamiento de las

estructuras mediante un sistema de elementos finitos, tanto en el Sistema tradicional de Hormigón Armado como en el Sistema de Muros Portantes con alma de Poliestireno, mediante paneles conocidos como Hormi-2 ó M2; para finalmente realizar el diseño estructural de las edificaciones propuestas.

2.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

2.3.1 POBLACIÓN

La base de nuestro estudio, es la comparación estructural entre el Sistema tradicional de Hormigón Armado y El sistema de muros portantes. Para ello; el universo de nuestro estudio representa una población indefinida, debido a la Metodología de Construcción de los Sistemas en estudio; y por otra parte el desconocimiento del número exacto de viviendas construidas con paneles portantes Hormi-2 en nuestro medio así como en el resto de países en el mundo.

No obstante; la población en nuestro proyecto, constituye las familias de clase social media y de bajos recursos económicos a futuro; ya que nuestra propuesta viene enfocada en una vivienda económica; que permita satisfacer una de sus necesidades básicas del ser humano como es el tener una vivienda propia.

2.3.2 MUESTRA

La muestra representa el número de datos que se necesita para establecer un parámetro de una actividad determinada.

Cuánto más homogénea es una población en las características objeto de estudio, más fácil resulta obtener muestras representativas sin necesidad de que sean tan grandes¹².

Para determinar el tamaño de la muestra; se lo realizó con una parte representativa, que comprende parte del universo. De esta manera se tomó como base la siguiente muestra:

¹² Publicación: Población y Muestra. Universidad Alas Peruanas. Febrero del 2013. Melissa Sánchez.

- 7 viviendas tipo MIDUVI → (Modeladas mediante muros portantes, en el Programa Etabs 9.6.0).

Lo que permitió comparar resultados de desplazamientos provocados por efectos de sismo. Obteniendo como resultados que los desplazamientos producidos son similares en las 7 viviendas., de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 20.- Deformaciones de 7 tipos de viviendas económicas, aplicadas mediante Muros Portantes.

CONTROL DERIVAS DE PISO HORMI 2									
	TIPO VIVIENDA	ALTURA ENTREPISO	ALTURA CUBIERTA	DERIVA INELASTICA S EN X	DERIVA INELASTICA EN Y	DERIVA MAXIMA	R	Δ ELASTICA % X	Δ ELASTICA % Y
VIVIENDAS ECONOMICAS	1	2.23	1.27	0.0004	0.000196	1	1.5	0.060	0.030
				0.00032	0.000159			0.050	0.020
	2	2.24	0.63	0.000087	0.000055			0.010	0.010
				0.000067	0.000072			0.010	0.010
	3	2.47	0.76	0.000086	0.000058			0.010	0.010
				0.000068	0.000068			0.010	0.010
	4	2.25	1.27	0.00011	0.000087			0.020	0.010
				0.00013	0.00006			0.020	0.010
	5	2.35	0.79	0.000092	0.000071			0.010	0.010
				0.00007	0.000086			0.010	0.010
	6	2.35	1.02	0.000069	0.000034			0.010	0.010
				0.000056	0.000038			0.010	0.010
	7	2.5	0.94	0.000067	0.0001			0.010	0.020
				0.000055	0.00015			0.010	0.020
VIVIENDA MIDUVI	8	2.25	1.0	0.000099	0.00007	0.010	0.010		
				0.00007	0.00005	0.010	0.010		
BIOTERIO	9	3.0	0.48	0.000084	0.00004	0.010	0.010		
				0.000074	0.00004	0.010	0.010		
VIVIENDA DOS PLANTAS	10	2.4	7.2	0.00047	0.00022	0.070	0.030		
				0.00028	0.00013	0.040	0.020		
				0.00015	0.000069	0.020	0.010		

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

De esta manera se justifica la muestra, ya que constituye un reflejo del universo con características similares aplicables a nuestro objeto de estudio.

2.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Las variables son los resultados derivados del análisis comparativo que se realizará entre el Sistema de Hormigón Armado y el Sistema Hormi-2.

- Resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Fluencia del Acero $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del Concreto $Ec = 15000\sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2$

- Módulo de Elasticidad del Acero $E_c = 21000 \text{ Mpa}$
- Peso específico del Hormigón $E_c = 2,4 \text{ T/m}^3$
- Inercia agrietada para vigas¹³ $0.5 I_g$
- Inercia agrietada para columnas¹⁴ $0.8 I_g$
- Módulo de Poisson $\nu = 0.2$

Los datos que a continuación se citan, en el caso de Muros Portantes con Alma de Poliestireno expandido para Cálculo Estructural, fueron obtenidos experimentalmente en la Pontifica Universidad Católica del Perú en el año 2009. Y que a su vez fueron proporcionados por la empresa Panecons en la ciudad de Quito.

- Módulo de Elasticidad Muro Hormi-2 $E_c = 30000 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad Losa Hormi-2 $E_c = 15000 \text{ Kg/cm}^2$
- Densidad comercial EPS (Poliestireno) $\rho = 12 \text{ Kg/m}^3$
- Inercia de un muro agrietado¹⁵ $0.6 I_g$
- Módulo de Poisson $\nu = 0.2$
- Esfuerzo de fluencia (malla electrosoldada) $F_y = 50000 \text{ T/m}^2$.¹⁶

En lo referente a cargas aplicadas a la estructura se lo definió de la siguiente manera:

- Carga Muerta: De acuerdo al pre-dimensionamiento de los modelos estructurales (Sistema de Hormigón Armado), en el caso del Sistema Hormi-2 está considerado de acuerdo al peso de cada panel.
- Carga Viva: Se considera de acuerdo al uso de la edificación.
- Carga sísmica: La carga sísmica se aplicó determinando el coeficiente basal, lo que indica que el programa calcula automáticamente el sismo generado en la estructura.

¹³ Valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales. Capítulo 2.7.1.2.1. NEC-11. Publicación Enero de 2013.

¹⁴ Valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales. Capítulo 2.7.1.2.1. NEC-11. Publicación Enero de 2013.

¹⁵ Valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales. Capítulo 2.7.1.2.1. NEC-11. Publicación Enero de 2013.

¹⁶ Especificaciones Técnicas Ideal Alambrec. Mallas electrosoldadas.

2.5 PROCEDIMIENTOS

Toda vivienda debe ser diseñada en base a la selección de un sistema sismo-resistente apropiado. En el presente trabajo se dará el procedimiento de análisis de riesgo sísmico de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11.

Se plantea un tipo de estructura que tenga resistencia y rigidez adecuada ante las cargas mínimas de diseño, tanto para un Sistema de Hormigón Armado como para un Sistema de Muros Portantes.

La primera fase, es conocer e identificar las cargas que se espera actúe en la edificación; para posteriormente ser aplicadas en el predimensionamiento de los elementos estructurales. Finalmente se procede al diseño estructural de cada uno de los elementos que conforman y son parte de la estructura.

2.5.1 CARGAS EN LA ESTRUCTURA

Es necesario definir las cargas que actúan en la estructura y que a su vez se determinan de acuerdo al Método Constructivo, para ello se deberá tomar en cuenta los siguientes conceptos fundamentales:

2.5.1.1 CARGA MUERTA

Son cargas de acción gravitatoria, constituida por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

2.5.1.2 CARGA VIVA

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.¹⁷

¹⁷ Sobrecargas de Uso (Carga viva) Capítulo 1.1.2.2. NEC-11. Publicación Enero del 2013.

Este análisis de cargas es tomado de acuerdo a la Tabla que dicta la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11:

Tabla 21.- Sobrecargas mínimas uniformes distribuidas, Lo y concentradas Po.

OCUPACIÓN O USO	Carga Uniforme (KN/m ²)	Carga Concentrada (KN)
Almacenes		
Ventas al por menor		
Primer piso	4.80	4.50
Pisos superiores	3.60	4.50
Ventas al por mayor. Todos los pisos	6.00	4.50
Armerías y salas de instrucción militar	7.20	
Áreas de reunión y teatros		
Asientos fijos	2.90	
Áreas de recepción	4.80	
Asientos móviles	4.80	
Plataformas de reunión	4.80	
Escenarios	7.20	
Áreas de almacenamiento sobre techos	1.00	
Barreras vehiculares	Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Balcones	4.80	
Bibliotecas		
Salas de lectura	2.90	4.50
Estanterías	7.20 ^c	4.50
Corredores en pisos superiores a planta baja	4.00	4.50
Bodegas de almacenamiento (serán diseñados para la mayor carga prevista)		
Livianas	6.00	
Pesadas	12.00	
Coliseos (ver estadios y graderíos)		
Comedores y restaurantes	4.80	
Construcción ligera de placa de piso sobre un área de 625 mm ² .		0.90
Corredores – pasarelas – plataformas para mantenimiento	2.00	1.33
Corredores	4.80	
Primer piso		
Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación.		
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	l

Construcción en lona apoyada sobre una carga ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a área de trabajo		
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres en reparación vehicular.		8.90
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubierta sujetas a mantenimiento de trabajadores		
Departamentos (ver Residencia)		
Edificios de oficinas		
Salas de archivo y computación (se diseñar)		
Área de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00
Escaleras fijas	Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Escaleras y rutas de escape	4.80	g
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2.00	
Estadios y coliseos		
Graderíos	4.80 ^d	
Asientos fijos	3.00 ^d	
Fábricas/Industria/Manufactura		
Livianas	6.00	9.00
Pesadas	12.00	13.40
Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)	2.00 ^{a,b}	
Camiones y buses	a,b	
Gimnasios	4.80	
Graderíos para estadios y similares	4.80 ^d	
Hoteles(ver residencias)		
Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50
Instituciones penales		
Celdas	2.00	
corredores	4.80	
Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad	Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00	
Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm ²)		1.40

Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
Salas de baile	4.80	
Salas de billar, bolos y otras áreas de recreación similares.	3.60	
Salida de emergencia	4.80	
Únicamente para residencias unifamiliares	2.00	
Sistemas de pisos para circulación		
Para oficinas	2.40	9.00
Para centros de cómputo	4.80	9.00
Soportes para luces cenitales y cielos accesibles		0.90
Unidades educativas		
Aulas	4.00	4.50
Corredores segundo piso y superior	4.80	4.50
Corredores primer piso		
Veredas, áreas de circulación vehicular y patios que puedan estar cargados por camiones.	12.00	35.60 ^e
Nota: Las especificaciones a, b, c, d, e, f, g, h, i, j se pueden encontrar en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 1. Publicación Enero del 2013.

2.5.1.3 FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS

2.5.1.3.1 Cortante basal de diseño

El cortante basal de diseño V , a nivel de cargas últimas que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_p\phi_E} W$$

En donde:

I = Factor de Importancia

W = Carga Reactiva ($W = 100\%CM + 25\%CV$)

S_a = Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

R = Factor de reducción de respuesta estructural

ϕ_p, ϕ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

2.5.1.3.2 Factor de importancia de la estructura (I)

El factor I incrementa la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 22.- Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de suelo destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o emergencia sanitaria. Instalaciones militares de policía, bomberos y defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas persona. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1,0

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

2.5.1.3.3 Zona sísmica y factor de zona (Z)

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z de acuerdo a la figura 21.

Tabla 23.- Valores del Factor Z, de acuerdo a la Zonificación

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
Características de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

El valor de Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el mismo sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

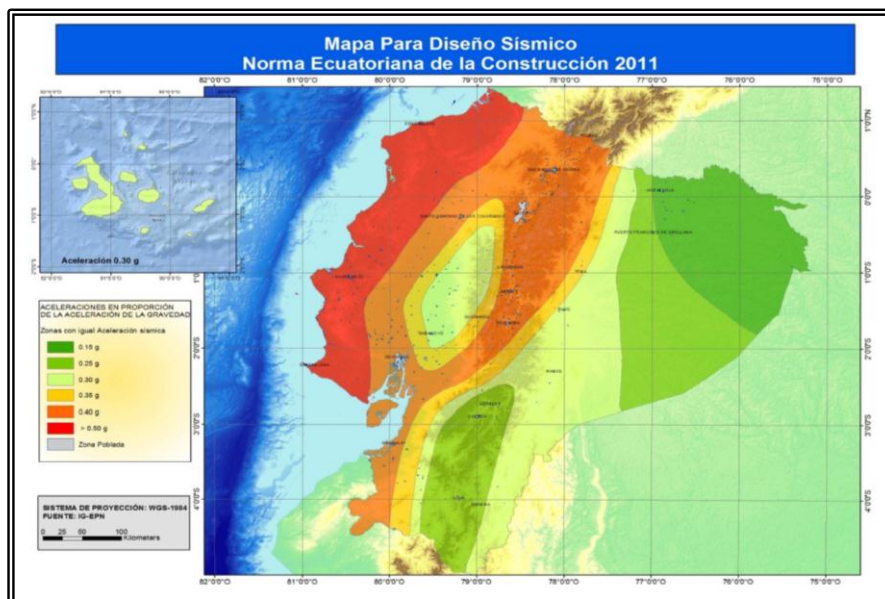


Figura 28.- Zonificación Sísmica del Ecuador

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

2.5.1.3.4 Perfil del suelo

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie natural del terreno.

Tipos de Perfiles de Suelo

Se define seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 24. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A hasta E.

Tabla 24.- Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil tipo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.00$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo **Fa**, **Fd** y **Fs**.

En la Tabla 25, se presentan los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 25.- Tipos de suelo y Factores de sitio **Fa**.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
		Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.30	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

En la Tabla 26, se presentan los valores del coeficiente **Fd** que simplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos en sitio.

Tabla 26.- Tipos de suelo y Factores de sitio F_d .

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

En la Tabla 27, se presentan los valores del coeficiente F_s , que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 27.- Tipos de suelo y Factores de sitio F_s .NEC-11.

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

NOTA: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni F_s , debido a que requieren un estudio especial.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

2.5.1.3.5 Período de vibración (T)

El período de vibración para estructuras de edificación “ T ” puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.
- Para estructuras de acero con arriostramiento, $C_t = 0.0073$ y $\alpha = 0.75$.
- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales o diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.90$.
- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.

2.5.1.3.6 Espectro elástico de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , se obtiene mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Dónde:

$r = 1$, para tipo de suelo A, B, o C.

$r = 1.5$, para tipo de suelo D, o E.

Así mismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de los peligros uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Periodo 475 años), se definieron los valores de la aceleración de amplificación espectral, $\eta = (S_a/Z)$, en roca que varían dependiendo de la región del Ecuador:

- $\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)
- $\eta = 2.6$ (Provincias del Oriente)

Los límites para el Periodo de Vibración T_C y T_L (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos) se obtiene de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55 F_S \frac{F_E}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_a$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de un segundos.

2.5.1.3.7 Factor de reducción de respuesta estructural (R)

El valor de “R” debe escoger de acuerdo a las características de la estructura, si la estructura tiene una combinación de estas se debe escoger la menor de ellas. Los valores son presentados en la siguiente tabla:

Tabla 28.- Coeficiente de Reducción de respuesta estructural R.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales, sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales, sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales, sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo – resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4 (NEC-11), limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3

Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

Tabla 29.- Sistemas estructurales de viviendas resistentes a cargas sísmicas

Sistema Estructural	Materiales	Coefficiente de reducción de respuesta (R)	Limitación en altura (número de pisos)
Pórticos resistentes a Momentos	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4(NEC), reforzado con acero laminado en caliente.	3	2(b)
	Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4(NEC), con armadura electro-soldada de alta resistencia	2.5	2
	Acero doblado en frío	1.5	2(b)
Muros Portantes	Mampostería no reforzada y no confinada (c)	1	1
	Mampostería enchapada con malla de acero (a)	1.5	2(b)
	Adobe y Tapial reforzado	1.5	2
	Bahareque	1.5	2
	Mampostería reforzada	3	2(b)
	Mampostería confinada	3	2(b)
	Muro de hormigón reforzado	3	2(b)
	Muros livianos de acero	1.5	2
Muros de mortero armado u hormigón armado con alma de poliestireno	1.5	2(b)	

a) El espesor del mortero deberá ser 3 cm por cada lado de enchape.

- b) Cuando éstos sistemas tengan más de 2 pisos y luces mayores a 3.5 m, el diseño estará regido por los capítulos 2, 4, 5,6 y 7 de la NEC-11.
- c) La mampostería do reforzada y no confinada está limitada a una planta cubierta liviana y no será construida en zona de mediana o alta sismicidad.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 10. Publicación Enero del 2013

2.5.1.3.8 Factores de configuración estructural

Los coeficientes de configuración estructural penalizan al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente en las estructuras ante un sismo.

Coefficiente de configuración estructural en planta ϕ_p

El coeficiente ϕ_p se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 30. Se utilizará la expresión:

$$\phi_p = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

En dónde.

ϕ_{PA} = El mínimo valor de ϕ_{pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 30, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (ϕ_{pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades).

ϕ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades escritas en la Tabla 30, en ninguno de sus pisos, ϕ_p tomará el valor de 1 y se le considerara como regular en planta.

Tabla 30.- Coeficientes de irregularidad en planta

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

Coefficiente de configuración estructural en elevación ϕ_E

El coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 31. Se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

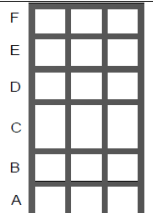
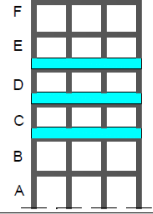
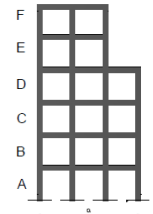
En dónde.

ϕ_{EA} = El mínimo valor ϕ_E de cada piso de la estructura, obtenido de la Tabla 31, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 (ϕ_E en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1).

ϕ_{EB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

Cuando una estructura no se contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 31, en ninguno de sus niveles, ϕ_E tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en elevación.

Tabla 31.- Coeficientes de irregularidad en elevación

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o $Rigidez < 0.80 \frac{(K_o + K_{E+K_F})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_b > 1.50 m_E$ ó $m_b > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

2.5.1.3.9 Carga sísmica reactiva (W)

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso.

2.5.1.4 COMBINACIONES DE CARGA

La resistencia requerida U, se expresa en términos de cargas mayordadas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. De manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas¹⁸, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

1. $U = 1.4D + 1.7L$

¹⁸ Combinaciones de Carga .NEC 2011. Capítulo 1.1.6.3 Publicación Enero del 2013.

2. $U = 0.75(1.4 D + 1.7 L + 1.87 Sx)$
3. $U = 0.75(1.4 D + 1.7 L - 1.87 Sx)$
4. $U = 0.75(1.4 D + 1.7 L + 1.87 Sy)$
5. $U = 0.75(1.4 D + 1.7 L - 1.87 Sy)$
6. $U = 0.90 D + 1.43 Sx$
7. $U = 0.90 D - 1.43 Sx$
8. $U = 0.90 D + 1.43 Sy$
9. $U = 0.90 D - 1.43 Sy$

Dónde:

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

Sx: Carga por sismo en la dirección “x”

Sy: Carga por sismo en la dirección “y”

2.5.1.5 DERIVAS DE PISO

Cada modelo estructural tiene una manera diferente de responder ante un evento sísmico. Cuando se diseña la estructura de un edificio sujeto a fuerzas sísmicas, generalmente, la deriva de piso¹⁹ es la que guía el diseño ya que ésta asegura que no haya excesivos desplazamientos a pesar de que la estructura tiene capacidad de soportar deformaciones mayores.

Este control ayuda a mantener la seguridad de las personas al salir del interior de un edificio, evitar que los objetos móviles sean un evidente peligro al caer y que puedan obstaculizar el paso para la evacuación. De ese modo se asegura que la estructura tenga un comportamiento más estable y por lo tanto sea más seguro.

Tabla 32.- Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructura de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Capítulo 2. Publicación Enero del 2013

¹⁹ Cálculo obtenido de la diferencia entre la deformación del techo del piso y la base del piso dividido para la altura de piso.

2.5.1.6 MUROS

Las cargas que actúan sobre los muros se determinan siguiendo métodos usuales. Para la determinación de las cargas horizontales puede utilizarse los criterios planteados más adelante. Determinadas las cargas, se verificarán que los esfuerzos producidos sean menores o iguales a los esfuerzos admisibles.

2.5.1.7 CIMENTACIÓN

El estudio de la cimentación, al igual que para otros tipos de construcciones debe iniciarse con el conocimiento de las características del suelo, sobre el que se va a construir una obra específica.

El diseño se regirá con los mismos principios utilizados para una cimentación convencional, teniendo especial cuidado en considerar la capacidad portante del suelo, posibilidad de asentamientos, etc. En el caso de muros portantes, es importante considerar que la transmisión de esfuerzos al terreno se da a través de elementos lineales y no puntuales. Este tipo de transmisiones de esfuerzo se solucionan con zapatas corridas o losas de cimentación.

2.5.2 PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

PRE DIMENSIONAMIENTO GENERAL SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO

Dimensionamiento de la losa.

Determinación de las cargas verticales: muerta y viva.

Determinación del coeficiente basal y distribución en altura.

Modelación de la estructura en Etabs.

Diseño de elementos estructurales (Losas, vigas, columnas y cimentación).

PRE DIMENSIONAMIENTO GENERAL SISTEMA DE MUROS PORTANTES

Determinación de las cargas verticales: muerta y viva.

Determinación del coeficiente basal y distribución en altura.

Modelación de la estructura en ETABS.

Diseño de la estructura (Muros, losa, y cimentación)

A continuación, se describe de manera general los ejemplos que se tomó como referencia para la realización del análisis comparativo entre dos sistemas estructurales:

EJEMPLO 1 (Vivienda unifamiliar)

Proyecto 1.1.- Vivienda de 2 pisos con el Sistema de Hormigón Armado.

Proyecto 1.2.- Vivienda de 2 pisos con el Sistema de Muros Portantes Hormi-2.

El uso de la edificación es para vivienda.

La altura de entresijos es de 2.60 m.

Número de pisos 2.

Losa accesible.

Las luces de los vanos son en $x=3,3$ m; $y=2.90$ m.

EJEMPLO 2 (Vivienda económica)

Proyecto 2.1.- Vivienda económica, con el Sistema de Hormigón Armado.

Proyecto 2.2.- Vivienda económica, con el Sistema de Muros Portantes Hormi-2.

El uso de la edificación es para vivienda.

La altura de entresijo es de 3.44 m.

Losa inaccesible.

Las luces de los vanos son en $x=3,11$ m; $y=2.94$ m.

EJEMPLO 3 (Bioterio)

Proyecto 3.1.- Bioterio con el Sistema de Hormigón Armado.

Proyecto 3.2.- Bioterio, con el Sistema de Muros Portantes Hormi-2.

El uso de la edificación es para un Bioterio (Laboratorio para estudio y comportamiento de ciertos tipos de animales de la Escuela de Ingeniería Agroindustrial de la Universidad Nacional de Chimborazo).

La altura de entrepiso es de 3.48 m.

Losa inaccesible.

Las luces de los vanos son en $x=3,65$ m; $y=3,65$ m.

2.5.2.1 PRE DIMENSIONAMIENTO SISTEMA DE PÓRTICOS PROYECTO 1.1 (Vivienda unifamiliar)

Para realizar el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales que forman parte de la estructura, es necesario conocer la distribución arquitectónica tanto en planta como elevación; ya que muestra parámetros generales y de partida para nuestro estudio.

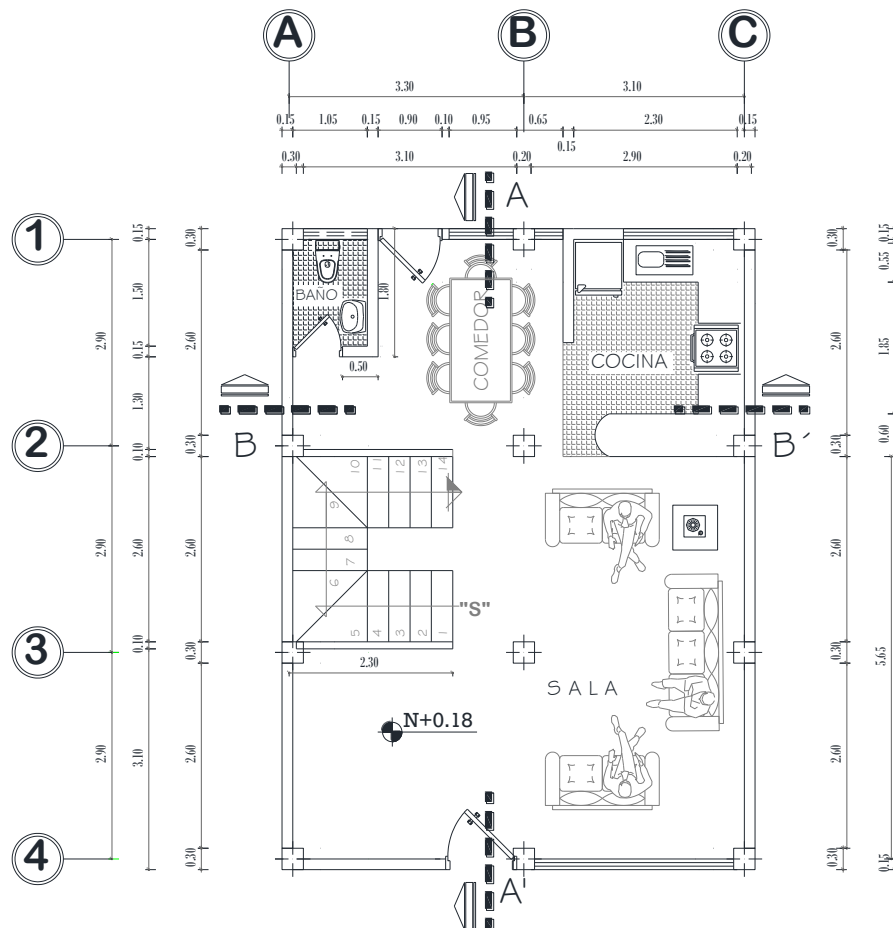


Figura 29.- Vista en Planta Vivienda Unifamiliar Nivel + 0,18

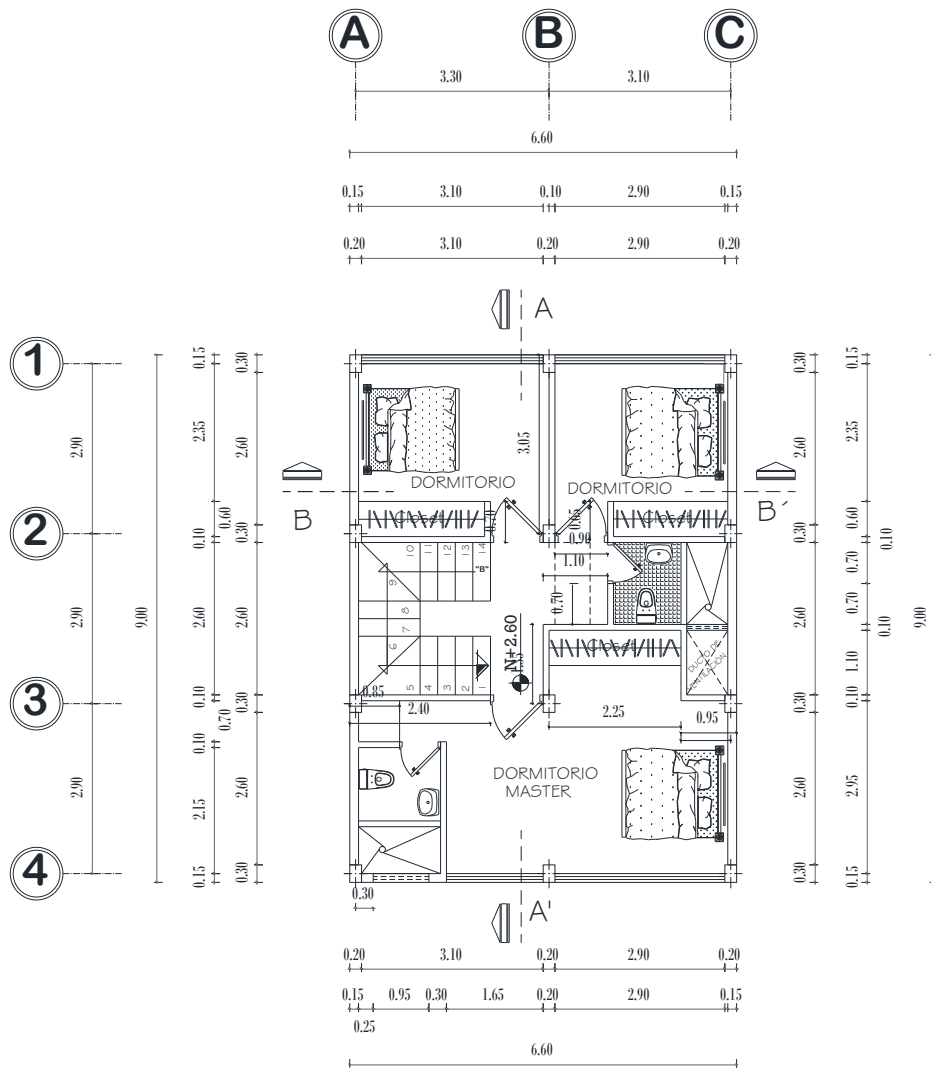


Figura 30.- Vista en Planta Vivienda Unifamiliar Nivel + 5,20

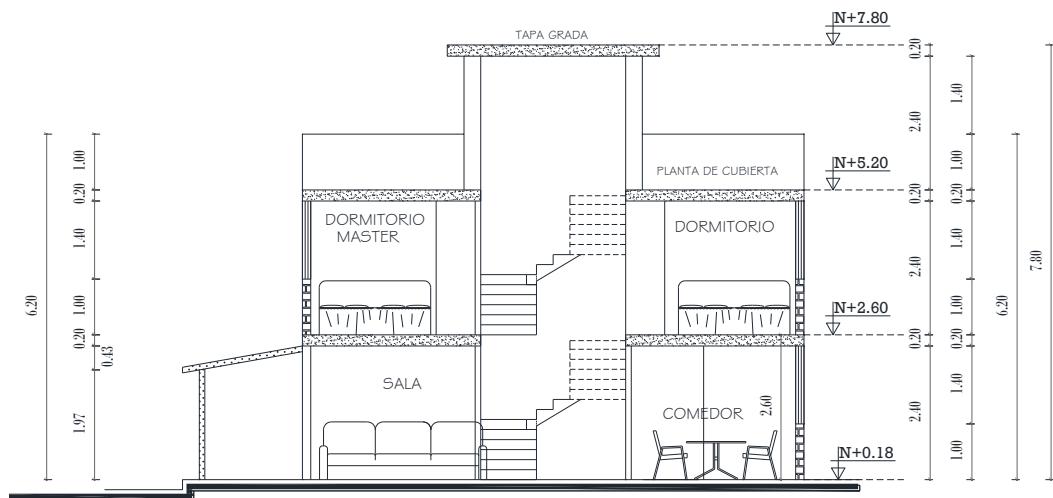


Figura 31.- Vista en Elevación Vivienda Unifamiliar

2.5.2.1.1 Pre-dimensionamiento de la losa

Para el predimensionamiento de la losa se tomó como referencia código ACI 318-08 en su sección 9.5.2.1 y en la tabla 9.5(a); establece para el pre diseño de losas lo siguiente:

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36}$$

l_n = Longitud de la luz libre en la distancia mayor, medida de cara a cara de las columnas.

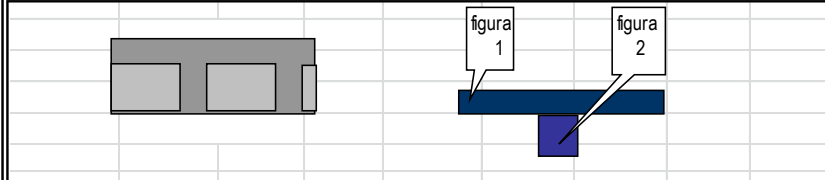
De acuerdo a la siguiente ecuación:

$l_n = 3.30 \text{ m} \rightarrow$ Luz más crítica

$$h = \frac{330 \text{ cm} \left(0,8 + \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{14000} \right)}{36}$$

$$h = 10.08 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Se determina una losa alivianada de $h=20 \text{ cm}$, y se calcula el espesor equivalente para una losa maciza:



ESPESES EQUIVALENTE:								
espesor losa alivianada:								
ancho nervios:								
ancho alivianamientos:								
altura alivianamientos:								
CALCULO DE INERCIAS								
Figura	b_i	h_i	A_i	y_i	$y_i \cdot A_i$	d_i	$l o_i$	$A_i \cdot d_i^2$
1	0,2	0,15	0,03	0,075	0,00225	0,0625	5,625E-05	0,0001172
2	1	0,05	0,05	0,175	0,00875	-0,0375	0,0000104	0,0000703
$I =$		0,000254167						
$h_{\text{equiv}} =$		0,145 m						

Figura 32.- Espesor equivalente de losa maciza.

2.5.2.1.2 Evaluación de la carga muerta

El valor de la carga muerta está sujeto al criterio del diseñador.

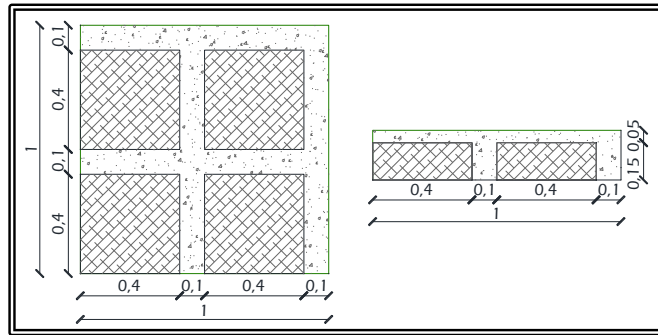


Figura 33.- Vista en planta y elevación losa de 1m x 1m.

C_M:

$P_{\text{NERVIOS}} = 3,6 \times 0,1 \times 0,15 \times 2, 4 =$	0,13 T/m ²
$P_{\text{LOSETA}} = 1 \times 1 \times 0,05 \times 2, 4 =$	0,12 T/m ²
$P_{\text{MASILLADO Y ENLUCIDO}} = 1 \times 1 \times 0,04 \times 2, 2 =$	0,09 T/m ²
$P_{\text{INSTALACIONES}} =$	0,01 T/m ²
$P_{\text{ACABADOS}} = 1 \times 1 \times 0,015 \times 1 =$	0,015 T/m ²
$P_{\text{BLOQUES}} = 8 \times 0,20 \times 0,4 \times 0,15 \times 1 =$	0,096 T/m ²
$P_{\text{paredes}} =$	<u>0.20 T/m²</u>
	$\Sigma P = 0,646 \text{ T/m}^2$

Por lo tanto para los pisos 1, 2, y 3 se adoptará el valor de la Carga Muerta:

- $CM_1 = 0,646 \text{ T/m}^2$
- $CM_2, \text{ Losa Accesible} = 0,436 \text{ T/m}^2$
- $CM_3, \text{ Tapagrada} = 0,436 \text{ T/m}^2$

El programa Etabs calcula el peso propio de los elementos estructurales, razón por la cual se deberá ingresar al programa solamente el valor de carga muerta que refiere a paredes, enlucidos y acabados.

2.5.2.1.3 Evaluación de la carga viva

Se considerara una carga viva de 200 Kg/m², ya que está destinado a uso de vivienda.²⁰

$$C_{V_1} \text{ Nivel } +2,60 = 0,20 \text{ T/m}^2$$

²⁰ Disposición de cargas y materiales. Capítulo 1.1.2.2 NEC-11. Publicación Enero del 2013.

C_{V 2} Losa Accesible Nivel +5,20 = 0,20 T/m²

C_{V 3} Losa Inaccesible Nivel +7,80 = 0,15 T/m²

2.5.2.1.4 Pre dimensionamiento de vigas

Para el caso de determinar las dimensiones de las vigas se tomara en consideración en Mosaico de Cargas; donde se presentan dos casos:

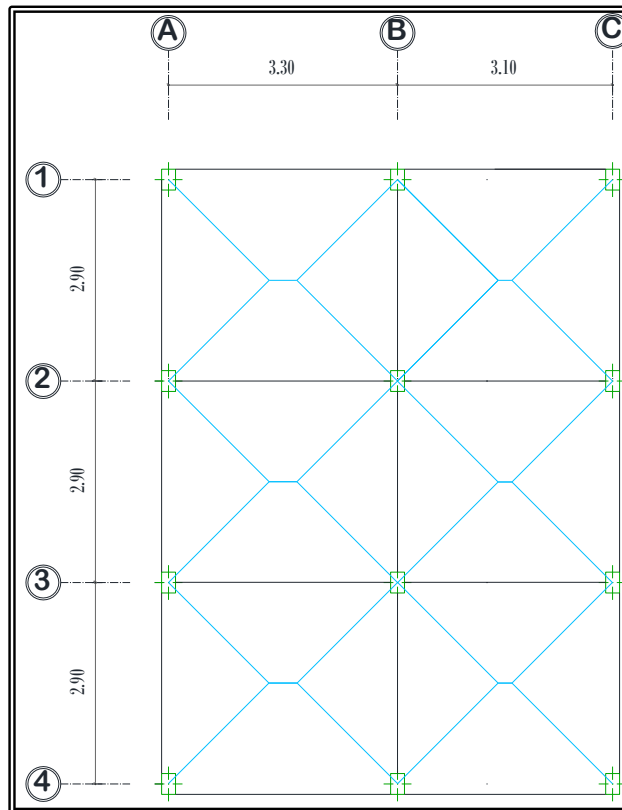
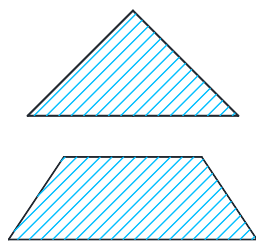


Figura 34.- Mosaico de cargas



$$q = W \frac{S}{3} \quad \rightarrow \quad S = \text{Relación entre luces}$$

$$q = \frac{W * S}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) \quad m = \frac{s}{L}$$

$$CM_1 = 0,646 \text{ T/m}^2$$

$$CV_1 = 0,20 \text{ T/m}^2$$

$$CM_2 = 0,436 \text{ T/m}^2$$

$$CV_2 = 0,20 \text{ T/m}^2$$

Para estimar las cargas que actúan sobre esta estructura se utilizará el “Método de las áreas cooperantes” conocido como “Método del mosaico de cargas”.

DATOS	L	S	Cm	Cv	Estimar b	Ru	ϕ
	Luz larga	Luz corta	0,646 T/m ²	0.20 T/m ²	20 cm	39,697	0,85

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Tabla 33.- Secciones de vigas Verticales Nivel +2,60

SENTIDO VERTICAL															
VIGA	TIPO CARGA	S(m)	L(m)	Carga muerta (D)		Carga viva (L)		Carga T	Pu=1.4D+1.7L	M=((Pu*L2)/8)/ ϕ	b + recu	d	W (Ton)	d+ recu (cm)	
				Parcial	Total	Parcial	Total								
VIGA A	(1-2)	1	3.30	2.90	0.71	0.71	0.220	0.220	0.930	1.368	1.692	20.000	14.60	0.070	20
		1	0.00	0.00	0.00		0.000								
	(2-3)	1	3.30	2.90	0.71	0.71	0.220	0.220	0.930	1.368	1.692	20.000	14.60	0.070	20
		1	0.00	0.00	0.00		0.000								
	(3-4)	1	3.30	2.90	0.71	0.71	0.220	0.220	0.930	1.368	1.692	20.000	14.60	0.070	20
		1	0.00	0.00	0.00		0.000								
VIGA B	(1-2)	1	3.30	2.90	0.71	1.38	0.220	0.430	1.810	2.663	3.294	20.000	20.37	0.098	25
		1	3.10	2.90	0.67		0.210								
	(2-3)	1	3.30	2.90	0.71	1.38	0.220	0.430	1.810	2.663	3.294	20.000	20.37	0.098	25
		1	3.10	2.90	0.67		0.210								
	(3-4)	1	3.30	2.90	0.71	1.38	0.220	0.430	1.810	2.663	3.294	20.000	20.37	0.098	25
		1	3.10	2.90	0.67		0.210								
VIGA C	(1-2)	1	3.10	2.90	0.67	0.67	0.210	0.210	0.880	1.295	1.602	20.000	14.20	0.068	20
		1	0.00	0.00	0.00		0.000								
	(2-3)	1	3.10	2.90	0.67	0.67	0.210	0.210	0.880	1.295	1.602	20.000	14.20	0.068	20
		1	0.00	0.00	0.00		0.000								
	(3-4)	1	3.10	2.90	0.67	0.67	0.210	0.210	0.880	1.295	1.602	20.000	14.20	0.068	20
		1	0.00	0.00	0.00		0.000								

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Tabla 34.- Secciones de vigas Horizontales Nivel +2,60

SENTIDO HORIZONTAL															
VIGA	TIPO CARGA	S(m)	L(m)	Carga muerta (D)		Carga viva (L)		Carga T	Pu=1.4D+1.7L	M=((Pu*L2)/8)/ ϕ	b + recu	d	W (Ton)	d+ recu (cm)	
				Parcial	Total	Parcial	Total								
VIGA 1	(A-B)	2	2.900	3.300	0.696	0.696	0.215	0.215	0.911	1.340	2.146	20.000	16.44	0.079	20
		2	0.000	3.300	0.000		0.000								
	(B-C)	2	2.900	3.100	0.663	0.663	0.205	0.205	0.869	1.278	1.806	20.000	15.08	0.072	20
		1	0.000	0.000	0.000		0.000								
VIGA 2	(A-B)	2	2.900	3.300	0.696	1.391	0.215	0.431	1.822	2.680	4.292	20.000	23.25	0.112	30
		2	2.900	3.300	0.696		0.215								
	(B-C)	2	2.900	3.100	0.663	1.327	0.205	0.411	1.738	2.556	3.612	20.000	21.33	0.102	25
		2	2.900	3.100	0.663		0.205								
VIGA 3	(A-B)	2	2.900	3.300	0.696	1.391	0.215	0.431	1.822	2.680	4.292	20.000	23.25	0.112	30
		2	2.900	3.300	0.696		0.215								
	(B-C)	2	2.900	3.100	0.663	1.327	0.205	0.411	1.738	2.556	3.612	20.000	21.33	0.102	25
		2	2.900	3.100	0.663		0.205								
VIGA 4	(A-B)	2	2.900	3.300	0.696	0.696	0.215	0.215	0.911	1.340	2.146	20.000	16.44	0.079	20
		1	0.000	0.000	0.000		0.000								
	(B-C)	2	2.900	3.100	0.663	0.663	0.205	0.205	0.869	1.278	1.806	20.000	15.08	0.072	20
		1	0.000	0.000	0.000		0.000								

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Tabla 35.- Secciones de vigas Verticales Nivel +5,60

SENTIDO VERTICAL															
VIGA	TIPO CARG A	S(m)	L(m)	Carga muerta (D)		Carga viva (L)		Carga T	Pu=1.4D+1.7L	M=((Pu*L2)/8)/Ø	b + recu	d	W (Ton)	d+ recu (cm)	
				Parcial	Total	Parcial	Total								
VIGA A	(1-2)	1	3.30	2.90	0.480	0.480	0.220	0.220	0.700	1.045	1.290	20.00	12.75	0.061	15
		1	0.00	0.00	0.000		0.000								
	(2-3)	1	3.30	2.90	0.480	0.480	0.220	0.220	0.700	1.045	1.290	20.00	12.75	0.061	15
		1	0.00	0.00	0.000		0.000								
	(3-4)	1	3.30	2.90	0.480	0.480	0.220	0.220	0.700	1.045	1.290	20.00	12.75	0.061	15
		1	0.00	0.00	0.000		0.000								
VIGA B	(1-2)	1	3.30	2.90	0.480	0.930	0.220	0.427	1.357	2.028	2.510	20.00	17.78	0.085	20
		1	3.10	2.90	0.451		0.207								
	(2-3)	1	3.30	2.90	0.480	0.930	0.220	0.427	1.357	2.028	2.510	20.00	17.78	0.085	20
		1	3.10	2.90	0.451		0.207								
	(3-4)	1	3.30	2.90	0.480	0.930	0.220	0.427	1.357	2.028	2.508	20.00	17.77	0.085	20
		1	3.10	2.90	0.451		0.207								
VIGA C	(1-2)	1	3.10	2.90	0.451	0.451	0.207	0.207	0.657	0.982	1.215	20.00	12.37	0.059	15
		1	0.00	0.00	0.000		0.000								
	(2-3)	2	3.10	2.90	0.418	0.418	0.192	0.192	0.610	0.912	1.128	20.00	11.92	0.057	15
		1	0.00	0.00	0.000		0.000								
	(3-4)	1	3.10	2.90	0.668	0.668	0.207	0.207	0.874	1.286	1.590	20.00	14.15	0.068	20
		1	0.00	0.00	0.000		0.000								

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Tabla 36.- Secciones de vigas Horizontales Nivel +5,60

SENTIDO HORIZONTAL															
VIGA	TIPO CARG A	S(m)	L(m)	Carga muerta (D)		Carga viva (L)		Carga T	Pu=1.4D+1.7L	M=((Pu*L2)/8)/Ø	b + recu	d	W (Ton)	d+ recu (cm)	
				Parcial	Total	Parcial	Total								
VIGA 1	(A-B)	2	2.900	3.300	0.469	0.469	0.215	0.215	0.685	1.023	1.639	20.00	14.37	0.069	20
		1	0.000	0.000	0.000		0.000								
	(B-C)	2	2.900	3.100	0.448	0.448	0.205	0.205	0.653	0.976	1.379	20.00	13.18	0.063	15
		1	0.000	0.000	0.000		0.000								
VIGA 2	(A-B)	2	2.900	3.300	0.469	0.891	0.215	0.409	1.300	1.942	3.110	20.00	19.79	0.095	25
		1	2.900	3.300	0.421		0.193								
	(B-C)	2	2.900	3.100	0.448	0.869	0.205	0.399	1.268	1.895	2.678	20.00	18.37	0.088	25
		1	2.900	3.100	0.421		0.193								
VIGA 3	(A-B)	1	2.900	3.300	0.421	0.891	0.193	0.409	1.300	1.942	3.110	20.00	19.79	0.095	25
		2	2.900	3.300	0.469		0.215								
	(B-C)	1	2.900	3.100	0.421	0.869	0.193	0.399	1.268	1.895	2.678	20.00	18.37	0.088	25
		2	2.900	3.100	0.448		0.205								
VIGA 4	(A-B)	2	2.900	3.300	0.469	0.469	0.215	0.215	0.685	1.023	1.639	20.00	14.37	0.069	20
		1	0.000	0.000	0.000		0.000								
	(B-C)	2	2.900	3.100	0.448	0.448	0.205	0.205	0.653	0.976	1.379	20.00	13.18	0.063	15
		1	0.000	0.000	0.000		0.000								

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Se estima de esta manera las dimensiones de las vigas:

b (cm)	d (cm)
20	25

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

2.5.2.1.5 Pre dimensionamiento de columnas

El prediseño de columnas de Hormigón Armado es de vital importancia pues representa el punto de partida en la modelación de una edificación.

Se basa en obtener el área cooperante actuante por cada una de las columnas, de acuerdo al gráfico Nro. 35; en la que se muestra un área cooperante en la columna B2 y B3. Por lo tanto la columna más crítica, se encuentra ubicada en el eje **B2** o **B3** y es la que se procederá analizar:

DATOS	Cu1	Cu2	Cu tap.	Fy	F'c
	0,646 T/m ²	0,436 T/m ²	0,436 T/m ²	4.200 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

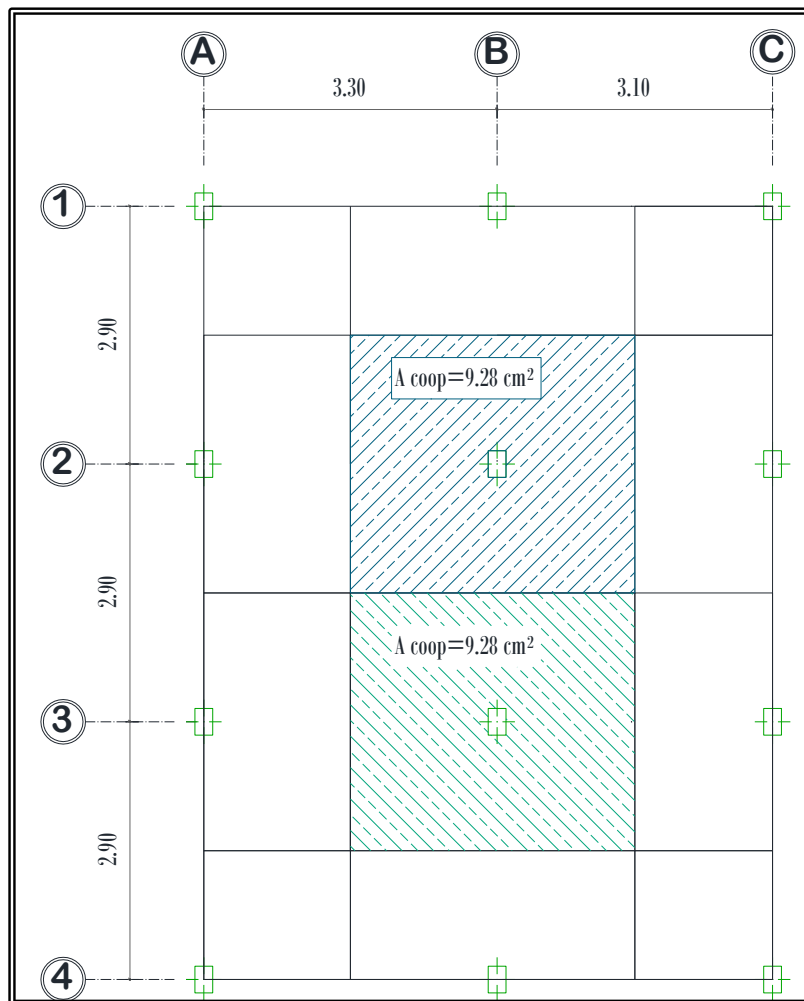


Figura 35- Área cooperante de las columnas

Tabla 37.- Secciones de columnas

COLUMNA	NIVEL DE PISO:			Nivel +7,80 (Tapagrada)					Nivel +5,20					Nivel +2,60				
	Area Aportante			Pu (Tn/m ²)	A*Pu (Tn)	Ag (cm ²)	B=H (cm)	B=H (NEC)	Pu (Tn/m ²)	A*Pu (Tn)	Ag (cm ²)	B=H (cm)	B=H (NEC)	Pu (Tn/m ²)	A*Pu (Tn)	Ag (cm ²)	B=H (cm)	B=H (NEC)
	a (m)	b (m)	A (m ²)															
A1	1.65	1.45	2.39						0.436	1.04	17.87	4.23	30	1.08	2.59	44.34	6.66	30
A2	1.45	2.90	4.21	0.436	1.83	31.40	5.60	30	0.872	3.67	62.81	7.93	30	1.52	6.38	109.34	10.46	30
A3	1.65	2.90	4.79	0.436	2.09	35.74	5.98	30	0.872	4.17	71.47	8.45	30	1.52	7.26	124.42	11.15	30
A4	1.65	1.45	2.39						0.436	1.04	17.87	4.23	30	1.08	2.59	44.34	6.66	30
B1	3.20	1.45	4.64						0.436	2.02	34.65	5.89	30	1.08	5.02	86.00	9.27	30
B2	3.20	2.90	9.28	0.436	4.05	69.31	8.33	30	0.872	8.09	138.61	11.77	30	1.52	14.09	241.30	15.53	30
B3	3.20	2.90	9.28	0.436	4.05	69.31	8.33	30	0.872	8.09	138.61	11.77	30	1.52	14.09	241.30	15.53	30
B4	3.20	1.45	4.64						0.436	2.02	34.65	5.89	30	1.08	5.02	86.00	9.27	30
C1	1.55	1.45	2.25						0.436	0.98	16.79	4.10	30	1.08	2.43	41.65	6.45	30
C2	1.55	2.90	4.50						0.436	1.96	33.57	5.79	30	1.08	4.86	83.31	9.13	30
C3	1.55	2.90	4.50						0.436	1.96	33.57	5.79	30	1.08	4.86	83.31	9.13	30
C4	1.55	1.45	2.25						0.436	0.98	16.79	4.10	30	1.08	2.43	41.65	6.45	30

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

La Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda que la sección transversal mínima en columnas es de 900 cm², por lo tanto se asume la sección mínima de:

B (cm)	H (cm)
30	30

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

2.5.2.1.6 Carga sísmica

La ciudad de Riobamba es el lugar en donde se plantea el análisis de la estructura, empleando materiales tradicionales; encontrándose en una zona sísmica tipo V y con un suelo tipo C, de acuerdo al estudio de Suelo detallado en los Anexos.

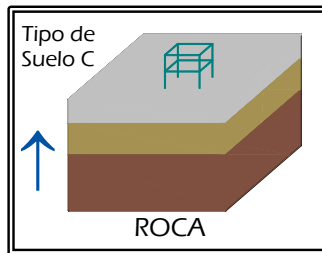


Figura 36.- Tipo de Suelo C con respecto a la roca

Para determinar el cortante basal de diseño se tomara en consideración los parámetros que establece la NEC-11 aplicando la siguiente expresión:

$$V = \frac{IS_a}{R * \phi_{Ei} * \phi_{Pi}} * W$$

Factores considerados para el cortante basal de diseño

Zona sísmica V \rightarrow $Z=0.40$

Tabla 38.- Valores considerados para el cortante basal de diseño

Elemento	Factor	Valor
Factor de importancia de la estructura	I	1
Factor de reducción de respuesta estructural	R	7
Factores de configuración estructural en planta	ϕ_P	1
Factores de configuración en elevación	ϕ_E	1

*Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa*

La aceleración espectral se determina empleando la siguiente expresión y teniendo en cuenta el siguiente parámetro.

$$S_a = n * z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

Se determina el periodo fundamental de la estructura que depende del tipo de material, geometría y altura de la edificación:

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

Dónde:

h_n = altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura en metros .

$$h_n = 2.6 \text{ m} * 3 \rightarrow \mathbf{7,8 \text{ m}}$$

Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.

$$T = 0.047 * 7.80^{0.9}$$

$$\mathbf{T = 0.30 \text{ seg}}$$

Los límites que establece la NEC -11 para restringir las aceleraciones espectrales para los periodos se muestran a continuación:

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Los factores F_a , F_d , F_s parte del tipo de suelo C y zona sísmica V son los siguientes:

$$F_a = 1,20; F_d = 1,30; F_s = 1,30$$

$$T_c = 0,55 * 1,3 * \frac{1,3}{1,2} \rightarrow \mathbf{0,774 \text{ seg}}$$

$$T_o = 0,10 * 1,3 * \frac{1,3}{1,2} \rightarrow \mathbf{0,13 \text{ seg}}$$

Para el cálculo de la aceleración espectral se toma en cuenta:

$$S_a = n * z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$n = 2,48$ (para Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.)

$z = 0,4$ (Característica amenaza sísmica alta)

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2 \rightarrow \mathbf{1,19}$$

De esta manera el coeficiente basal necesario para nuestra modelación:

$$V = \frac{1 * 1,19}{7 * 1 * 1} * W \rightarrow V = \mathbf{0,17 W}$$

2.5.2.1.7 Centro de masas

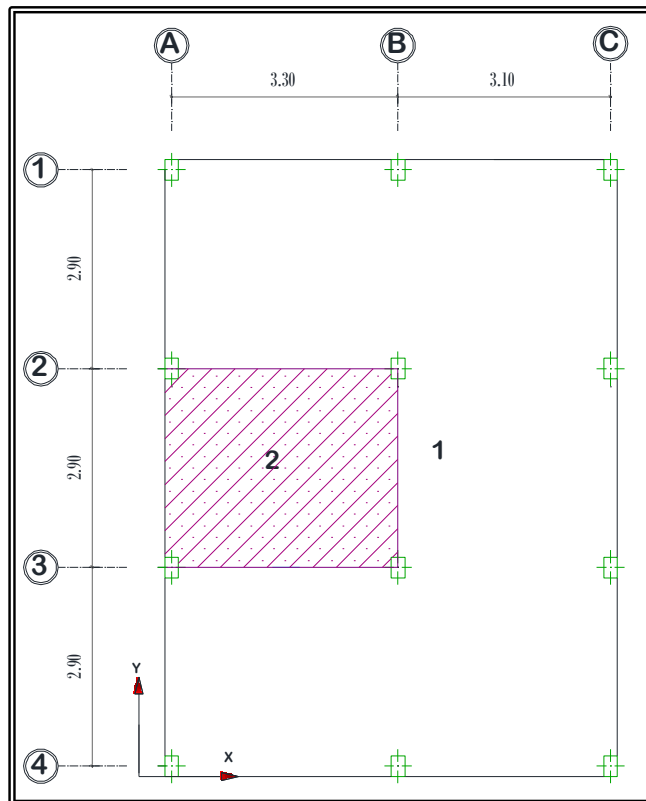


Figura 37.- Distribución de áreas para el centro de masas

Para determinar el centro de masas, se toma en cuenta las dimensiones en planta de la estructura y se divide en áreas geométricas como rectángulos o triángulos y tomar en cuenta la siguiente ecuación:

$$X_{cm} = \frac{\sum X \cdot A_i}{\sum A_i} \qquad Y_{cm} = \frac{\sum Y \cdot A_i}{\sum A_i}$$

Tabla 39.- Valores del centro de masas

CENTRO DE GRAVEDAD					
Figura	Área (m ²)	\bar{x} (m)	\bar{y} (m)	$A \bar{x}$ (m ³)	$A \bar{y}$ (m ³)
1	6.4 x 8.70 = 55.68	3.20	4.35	178.18	242.21
2	-(3.3 x 2.90) = - 9.57	1.65	4.35	- 15.79	- 41.63
	Σ 46.11			162.39	200.58

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

$$\bar{X}_{CM} = \frac{\sum A \bar{x}}{\Delta T} \qquad \bar{Y}_{CM} = \frac{\sum A \bar{y}}{\Delta T}$$

$$\bar{X}_{CM} = \frac{162.39 \text{ m}^3}{46.11 \text{ m}^2} \qquad \bar{Y}_{CM} = \frac{200.58 \text{ m}^3}{46.11 \text{ m}^2}$$

$$\bar{X}_{CM} = 3.52 \text{ m} \qquad \bar{Y}_{CM} = 4.35 \text{ m}$$

2.5.2.1.8 Centro de rigidez

Se define como centro de rigidez, el lugar geométrico en el cual al aplicar las fuerzas sísmicas este se desplaza sin rotación dentro del análisis sísmico, lo ideal es que el centro de rigidez coincida con el centro de masas.

$$E = 150000\sqrt{F'c} \rightarrow E = 150000\sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow 2173706.512 \text{ Tn/m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I = \frac{0.3 * 0.3^3}{12} \rightarrow 0.000675 \text{ m}^4$$

$$t = \frac{12EI}{L^3}$$

$$t = \frac{12 * 2173706.512 * 0.000675}{2,4^3} \rightarrow 1273.66 \text{ Tn/m}$$

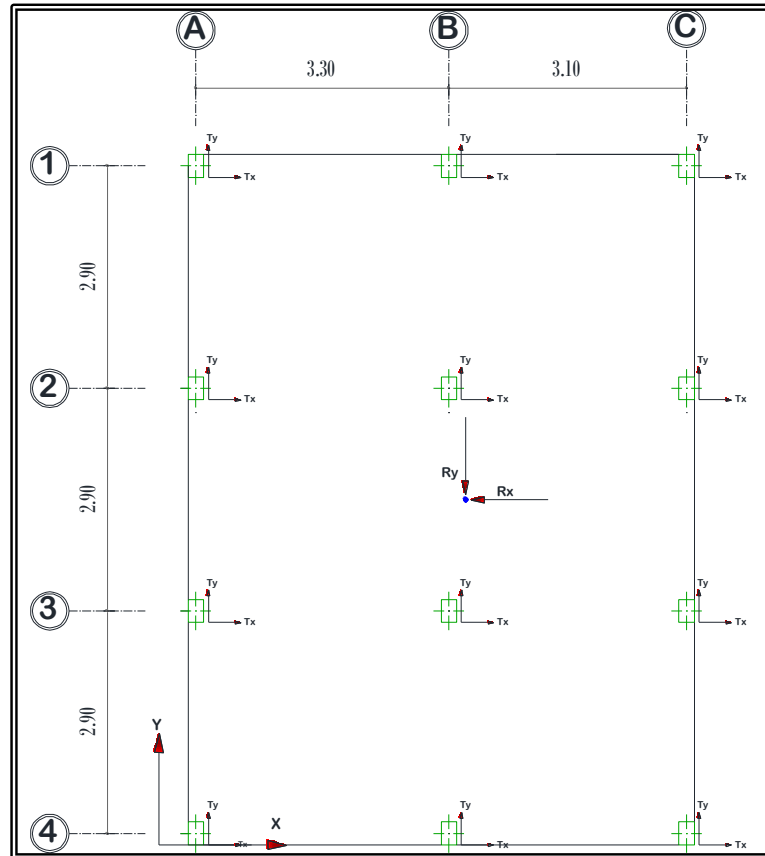


Figura 38.- Centro de Rigidez

$$T_x = T_y$$

$$\sum F_x = 0$$

$$12 T_x - R_x = 0$$

$$R_x = 12 T_x$$

$$R_x = 12 * 1273,66 \rightarrow \mathbf{15283,92 Tn/m}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$12 T_y - R_y = 0$$

$$R_y = 12 T_y$$

$$R_y = 12 * 1273,66 \rightarrow \mathbf{15283,92 Tn/m}$$

$$\sum M_x = 0$$

$$4 T_y * 3.30 + 4 T_y * 6.40 - R_y * X_{CR} = 0$$

$$X_{CR} = \frac{(4 * 1273,66 * 3.3) + (4 * 1273,66 * 6.4)}{15283,92} \rightarrow \mathbf{3.23 m}$$

$$X_{CR} = \mathbf{3.23 m}$$

$$\hookrightarrow \sum My = 0$$

$$- 3Tx * 2.90 - 3Tx * 5.80 - 3Tx * 8.70 + Ry * Y_{CR} = 0$$

$$Y_{CR} = \frac{(3 * 1273,66 * 2.90) + (3 * 1273,66 * 5.80) + (3 * 1273,66 * 8.70)}{15283,92}$$

$$Y_{CR} = \mathbf{4.35\ m}$$

- **Excentricidad Máxima**

$$ex_{max} = 5\% \text{ long } x$$

$$ey_{max} = 5\% \text{ long } y$$

$$ex_{max} = 5\% * (6.40)$$

$$ey_{max} = 5\% * (8.70)$$

$$ex_{max} = \mathbf{0.32\ m}$$

$$ey_{max} = \mathbf{0.435\ m}$$

- **Excentricidad en los dos sentidos**

$$e_{x\ max} = X_{CR} - \bar{X}_{CM}$$

$$e_{y\ max} = Y_{CR} - \bar{Y}_{CM}$$

$$e_{x\ max} = 3.23\ m - 3.52\ m$$

$$e_{y\ max} = 4.35\ m - 4.35\ m$$

$$e_{x\ max} = - 0.29\ m$$

$$e_{y\ max} = 0\ m$$

- **Chequeo Excentricidad en los dos sentidos**

$$e_x < ex_{max}$$

$$- 0.29\ m < 0.32\ m \quad \mathbf{SI\ CUMPLE}$$

$$e_y < ey_{max}$$

$$0.435\ m < 0.435\ m \quad \mathbf{SI\ CUMPLE}$$

2.5.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO SISTEMA DE MUROS PORTANTES PROYECTO 1.1 (Vivienda unifamiliar)

En este sistema pueden identificarse dos subsistemas estructurales:

- Horizontal o sistema de piso
- Vertical o elemento de soporte

2.5.2.2.1 Espesor mínimo del muro

El espesor mínimo total, resultado de la suma del alma de poliestireno y las dos capas de mortero u hormigón, para este sistema estructural no debe ser menor que:²¹

$hw = \text{Altura edificación}$

- $\frac{1}{22} * (hw) \rightarrow \frac{1}{22} * (7.80 \text{ m}) \rightarrow 0.35 \text{ m}$
- 100 mm \rightarrow 10 cm

De acuerdo a la comparación a ésta comparación se define que el espesor del muro será mínimo 10 cm. Por lo tanto se asume un panel de muro y losa del catálogo de Hormi-2 equivalente a PR40.

2.5.2.2.2 Evaluación de la Carga muerta

Una vez determinado el espesor mínimo del muro, el valor de la carga muerta básicamente es el peso de la estructura conformada por paneles; tanto en muros como en losa, más el acabado de pisos, instalaciones y recubrimientos de mortero en ambas caras del panel.

De acuerdo al siguiente catálogo de paneles portantes de Hormi-2, se obtiene el peso de los paneles, para ser asignados como carga muerta.

²¹ Muros Portantes con Alma de Poliestireno. NEC-11. Capítulo 10.5.6. Publicación Enero de 2013.

Hormigón proyectado cada cara		3 cm	
MUROS			
Denominación	Espesor Núcleo EPS	Espesor Final	Peso Total
PR	cm	cm	Kg/m ²
40	4	12.2	156.58
50	5	13.2	156.7
60	6	14.2	156.82
70	7	15.2	156.94
80	8	16.2	157.06
90	9	17.2	157.18
100	10	18.2	157.3
115	11.5	19.7	157.48
130	13	21.2	157.66
150	15	23.2	157.9
170	17	25.2	158.14
205	20.5	28.7	158.56

Figura 39.- Paneles para Muros

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

Hormigón en Capa de compresión		5 cm	
Capa Inferior		3 cm	
LOSA			
Denominación	Espesor Núcleo EPS	Espesor Final	Peso Total
PR	cm	cm	Kg/m ²
40	4	13	292.58
50	5	14	292.7
60	6	15	292.82
70	7	16	292.94
80	8	17	293.06
90	9	18	293.18
100	10	19	293.3
115	11.5	20.5	293.48
130	13	22	293.66
150	15	24	293.9
170	17	26	294.14
205	20.5	29.5	294.56

Figura 40.- Paneles para Losas

Fuente: PANECONS: La nueva generación del Hormigón Armado Hormi-2

Peso panel Losa:

PR 40 0.2925 T/m²

Peso Panel Muro:

PR40 0.1565 T/m²

Acabados:

Cerámica de piso: 0.015 T/m²

Instalaciones:

0.01 T/m²

C. MUERTA TOTAL 0.4740 T/m²

C. MUERTA TAPA GRADA= 0.2925 T/m²

C. MUERTA NIVEL +5,20= 0.2925 T/m²

C. MUERTA NIVEL +2,60= 0.4740 T/m²

Para el pre dimensionamiento de los muros portantes no existen fórmulas exactas que definan el espesor del muro.

Esto depende de la experiencia del calculista, mediante la ayuda de programas estructurales como ETABS; se puede fácilmente cambiar espesores de muros y así encontrar la dimensión más adecuada la misma que deberá satisfacer posteriormente el diseño estructural.

2.5.2.2.3 Evaluación de la Carga viva

Se considerara una carga viva de 200 Kg/m², ya que está destinado a uso de vivienda.²²

$$C_{V\ 1\ Nivel\ +2,60} = 0,20\ T/m^2$$

$$C_{V\ 2\ Losa\ Accesible\ Nivel\ +5,20} = 0,20\ T/m^2$$

$$C_{V\ 3\ Losa\ Inaccesible\ Nivel\ +7,80} = 0,15\ T/m^2$$

2.5.2.2.4 Carga sísmica

La ciudad de Riobamba es el lugar en donde se plantea el análisis de la estructura, empleando como materia prima paneles con alma de poliestireno expandido; encontrándose en una zona sísmica tipo V y con un suelo tipo C, de acuerdo al estudio de Suelo detallado en los Anexos.

Para determinar el cortante basal de diseño se tomara en consideración los parámetros que establece la NEC-11 aplicando la siguiente expresión:

$$V = \frac{IS_a}{R * \phi_{Ei} * \phi_{Pi}} * W$$

Factores considerados para el cortante basal de diseño

Zona sísmica V → Z= 0.40

²² Disposición de cargas y materiales. Capítulo 1. NEC-11. Publicación Enero del 2013.

Tabla 40.- Valores considerados para el cortante basal de diseño

Elemento	Factor	Valor
Factor de importancia de la estructura	I	1
Factor de reducción de respuesta estructural	R ²³	1.5
Factores de configuración estructural en planta	Ø _P	1
Factores de configuración en elevación	Ø _E	1

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

La aceleración espectral se determina empleando la siguiente expresión y teniendo en cuenta el siguiente parámetro.

$$S_a = n * z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

Se determina el periodo fundamental de la estructura que depende del tipo de material, geometría y altura de la edificación:

$$T = C_t * h n^\alpha$$

Dónde:

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

$$h n = 2.6 \text{ m} * 3 \rightarrow \mathbf{7,8 \text{ m}}$$

Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras el valor de $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.

$$T = 0.047 * 7.80^{0.9}$$

$$\mathbf{T = 0.30 \text{ seg}}$$

Los límites que establece la NEC -11 para restringir las aceleraciones espectrales para los periodos se muestran a continuación:

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

²³Capítulo Vivienda Tabla 10.2. Factor R=1.5 para muros portantes. NEC-11. Publicación Enero del 2013.

Los factores F_a , F_d , F_s ; parte del tipo de suelo C y zona sísmica V:

$$F_a = 1,20; \quad F_d = 1,30; \quad F_s = 1,30$$

De donde:

$$T_c = 0.55 * 1.3 * \frac{1.3}{1.2} \rightarrow \mathbf{0.774 \text{ seg}}$$

$$T_o = 0.10 * 1.3 * \frac{1.3}{1.2} \rightarrow \mathbf{0.13 \text{ seg}}$$

Para el cálculo de la aceleración espectral se toma en cuenta:

$$S_a = n * z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$n = 2.48$ (para Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.)

$z = 0.4$ (Característica amenaza sísmica alta)

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 \rightarrow \mathbf{1.19}$$

Finalmente se obtiene el coeficiente basal necesario para nuestra modelación:

$$V = \frac{1 * 1.19}{1.5 * 1 * 1} * W$$

$$V = \mathbf{0.79 \text{ W}}$$

2.5.2.3 MODELACIÓN EN ETABS SISTEMA APORTICADO PROYECTO 1.1 (Vivienda unifamiliar)

Se deberá comprobar que los elementos estructurales trabajen eficientemente frente a cargas verticales como son: carga muerta, viva y peso propio, ya que si no pasan los controles necesarios ante dichas solicitaciones es imposible que pasen controles añadiendo cargas laterales de sismo, siendo estas las que afectan mayormente a la estructura.

2.5.2.4 Creación de grillas

Para la modelación en el programa Etabs 9.6.0 se debe tomar en cuenta las unidades en las que se va a trabajar en este caso utilizamos T- m. De acuerdo a la configuración de la estructuras deberá añadirse el número necesario de grillas necesarias en planta y elevación.

2.5.2.5 Creación de materiales a utilizarse

En este comando se crean los materiales que se requieren para la modelación de la estructura, y nos aparecerá una ventana como la siguiente:

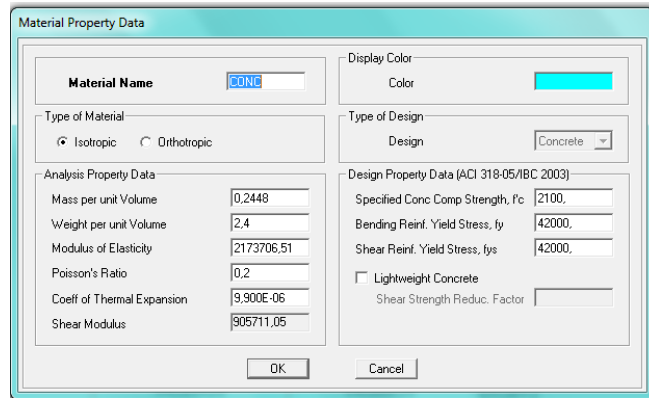


Figura 41.- Definición de Materiales en Etabs

Aquí debe definirse las propiedades de los materiales $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, para la edificación también se utiliza un acero de refuerzo de 4.200 Kg/cm^2 y un módulo de elasticidad de $15.000 * \sqrt{f'c}$, los mismos que deberán ser ingresados en la ventana.

2.5.2.6 Creación de materiales a utilizarse

La creación de materiales se lo hace través de la opción “Define” y luego seleccionamos “Frame sections”

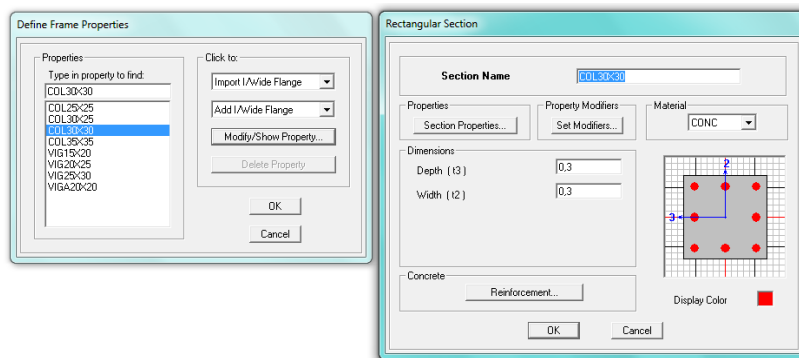


Figura 42.- Definición de sección de columnas

Tanto para vigas y columnas se debe seguir el mismo procedimiento.

Para la aplicación de inercias agrietadas, se debe hacer clic en la opción “ Set Modifiers”; en las columnas se debe afectar al Momento de inercia por un coeficiente de 0,8 alrededor de los ejes locales 2 y 3, y para vigas por un coeficiente 0,5 alrededor del eje local 3; tal como estipula la NEC – 11.

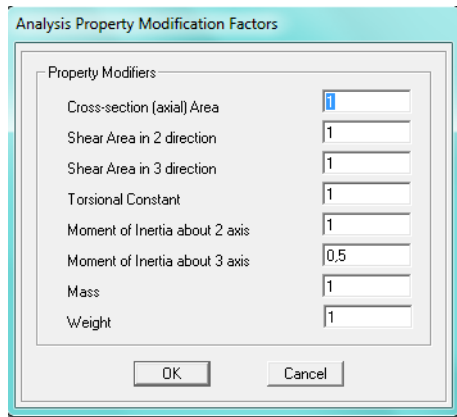


Figura 43.- Inercia agrietada en vigas

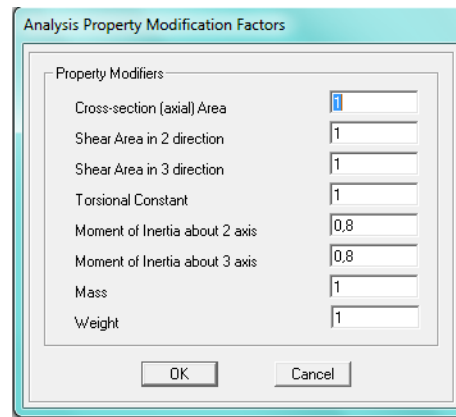


Figura 44.- Inercia agrietada en columnas

El comando “Reinforcement” permite modificar el elemento que se crea del modelo que se pueda asignar un elemento tipo viga o columna.

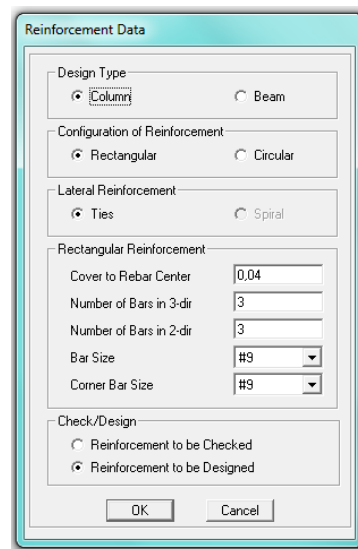
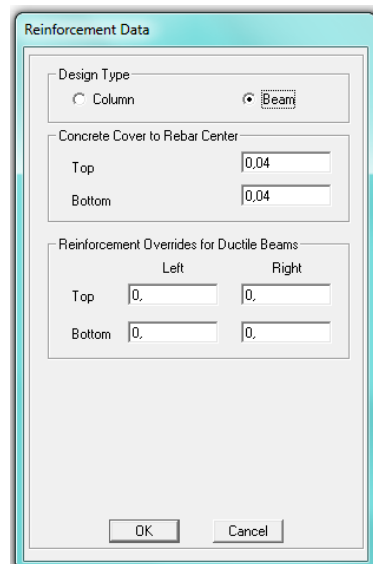


Figura 45.- Definición de recubrimientos en vigas y columnas

2.5.2.7 Creación de elemento Losa

Para la creación de losas se debe escoger la opción Define/Slab/Deck Sections.

Es importante que la losa se defina como membrana, caso contrario las cargas que pasen hacia las vigas serán incorrectas, la losa debe tener capacidad a flexión.

En la vivienda unifamiliar se empleará una losa maciza de 14 cm. Equivalente a una losa alivianada de 20 cm.

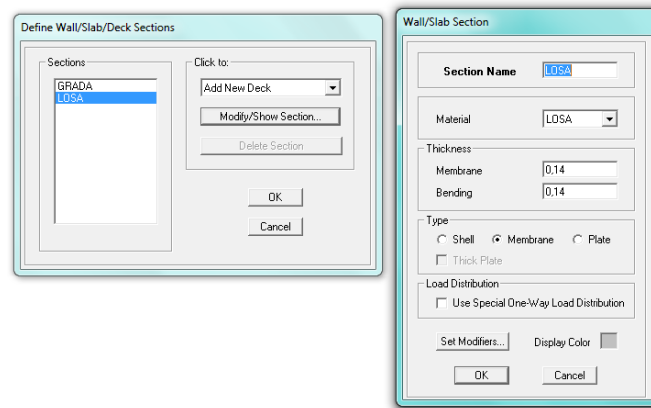


Figura 46.- Creación de elemento tipo Losa en Etabs

2.5.2.8 Dibujar los elementos creados

Se debe dibujar los elementos estructurales y asignar secciones, es importante utilizar un orden y sentido al dibujar los elementos, para saber posteriormente cuáles serán sus extremos iniciales y finales; así pues se llevará un adecuado control de sus ejes locales. Las columnas se dibujan de abajo hacia arriba, y las vigas de izquierda a derecha.

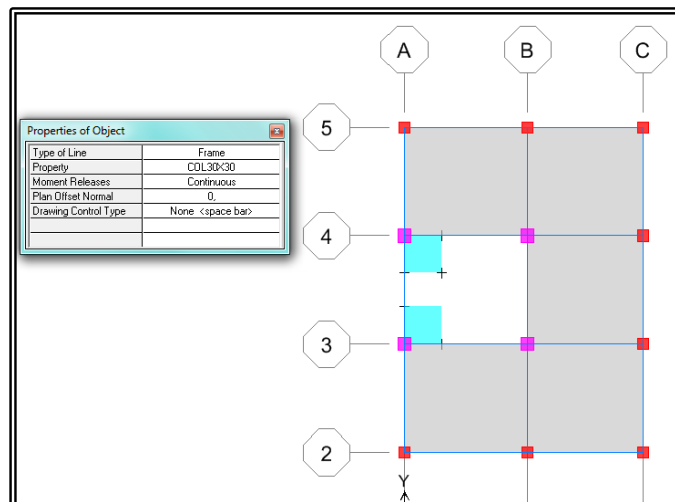


Figura 47.- Dibujo de los elementos estructurales en Etabs.

2.5.2.9 Definición de los casos de carga estática

Se realiza mediante la opción Define / Static load cases

Se debe tener los estados de carga estática, siguientes:

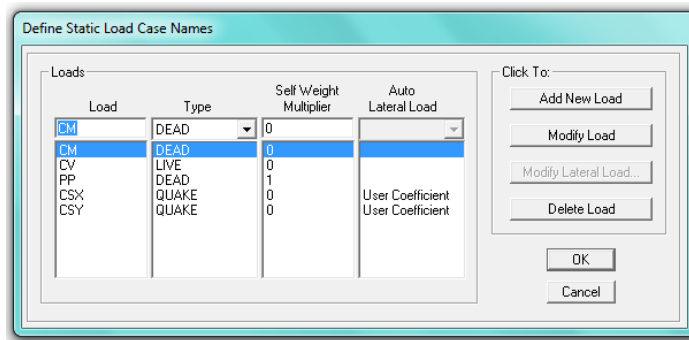


Figura 48.- Casos de cargas estáticas

Dead: Carga muerta que anteriormente se detalló el procedimiento de cálculo.

Live: Carga viva correspondiente a la vivienda.

PP: Peso propio de la estructura con un factor multiplicador a 1 ya que el programa calcula automáticamente el peso propio de la estructura.

Cargas por sismo:

Sx: Sismo sentido x

Sy: Sismo sentido y

En este caso se debe modificar las cargas en “Auto Lateral Load” y seleccionar la opción “User Coefficient”, ingresamos el coeficiente del cortante basal calculado anteriormente, damos clic en la opción “Modify Lateral Load”.

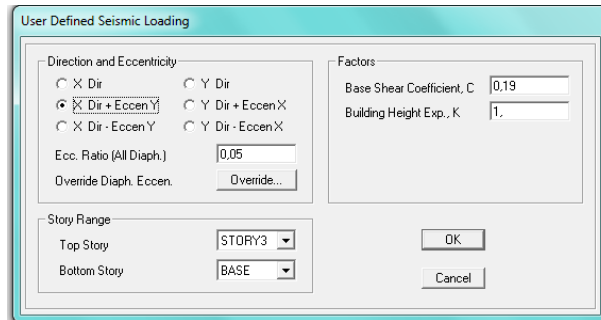


Figura 49.- Coeficiente del Cortante Basal

2.5.2.10 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga para el diseño, son tomadas de acuerdo al código ACI 318-99.

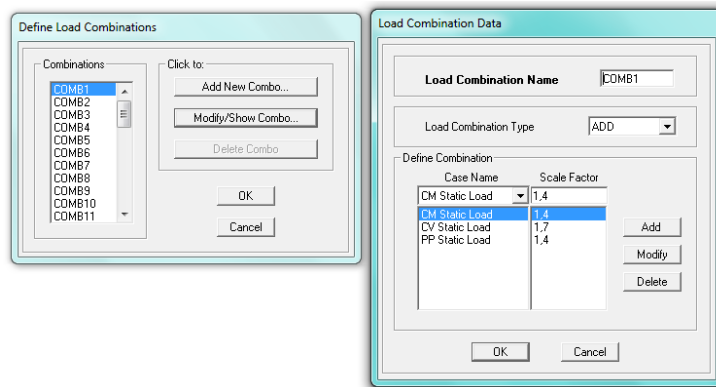


Figura 50.- Combinaciones de cargas

Luego de generadas las combinaciones de carga, se crea una combinación de carga máximas llamadas “Envolvente”, esta envolvente tendrá los valores críticos, máximos y mínimos entre las combinaciones generadas mostradas anteriormente.

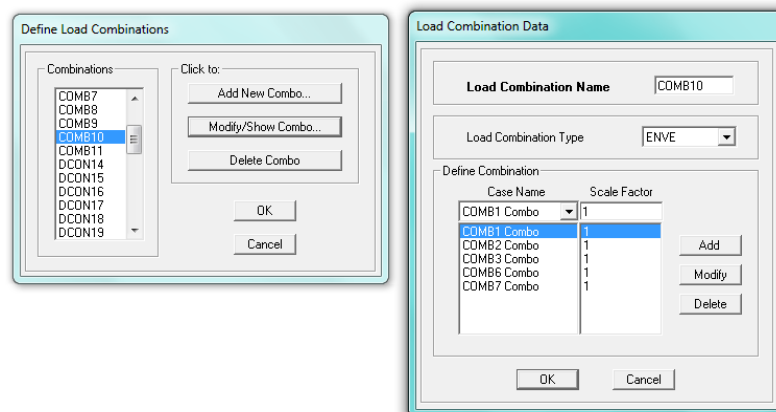


Figura 51.- Creación de envolvente de cargas

2.5.2.11 Asignación de Cargas

Para asignar la carga viva y carga muerta en la losa que es un elemento tipo membrana, se lo hace mediante la opción Assign/Shell Area Loads/ Uniform.

En esta ventana ingresamos la carga viva y muerta que se obtuvo del análisis de cargas, cabe recalcar que se ingresa la carga viva y muerta en forma separada.

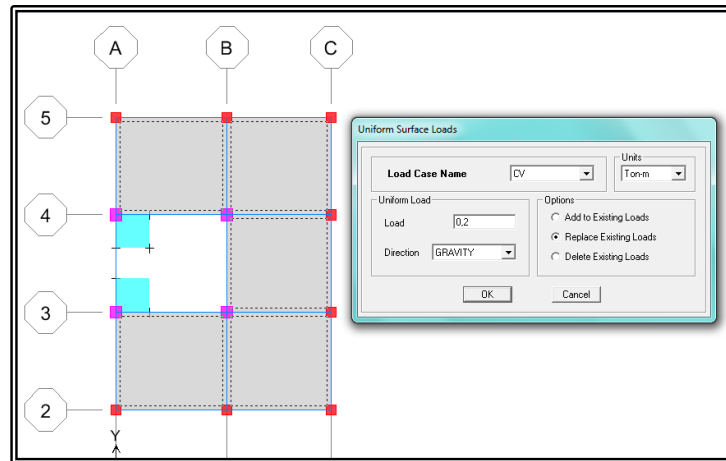


Figura 52.- Asignación de cargas

Las cargas a ingresarse son las siguientes:

Carga Muerta

CM piso 1 = $0,646 \text{ T/m}^2$

CM piso 2, tapa grada = $0,446 \text{ T/m}^2$

Carga Viva

CM piso 1 = $0,20 \text{ T/m}^2$

CM piso 2, tapa grada = $0,15 \text{ T/m}^2$, para losa inaccesible

2.5.2.12 Corrida del Programa

Una vez que se ingresaron todos los datos hacemos se debe realizar los controles necesarios para ello dar un clic en el botón “Run Analysis”, para visualizar los resultados que muestra el programa Etabs.

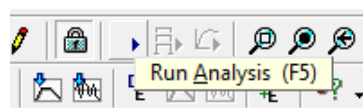


Figura 53.- Análisis de la estructura

2.5.2.4 MODELACIÓN EN ETABS SISTEMA DE MUROS PORTANTES
PROYECTO 1.1 (Vivienda unifamiliar).

2.5.2.4.1 Definición de materiales

Dado que los paneles que se usan utilizan en losa como en muros portantes varían de espesor, se presenta el cálculo de inercias de los paneles. En base al cual se definirá el peso del panel a utilizarse. Para el caso se utilizará el panel PR40 en muros y losas.

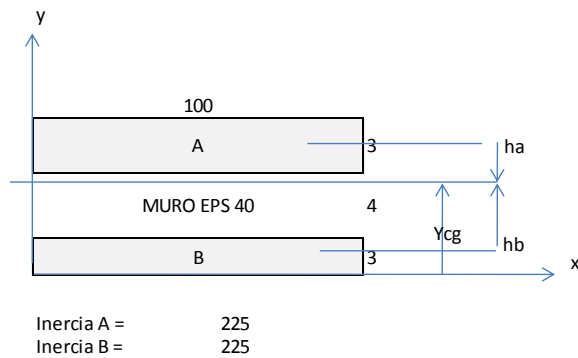


Figura 54.- Centro de gravedad Panel Muro PR40

Para no incurrir en el diseño específico de cada sección de panel y lograr un diseño ágil de la estructura se estable, según la inercia proporcionada por cada panel revocado con hormigón, los espesores equivalentes con los cuales la inercia del panel en general resulta ser la misma.

Centro de gravedad de la sección

	Área (cm ²)	z (cm)	Área x z (cm ³)
A	300	8.5	2550
B	300	1.5	450
	600		3000
$Y_{cg} =$		5 cm	

Cálculo de la inercia (respecto al centro de gravedad)

$$\text{Inercia cg} = (\text{Inercia A}) + (\text{Área A})(h_a)^2 + (\text{Inercia B}) + (\text{Área B})(h_b)^2$$

$$\text{Inercia cg} = 7,800.00 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia} = b h^3 / 12$$

$$h \text{ equiv} = \sqrt[3]{12(\text{Inercia})/b} =$$

$$9.78 \text{ cm} = h \text{ equivalente utilizado para flexión}$$

$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$
 $W/m^3 \text{ hor} = 2.40 \text{ T/m}^3$

Información para
Etabs

W unidad de volúmen	Masa por unidad de volúmen
↓	↓
1.44	0.1468

De esta forma obtenemos el valor de la Masa por unidad = 0.1468 de volumen y Peso por unidad de volúmen del Panel= 1.44 T/m³ ; se debe definir además el Esfuerzo de fluencia del acero en este caso corresponde a la malla electrosoldada que forma parte del panel $F_y=5.000 \text{ Kg/cm}^2$.

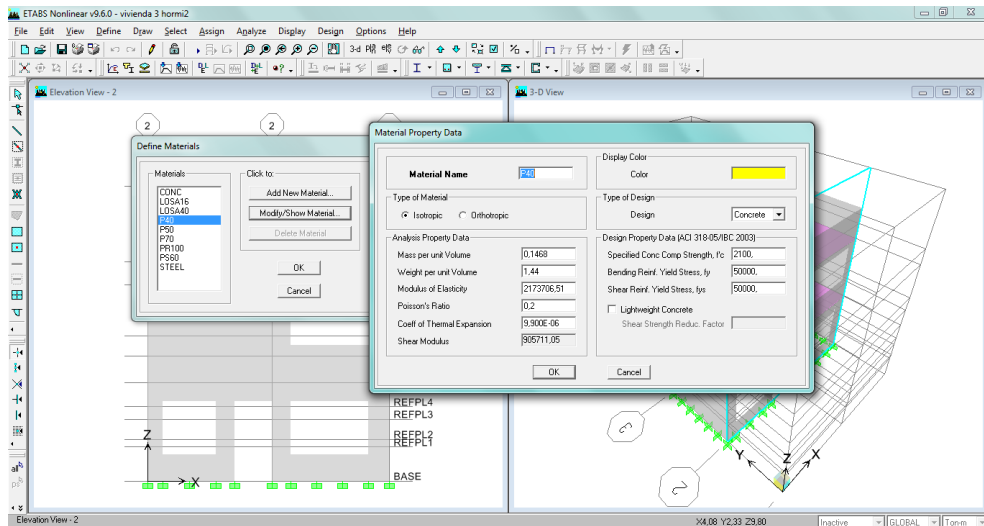


Figura 55.- Definición de materiales para Muros Hormi-2

De la misma forma descrita anteriormente se obtendrá el valor de la inercia proporcionada por un panel tipo losa, para luego procederá a ingresar manualmente éstos valores en la ventana correspondiente a Definición de materiales.

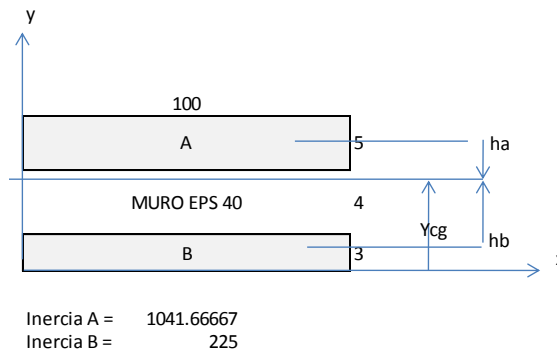


Figura 56.- Centro de gravedad Panel Losa PR40

Centro de gravedad de la sección

	Área (cm ²)	z (cm)	Área x z (cm ³)
A	500	9.5	4750
B	300	1.5	450
	800		5200
Ycg =		6.5 cm	

Cálculo de la inercia (respecto al centro de gravedad)

Inercia cg = (Inercia A) + (Área A)(ha)² + (Inercia B) + (Área B)(hb)²

Inercia cg = 13,266.67 cm⁴

Inercia = b h³ / 12

h equiv = $\sqrt[3]{12(\text{Inercia})/b}$ =

11.68 cm = h equivalente utilizado para flexión

	g =	9.81	m/seg ²
	W/m ³ hor=	2.40	T/m ³
Información para	W unidad de	Masa por unidad	
Etabs	volúmen	de volúmen	
	↓	↓	
	1.60	0.1631	

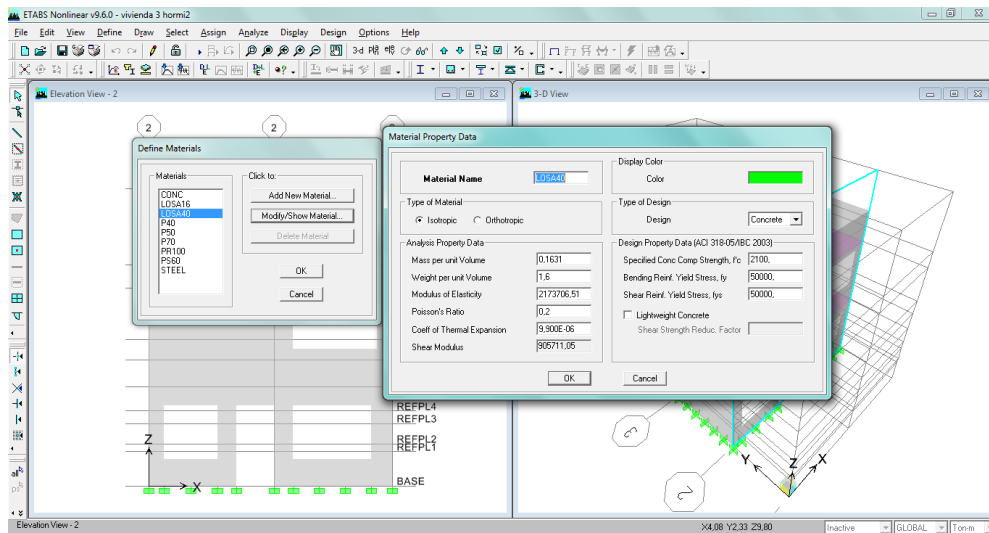


Figura 57.- Definición de materiales para Losas Hormi-2

2.5.2.4.2 Creación de elementos Área

En el programa ETABS, un objeto de área se puede utilizar, para modelar los muros y losas del edificio por medio de una malla de elementos finitos o como un instrumento de repartición de cargas.

Los parámetros que se especifican para definir una sección muro y una sección losa son los mismos y corresponden al material, a los espesores de membrana y flexión y al tipo de comportamiento del elemento (membrana, placa o cáscara).

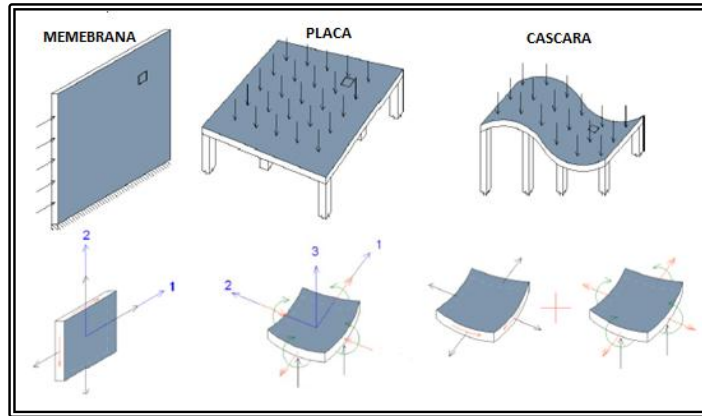


Figura 58.- Comportamiento de un objeto Área.

Fuente: Tesis de Grado. Análisis y Diseño de Edificios asistidos por computadoras. Pontificia Universidad Católica del Perú. Publicación Junio de 2009

En nuestro medio, a los elementos que se comportan como membranas se les llama muros y a los que se comportan como placas se les llama losas.

Se define a los muros y losas tipo Shell (Elementos de área de tres o cuatro nodos. En cada Nodo se obtienen 5 grados de libertad con deformación (tres traslaciones U_1 , U_2 y U_3 y dos rotaciones R_1 , R_2), considerando su espesor real y espesor equivalente calculados anteriormente.

Son estables de forma independiente ante cargas perpendiculares y en el plano del elemento.

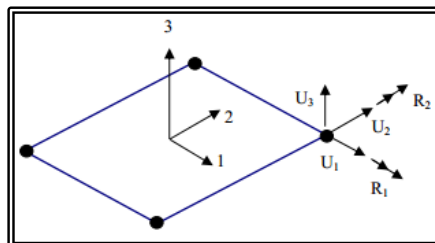


Figura 59.- Elemento Tipo Shell

Fuente: Análisis y Diseño Estructural Utilizando ETABS V9. CSI-ETABS. Febrero de 2008.

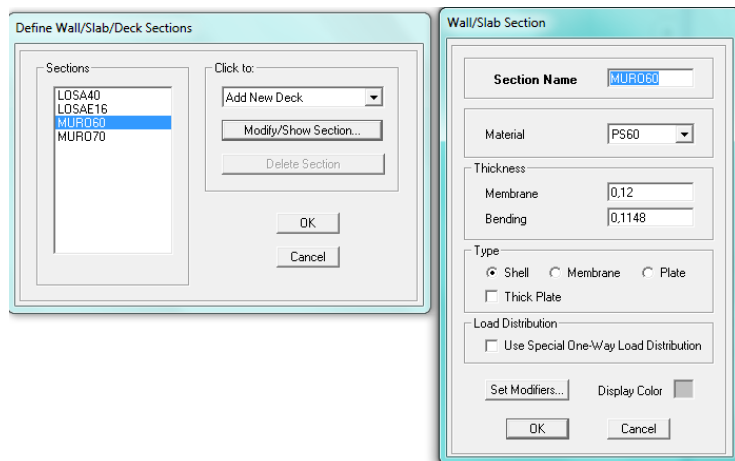


Figura 60.- Elemento Área para Muros

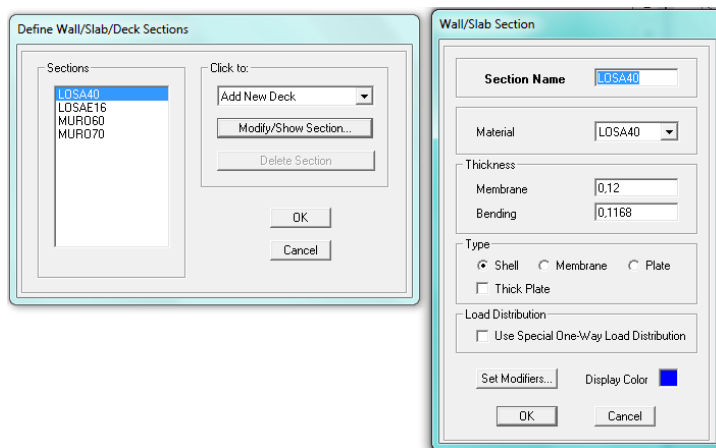


Figura 61.- Elemento Área para losa

Deberá considerarse que en estos elementos la inercia de un muro agrietado es igual 0.6 veces su inercia gruesa, según lo especifica la NEC 11.

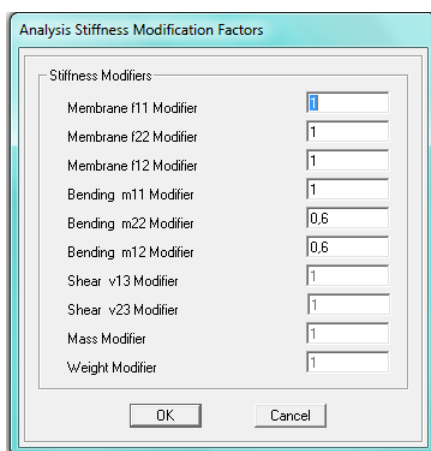


Figura 62.- Inercia Agrietada en muros portantes

2.5.2.4.3 Dibujamos elementos tipo área

Una vez creado las grillas en función del plano arquitectónico, procedemos a dibujar todos los elementos muros y losa, considerando la distribución arquitectónica de la edificación.

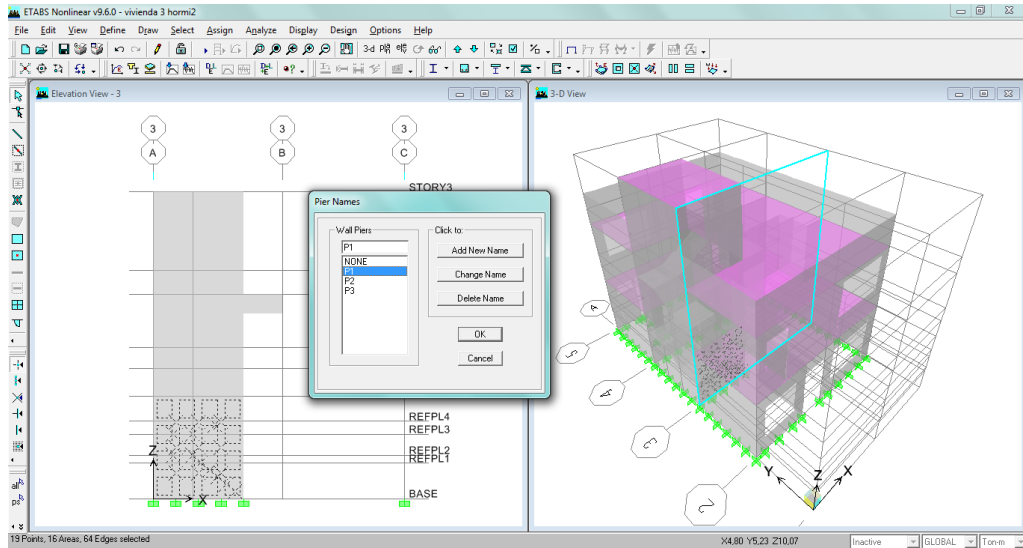


Figura 63.- Elementos tipo área de una porción de Muro

2.5.2.4.4 Condiciones de Apoyo

Se debe asignar una sección para cada elemento creado, se considera un apoyo empotrado en la fundación.



Figura 64.- Condiciones de Apoyo

2.5.2.4.5 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga son las mismas utilizadas en el Sistema de Hormigón Armado.

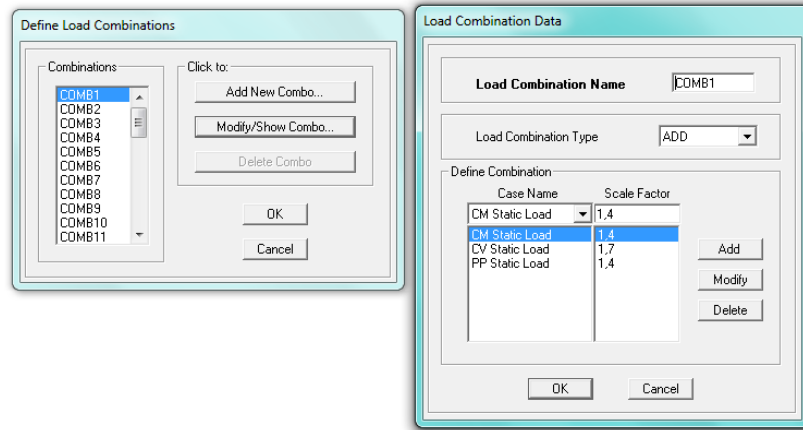


Figura 65.- Combinaciones de carga Hormi-2

Luego de generadas las combinaciones de carga, se crea una combinación de carga máximas llamadas “Envolvente”, ésta combinación envolvente tendrá los valores críticos, máximos y mínimos entre las combinaciones generadas mostradas anteriormente.

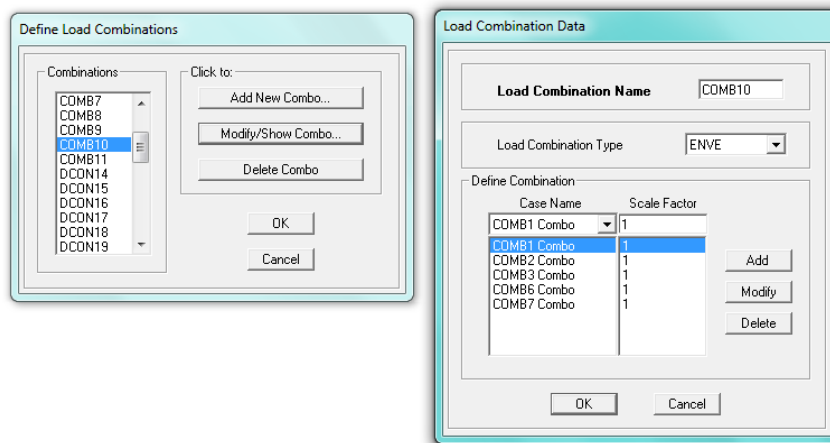


Figura 66.- Creación de envolvente de cargas Hormi-2

2.5.2.4.6 Asignación de Cargas

Para asignar las cargas primero seleccionamos las losas sobre las cuales actuaran la carga en forma uniforme, cabe indicar que solo se ingresara la carga la viva, debido a que la carga muerta se ha considerado al momento de definir el material para los paneles.

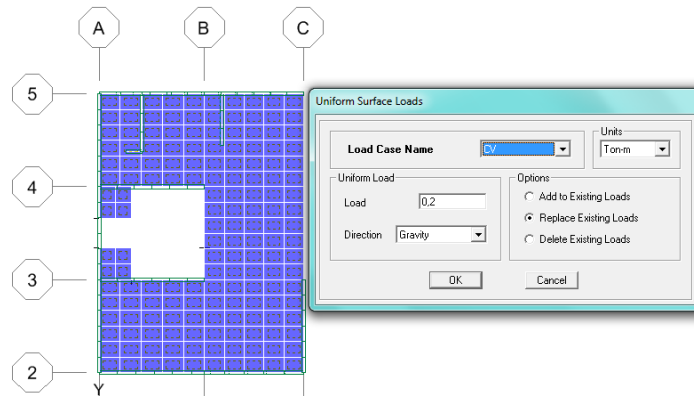


Figura 67.- Asignación de Carga Viva

El programa Etabs permite calcular de forma automática la carga de sismo en sentido “x” como en el sentido “y” actuante en la estructura, en vista que se ha ingresado en los estados de carga el coeficiente basal.

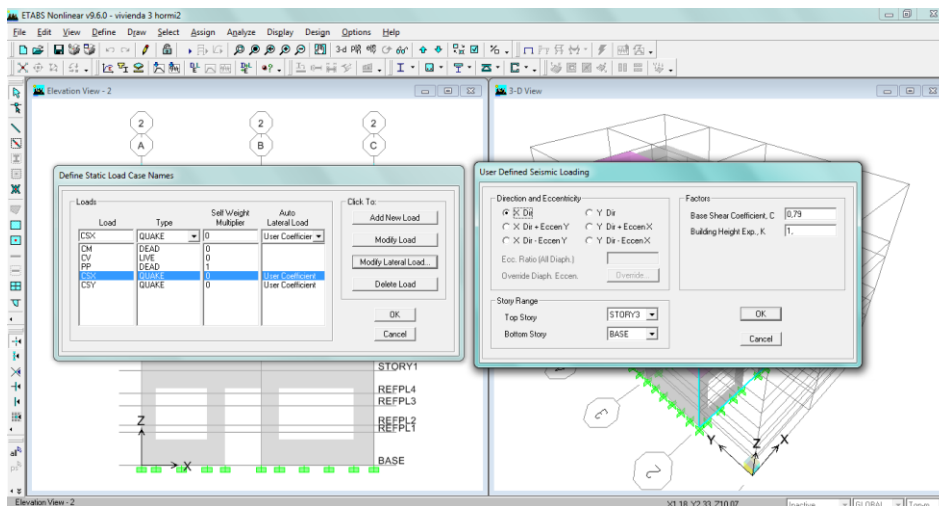


Figura 68.- Carga de Sismo

2.5.2.4.7 Asignación de etiquetas Pier en Muros

El programa Etabs permite tratar a las porciones de muros (bidimensionales) como si se tratase de elementos tipo barra (unidimensionales), integrando los esfuerzos para reportar las fuerzas internas en cada sección transversal. Esto se realiza identificando a dichas porciones de muro como elementos Pier o Spandrell. Un muro Pier permite obtener las fuerzas internas en secciones horizontales de muros formados por objetos de áreas verticales (tipo muro), o por una combinación de objetos de área y de línea verticales.

Para apreciar las fuerzas internas en los objetos de área verticales se les asigna etiquetas “Pier”, para ello seleccionamos los elementos muro y vamos a la opción: Assign-frame/Line-Pier Label.

Definimos Muros Tipo PIER, a objetos áreas verticales (muros).

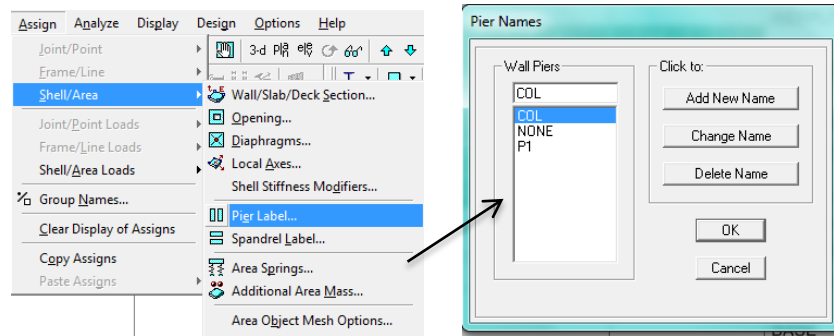


Figura 69.- Asignación de Etiquetas Pier

2.5.2.4.8 Asignación de etiquetas Spandrell a Muros

Para asignar a los muros etiquetas Spandrell tomamos en consideración que estos elementos van a trabajar a flexión. Un muro Spandrell puede estar formado por objetos de área horizontales (elementos de cáscara tipo muro) o por una combinación de objetos de área y de línea horizontales. Definimos Muros Tipo SPANDRELL, a objetos áreas lineales horizontales (vigas).

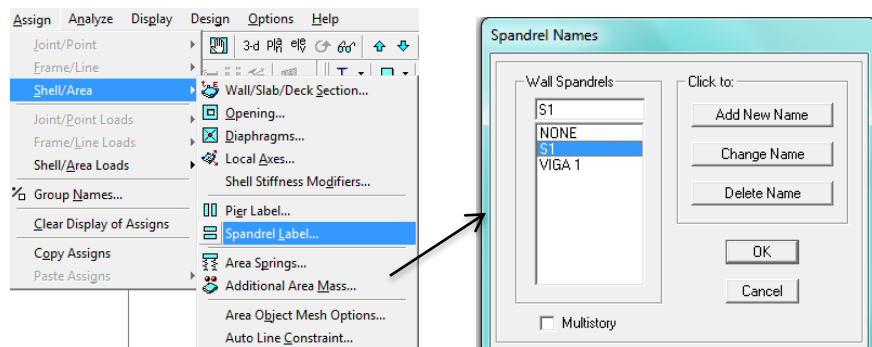


Figura 70.- Asignación de Etiquetas Spandrell

2.5.2.4.9 Asignación de Elementos Finitos

Es necesario utilizar el comando “Mesh” para dividir al muro en un número finito de elementos asociados a un punto característico llamado nodo, lo que permite

que la modelación sea aún más real debido a que los muros de Hormi-2 se encuentra conformado por malla electrosoldada.

Para tener un diseño que se asemeje a la realidad dividimos a los muros en varias áreas, esto ayudara a que el diseño sea más exacto.

Edit / Mesh Area/ Mesh Quads

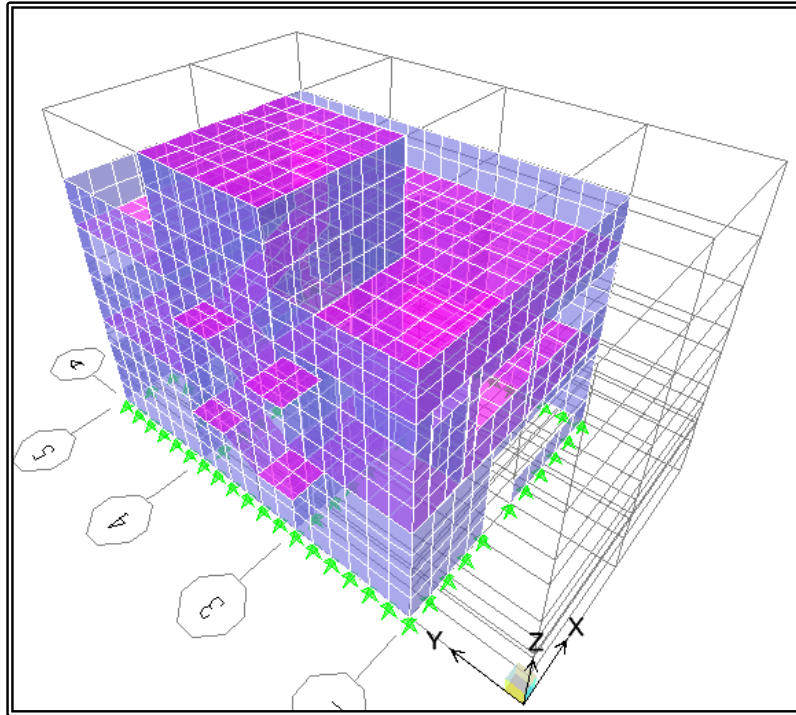


Figura 71.- Vista en 3D de la Estructura

2.5.2.4.10 Corrida del Programa

Una vez incluidos todos estos criterios en el análisis estructural se debe realizar la corrida del programa, e iniciara la interpretación de resultados previo al diseño del Sistema estructural.

2.6 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

2.6.1 CUMPLIMIENTO DE NORMAS

Es necesario cumplir los límites que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) vigente en nuestro país.

Una vez finalizada la modelación con el programa computacional Etabs versión 9.6.9, se verificó que todos los elementos de hormigón armado y muros portantes cumplan todas y cada una de las especificaciones y normas pertinentes.

2.6.2 DISEÑO SISTEMA DE PÓRTICOS PROYECTO 1.1 (Vivienda Unifamiliar)

La modelación de la estructura en estudio se la realizó mediante un proceso sistemático a partir de la explicación de fuerzas estáticas y dinámicas.

2.6.2.1 DATOS DE ENTRADA

En la definición de las combinaciones de cargas a considerar para el cálculo estructural, se tomaron las recomendaciones de la NEC-11, la misma que se mantendrá para cada una de las alternativas propuestas.

Tabla 41.- Combinaciones de Carga para el Diseño

Combo 1	1,4PP	1,4CM	1,7CV	
Combo servicio	1,00 PP	1,00 CM	1,00 CV	
Combo 2	1,05PP	1,05CM	1,275CV	1,4025CSx
Combo 3	1,05PP	1,05CM	1,275CV	-1,4025CSx
Combo 4	1,05PP	1,05CM	1,275CV	1,4025CSy
Combo 5	1,05PP	1,05CM	1,275CV	-1,4025CSy
Combo 6	0,9PP	0,9CM	1,43CSx	
Combo 7	0,9PP	0,9CM	-1,43CSx	
Combo 8	0,9PP	0,9CM	1,43CSy	
Combo 9	0,9PP	0,9CM	-1,43CSy	
Combo Máximo X	Combo 1+Combo 3+Combo 6+Combo 7			
Combo Máximo Y	Combo 4+Combo 5+Combo 8+Combo 9			

*Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa*

Configuración en Planta

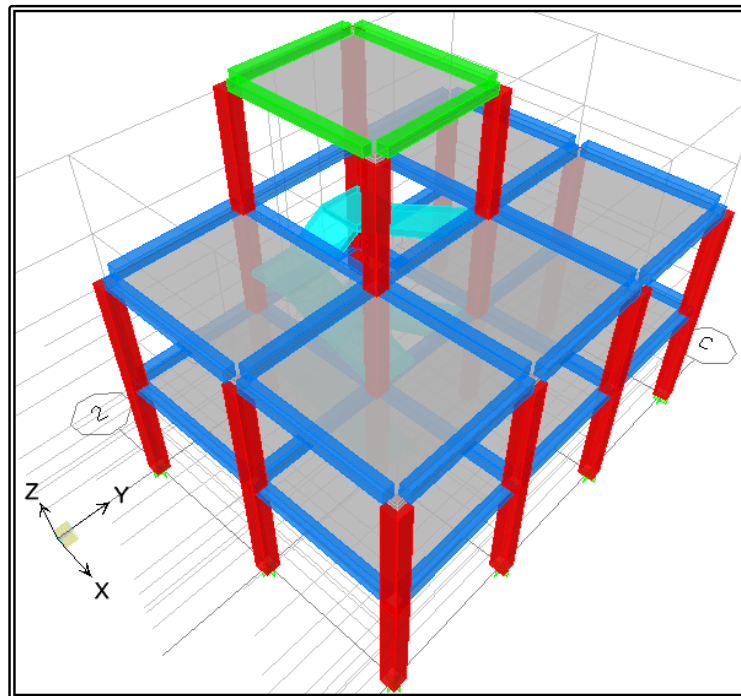


Figura 72.- Vista tridimensional del Sistema e Pórticos de la Vivienda unifamiliar

Configuración en Elevación Pórtico 4

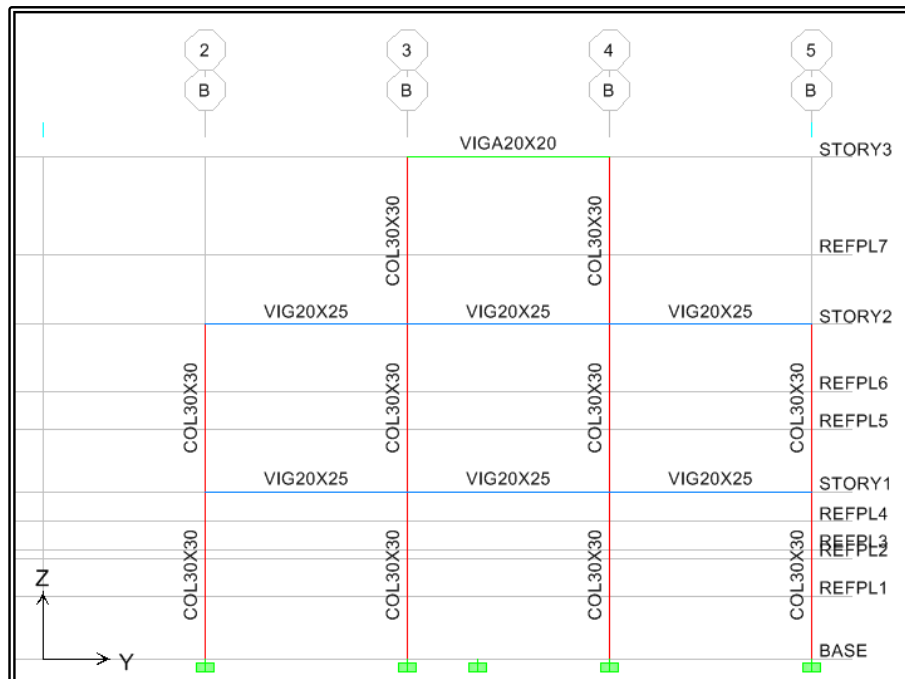


Figura 73.- Vista en elevación secciones de columnas

2.6.2.2 DATOS DE SALIDA

Dentro de los datos de salida proporcionados por el programa se tienen las reacciones y momentos actuantes en la base de las columnas.

CARGAS ULTIMAS						CARGAS SERVICIO					
EJES	Story	Load	FZ	MX	MY	EJES	Story	Load	FZ	MX	MY
A2	BASE	COMB1	7,75	-0,164	0,124	A2	BASE	COM SERVICIO	5,33	-0,108	0,088
A3	BASE	COMB1	14,3	-0,044	0,304	A3	BASE	COM SERVICIO	9,71	-0,034	0,216
A4	BASE	COMB1	13,87	0,114	0,357	A4	BASE	COM SERVICIO	9,44	0,071	0,236
A5	BASE	COMB1	7,72	0,185	0,115	A5	BASE	COM SERVICIO	5,31	0,132	0,078
B2	BASE	COMB1	13,41	-0,312	-0,17	B2	BASE	COM SERVICIO	9,18	-0,211	-0,113
B3	BASE	COMB1	24,45	0,086	-0,068	B3	BASE	COM SERVICIO	16,67	0,063	-0,039
B4	BASE	COMB1	24,83	-0,081	-0,078	B4	BASE	COM SERVICIO	16,87	-0,053	-0,044
B5	BASE	COMB1	13,4	0,325	-0,177	B5	BASE	COM SERVICIO	9,17	0,227	-0,123
C2	BASE	COMB1	7,44	-0,168	-0,329	C2	BASE	COM SERVICIO	5,12	-0,114	-0,223
C3	BASE	COMB1	13	0,006	-0,509	C3	BASE	COM SERVICIO	8,9	0,006	-0,348
C4	BASE	COMB1	13	0	-0,511	C4	BASE	COM SERVICIO	8,9	0,002	-0,351
C5	BASE	COMB1	7,44	0,175	-0,336	C5	BASE	COM SERVICIO	5,13	0,122	-0,232

Figura 74.- Cargas y Momentos para el diseño

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

2.6.2.3 CONTROLES NECESARIOS EN LA ESTRUCTURA

2.6.2.3.1 Control derivas de piso

Para evaluar las derivas de piso, que se generan en la estructura se deberá considerar el sismo que actúa tanto en el sentido “x” como en el sentido “y”. Para nuestra estructura, a los valores proporcionados por el programa se debe multiplicar por el factor “R” y por 100; y no debe superar el porcentaje admisible de 2% ó del 0.02 máximo que se permitirá en cualquiera de los pisos de la vivienda

SENTIDO X

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY3	0,002783	-0,000112	0,000504	0,000007
STORY2	0,001471	-0,000095	0,000303	0,000017
STORY1	0,000683	-0,000052	0,000263	0,000020

Figura 75.- Carga de Sismo sentido “X”

$$0,00278 * 7 * 100 = 1,98\%$$

1,98% < 2% ""OK""

SENTIDO Y

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY3	0,000008	0,002972	0,000015	0,000497
STORY2	0,000047	0,001681	0,000014	0,000351
STORY1	0,000010	0,000769	0,000004	0,000296

Figura 76.- Carga de Sismo sentido "Y"

$$0,0029 * 7 * 100 = 2,03 \%$$

2,03 < 2% ""OK""

2.6.2.3.2 Control de aplastamiento

Para el control por Aplastamiento se deberá verificar que las columnas no necesiten mayores cargas que las que debe resistir.

La columna más cargada en la edificación es la que corresponde al eje "4-B"

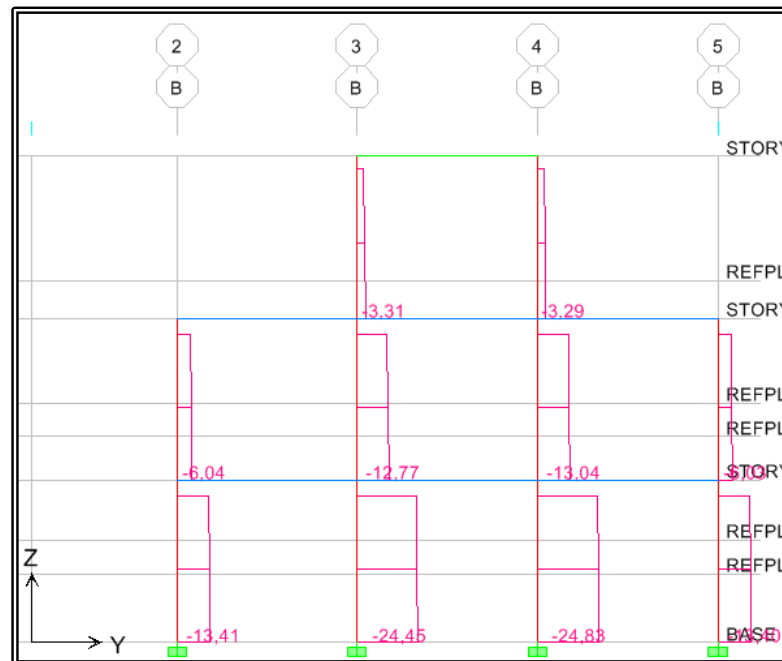


Figura 77.- Cargas actuantes en la columna

El valor de P actuante se obtiene del Diagrama de Fuerzas Axiales, para ello la mayor carga que actúa es:

$$P \text{ actuante} = 24,83 \text{ T}$$

El valor de P res se obtiene del Diagrama de Interacción una vez diseñada la estructura, en base al mayor momento:

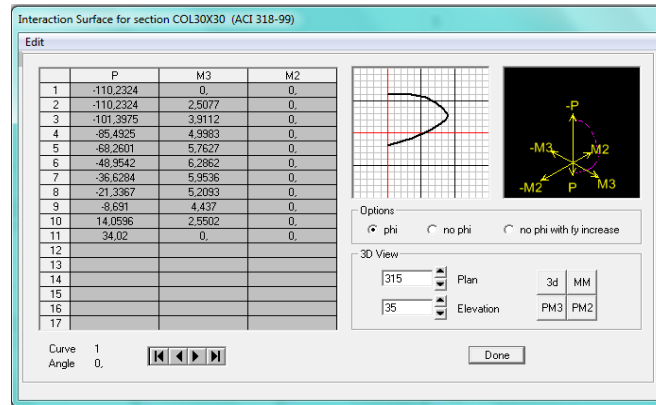


Figura 78.- Valor de P resistente en la base de la columna

$$P \text{ res} = 48,95 \text{ T}$$

$$P \text{ res} > P \text{ actu}$$

$$48,95 \text{ T} > 24,83 \text{ T} \text{ "OK"}$$

La carga axial que resiste la columna más desfavorable es de 48,95 T, que es mayor a la carga actuante de 24,83 T, por lo tanto la estructura no tendrá problemas de aplastamiento.

2.6.2.3.3 Control nudo rígido

El control de Nudo Rígido se analizará en el piso donde se encuentre la mayor cantidad de acero, para lo cual se toma como referencia “4 – B” en el cual corresponde a la viga de 20 x 25 cm.

En este chequeo se realizará la comparación de la sumatoria del momento de capacidad del nudo superior e inferior de columna VS. 6/5 de la sumatoria de los momentos izquierdo y derecho de la viga en estudio.

$$M \text{ cap col.}_{sup} = 443,70 \text{ T} - \text{cm}$$

$$M \text{ cap col.}_{inf} = \underline{443,70 \text{ T} - \text{cm}}$$

$$\Sigma M \text{ cap col} = 887,40 \text{ T} - \text{cm}$$

		9,000		
1,406	0,728		0,696	1,524
0,728	2,300		2,188	0,696
		9,000		

Figura 79.- Valor de P resistente en la base de la compresión

Dónde: $\alpha = 1.25$; $d = 21$; $b = 20$; $\beta_1 = 0,85$

$$M_{cap.viga} = \alpha * F_y * A_s \left(d - \frac{\alpha * F_y * A_s}{2 * \beta_1 * f'_c * b} \right)$$

$$M_{cap_{viga\ izq}} = 1,25 * 4.200 * 2,30 \left(21 - \frac{1,25 * 4.200 * 2,30}{2 * 0,85 * 210 * 20} \right)$$

$$M_{cap_{viga\ izq}} = 233.154,04 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\mathbf{M_{cap_{viga\ izq}} = 2,33 \text{ T} - \text{m}}$$

$$M_{cap_{viga\ der}} = 1,25 * 4.200 * 0,70 \left(21 - \frac{1,25 * 4.200 * 0,70}{2 * 0,85 * 210 * 20} \right)$$

$$M_{cap_{viga\ der}} = 75,283,46 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\mathbf{M_{cap_{viga\ der}} = 0,75 \text{ T} - \text{m}}$$

$$\mathbf{\Sigma \text{ cap viga} = 3,08 \text{ T} - \text{m}}$$

$$\Sigma M \text{ cap colu} \geq \frac{6}{5} \Sigma M \text{ cap viga}$$

$$\mathbf{8,87 \text{ T} - \text{m} \geq 3,70 \text{ T} - \text{m} \text{ "OK"}}$$

2.6.2.4 DISEÑO DE VIGAS 20 x 25 cm

Para el diseño de las vigas se tomó las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la construcción tanto para el diseño a flexión como para el diseño a corte, partiendo de los resultados del programa Etabs 9.6.0.

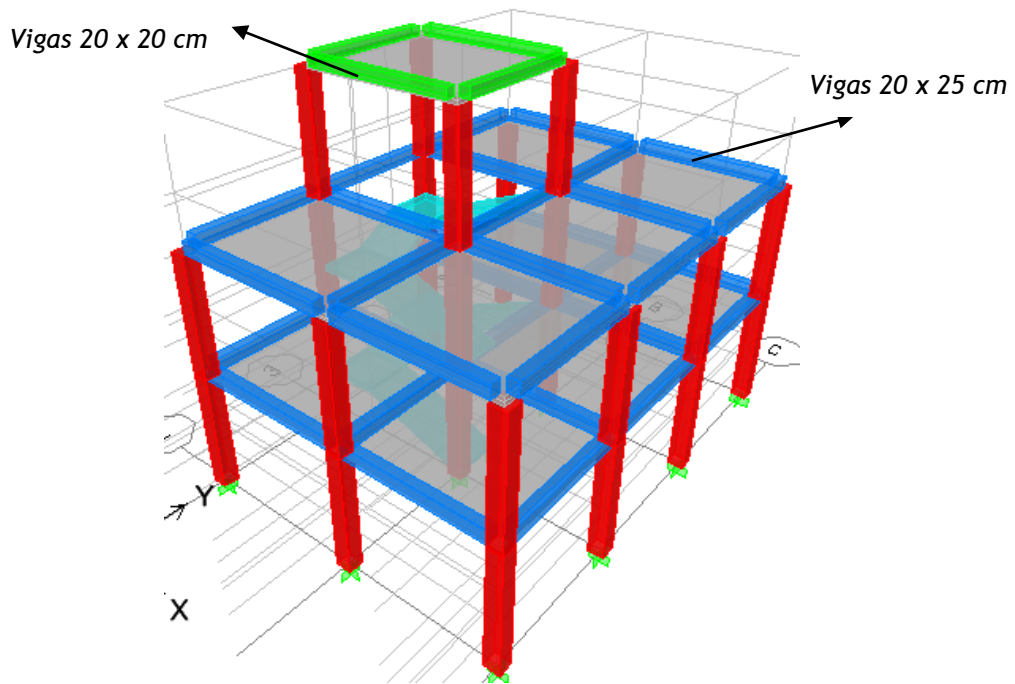


Figura 80.- Secciones de Vigas

Se considera dos tipos de viga en la estructura que se analiza. En la primera y segunda planta se tiene vigas de 20 x 25 cm; mientras que en el cajón de gradas vigas de 20 x 20 cm.

Para las vigas de 20 x 25 cm, se considera un cálculo tipo para todas las vigas de esta dimensión, y que será el correspondiente a los mayores momentos tanto para el armado positivo como para el armado negativo.

Para la viga de 20 x 20 cm se analiza la viga del “EJE A3 – B3”.

Para la viga de 20 x 25 cm se analiza la viga del “EJE B3 – C3”.

Datos:

$$Mu = 211.600 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 21 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

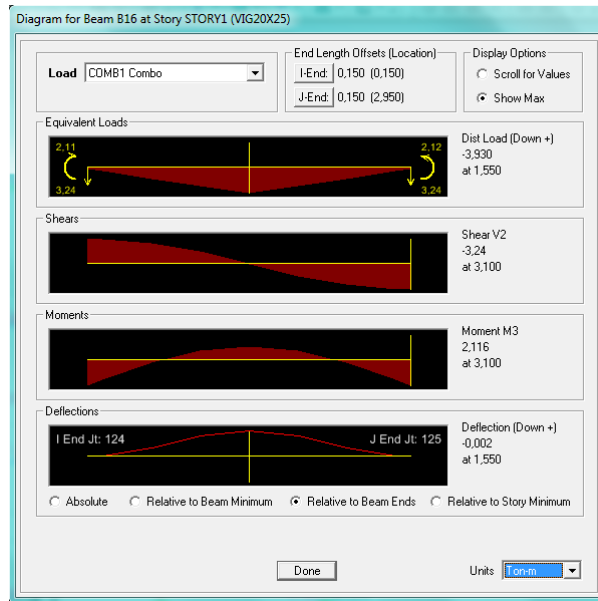


Figura 81.- Momento y Cortante últimos generado en viga 20 x 25 cm

2.6.2.4.1 Para momento positivo

$$\rho = \frac{0,85 * f'c}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0,85 * f'c * \phi * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 * 210}{4.200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 211.600 \text{ Kg} - \text{cm}}{0,85 * 210 * 0,9 * 20 * 21^2}} \right]$$

$$\rho = 0.0070$$

Cuantía de acero máxima:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 \frac{f'c}{Fy} \frac{0.003}{\frac{f'c}{Fy} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 \frac{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4.200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \frac{0.003}{\frac{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} + 0.003} \rightarrow \mathbf{0.0217}$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_b \text{ (Zona sísmica)}$$

$$\rho_{max} = .50 * 0.0217 \rightarrow \mathbf{0.01084}$$

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.0070 < 0.0108 \text{ "OK"}$$

Verificación de la armadura mínima permisible:

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} \rightarrow \mathbf{0.0033}$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$0.0070 > 0.0033 \text{ "OK"}$$

$$\rho = 0,0070 \leq \rho_{max} = 0,01084 \quad \therefore \text{Se diseña la viga Simplemente armada}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0070 * 20 * 21 \rightarrow \mathbf{2,95 \text{ cm}^2}$$

2.6.2.4.2 Para momento negativo

$$\rho = \frac{0,85 * F'c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * F'c * \phi * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 * 210}{4.200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 115.900 \text{ Kg} - \text{cm}}{0,85 * 210 * 0,9 * 20 * 21^2}} \right] \rightarrow \mathbf{0,0036}$$

$$\rho = 0,0036 \leq \rho_{max} = 0,01084 \quad \therefore \text{Se diseña la viga Simplemente armada}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0036 * 20 * 21 \rightarrow \mathbf{1,51 \text{ cm}^2}$$

2.6.2.4.3 Armado de viga

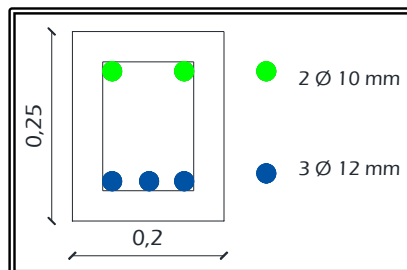


Figura 82.- Detalle armado de viga 20 x 25 cm

2.6.2.4.4 Chequeo a corte

Revisión por confinamiento

Para que el concreto sea capaz de soportar sin colapsar los esfuerzos que produce la fluencia del acero, en el extremo de las vigas se debe cumplir la condición²⁴ :

$$\emptyset \text{ estribo} \geq 8 \text{ mm}$$

$$Vu = 3.240 \text{ Kg} \rightarrow \text{Programa Etabs}$$

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset \sqrt{F'c}}{6} * b * d$$

$$\emptyset Vc = \frac{0,85\sqrt{21}}{6} * 200 * 210 \rightarrow 27.266,33 \text{ Newton}$$

$$\emptyset Vc = 2.779,44 \text{ Kg}$$

$$\frac{1}{2}\emptyset Vc = 1.389,72 \text{ Kg}$$

$$Vu < \frac{1}{2}\emptyset Vc$$

$$3.240 \text{ Kg} < 1.389,72 \text{ Kg} \rightarrow \text{Necesita Estribos}$$

$$\emptyset Vc + \emptyset Vs = Vu$$

$$Vs = \frac{Vu - \emptyset Vc}{\emptyset}$$

$$Vs = \frac{3.240 \text{ Kg} - 2.779,44 \text{ Kg}}{0,85} \rightarrow 541,84 \text{ Kg}$$

$$Av = \frac{S.Vs}{Fy * d}$$

$$Av = \frac{10 \text{ cm} * 541,84 \text{ Kg}}{4.200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 21 \text{ cm}} \rightarrow 0,06 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,06 \text{ cm}^2}{2} \rightarrow 0,030 \text{ cm}^2$$

$$0,030 \text{ cm}^2 < 0,50 \text{ cm}^2 \text{ (Area } \emptyset 8 \text{ mm} = 0,50 \text{ cm}^2) \text{ "OK"}$$

²⁴ Estructuras de Hormigón Armado. Capítulo 4.2.6. NEC-11. Publicación Enero del 2013

Espaciamiento de estribos

El espaciamiento necesario en los estribos está definido entre los siguientes rangos²⁵:

$$S = \text{menor valor} \left[\frac{d}{4}; 6 \text{ db long}; 20 \text{ cm} \right]$$

$$S = \text{menor valor} \left[\frac{21}{4}; 6 (1.0 \text{ cm}); 20 \text{ cm} \right]$$

$$S = \text{menor valor} [5,25\text{cm}; 6,0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}]$$

Espaciamiento en el centro

$$\frac{d}{2} = \frac{21}{2} \rightarrow 10,5 \text{ cm}$$

Asumo S=10 cm; para obtener una distribución simétrica de acero.

Colocar 1 \emptyset 8mm @ 10 cm \rightarrow L/4

Colocar 1 \emptyset 8mm @ 20 cm \rightarrow L/2

2.6.2.5 DISEÑO DE VIGAS DE 20 x 20 cm

Datos:

$$Mu = 53.300 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$r = 4\text{cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

2.6.2.5.1 Para el momento positivo

$$\rho = \frac{0.85 * F'c}{FY} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * F'c * \emptyset * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 * 210}{4.200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 53.300 \text{ Kg} - \text{cm}}{0,85 * 210 * 0,9 * 20 * 16^2}} \right] \rightarrow 0.0028$$

²⁵ Estructuras de Hormigón Armado. Capítulo 4.2.7.3. NEC-11. Publicación Enero del 2013.

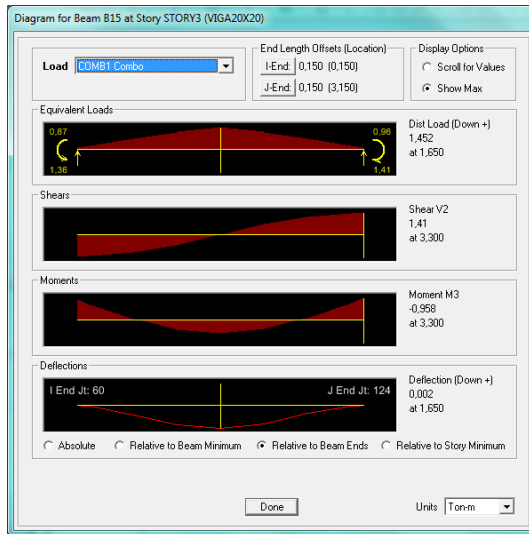


Figura 83.- Momento máximo generado en viga 20 x 20 cm

$$\rho = 0,0028 \leq \rho \text{ max} = 0,0033$$

∴ Se diseña la viga Simplemente armada

Se trabaja con la cuantía mínima de acero

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0033 * 20 * 16 \rightarrow 1,06 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento necesario

$$e = 20 - (2 * 4) - (2 * 1.0)$$

$$e = 10 \text{ cm} \rightarrow 2 \text{ } \phi \text{ 10mm @ 10 cm}$$

2.6.2.5.2 Para el momento negativo

$$\rho = \frac{0,85 * F'c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0,85 * F'c * \phi * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 * 210}{4.200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 95.800 \text{ Kg} - \text{cm}}{0,85 * 210 * 0,9 * 20 * 16^2}} \right] \rightarrow 0,0053$$

$\rho = 0,0053 \leq \rho \text{ max} = 0,01084$ ∴ Se diseña la viga Simplemente armada

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0053 * 20 * 16 \rightarrow 1,70 \text{ cm}^2$$

2.6.2.5.3 Espaciamiento necesario

$$e = 20 - (2 * 4) - (2 * 1.0)$$

$$e = 10 \text{ cm} \rightarrow 2 \text{ } \varnothing 10\text{mm @ } 10 \text{ cm}$$

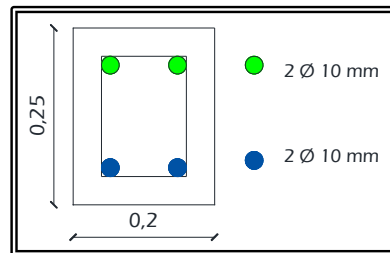


Figura 84.- Detalle armado de viga 20 x 20 cm

2.6.2.5.4 Chequeo a corte

Asumo \varnothing estribo = 8 mm

Revisión por confinamiento

$$V_u = 1.450 \text{ Kg}$$

$$\varnothing V_c = \frac{\varnothing \sqrt{F'_c}}{6} * b * d$$

$$\varnothing V_c = \frac{0,85\sqrt{21}}{6} * 200 * 160 \rightarrow 20.774,34 \text{ Newton} \rightarrow 2.119,83 \text{ Kg}$$

$$\frac{1}{2} \varnothing V_c = 1.059,92 \text{ Kg}$$

$$V_u < \frac{1}{2} \varnothing V_c$$

$$1.450 \text{ Kg} < 1.059,92 \text{ Kg} \rightarrow \text{Necesita estribos}$$

$$\varnothing V_c + \varnothing V_s = V_u$$

$$V_s = \frac{V_u - \varnothing V_c}{\varnothing}$$

$$V_s = \frac{1.450 \text{ Kg} - 1.059,92 \text{ Kg}}{0.85} \rightarrow 458,92 \text{ Kg}$$

$$Av = \frac{S \cdot Vs}{Fy \cdot d}$$

$$Av = \frac{10 \text{ cm} \cdot 458,92 \text{ Kg}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot 21 \text{ cm}} \rightarrow 0.05 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.05 \text{ cm}^2}{2} \rightarrow 0.025 \text{ cm}^2$$

$$0.025 \text{ cm}^2 < 0.50 \text{ cm}^2 \text{ "OK"}$$

Espaciamiento de estribos

$$S = \text{menor valor} \left[\frac{d}{4}; 6 \text{ db long}; 20 \text{ cm} \right]$$

$$S = \text{menor valor} \left[\frac{16}{4}; 6 (1.0 \text{ cm}); 20 \text{ cm} \right]$$

$$S = \text{menor valor} [4 \text{ cm}; 6.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}]$$

Espaciamiento en el centro

$$\frac{d}{2} = \frac{16}{2} \rightarrow 8.0 \text{ cm}$$

Se establece el valor de S=10 cm; para obtener una distribución simétrica de acero.

Colocar 1 Ø 8mm @ 10 cm → L/4

Colocar 1 Ø 8mm @ 20 cm → L/2

2.6.2.6 DISEÑO DE COLUMNAS SECCIÓN 30 x 30 cm

Para el diseño de las columnas se lo realizará mediante la ayuda de ábacos para **Columnas Biaxiales**, en este caso los ábacos del Ing. Marcelo Romo y determinar el acero requerido.

La carga y los momentos son resultados obtenidos del análisis de la estructura mediante la modelación en el programa computacional Etabs y se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 42.- Valores de Cargas Últimas

CARGAS ULTIMAS					
EJES	Story	Load	FZ	MX	MY
A2	BASE	COMB1	7,75	-0,164	0,124
A3	BASE	COMB1	14,3	-0,044	0,304
A4	BASE	COMB1	13,87	0,114	0,357
A5	BASE	COMB1	7,72	0,185	0,115
B2	BASE	COMB1	13,41	-0,312	-0,17
B3	BASE	COMB1	24,45	0,086	-0,068
B4	BASE	COMB1	24,83	-0,081	-0,078
B5	BASE	COMB1	13,4	0,325	-0,177
C2	BASE	COMB1	7,44	-0,168	-0,329
C3	BASE	COMB1	13	0,006	-0,509
C4	BASE	COMB1	13	0	-0,511
C5	BASE	COMB1	7,44	0,175	-0,336

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Datos:

$$t = 30 \text{ cm}$$

$$M_{ux} = -0,081 T - m$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$M_{uy} = -0,078 T - m$$

$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 24,83 T$$

$$F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$tg\phi = \frac{M_{ux}}{M_{uy}} \quad \phi = tg^{-1} \frac{0,081}{0,078} \quad \rightarrow \quad \phi = 46,08$$

El momento flector resultante se obtiene realizando una suma vectorial de los momentos flectores en la dirección de los ejes coordenados principales:

$$M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2} \quad \rightarrow \quad M_u = \sqrt{(0,081)^2 + (0,078)^2}$$

$$M_u = 0,11 T - m$$

2.6.2.6.1 Cuando $\phi = 0$; flexión diagonal

$$g = \frac{22}{30} \quad \rightarrow \quad 0,73$$

Cálculo de los coeficientes adimensionales de entrada a ser utilizados en el diagrama de interacción:

$$x = \frac{Mu}{F'c \cdot b \cdot t^2} \rightarrow x = \frac{11.000 \text{ Kg} - \text{cm}}{210 * 30 * (30)^2}$$

$$x = 0.0019$$

$$y = \frac{Pu}{F'c \cdot b \cdot t} \rightarrow y = \frac{24.830 \text{ Kg}}{210 * 30 * 30}$$

$$y = 0.13$$

Utilizamos Gráfica #62; Ing. Romo

Por lo tanto Cuando $\phi = 0$, necesitamos una cuantía de acero de: $\rho = 0.01$

2.6.2.6.2 Cuando $\beta = 45,00$; flexión diagonal $\neq 0$

Ángulo de posición del vértice con relación al eje **x**.

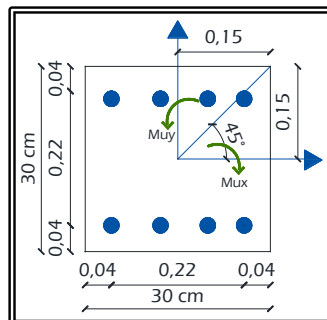


Figura 85.- Diagrama para el diseño de columna 30 x 30 cm

$$tg\beta = \frac{15 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} \rightarrow \beta = 45^\circ$$

$$x = \frac{Mu}{F'c \cdot b^{\frac{3}{2}} \cdot t^{\frac{3}{2}}} \rightarrow x = \frac{11.000 \text{ Kg} - \text{cm}}{210 * 30^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{3}{2}}}$$

$$x = 0.0019$$

$$y = \frac{Pu}{F'c \cdot b \cdot t} \rightarrow y = \frac{24.830 \text{ Kg}}{210 * 30 * 30}$$

$$y = 0.13$$

Calculamos los factores adimensionales del núcleo para los ejes principales:

$$g_x = \frac{22}{30} \rightarrow 0,73$$

$$g_y = \frac{22}{30} \rightarrow 0,73$$

$$g = \left(\frac{g_x + g_y}{2} \right) \rightarrow g = \left(\frac{0,73 + 0,73}{2} \right) \rightarrow g = 0,73$$

Utilizamos Gráfica #63; Ing. Romo

Debido a que el punto se encuentra entre las curvas de interacción de $\rho = 0.00$; $\rho = 0.01$ trabajo con el mínimo:

$$\rho = 0.01$$

$$A_s = \rho_{\text{minimo}} * b * d$$

$$A_s = 0.01 * 30 * 30 \rightarrow 9 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow 9.05 \text{ cm}^2$$

Nota: Al considerar el 1% se incrementa la cantidad de acero, por lo tanto no hace falta chequear a Esbeltez; por lo que procedemos a chequear a corte.

2.6.2.6.3 Chequeo a corte

Diseño por resistencia

$$V_u = 1.000 \text{ Kg}$$

$$V_u = \emptyset V_n$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{F'c} * b * d \rightarrow V_c = 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 26$$

$$V_c = 5.990.74 \text{ Kg}$$

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset V_c}{\emptyset} \rightarrow V_s = \frac{1000 \text{ Kg} - 0.85 * 5.990,74}{0,85}$$

$$V_s = -4.814,27 \text{ Kg}$$

2.6.2.6.4 Espaciamiento de estribos en la columna:

Espacio necesario entre estribos en los elementos sometidos a flexo-compresión²⁶

$$S = \text{menor valor}[6 \text{ db} ; 10 \text{ cm}]$$

²⁶ Estructuras de Hormigón Armado. Capítulo 4.2.7.3. NEC-11. Publicación Enero del 2013.

$$S = \text{menor valor} [6(1,2 \text{ cm}); 10 \text{ cm}]$$

$$S = \text{menor valor} [7,2 \text{ cm}; 10 \text{ cm}]$$

$$A_{v1} = \frac{V_s * S}{F_y * d} \quad \rightarrow \quad A_{v1} = \frac{4.814,27 * 10 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 26 \text{ cm}}$$

$$A_{v1} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Para tener una distribución uniforme asumo $S = 10 \text{ cm}$

$$A_{vmin} = 3.54 \frac{bw * S}{F_y} \quad \rightarrow \quad A_{vmin} = 3.54 * \frac{30 \text{ cm} * 10 \text{ cm}}{4.200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{vmin} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} \geq A_{vmin}$$

$$0.44 \text{ cm}^2 \geq 0.25 \text{ cm}^2 \quad \text{considero } A_{v1}$$

2.6.2.6.5 Diseño por Capacidad

$$V_u = \frac{M_c + M_{pie}}{L_c} \quad \rightarrow \quad V_u = \frac{0,08 T - m + 0,07 T - m}{2.40 \text{ m}}$$

$$V_u = 0,06 T$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad \rightarrow \quad V_s = \frac{60 \text{ Kg} - 0.85 * 5.990,74}{0,85}$$

$$V_s = - 5.920,15 \text{ Kg}$$

$$V_{smax} = 2.1\sqrt{210} * 30 * 26 \quad \rightarrow \quad 23.736,87 \text{ Kg}$$

$$A_{v2} = \frac{V_s * S}{F_y * d} \quad \rightarrow \quad A_{v2} = \frac{5.920,15 \text{ Kg} * 10 \text{ cm}}{4.200 \text{ Kg/cm}^2 * 26 \text{ cm}}$$

$$A_{v2} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmax} = \frac{V_s \text{ max} * S}{F_y * d} \quad \rightarrow \quad A_{vmax} = \frac{23.736,87 \text{ Kg} * 10 \text{ cm}}{4.200 \text{ Kg/cm}^2 * 26 \text{ cm}}$$

$$A_{vmax} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \leq A_{v2} \leq A_{vmax}$$

$$0.44\text{cm}^2 \leq 0.48\text{cm}^2 \leq 2.17\text{cm}^2 \quad \text{considero el } Av2$$

2.6.2.6.6 Diseño por confinamiento

Asumo $\emptyset = 8\text{ mm}$

Longitud desde los estribos:

$$h^*c = b - \left[r - \frac{\emptyset_{varilla}}{2} - \emptyset_{estribo} \right] 2 \text{ ramales}$$

$$h^*c = 30\text{cm} - \left[4\text{ cm} - \frac{1,2\text{ cm}}{2} - 0,8\text{ cm} \right] * 2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{24,8\text{ cm}}$$

$$Ac = (24,8 * 24,8) \quad \rightarrow \quad \mathbf{615,04\text{ cm}^2}$$

El área del refuerzo en forma de estribos rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes expresiones:²⁷

Sh = espaciamiento entre estribos = 10 cm

$$ASh1 = \left[\frac{0.3 * Sh * h^*c * F'c * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)}{Fy} \right]$$

$$ASh1 = \left[\frac{0,3 * 10 * 24,8 * 210 * \left(\frac{900}{615,04} - 1 \right)}{4.200} \right] \quad \rightarrow \quad \mathbf{1,72\text{ cm}^2}$$

$$ASh2 = \left[\frac{0,09 * h^*c * F'c * Sh}{Fy} \right]$$

$$ASh2 = \left[\frac{0,09 * 24,8 * 210 * 10}{4.200} \right] \quad \rightarrow \quad \mathbf{1,17\text{ cm}^2}$$

$$ASh1 = \mathbf{1,72\text{ cm}^2}$$

$$ASh2 = \mathbf{1,17\text{ cm}^2}$$

$$ASh = \mathbf{1,17\text{ cm}^2}$$

Luego de realizar los 3 cheques se consideró el mayor valor entre:

$$Avmin = 0.25\text{ cm}^2$$

$$Av1 = 0,44\text{ cm}^2$$

²⁷ Estructuras de Hormigón Armado. Capítulo 4.3.4.2. NEC-11. Publicación Enero del 2013.

$$A_{v2} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{v3} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ max}} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Para obtener un estribo de: $\varnothing 8$ mm; considero dos ramales:

$$\frac{1,17 \text{ cm}^2}{2 \text{ ramales}} = 0,58 \text{ cm}^2$$

2.6.2.6.7 Distribución de estribos

Para la distribución de estribos se lo debe realizar en tres tramos²⁸:

$$L_o = \text{mayor valor} \left[h_c ; \frac{h_n}{6} ; 450 \text{ mm} \right]$$

$$L_o = \text{mayor valor} \left[30 \text{ cm} ; \frac{240 \text{ cm}}{6} ; 45 \text{ cm} \right]$$

$$L_o = \text{mayor valor} [30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}]$$

Para obtener una distribución simétrica de acero se lo realizó de la siguiente manera:

$$L_o = \frac{L_c}{4} \rightarrow L_o = \frac{2.40 \text{ m}}{4}$$

$$L_o = 0.60 \text{ m}$$

A $L/4$ coloco los estribos @ 0.10 cm

Y en $L/2$ se colocara los estribos @: 0.20 cm

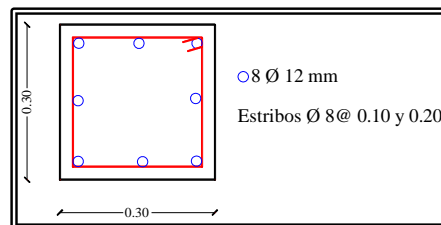


Figura 86.- Detalle armado de columna 30 x 30 cm

²⁸ Estructuras de Hormigón Armado. Capítulo 4.2.7.3. NEC-11. Publicación Enero del 2013.

2.6.2.7 DISEÑO DE LOSA

Las losas trabajan a flexión, debido a que las cargas que comúnmente trabajan en ellas, son cargas gravitatorias perpendiculares al plano de la losa.

Para el diseño de la losa se lo realizará mediante el Método II ACI, para la cual se tomará en consideración el tablero más crítico que en la estructura del proyecto de vivienda unifamiliar se encuentra entre los ejes A-B; 1-2.

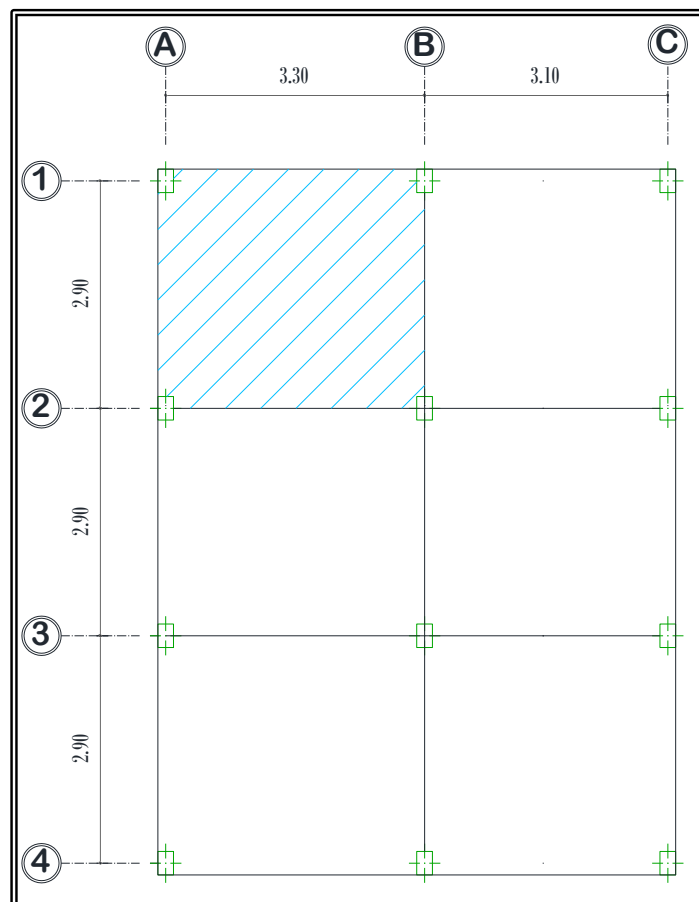


Figura 87.- Tablero más crítico Vivienda Unifamiliar

2.6.2.7.1 Cálculo de los valores de α

$$\alpha_A = \frac{\frac{(20 \times 25^3)}{12}}{\frac{\left(\frac{330}{2} - \frac{20}{2}\right) * 14,5^3}{12}} \rightarrow \alpha_A = 0,66$$

$$\alpha_B = \frac{\frac{(20 \times 25^3)}{12}}{\frac{\left(\frac{330}{2} + \frac{310}{2} - 25\right) * 14,5^3}{12}} \rightarrow \alpha_B = 0,35$$

$$\alpha_1 = \frac{\frac{(20 \times 25^3)}{12}}{\frac{\left(\frac{290}{2} - \frac{25}{2}\right) * 14,5^3}{12}} \rightarrow \alpha_1 = 0,77$$

$$\alpha_2 = \frac{\frac{(20 \times 25^3)}{12}}{\frac{\left(\frac{290}{2} + \frac{290}{2} - 25\right) * 14,5^3}{12}} \rightarrow \alpha_7 = 0,39$$

$$\alpha_m = \frac{0,66 + 0,35 + 0,77 + 0,39}{4} \rightarrow \alpha_m = 0,54$$

2.6.2.7.2 Cálculo de los valores de β

$$\beta = \frac{\text{Luz larga libre}}{\text{Luz corta libre}} \rightarrow \beta = \frac{330 \text{ cm} - (20 \text{ cm}/2) - (20 \text{ cm}/2)}{290 \text{ cm} - (25 \text{ cm}/2) - (25 \text{ cm}/2)}$$

$$\beta = 1,17$$

$$\beta_{\text{esqu.}} = 0,50 \rightarrow \text{PANEL ESQUINERO}$$

2.6.2.7.3 Cálculo del valor de h_{\min}

$$l_n = 330 \text{ cm} - 20 \text{ cm} \quad l_n = 310 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = \frac{310 (800 + 0,0712 * 4.200)}{36.000 + 5.000(1,17) \left[0,54 - 0,5(1 - 0,50) \left(1 - \frac{1}{1,17}\right)\right]} \rightarrow 8,75 \text{ cm}$$

$$\frac{310(800 + 0,0712 * 4.200)}{36.000 + 5.000 * 1,17(1 + 0,50)} \leq h_{\min} \leq \frac{310(800 + 0,0712 * 4.200)}{36.000}$$

$$7,61 \text{ cm} \leq 8,75 \text{ cm} \leq 9,46 \text{ cm} \text{ "OK"}$$

2.6.2.7.4 Cuantía de acero requerida

Evaluación de la carga muerta:

$$P_{\text{NERVIOS}} = 3,6 \times 0,10 \times 0,15 \times 2,4 = 0,13 \text{ T/m}^2$$

$$P_{\text{LOSETA}} = 1,00 \times 1,00 \times 0,05 \times 2,4 = 0,12 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{MASILLADO Y ENLUCIDO}} &= 1,00 \times 1,00 \times 0,04 \times 2, 2 = && 0,09 \text{ T/m}^2 \\
 P_{\text{INSTALACIONES}} &= && 0,01 \text{ T/m}^2 \\
 P_{\text{ACABADOS}} &= 1,00 \times 1,00 \times 0,015 \times 1,00 = && 0,015 \text{ T/m}^2 \\
 P_{\text{BLOQUES}} &= 8 \times 0, 20 \times 0,4 \times 0,15 \times 1,00 = && 0,096 \text{ T/m}^2 \\
 P_{\text{PAREDES}} &= && \underline{0,20 \text{ T/m}^2} \\
 \Sigma P &= && \underline{\underline{0,646 \text{ T/m}^2}}
 \end{aligned}$$

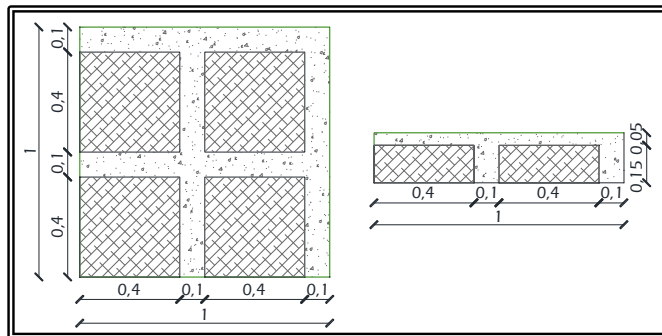


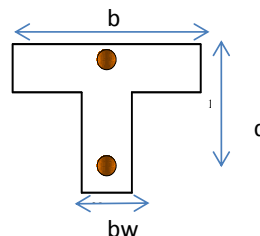
Figura 88.- Vista en planta y elevación losa de nervada

$$Cu = 1,4D + 1,7 L$$

$$Cu = 1,24 \text{ T/m}^2$$

DATOS

$$\begin{aligned}
 Fy &= 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f'c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\
 b &= 100 \text{ cm} \\
 bw &= 20 \text{ cm} \\
 d &= 17,50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



As min superior

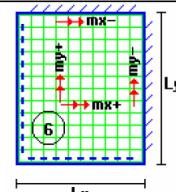
$$\begin{array}{l}
 As \text{ min } 1 = 4.83 \text{ cm}^2 \\
 As \text{ min } 2 = 1.93 \text{ cm}^2 \\
 As \text{ min } 3 = 1.17 \text{ cm}^2
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} < \text{valor} \quad 1.93 \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} > \text{valor} \quad \mathbf{1.93} \text{ cm}^2$$

As min inferior

$$\begin{array}{l}
 As \text{ min } 1 = 0.97 \text{ cm}^2 \\
 As \text{ min } 2 = 1.17 \text{ cm}^2
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} > \text{valor} \quad \mathbf{1.17} \text{ cm}^2$$

Los coeficientes para diseño de la losa se obtienen del modelo 6 de las tablas del Ing. ROMO para losas nervadas:

Tabla 43.- Coeficiente para diseño de Losas (Marcelo Romo)

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	406	489	572	644	693	712
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	839	980	1120	1240	1323	1353
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	428	525	621	704	761	782
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	839	857	852	827	793	764
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	428	409	369	310	271	238

Lx menor= **2.90 m**

Cu= **1.24 T/m²**

Ly mayor= **3.30 m**

Coeficiente cal. **0.88** → **0.90**

De acuerdo a la **Tabla N° 2.21** para Diseño de Losas Nervadas del Ing. Marcelo Romo

Para My(-) → q **980** 1.02 T-m

Para My(+) → q **525** 0.55 T-m

Para Mx(-) → q **857** 0.89 T-m

Para Mx(+) → q **409** 0.43 T-m

$$M = 0.0001q * m * Lx^2$$

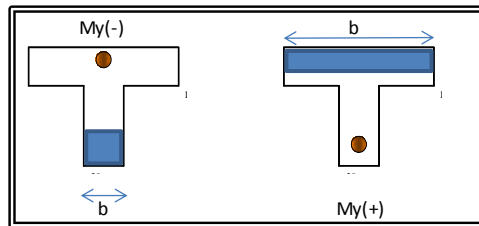


Figura 89.- Momentos positivos y negativos para el cálculo de Losa

Tabla 44.- Acero requerido en la Losa

	b	d	Mu	ρ cal	As cal	As mis	As c/nervio	φ
	cm	cm	Kg-cm		cm ²	cm ²	cm ²	mm
My(-)	20	17.5	102,000.00	0.0047	1.63	1.93	0.97	12
My(+)	100	17.5	55,000.00	0.0005	0.88	1.17	0.59	10
Mx(-)	20	17.5	89,000.00	0.004	1.4	1.93	0.97	12
Mx(+)	100	17.5	43,000.00	0.0004	0.7	1.17	0.59	10

2.6.2.7.5 Chequeo a cortante

Cu = 1,278 T/m²

Vu = 1.00m * 1,35m * 1,24 T/m²

Vu = 1,67 T

$$vu = \frac{Vu}{\phi * b * d} \quad \rightarrow \quad vu = \frac{1.674 \text{ Kg}}{0,85 * 20 * 17,5}$$

$$vu = 5,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vc = 0,53 \sqrt{f'c} \quad \rightarrow \quad Vc = 0,53 \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$Vc = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$vu \leq Vc$$

$$5,63 \text{ Kg/cm}^2 \leq 7,68 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{SI CUMPLE}$$

2.6.2.8 DISEÑO DE GRADA

Para el diseño de las gradas tenemos las siguientes consideraciones:

Huella = 0,30 m

Contrahuella = 0,18 m

Longitud proyectada = 2,25 m

Altura de la rampa = 0,9 m

Ancho de la escalera = 1,00 m

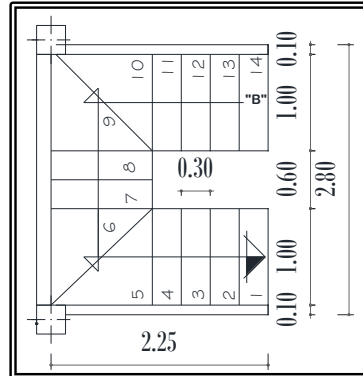


Figura 90.- Detalle de Escalera

Se utilizará tentativamente una losa alivianada armada en una dirección, con un espesor de 15 cm, y una loseta de compresión de 5 cm de espesor, con nervios de 10 cm de ancho cada 50 cm.

2.6.2.8.1 Control de espesor mínimo

Considerando el tipo de apoyo que tenga la losa unidireccional, que en este caso corresponde a un apoyo continuó.

$$e_{min} = \frac{\text{longitud proyectada}}{18.5}$$

$$e_{min} = \frac{225 \text{ cm}}{18.5} \rightarrow h = 12.16 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm} \geq e_{min} = 10.54 \text{ cm "OK"}$$

∴ Asumimos losa de 15 cm

2.6.2.8.2 Evaluación de las Cargas de Diseño

Carga Muerta

Evaluamos la carga muerta de 1 ml de la losa de escalera y la sobrecarga que actúa en la sección.

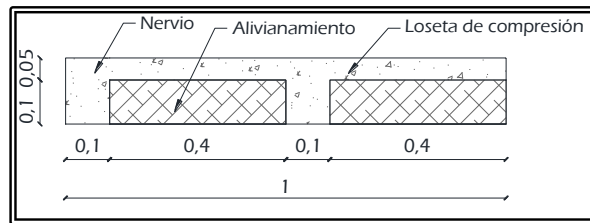


Figura 91. - Distribución de nervios y alivianamientos en la losa de escalera

Peso de nervios longitudinales = $5 \times 0.10 \times 0.10 \times 2.4 =$	0.120 T/m
(Peso de 5 nervios de 10 cm de espesor.)	
Peso de nervios transversales = $0.10 \times 0.10 \times 1.00 \times 2.4 =$	0.024 T/m
(1 nervio de por cada metro de ancho)	
Peso de la loseta de compresión = $1.00 \times 1.00 \times 0.05 \times 2.4 =$	0.120 T/m
Peso de bloques = $8 \times 0.008 =$	0.064 T/m
(8 bloques x 8 Kg/bloque)	
Peso rellenos de las gradas = $1.00 \times 1.00 \times 0.09 \times 2.2 =$	0.198 T/m
(La huella de la grada tiene 30 cm de huella y 18 cm de contrahuella, lo que nos da 9 cm de altura promedio de relleno)	
Peso masillado = $2.2 \times 0.02 \times 1.00 \times 1.00 =$	0.044 T/m
Peso enlucido = $2.2 \times 0.02 \times 1.00 \times 1.00 =$	0.044 T/m
Recubrimiento de piso = $2.2 \times 0.02 \times 1.00 \times 1.00 =$	0.044 T/m
(Cerámica de 1.2 cm de espesor de huella y contrahuella)	
Pasamanos =	0.050 T/m
Carga Permanente	$\Sigma CM = 0,708 T/m$

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción se considerara una carga viva en escaleras de 200 Kg/cm² para residencias unifamiliares y bifamiliares:

$$C_v = 0.20 \text{ T/m}^2 * 1.00 \text{ m}$$

$$C_v = 0.20 \text{ T/m}$$

Carga última de Diseño

$$C_u = 1,4D + 1,7 L$$

$$C_u = 1,4 * 0,708 + 1,7 * 0,2$$

$$C_u = 1,33 \text{ T/m}$$

2.6.2.8.3 Modelo Estructural de la escalera y Reacciones de Apoyo

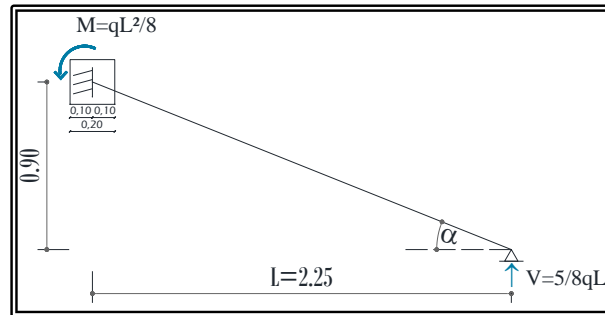


Figura 92.- Reacciones de apoyo en la escalera

El modelo flector negativo se calcula en la cara de la viga de soporte, que tiene 20 cm de base (a 10 cm del eje).

$$M_- = \frac{ql^2}{8} - \frac{5}{8}(qL)x + q \frac{x^2}{2}$$

$$M_- = \frac{1,33 * 2,25^2}{8} - \frac{5}{8}(1,33)(2,25) * (0,10) + 1,33 \frac{0,10^2}{2} \rightarrow 0,66 \text{ T - m}$$

El momento flector positivo se calcula en el tramo:

$$M_+ = \frac{9}{128}qL^2$$

$$M_+ = \frac{9}{128} * 1,33 * 2,25^2 \rightarrow 0,47 \text{ T - m}$$

2.6.2.8.4 Armadura Longitudinal Negativa (Hierro Superior)

$$M_{u(-)} = 66.000 \text{ Kg-cm}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \text{ flexión}$$

$$b = 20 \text{ cm (2 nervios)}$$

$$d = 15 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * F'c * b * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * \phi * b * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 20 * 12}{4.200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 66.000 \text{ Kg} - \text{cm}}{0.85 * 210 * 0.9 * 20 * 12^2}} \right]$$

$$A_s = 1,58 \text{ cm}^2 \text{ para los dos nervios}$$

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \text{ para cada nervio} \rightarrow 1 \text{ } \phi \text{ 12 mm}$$

Cuantía real de armado:

$$1 \text{ } \phi \text{ 12 mm} \rightarrow 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{2 * 1,13 \text{ cm}^2}{20 * 12} \rightarrow \mathbf{0.0094}$$

Verificación de la armadura máxima permisible:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 \frac{f'c}{F_y} \frac{0.003}{\frac{f'c}{F_y} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 \frac{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4.200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \frac{0.003}{\frac{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} + 0.003} \rightarrow \mathbf{0.0217}$$

$$\rho_{max} = .50 \rho_b \text{ (Zona sísmica)}$$

$$\rho_{max} = .50 * 0.0217 \rightarrow \mathbf{0.0108}$$

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.0094 < 0.0108 \text{ "OK"}$$

Verificación de la armadura mínima permisible:

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} \rightarrow 0.0033$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$0.0094 > 0.0033 \text{ "OK"}$$

Verificación del dimensionamiento bajo Cargas de Corte

Resistencia del hormigon simple:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c} \rightarrow V_c = 0,53\sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$V_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante solicitante:

$$tg(\alpha) = \frac{0,90}{2,25 \text{ m}} \rightarrow \alpha = 21.80^\circ$$

Se asume una viga de 20 x 20 cm para la grada

$$V_u = \left\{ \left(1,33 * 2 * \frac{5}{8} \right) - 1,33 * (0,10 \text{ m} + 0,12) \right\} * \text{Cos}(28.44^\circ)$$

$$V_u = 1,20 \text{ T}$$

$$V_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \rightarrow V_u = \frac{1.200 \text{ Kg}}{0,85 * 20 * 12}$$

$$V_u = 5,88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u \leq V_c$$

$$5,88 \text{ Kg/cm}^2 \leq 7,68 \text{ Kg/cm}^2 \text{ SI CUMPLE}$$

2.6.2.8.5 Armadura Longitudinal Positiva (Hierro Inferior)

$$M_u(+) = 47.000 \text{ Kg-cm}$$

b= 100 cm ancho loseta de compresión

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * F'c * \phi * b * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210 * 100 * 12}{4.200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 47.000 \text{ Kg} - \text{cm}}{0,85 * 210 * 0,9 * 100 * 12^2}} \right] \rightarrow 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,05 \text{ cm}^2 \quad \text{para los dos nervios}$$

$$A_s = 0,53 \text{ cm}^2 \text{ por cada nervio} \rightarrow 1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm}$$

Determinamos la cuantía real de armado:

$$1 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm} \rightarrow 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{2 * 0,785 \text{ cm}^2}{100 * 12} \rightarrow \mathbf{0.0013}$$

Se debe verificar que la cuantía de armado está comprendida entre los valores máximos y mínimos.

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

Como no cumple con la condición trabajo con el $\rho_{min} = 0.0033$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0033 * 100 * 12 \rightarrow \mathbf{3,96 \text{ cm}^2} \text{ para dos nervios}$$

$$A_s = 1,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm para cada nervio}$$

2.6.2.8.6 Armadura acero transversal

Para el acero transversal lo realizamos en 1 m de longitud; con el acero mínimo requerido:

$$A_s = \frac{14}{F_y} * b * d$$

$$A_s = \frac{14}{4.200 \text{ Kg/cm}^2} * 100 * 12$$

$$A_s = \mathbf{3,96 \text{ cm}^2} \rightarrow 5 \text{ } \emptyset 10$$

$$e = \frac{1,00 \text{ m} - 2(0,05)}{5 - 1} = 0,23 \text{ cm}$$

Asumo $e = 25 \text{ cm}$, para garantizar una distribución uniforme.

2.6.2.9 DISEÑO DE CADENAS

Del programas Etabs, se determina la columna donde el valor de la carga Axial sea el más crítico en este caso ubicado en el eje = 3-A.

DATOS	Pu	Fy	F'c
	0,77 T	4.200 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Point Object	60	Story Level	BASE			
		1	2	3		
Force		0.770	0.238	14.303		
Moment		-0.044	0.304	-0.109		

Figura 93.- Fuerzas y Momentos para el Diseño de la cimentación

Asumo sección de 20 x 20 cm

$$\rho = \frac{14}{F_y}$$

$$\rho = \frac{14}{4.200 \frac{Kg}{cm^2}} \rightarrow 0.0033$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0033 * 20 * 16 \rightarrow 1.056 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 12\text{mm}$$

$$A_g = 20 \times 20 \text{ cm} \rightarrow 400 \text{ cm}^2$$

Cuantía real de armado

$$\phi 12\text{mm} \rightarrow 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 * (1.13 \text{ cm}^2) \rightarrow 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_g - A_s \rightarrow A_c = 400 \text{ cm}^2 - 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 397.74 \text{ cm}^2$$

$$P_{\text{máx}} = 0.85\phi [0.85 * F'c * A_c + A_s * F_y]$$

$$P_{\text{máx}} = 0,85 * 0,70 * [0,85 * 210 * 397,74 + 2,26 * 4.200] \rightarrow 47.890,71 \text{ Kg}$$

$$P_u < P_{m\acute{a}x}$$

$$0,77 T < 47.89 T \text{ "OK"}$$

Utilizamos cadenas de amarre de 20 x 20 cm

2.6.2.10 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño de los cimientos se considera las cargas de servicio y cargas últimas de la estructura, para ello se muestra el cuadro de resumen de acciones:

Tabla 45.- Cargas de Servicio y Cargas Últimas

CARGAS ULTIMAS						CARGAS SERVICIO					
EJES	Story	Load	FZ	MX	MY	EJES	Story	Load	FZ	MX	MY
A2	BASE	COMB1	7,75	-0,164	0,124	A2	BASE	COM SERVICIO	5,33	-0,108	0,088
A3	BASE	COMB1	14,3	-0,044	0,304	A3	BASE	COM SERVICIO	9,71	-0,034	0,216
A4	BASE	COMB1	13,87	0,114	0,357	A4	BASE	COM SERVICIO	9,44	0,071	0,236
A5	BASE	COMB1	7,72	0,185	0,115	A5	BASE	COM SERVICIO	5,31	0,132	0,078
B2	BASE	COMB1	13,41	-0,312	-0,17	B2	BASE	COM SERVICIO	9,18	-0,211	-0,113
B3	BASE	COMB1	24,45	0,086	-0,068	B3	BASE	COM SERVICIO	16,67	0,063	-0,039
B4	BASE	COMB1	24,83	-0,081	-0,078	B4	BASE	COM SERVICIO	16,87	-0,053	-0,044
B5	BASE	COMB1	13,4	0,325	-0,177	B5	BASE	COM SERVICIO	9,17	0,227	-0,123
C2	BASE	COMB1	7,44	-0,168	-0,329	C2	BASE	COM SERVICIO	5,12	-0,114	-0,223
C3	BASE	COMB1	13	0,006	-0,509	C3	BASE	COM SERVICIO	8,9	0,006	-0,348
C4	BASE	COMB1	13	0	-0,511	C4	BASE	COM SERVICIO	8,9	0,002	-0,351
C5	BASE	COMB1	7,44	0,175	-0,336	C5	BASE	COM SERVICIO	5,13	0,122	-0,232

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Es recomendable realizar un estudio de suelo, para de esta manera determinar el tipo de suelo en el cual se va a cimentar la estructura.

Para el diseño de zapatas lo realizaremos en dos etapas, una de pre-dimensionamiento comparando las presiones brutas y otra de diseño; En la segunda etapa debe realizarse un control minucioso a Flexión, Cortante y Punzonamiento.

En la etapa de dimensionamiento de las zapatas se lo hará solo para la columna que posea la carga más crítica, además la cimentación se lo realizará como zapatas aisladas.

PLINTO TIPO → PÓRTICO 4 → Columna más cargada B - 4.

Por lo tanto para las restantes zapatas se obtendrá su diseño a partir de éstas.

En la tabla que a continuación de detalla se indica cada 50 cm de profundidad el trabajo admisible del suelo (q_a).

Tabla 46.- Esfuerzo admisible y peso específico del Suelo

PROFUNDIDAD (m)	N°	NÚMERO DE GOLPES SPT(N)			PROMEDIO (N)	γ (T/m ³)	ϕ (°)	q (T/m ²)
		P1	P2	P3				
0.5 -1	1	12	11	12	16	1,7	33	18,98
1		15	17	14				
1 -1,5		20	19	21				
1,5	2	24	25	26	35	1,83	41	47,79
1 -1,5		36	33	34				
1,5		45	46	45				

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

El valor del peso específico del suelo = 1,7 T/m³; se lo tomo de acuerdo a las características del suelo ya que corresponde a una arena.

1. Datos Generales

CARGAS DE SERVICIO

$P = 16.87$ Ton
 $M_{xx} = -0.053$ Ton-m
 $M_{yy} = -0.044$ Ton-m

CARGAS ULTIMAS

$P = 24.83$ Ton
 $M_{xx} = -0.081$ Ton-m
 $M_{yy} = -0.078$ Ton-m

DATOS DEL SUELO

$\sigma_D = 18.98$ T/m²
 $\delta = 1.70$ T/m³

2. Dimensionamiento

ESFUERZO

$\sigma_E = \sigma_D - \sigma_{rell} - \sigma_{zap}$
 $\sigma_E = 16.8$ Ton/m²

EXCENTRICIDAD

$e_{xx} = M_{xx}/P$
 $e = -0.003$ m

DATOS ZAPATA

$h_p = 0.20$ m
 $r = 0.07$ m

$e_{yy} = M_{yy}/P$

$e = -0.003$ m

DATOS COLUMNA

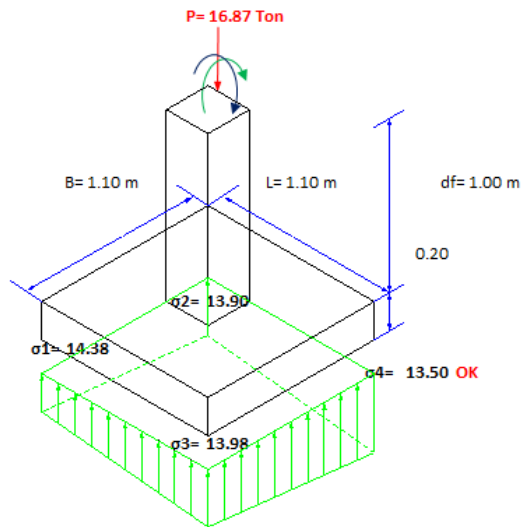
$L = 0.30$ m
 $B = 0.30$ m

CALCULO DE (B)

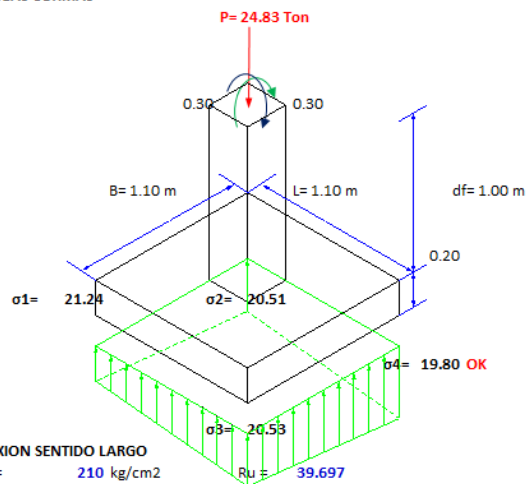
$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \left[\frac{M_{yy}}{B \cdot L^2} \right] \left(\frac{L}{2} \right) \pm \left[\frac{M_{xx}}{L \cdot B^2} \right] \left(\frac{B}{2} \right)$$

B	L
0.45	2.50
0.34	3.30
0.28	4.00
0.45	2.50

$L = 1.10$ m
 $B = 1.10$ m



4. Diseño
CARGAS ULTIMAS



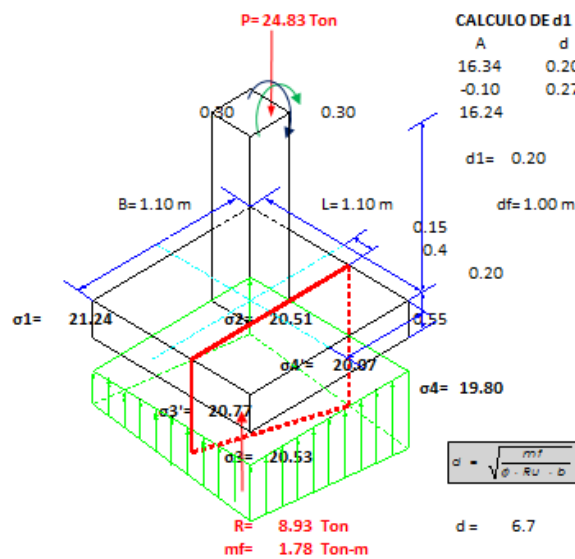
FLEXION SENTIDO LARGO

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \left[\frac{M_{yy}}{B \cdot L^2} \right] C_y \pm \left[\frac{M_{xx}}{L \cdot B^2} \right] C_x$$

CALCULO DE R

$R = 8.93 \text{ Ton}$



CALCULO DE d1

A	d	A*d
16.34	0.20	3.27
-0.10	0.27	-0.027
16.24		3.24

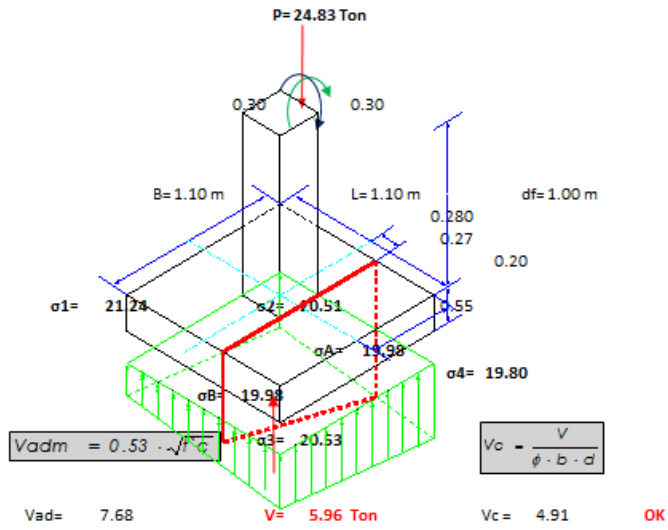
$d1 = 0.20 \text{ m}$

$df = 1.00 \text{ m}$

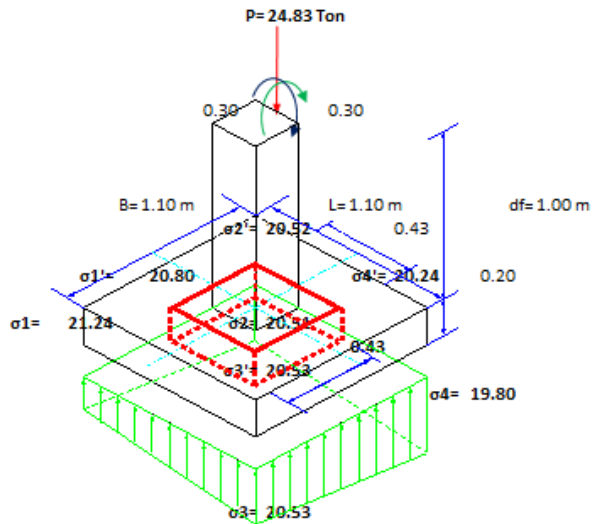
$$d = \sqrt{\frac{mf}{\phi \cdot Ru} - b}$$

$d = 6.7 \text{ OK}$

CORTANTE



PUNZONAMIENTO



CALCULO DE V_p
 $V_p = 21.0$

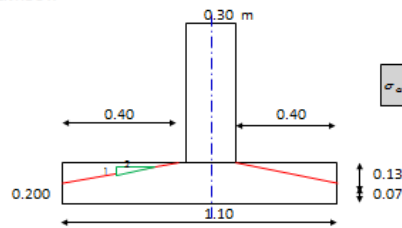
$$V_p = \frac{V_p}{\phi \cdot b \cdot d/b}$$

$$V_{ap} = 1.06 \cdot \sqrt{f_c}$$

$V_{cp} = 11.07$

$V_{ad} = 15.36$ **OK**

APLASTAMIENTO SENTIDO X



ESFUERZO COLUMNA

$\sigma = 27.59 \text{ kg/cm}^2$

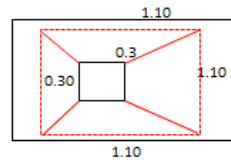
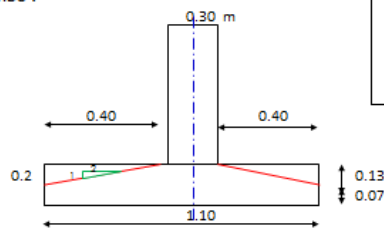
$$\sigma_{adm} = 0.85 \phi f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} < 0.85 \phi f_c * 2$$

$\sigma_{adm} = 458.2 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = 249.9 \text{ kg/cm}^3$

ARMAR TRAMO DE COLUMNA

SENTIDO Y



1.10

5. ARMADO DE LA ZAPATA

ACERO DE REFUERZO

L =	110.00	cm	B =	110.00	cm
d =	13.00	cm	d =	13.00	cm
r =	7.00	cm	r =	7.00	cm
Mf =	1.78	Ton-m			

$$\rho_{cal} = \rho = \frac{0,85 * f'c}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0,85 * f'c * \phi * b * d^2}} \right]$$

$$\rho_{cal} = 0.0026$$

$$As = \rho b d$$

$$As = 4.72 \text{ cm}^2$$

$$As1 = 4 \phi 12 \text{ mm}$$

$$as = \rho b d$$

$$as = 4.72 \text{ cm}^2$$

$$as2 = 4 \phi 12 \text{ mm}$$

ESPACIAMIENTOS

$$e_{min} = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_{max} = 3 \text{ veces espesor losa}$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

ANCLAJE

$$Lan = 33 \text{ cm}$$

$$A \phi = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$Lmin = 30 \text{ cm}$$

$$Lreq = 21 \text{ cm}$$

$$Lreq = 14 \text{ cm}$$

$$Lreq = 13 \text{ cm}$$

$$Lan = 33 \text{ cm}$$

$$A \phi = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$Lmin = 30 \text{ cm}$$

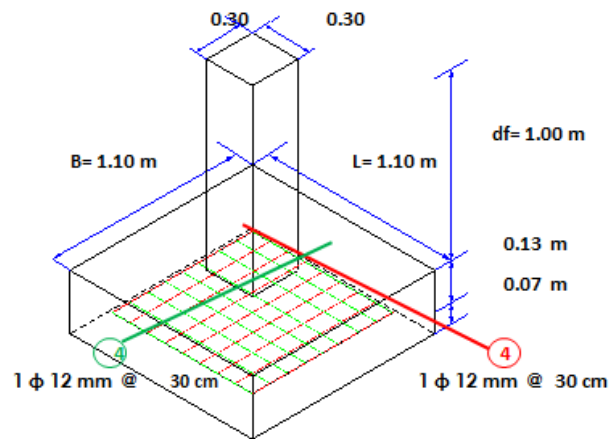
$$Lreq = 21 \text{ cm}$$

$$Lreq = 14 \text{ cm}$$

$$Lreq = 13 \text{ cm}$$

No necesita Gancho

No necesita Gancho



2.6.3 DISEÑO DE HORMI-2 PROYECTO 1.1 (Vivienda Unifamiliar)

2.6.3.1 ESPACIAMIENTO DE REFUERZO

El espaciamiento del refuerzo no debe ser mayor a 450 mm,²⁹ el refuerzo requerido por fuerzas cortantes se debe distribuir uniformemente. Se debe usar doble malla de refuerzo en cualquier muro estructural de hormigón, en el que la fuerza cortante factorizada será:

$$V_u > \frac{A_{cv}\sqrt{f'_c}}{6}, \text{ en el que el espesor sea } > 200 \text{ mm.}$$

A_{cv} = Área de la sección del concreto que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicada por la longitud.

f'_c = Resistencia en compresión del concreto en MPa.

2.6.3.2 COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES

Se tienen dos caminos de diseño que dependen del comportamiento del muro estructural que se muestran a continuación:

De acuerdo a la NEC-11, los muros estructurales cuya razón sea:

$$\frac{M}{V * lw} \geq 2$$

M = Momento, (KN-m).

V = Fuerza cortante, (KN).

lw = Longitud del muro o del segmento de muro considerando en la dirección de la fuerza cortante, (m).

“Podrían ser diseñados los estructurales con los conceptos de diseño de elementos en flexión o flexo-compresión según sea el caso”.

Los muros estructurales cuya razón sea:

²⁹ Capítulo 5.5.3.2 Muros Estructurales $M/Vlw < 2$. NEC-11. Publicación Enero de 2013.

$$\frac{M}{V * lw} < 2 \text{ }^{30}$$

M = Momento, (KN-m).

V = Fuerza cortante, (KN).

lw = Longitud del muro o del segmento de muro considerando en la dirección de la fuerza cortante, (m).

2.6.3.3 CHEQUEOS NECESARIOS DE LOS PANEL EN EL SISTEMA HORMI-2

Una vez ingresados y procesados los datos en el programa Etabs, se puede determinar que el espesor más favorable para nuestra edificación es el panel PR 40 para muros, éste panel es válido ya que constructivamente es aplicable para cualquier configuración de muros.

Los valores que se presentan a continuación son obtenidos del análisis estructural, (momento, axial y cortante) se calculará las combinaciones de carga y se obtendrá los esfuerzos máximos y mínimos de una pared (muro).

El recubrimiento de las paredes fué determinado en base al recubrimiento que tiene el sistema Hormi-2 de 3 cm, más la suma del espesor del panel 40 mm se tiene un ancho total de B= 10 cm.

Las solicitaciones de cálculo del muro que vamos analizar corresponde al eje "C":

Tabla 47.- Combinaciones de Cargas

Combinación	Mu (T-m)	Pu (T)	Vu (T)
1.4 D + 1.7 L	7,93	126,32	0,29
1.05 D + 1.275 L + 1.4025 CSX	279,88	92,96	0,61
1.05 D + 1.275 L - 1.4025 CSX	105,48	69,77	2,11
0,9 D + 1.43 CSX	291,82	52,63	0,20
0,9 D - 1.43 CSX	297,82	56,81	0,66

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

³⁰ Capítulo 5.5.3 Muros Estructurales $M/Vlw < 2$. NEC-11. Publicación Enero de 2013.

Tabla 48.- Esfuerzos Máximos y Mínimos

Mmax =	7,933.00	Kg-m
Pmax =	93,400.00	Kg
Vmax	260.00	Kg

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

2.6.3.1.1 Chequeo por Flexo – compresión

La cuantía del acero de refuerzo y su distribución en los muros debe calcularse de una manera muy cuidadosa, ya que un refuerzo bien distribuido y diámetros de barras adecuados pueden evitar la fisuración del concreto debido a esfuerzos cortantes, así como también incrementar la ductilidad del elemento al permitir mayores deformaciones.

Se debe plantear el refuerzo longitudinal del muro estructural en base al diagrama de interacción P-M (carga – momento).

DATOS	B	H	Hw	Fy	ϵ_c	Area muro
	10 cm	550 cm	240 cm	5.000 Kg/cm ²	0.003	5.500 cm ²

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

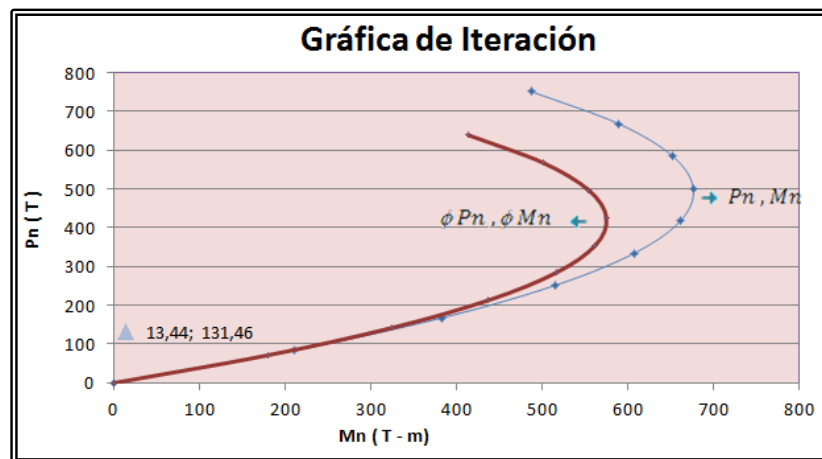


Figura 94.- Diagrama de Interacción P-M

Número de refuerzos longitudinales totales a cada lado = 73

Número de ejes altura de 55 cm

Separación entre refuerzos= 7.5 cm

En la figura se puede visualizar los diagramas de interacción (Carga – Momentos)

Los valores de la carga $P_u = 126,32$, y Momento último $M_u = 7,93$; están ubicados dentro de la gráfica de $\phi P_n - \phi M_n$, lo que muestra la gran capacidad de del muro, y que la sección adoptada es suficiente para resistir las solicitaciones $P_u - M_u$.

Tabla 49.- Valores del Diagrama de Interacción P-M

c	P_n [T]	M_n [Tm]	ϕP_n [T]	ϕM_n [T-m]
55	0	0	0	0
110	84,11	211,71	71,49	179,95
165	167,68	382,99	142,53	325,54
220	251,17	515,05	213,50	437,79
275	334,64	608,04	284,45	516,84
330	418,10	662,00	355,39	562,70
385	501,56	676,94	426,33	575,40
440	585,02	652,86	497,26	554,93
495	668,47	589,77	568,20	501,30
550	751,92	487,65	639,13	414,51

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$126,32 \leq 426,33 \text{ OK}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$7,93 \leq 575,40 \text{ OK}$$

2.6.3.1.2 Chequeo a corte

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción define el procedimiento a seguir de acuerdo a los requisitos de cortante definido a continuación

1. Se halla el cortante en la base del muro, V_{base} , es el máximo valor obtenido del análisis de la estructural para todas las combinaciones de carga sísmica.

2. Se calcula el valor del factor de sobre resistencia de la rótula plástica (Φ^0) que se forma en la base del muro.

$$\Phi^0 = \frac{\text{Capacidad máxima de momento}}{\text{Capacidad requerida de análisis}}$$

Dónde:

La capacidad máxima de momento se la puede obtener de dos maneras:

- Considerando la cuantía real de refuerzo que se detallará en los planos, además se consideran propiedades máximas esperadas en los materiales, incluyendo el endurecimiento post-fluencia del acero de refuerzo.
- La capacidad máxima de momento puede estimarse también mediante un análisis momento-curvatura.

“Mediante un análisis simplificado de la sección se podrá aplicar un factor de $\phi^0 = 1,25$; que incluirá el endurecimiento post fluencia del acero”³¹

W_v = Factor de amplificación dinámica de corte.

μ = Coeficiente de Poisson.

Φ^0 = Factor de sobre resistencia de la rótula plástica formada en la base del muro (1,25).

T_i = Periodo fundamental de la estructura.

La resistencia al cortante en la parte superior del muro no será menor que:

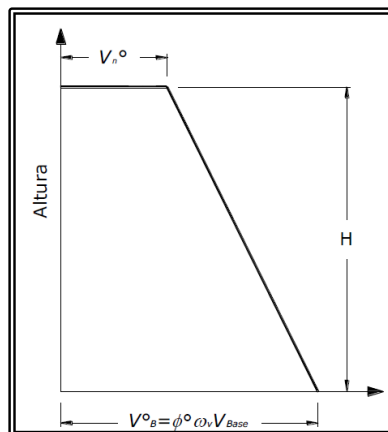


Figura 95.- Cortante de diseño para muros estructurales

³¹ NEC-11. Capítulo 4. Estructuras de Hormigón Armado

La capacidad nominal a cortante V_n de muros estructurales se debe calcular como:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

Dónde:

$$\alpha_c = 1/4 \text{ para } h_w/l_w \leq 1,5$$

$$\alpha_c = 1/6 \text{ para } h_w/l_w \geq 2,00.$$

α_c = Varía linealmente de 1/4 a 1/6 para h_w/l_w entre 1.5 y 2.

h_w = Altura del muro o del segmento de muro considerado, mm.

l_w = Longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante, mm.

A_{cv} = Área neta de la sección de concreto que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w , de la sección.

ρ_n = Razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{cv} , respecto al área bruta de concreto perpendicular ha dicho refuerzo.

f'_c resistencia en compresión del concreto en MPa.

f_y esfuerzo de fluencia del acero perpendicular al área A_{cv} , en MPa.

Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido en las dos direcciones ortogonales de su plano. Si la razón h_w/l_w es menor o igual a 2,00, la razón de refuerzo ρ_v que indica la cantidad de refuerzo en el eje longitudinal debe ser igual o mayor que ρ_n . Siendo ρ_v la razón del área de refuerzo distribuido perpendicularmente al plano de A_{cv} , respecto al área bruta del acero.

La capacidad nominal en cortante de segmentos verticales de muros que comparten una fuerza lateral común debe ser menor o igual a:

$$\frac{2A_{cv}\sqrt{f'_c}}{3} \text{ (Mpa)}$$

La resistencia nominal en cortante de segmentos verticales de muros que comparten una fuerza lateral común debe ser menor o igual a $\frac{2A_{cv}\sqrt{f'_c}}{3}$ donde A_{cv} es la sección transversal total.

Así mismo, la resistencia nominal en cortante individual de los segmentos verticales no debe exceder $\frac{5A_{cp}\sqrt{f'c}}{6}$ donde A_{cp} es la sección transversal de concreto de un segmento horizontal o vertical que resiste cortante, mm².

Conocida la fuerza cortante última de diseño se deberá calcular la resistencia de corte del muro, mediante la siguiente expresión :

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (A_{cv} \cdot \alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot F_y)^{32}$$

Cumpliendo con la siguiente condición:

$$\text{Solicitud Mayorada} \leq \text{Capacidad utilizable reducida}^{33}$$

$$V_u = \phi V_n$$

Dónde:

$\phi = 0.75$ Factor de reducción de resistencia para cortante

V_u = Capacidad utilizable o Cortante Nominal

V_n = Solicitud Mayorada o Cortante Último

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (A_{cv} \cdot \alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot F_y)$$

λ = Factor de modificación de peso normal de hormigón

Para lo cual, el cortante nominal se calculará:

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot F_y)$$

α_c = Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro.

$$\alpha_c = 1/4 = 0,25$$

$$\frac{h_w}{L_w} \leq 1.5$$

$$\frac{2,6 \text{ m}}{5,5 \text{ m}} \leq 1.5 \quad \rightarrow \quad 0.47 \leq 1.5 \quad \text{SI CUMPLE}$$

³² Estructuras de Hormigón Armado. Capítulo 4.6 NEC-11. Publicación Enero del 2013.

³³ Mampostería Estructural. Capítulo 6.5.10.3 NEC-11. Publicación Enero del 2013.

Teniendo en consideración:

$\lambda = 1.0$, para el concreto de peso normal

A_{cv} = Área bruta de la sección del muro

A_s = Área total del refuerzo

ρt = Cuantía de refuerzo horizontal

$$V_n = A_{cv} \cdot (0.25 \cdot 1.00 \cdot \sqrt{f'c} + \rho t \cdot F_y)$$

$$V_n = A_{cv} \cdot (0.25 \cdot \sqrt{f'c} + \rho t \cdot F_y)$$

La cuantía del acero de refuerzo se determina de la siguiente manera:

$$\rho t = \frac{A_s}{A_{cv}} \geq 0.0025$$

$$A_{cv} = 10 \text{ cm} \cdot 550 \text{ cm} \rightarrow 5.500 \text{ cm}^2$$

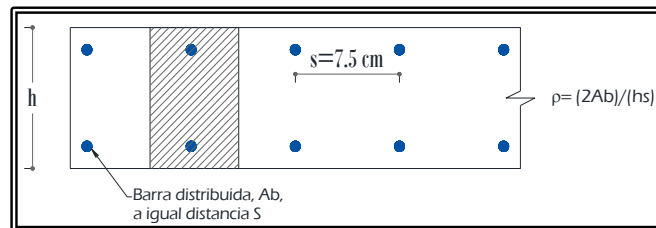


Figura 96.- Cuantía de Refuerzo

Una vez determinado el valor del cortante último de diseño, procedemos a calcular la cuantía, que tendrá la malla electrosoldada en cada recubrimiento del muro, al calcularse la cuantía y la resistencia a cortante nominal por el factor de reducción de resistencia verificamos si cumple la condición: $V_u \text{ DISEÑO} \leq \phi V_n$; si no cumple, se debe aumentar el diámetro de la malla de 3 mm y adicionar otra malla en cada uno de los recubrimientos.

Diámetro de la malla electrosoldada 3 mm; $4\phi 3 \text{ mm} @ 7.5 \text{ cm}$.

$$\rho t = \frac{n \cdot A_b}{h \cdot s} \geq 0.0025$$

$$A_b = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \rightarrow A_b = \frac{3.1416 \cdot 0.3^2}{4}$$

$$Ab = 0,07 \text{ cm}^2$$

$$\rho t = \frac{4 * 0,07 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm} * 7.5 \text{ cm}} \geq 0.0025$$

$$0.004 \text{ cm}^2 \geq 0,0025 \text{ cm}^2 \text{ Ok}$$

Teniendo en consideración que $\rho t = \rho l$ es decir la misma cuantía de refuerzo tanto horizontal como longitudinal, de la malla electrosoldada.

ρl = Cuantía de refuerzo vertical.

$\phi = 0,60$ para Cortante³⁴

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (A_{cv} \cdot c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho t \cdot F_y)$$

$$V_n = \frac{5.500(0.25 * 1.00 * \sqrt{210} + 0.004 * 5.000)}{1000} \rightarrow V_n = 129,93 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.60 * 129,93 \text{ Ton} \rightarrow 77.96 \text{ Ton}$$

Donde los cortantes de diseño serán los datos obtenidos de la modelación considerando el mayor valor:

$$V_{u \text{ DISEÑO}} \leq \phi V_n$$

$$0,26 \text{ Ton} \leq 77,96 \text{ Ton} \text{ Ok}$$

Verificada de acuerdo al cálculo que la resistencia última de diseño era menor o igual a la resistencia nominal requerida, se establece la sección del muro que estará conformado de la siguiente manera:

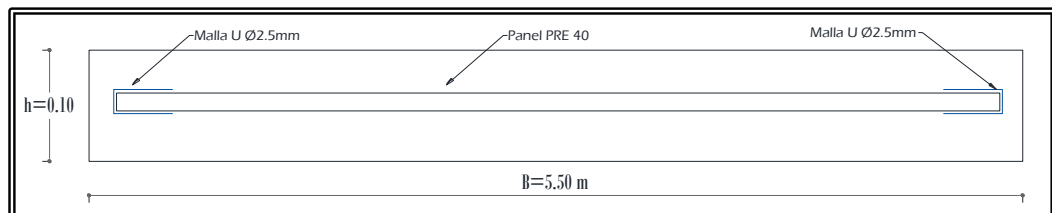


Figura 97.- Sección de Muro

³⁴ Capítulo Mampostería Estructural 6.5.1.4 NEC-11. Publicación Enero del 2013. Resistencia de diseño.

2.6.3.1.3 Factor de reducción por los efectos de Excentricidad y Esbeltez

Diseñados los muros a Flexo-compresión y Corte, es necesario revisar el factor de reducción “Fe” por los efectos de excentricidad y esbeltez en el muro para verificar si se produce efectos de pandeo.

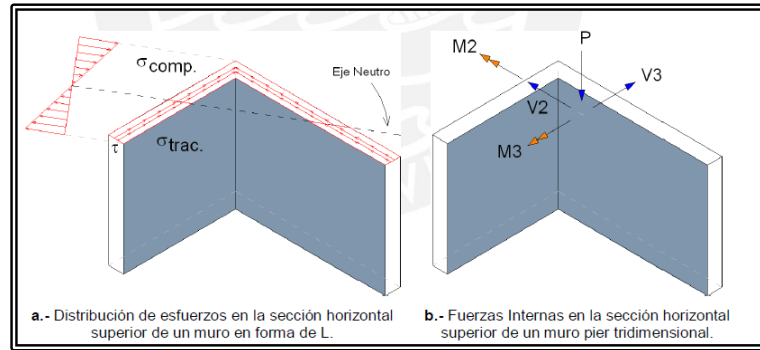


Figura 98.- Esfuerzos en un muro bidimensional y sus fuerzas internas para un Muro Pier

En el diseño se considerara los efectos de excentricidad y esbeltez, a través de los valores aproximados del factor de reducción Fe.

$$FE = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9^{35}$$

Determinamos la excentricidad:

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{7,93 \text{ Ton} - m}{93,40 \text{ Ton}} \rightarrow 0,08 \text{ m}$$

Tabla 50.- Excentricidad en Muros

Story	Pier	Load	Loc	P	M2	e	Abs (e)	e (máx.)
STORY1	P1	COMB1	Top	-93,4	-7,93	0,08	0,08	
STORY1	P1	COMB1	Bottom	-126,32	12,415	-0,09	0,09	
Excentricidad considerada para el diseño								0,08

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

³⁵ Capítulo Vivienda 10.5.4.2. NEC-11. Publicación Enero del 2013. Efectos de las restricciones a las deformaciones laterales.

Como se está diseñando a flexión compresión se toma el M2, que se produce en los elementos Pier.

$$e' = e + \frac{t}{24}$$

e' = Excentricidad calculada para la carga vertical; más una carga vertical ($t/24$), para obtener el factor de reducción de excentricidad y esbeltez (cm).

$$e' = 8 \text{ cm} + \frac{10 \text{ cm}}{25}$$

$$e' = 8 \text{ cm}$$

2.6.3.1.4 Altura efectiva del muro:

$$K=0,8 \quad ^{36}$$

$$H = 2,6$$

Altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral.

$L' = 5,5$ Longitud del muro mas crítico que se presenta en la estructura.

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

$$FE = \left(1 - \frac{2 * 0,08 \text{ m}}{0,10 \text{ m}}\right) \left[1 - \left(\frac{0,8 * 2,60 \text{ m}}{30 * 0,10 \text{ m}}\right)^2\right] \left(1 - \frac{2,60 \text{ m}}{5,50 \text{ m}}\right) + \frac{2,60 \text{ m}}{5,50 \text{ m}}$$

$$FE = 0,24$$

$$0,24 \leq 0.9 \quad \mathbf{OK}$$

Verificamos si se cumple la siguiente condición caso contrario se debe rediseñar.

$FE = 0.60$ Para muros extremos o con claros que difieran en más del 50 %.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \leq FE$$

$$P_u \leq \phi P_n FE$$

$$93.40 \leq 426,33 * 0.24$$

$$93.40 \leq 102,32 \quad \mathbf{OK}$$

³⁶ Capítulo Vivienda 10.5.4.2. NEC-11. Publicación Enero del 2013. Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez. $K=0,80$ (Para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro).

2.6.3.1.5 Altura Efectiva del Muro por efectos de Pandeo:

Para muros estructurales, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{h'}{t} \leq 25 \quad 37$$
$$\frac{2,60 \text{ m}}{0,10 \text{ m}} \leq 25 \quad \rightarrow \quad 26 \leq 25$$

Como no cumple la condición para efectos de pandeo, se debe reducir la altura efectiva del muro o cambiar el espesor del panel; en este caso reducimos la altura del muro de 2,60 a 2,50 m.

$$\frac{h'}{t} \leq 25$$
$$\frac{2,50 \text{ m}}{0,10 \text{ m}} \leq 25 \quad \rightarrow \quad 25 \leq 25 \text{ "OK"}$$

2.6.3.1.6 Chequeo conexión Muro-Losa

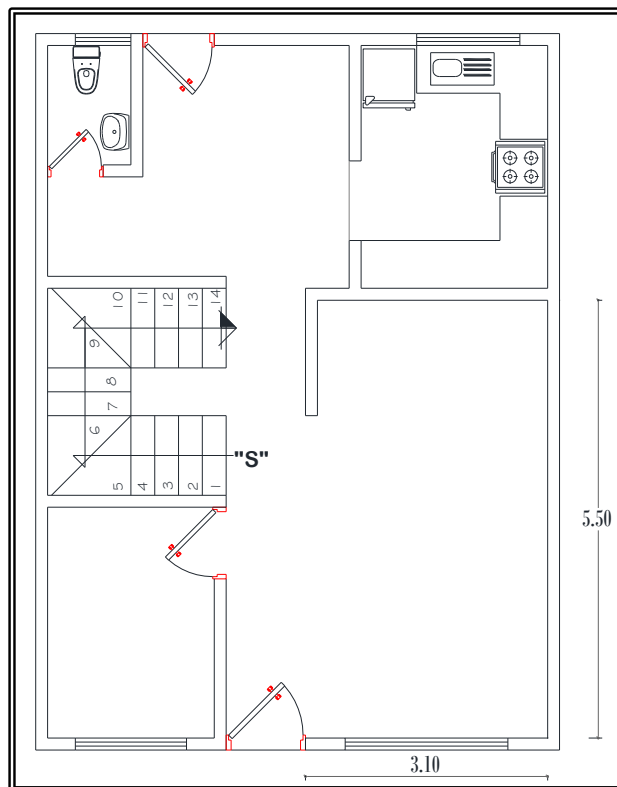


Figura 99.- Dimensiones del muro más crítico

³⁷ Capítulo Mampostería Estructural 6.5.3.3. NEC-11. Publicación Enero del 2013.

El chequeo de la conexión muro losa se lo hace considerando una losa de 5,5 x 3,10 m, para ver el esfuerzo que se produce en la losa a la cual consideraremos que esta simplemente apoyada, para el análisis lo realizaremos en una franja de 1.00 m ancho como si fuese una viga ancha de 5,5 m de largo, con una carga distribuida de 0,20 Tn /m² de carga viva, y 0,598 Tn /m² de carga muerta.

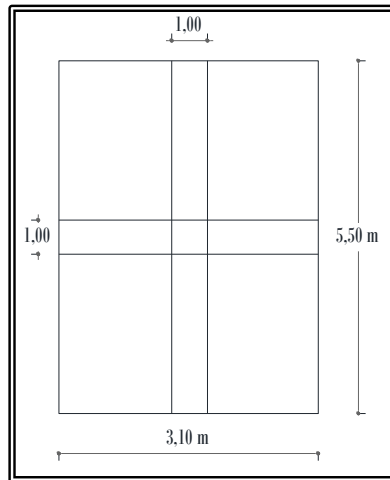


Figura 100.- Análisis Losa de Hormi-2

Carga muerta = 0,598 Tn /m²

Peso panel Losa:

PR 40 0.2925 T/m²

Peso Panel Muro:

PR40 0.1565 T/m²

Acabados:

Cerámica de piso: 0.015 T/m²

Recubrimiento piso: 0.067 T/m²

Recubrimiento paredes: 0.057 T/m²

Instalaciones:

_____ 0.01 T/m²

C. MUERTA TOTAL 0.5980 T/m²

Carga viva= 0.20 Ton /m²

Se debe calcular la carga q lineal que se distribuirá en la viga, conocido el valor de la carga muerta será igual $0,598 \text{ T/m}^2$ y su carga viva ($0,20 \text{ T/m}^2$), reemplazando éstos valores en la combinación de carga última se tiene:

$$Cu = 1,4D + 1,7 L$$

$$Cu = (1,4 * 0,598) + (1,7 * 0,20) \rightarrow 1,18 \text{ Tn/m}^2$$

Entonces la $Cu = 1,18 \text{ Tn/m}^2 \times 1,00 \text{ m}$; se tiene $Cu = 1,18 \text{ Tn/m}$ (por metro de losa)

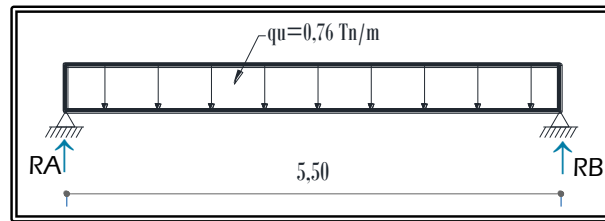


Figura 101.- Viga simplemente apoyada con Carga Distribuida

Calculamos las reacciones que se produce en el apoyo de la viga.

$$RA = \frac{wl}{2} \rightarrow RA = \frac{1,18 \text{ Tn/m} * 5,5 \text{ m}}{2}$$

$$RA \rightarrow 2,09 \text{ Tn}$$

$$RA = RB = P \rightarrow 2,09 \text{ Tn}$$

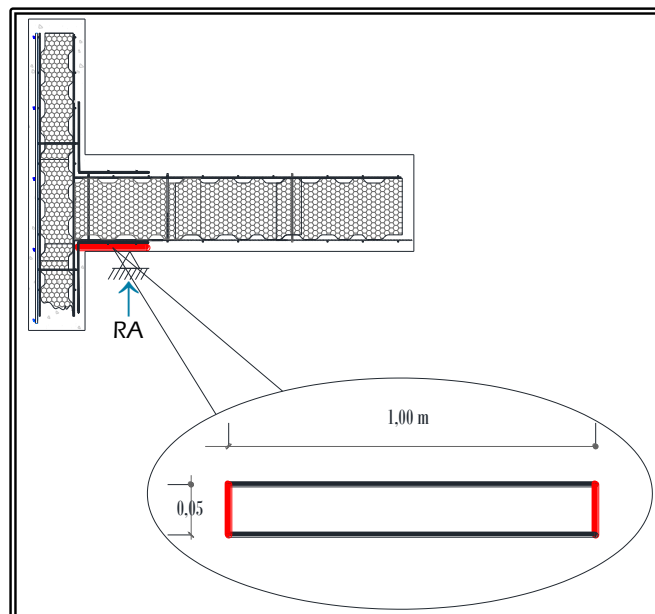


Figura 102.- Conexión Muro Losa

Con la reacción obtenida del apoyo determinamos el esfuerzo:

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

Para calcular el esfuerzo se consideró en un ancho $b = 0.05 \text{ m}$ y longitud $l = 1.00 \text{ m}$

$$A = b * l$$

$$A = (0,05 * 1,00) \rightarrow 0,05 \text{ m}^2$$

El esfuerzo calculado debera ser muy pequeño con respecto al esfuerzo a la compresión del hormigón $f'c$, para ver si es suficiente la conexión, deberá cumplir la condición:

$$\sigma = \frac{P}{A} \rightarrow \sigma = \frac{2,09 \text{ Tn}}{0,05 \text{ m}^2} \rightarrow \sigma = 41,80 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma < F'c$$

$$4,18 \text{ Kg/cm}^2 < 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

La conexión entre el muro y la losa es correcta.

2.6.3.1.7 Chequeo de las Derivas.

A continuación se mostrará el resultado de las derivas de piso del modelo de la vivienda unifamiliar, en las que se puede observar que las derivas de piso son muy pequeñas al no superar el porcentaje admisible de 1% ó del 0.01 máximo en el caso de estructuras de mampostería de acuerdo a lo que estipula la Norma ecuatoriana de la Construcción.

A los valores proporcionados por el programa se debe multiplicar por el factor “ $R=1,5$ (Estructuras de mampostería)” y por 100.

SENTIDO X

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY3	0,005098	0,000364	0,000473	0,000014
STORY2	0,003867	0,000329	0,000757	0,000053
STORY1	0,001898	0,000192	0,000730	0,000074

Figura 103.- Carga de Sismo sentido “X” (Sistema Hormi –2)

$$0,005098 * 1,5 * 100 = 0,76 \%$$

$$0,76 \% < 1\% \text{ ""OK""}$$

SENTIDO Y

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY3	-0,000796	0,002583	0,000142	0,000309
STORY2	-0,000428	0,001779	0,000019	0,000342
STORY1	-0,000478	0,000890	0,000184	0,000342

Figura 104.- Carga de Sismo sentido “Y” (Sistema Hormi-2)

$$0,002583 * 1,5 * 100 = 0,39 \%$$

$$0,39 \% < 1\% \text{ ""OK""}$$

2.6.3.4 DISEÑO DE LOS PANELES

Verificados y cumplidos los chequeos necesarios en el muro que posee las dimensiones más larga se procede a diseñar los paneles, esta vez teniendo en consideración que el panel más crítico será aquel en donde exista una abertura considerable (puerta/ventana) en la cual en la parte superior deberá existir un dintel.

Para este caso analizamos el siguiente tramo de panel:

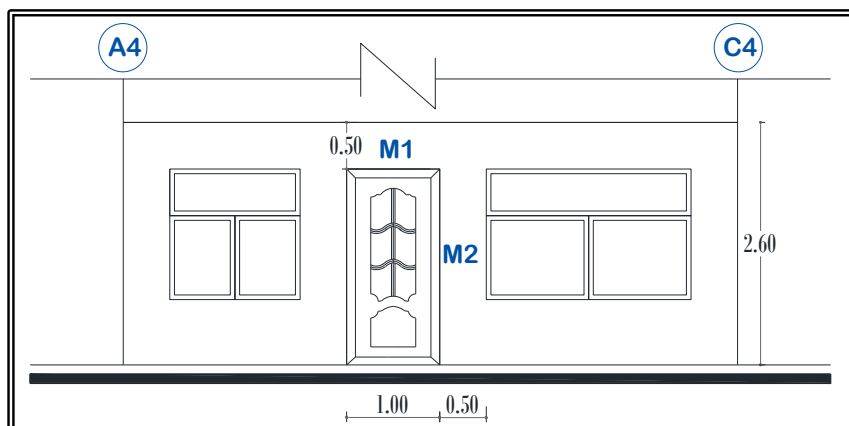


Figura 105.- Detalle de Muro a ser analizado

DATOS DE DISEÑO		
M máx.=	7.93	Kg-m
P máx.=	93.400,0	Kg
V máx.=	260	Kg
E muro.=	30000	Kg/ cm ²
t =	10	cm

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

2.6.3.1.8 Cálculo Rigidez relativa del Muro:

$$A_c = \left(\frac{P}{E_m * t} \right) \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right]$$

Tabla 51.- Determinación del factor Kc

M1

h =	50	cm	h/d	P/E _m t	4(h/d) ³	3(h/d)	A _c =	K _c =1/A _c
d =	150	cm	0.33	0.31	0.14	0.93	1.38	0.72

M2

h =	210	cm	h/d	P/E _m t	4(h/d) ³	3(h/d)	A _c =	K _c =1/A _c
d =	50	cm	4.2	0.31	296.35	0.93	297.59	0.003

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

2.6.3.1.9 Cálculo de la Deflexión Aportante en cada Pilastra del Muro

$$A_f = \left(\frac{P}{E_m * t} \right) \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right]$$

Tabla 52.- Determinación del factor Kf

M1

h =	50	cm	h/d	P/E _m t	4(h/d) ³	3(h/d)	A _φ =	K _φ =1/A _φ
d =	150	cm	0.33	0.31	0.04	0.93	1.28	0.780

M2

h =	210	cm	h/d	P/E _m t	4(h/d) ³	3(h/d)	A _φ =	K _φ =1/A _φ
d =	50	cm	4.2	0.31	74.09	0.93	75.33	0.01

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

2.6.3.1.10 Verificación si el panel utilizado es el adecuado para soportar las cargas aplicadas:

$f'm =$ Esfuerzo útil de mortero $0.85 \cdot 21$ MPa

$f_s =$ Esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo $0.75 F_y$ ³⁸

DATOS DE DISEÑO		
$f'm =$	17.85	MPa
$F_y =$	5.000	Kg/cm ²
$f_s =$	3.750	Kg/cm ²
$E_s =$	2'1000,000	Kg/cm ²
$s_h =$	7.5	Cm
L	100	Cm
t	10	Cm

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

El panel que se está analizando es el PR 40 siendo el mínimo disponible dentro del Sistema Homi-2, y que cumple con las especificaciones técnicas que indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal (ρ_h) y vertical (ρ_v) no será menor que 0,002; y ninguna de las cuantías será menor que 0,0007³⁹

$$\rho_h + \rho_v \geq 0,002$$

$$\rho_h \geq 0,0007 \quad \rho_v \geq 0,0007$$

Dónde:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{S_h t} \quad ; \quad \rho_v = \frac{A_{sv}}{S_v t}$$

$A_{sh} =$ Área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación vertical S_h .

$A_{sv} =$ Área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación vertical S_v .

³⁸ Especificaciones Técnicas para Mallas electrosoldadas de Ideal Alambrec.

³⁹ Capítulo Vivienda 10.5.2 NEC-11. Publicación Enero del 2013. Cuantías de acero de refuerzo horizontal y vertical para Muros Portantes.

$\phi = 3 \text{ mm}$; Se considera que existen 13 varillas debido a que la separación entre varilla es de 7,5 cm como ya se mencionó anteriormente; a cada lado en 1 metro de panel.

$$A_v = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A_v = \frac{3.1416 * 0.3^2}{4} \rightarrow 0,071 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = (13 * 0.071) \rightarrow A_s = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$p_{\text{mín}} = 0.0007$$

$$p_v = p_h = \frac{A_s}{sh * t} \geq 0.0007$$

$$p_v = p_h = \frac{1,85 \text{ cm}^2}{7.5 * 10 \text{ cm}} \geq 0.0007$$

$$p_v, p_h \geq 0.0007$$

$$p_v = p_h = 0.025 \geq 0.0007 \rightarrow \text{Ok Acero Vertical y Horizontal ADECUADO}$$

$$A_e = L * t \rightarrow 400 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_e}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2}{400 \text{ cm}^2} \rightarrow 0.0046$$

2.6.3.1.10.1 Esfuerzo de Fluencia permisible

Esfuerzo de Fluencia Máximo

$$F_{SC_{max}} = 0,4F_y \rightarrow 2.000 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo de Fluencia del Panel

$$F_{SC_{panel}} = 0,4f_s \rightarrow 1.500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{SC_{panel}} < F_{SC_{panel}}$$

$$1.500 \text{ Kg/cm}^2 < 2.000 \text{ Kg/cm}^2$$

2.6.3.1.10.2 Cálculo de la Carga Axial de Compresión

La máxima resistencia axial teórica del muro sometido a carga axial sin excentricidad, P_o se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$P_o = 0,85f'm(A_e - A_s) + A_s f_y \leq f'mA_e \quad 40$$

f'm (Mpa)	Ae (mm ²)	As (mm ²)	fy (Mpa)
17.85	40,000	185	500

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

$$P_o = 0,85 * 17.85(40.000 - 185) + 185 * 500 \quad \rightarrow \quad P_o = 696.593,09 \text{ Tn}$$

$$f'mA_e = 17.85 * 40.000 \quad \rightarrow \quad f'mA_e = 714.000$$

$$P_o = 696.593,09 \leq 714.000 \quad \text{"OK"}$$

Resistencia nominal para la Carga Axial

$$P_n = 0,80P_oR_e \quad 41$$

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{40t} \right]^3$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

Determinamos el efecto de esbeltez del muro en la carga axial se obtiene por medio del parámetro R_e .

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{40t} \right]^3 \quad \rightarrow \quad 1 - \left[\frac{50 \text{ cm}}{40 * 10 \text{ cm}} \right]^3$$

$$R_e = 1$$

$$P_n = 0,80P_oR_e \quad \rightarrow \quad P_n = 0,80 * 696.593,09 * 1$$

$$P_n = 557,27$$

⁴⁰ Capítulo Mampostería Estructural 6.5.4. NEC-11. Publicación Enero del 2013. Resistencia para carga axial de compresión.

⁴¹ Capítulo Mampostería Estructural 6.5.5. NEC-11. Publicación Enero del 2013. Resistencia nominal para carga axial.

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$126,32 \leq 0,85 * 557,27$$

$$126,32 \text{ Tn} \leq 445,82 \text{ Tn}$$

2.6.3.1.11 Área de acero por cortante

Cortante aportado por el alambre que posee el panel

$$A_v = \pi r^2 \rightarrow A_v = \pi (0,15)^2$$

$$A_v = 0,071 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0,75 * F_y \rightarrow f_s = 0,75 \left(5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$f_s = 3,750 \text{ Kg/cm}^2$$

L = 100 cm Ancho efectivo

Separación del alambre 7.5 cm

$\phi = 0,85$

$$V_n = A_v * f_s * \frac{L}{\text{separacion del alambre}}$$

$$V_n = 0,071 \text{ cm}^2 * 3,750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{100 \text{ cm}}{7,5 \text{ cm}} \rightarrow \mathbf{3,550 \text{ Kg}}$$

$$V_e = \phi V_n$$

$$V_e = 0,85 * 3,550 \text{ kg} \rightarrow \mathbf{2,130 \text{ Kg}}$$

Cortante aportante por el muro

$$V_n = 0,50 * A_{mv} \sqrt{f' m}$$

$$V_n = 0,50 * (100 * 4) \sqrt{178,5} \rightarrow \mathbf{844,99 \text{ Kg}}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 844,99 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 718,24 \text{ Kg}$$

$$V_t = V_e + \phi V_c$$

$$V_t = 2.130 \text{ Kg} + 718.24 \text{ Kg} \rightarrow \mathbf{2.848,24 \text{ Kg}}$$

Siendo el cortante máximo de: $V_{max} = 260 \text{ Kg}$

$$V_t > V_{max}$$

$$2.848,24 \text{ Kg} > 260 \text{ Kg}$$

El acero que posee el panel es adecuado

2.6.3.5 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PARA EL SISTEMA HORMI-2

Para el diseño de la cimentación de la vivienda en el Sistema Hormi-2, se propondrá una cimentación de zapata corrida o de Muro Central, ya que estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

Se considera que por ser muros portantes las cargas son transmitidas en forma distribuidas a lo largo del muro; los datos proporcionados por el estudio de suelo son los siguientes.

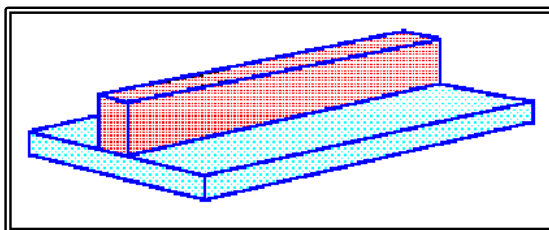


Figura 106.- Zapata corrida

Luz crítica analizar= 3.30 m

Datos estudio del suelo:

$$\tau_{adm} = 18.98 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{suelo} = 1.70 \text{ T/m}^3$$

Tabla 53.- Cargas Últimas para el Diseño

Pu (T)	Mux (T-m)	Muy (T-m)
5,19	0,204	0,002

*Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa*

Tabla 54.- Cargas de Servicio para el Diseño

Ps (T)	Msx (T-m)	Msy (T-m)
3,48	0,138	0,001

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

2.6.3.5.1 Determinación del ancho de la viga

Para calcular la altura de la viga de cimentación para muros portantes con o sin alma de poliestireno deberá prever chicotes de anclaje⁴². La dimensión en altura se considera de acuerdo a lo que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), la misma que menciona que el Diseño de Zapatas deberá realizarse de acuerdo al Código ACI-318.

$$H \text{ min} = 15 \text{ cm}^{43}$$

$$\text{Ancho min} = 40 \text{ cm}$$

P_s = carga lineal de servicio

El análisis se lo realiza para 1 ml de muro.

$$B = \frac{P_s}{q_a}$$

$$B = \frac{(3.48 \text{ Tn}/1\text{m})}{18.98 \text{ Tn}/\text{m}^2} \rightarrow \mathbf{0.18 \text{ m}}$$

Se asume por lo tanto un ancho mínimo de 0,40 m.

2.6.3.5.2 Reacción del suelo debido a cargas factorizadas

$$q_u = \frac{P_u}{\text{Área viga}}$$

$$q_u = \frac{5.19 \text{ Tn}}{1.00 \text{ m} * 0.40 \text{ m}} \rightarrow \mathbf{12,98 \text{ Tn}/\text{m}^2}$$

$$q_u = \leq \tau_{adm} = 18.98 \text{ T}/\text{m}^2$$

⁴² Capítulo Vivienda 10.8.4.1. NEC-11. Publicación Enero del 2013. Cimentación para Muros Portantes.

⁴³ Capítulo Zapatas 15.7. ACI-318S-05. Enero del 2005. Altura mínima de zapatas apoyadas sobre el suelo.

$$12,98 \text{ Tn/m}^2 \leq 18,98 \text{ T/m}^2 \text{ "OK"}$$

$$P_u = 5,19 \text{ Tn}$$

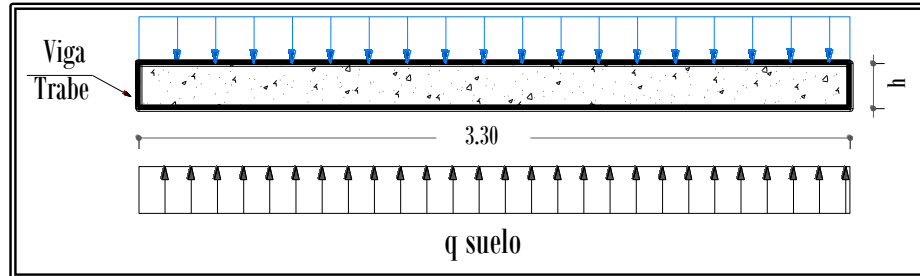


Figura 107.- Cargas aplicadas para la Viga de Trabe

2.6.3.5.3 Diseño de peralte, aplicando revisión por cortante de la zapata

Datos:

$$F'_c = 2100 \text{ Tn/m}^2$$

$$P_u = 5.19 \text{ Tn/m}$$

$$q_u = 12.98 \text{ Tn/m}^2$$

Acción de viga para la zapata

Recubrimiento mínimo de 5 cm ⁴⁴

h= 15 cm; d= 10 cm

$$v_u \leq \phi v_n$$

$$v_u \leq \phi 0.53 \sqrt{F'_c} b_w * d$$

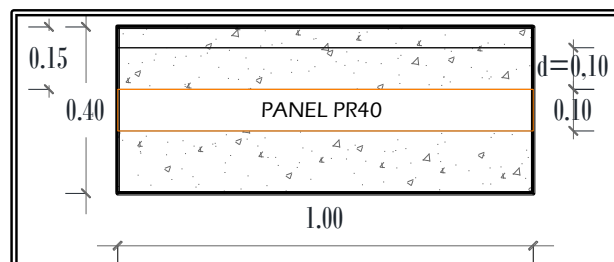


Figura 108.- Análisis del Panel a una distancia "d" de la cara del Muro

⁴⁴ Capítulo Vivienda 10.8.4.1. NEC-11. Publicación Enero del 2013. Recubrimiento mínimo en Vigas de Cementación sobre suelos resistentes.

$$v_u = 12,98 \frac{Tn}{m^2} [0,15 m - 0,10 m] 1,00 m \rightarrow v_u = 0,65 Tn$$

$$\phi V_n = 0,85 * 0,53 \sqrt{2100 \frac{Tn}{m^2} * 1,00 m * 0,10 m} \rightarrow \phi v_n = 6,53 Tn$$

$$0,65 Tn \leq 6,53 Tn \rightarrow \text{OK}$$

2.6.3.5.4 Acción en dos direcciones para la zapata

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq 0,27 * \phi * \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) * F'_c * b_o * d$$

Datos:

$$b_o = 200 \text{ cm}$$

$$d/2 = 5,00 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,85$$

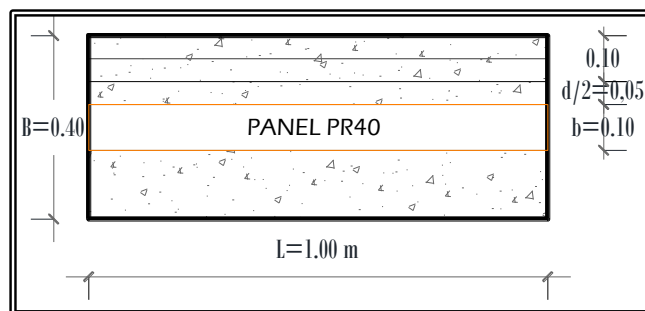


Figura 109.- Análisis del Panel a una distancia "d/2" de la cara del Muro

$$V_u = q_u (b_o * L * s') \rightarrow V_u = 12,98 T/m^2 (2,00 m * 1,00 m * 0,10 m)$$

$$V_u = 2,60 Tn$$

$$\phi V_n = \phi * 0,27 \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$B_c = \frac{L}{b} \rightarrow B_c = \frac{1,00 m}{0,10 m} \rightarrow B_c = 10$$

$$\phi V_n = \left(0,85 * 0,27 \left(2 + \frac{4}{10}\right) * \sqrt{210 \frac{Kg}{cm^2} * 200 cm * 10 cm}\right) / 1000$$

$$\phi V_n = 15,96 Tn$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad : \text{ Pero no menor que } 0.85 * 1.1 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$0.85 * 1.1 * \sqrt{f'c} * b_o * d = \left(0.85 * 1.1 * \sqrt{210 \frac{Kg}{cm^2}} * 200 \text{ cm} * 10 \text{ cm} \right) / 1000 = 27,10 \text{ T}$$

$$V_u = 2,60 \text{ Tn} \leq 15,96 \text{ Tn}$$

Por lo tanto, el peralte total de 15 cm es adecuado para el cortante.

2.6.3.5.5 Diseño del refuerzo de la zapata aplicando revisión por flexión

Calculamos el momento actuante en la sección crítica del muro, $b/4$ hacia dentro del borde del muro, siendo b el ancho o espesor del Panel PR40.

Datos:

$$f'c = 2100 \text{ T/m}^2$$

$$P_u = 5.37 \text{ T/m}$$

$$q_u = 17.90 \text{ T/m}^2$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ m}$$

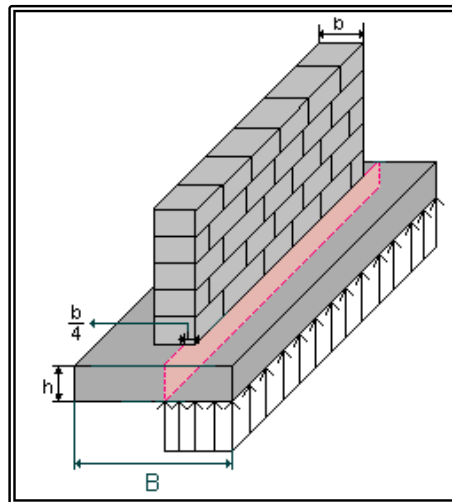


Figura 110.- Sección crítica “ $b/4$ ” para Momento en el Muro

$$M = \frac{P_u}{B} * \frac{\left(\frac{B}{2} - \frac{b}{4}\right)^2}{2} L$$

$$M = \frac{5.19 \text{ T/m}}{0.40 \text{ m}} * \frac{\left(\frac{0.40 \text{ m}}{2} - \frac{0.10 \text{ m}}{4}\right)^2}{2} 1.00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{0.20 \text{ T} - \text{m}}$$

$$\rho = \frac{0,85 * F'c}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0,85 * F'c * \phi * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 * 210 \text{ Kg/cm}^2}{4.200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.000 \text{ Kg} - \text{cm}}{0,85 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 0,9 * 100 \text{ cm} * (25 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$\rho = 0.00053$$

Cuantía de acero mínima:

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,0033}$$

$$\rho < \rho_{min}$$

0.00053 < 0.0033 "Trabajo con el mínimo"

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

$$As = 0,0033 * 100 * 10$$

Sentido Largo

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$As = 3.30 \text{ cm}^2$$

4 ϕ 10 mm

Sentido corto

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$As = 1.32 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 10 mm

2.6.3.5.6 Espaciamiento necesario

Analizo la separación en 1.00 m de longitud:

$$L = 100 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{L - 2r}{\#varillas - 1}$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

$$L = 40 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{L - 2r}{\#varillas - 1}$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

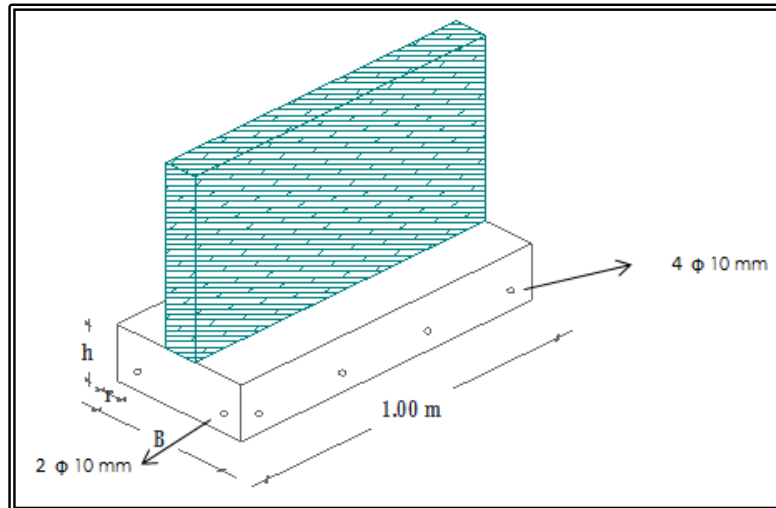


Figura 111.- Cuantía de Refuerzo para la Zapata Corrida

2.6.3.5.7 Longitud de desarrollo a tensión

Revisamos la longitud de desarrollo en el lado más corto, verificando si cumple con la longitud mínima que especifica la NEC 11.

$$A_b = \varnothing 10 \text{ mm} = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$L_{dis} = \frac{(B - 2r)}{2} \rightarrow L_{dis} = \frac{(40 \text{ cm} - 2 * 5 \text{ cm})}{2}$$

$$L_{dis} = 30 \text{ cm}$$

$$L_d = 0.06 * d_b * F_y \rightarrow L_d = (0.06 * 78,54 \text{ mm}^2 * 420 \text{ Mpa}) / 10$$

$$L_d = 25,20 \text{ cm}$$

$$L_d = L_{dis}$$

$$30 \text{ cm} = 25,20 \text{ cm} \text{ "OK"}$$

2.6.3.5.8 Diseño por Aplastamiento

Verificamos si la zapata del muro sufre daños por aplastamiento por la transmisión de las fuerzas en la base del muro.

$$P_u = 5.19 \text{ T/m}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_1 = (100 \text{ cm} * 10 \text{ cm}) = 1.000 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (100 \text{ cm} * 40 \text{ cm}) = 4.000 \text{ cm}^2$$

$$\phi Pnb = \phi (0.85 F'c * A1) \rightarrow \phi Pnb = 0,65(0.85 * 0,21 \text{ T/cm}^2 * 1.000 \text{ cm}^2)$$

$$\phi Pnb = 116,03 \text{ T/m}$$

$\phi Pnb > Pu$ **La zapata no sufre efectos de aplastamiento**

$$116,03 \text{ T/m} > 5,19 \text{ T/m} \text{ "OK"}$$

Resistencia del apoyo sobre el concreto de la zapata

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{4.000 \text{ cm}^2}{1000 \text{ cm}^2}} \rightarrow 2.00 < 2 \text{ OK}$$

$$\phi Pnb = \sqrt{\frac{A2}{A1}} \phi (0.85 F'c * A1)$$

$$\phi Pnb = 2.00 * 116,03 \text{ T/m} \rightarrow 232.05 \text{ T/m}$$

$$232.05 \text{ T/m} > 5.19 \text{ T/m} \text{ "OK"}$$

2.6.3.5.9 Diseño del Anclaje

El anclaje de los muros en las losas de cimentación o zapatas corridas se debe realizar con refuerzo de acero como chicotes de anclaje, que deben cumplir con la longitud de desarrollo establecida en ACI 318.⁴⁵

Los conectores verticales se pueden colocar antes de la fundición de la cimentación, agregándolos posteriormente mediante perforaciones asegurándolos con epóxico.

Los conectores verticales deben garantizar una fuerza equivalente al refuerzo vertical de la malla del muro y en casi de varillas cumplir con al menos una longitud de desarrollo de 40 diámetros (L).⁴⁶

⁴⁵ Capítulo Vivienda 10.5.6. NEC-11. Publicación Enero del 2014. Muros Portantes con Mortero Armado u Hormigón Armado, con Alma de Poliestireno o Mampostería o Alma Hueca.

⁴⁶ Capítulo Vivienda 10.5.6. NEC-11. Publicación Enero del 2014. Muros Portantes con Mortero Armado u Hormigón Armado, con Alma de Poliestireno o Mampostería o Alma Hueca.

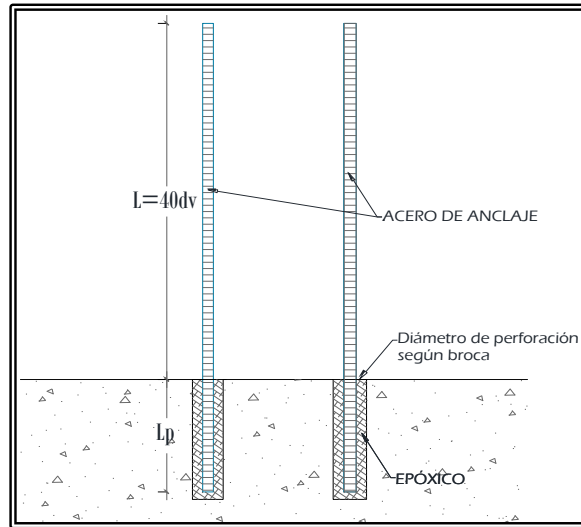


Figura 112.- Cuantía de Refuerzo para la Zapata Corrida

La varilla para los anclajes será de acero de 6 mm de espesor, de resistencia similar a la de los paneles.⁴⁷

El espaciamiento entre cada perforación será 40 cm.⁴⁸

La profundidad de perforación será de 7 cm, en donde se colocará el chicote o anclaje.⁴⁹

ϕ 6 mm

$$L_{anc} = 40d_v \quad \rightarrow \quad L_{anc} = 24 \quad \text{cm}$$

$$L_p = 7 \quad \text{cm} \quad \text{Especificaciones Hormi-2}$$

$$e = 40 \quad \text{cm} \quad \text{Especificaciones Hormi-2}$$

⁴⁷ Manual Práctico del Constructor. Sistema Hormi-2. Panecons Enero del 2008.

⁴⁸ Manual Práctico del Constructor. Sistema Hormi-2. Panecons Enero del 2008.

⁴⁹ Manual Práctico del Constructor. Sistema Hormi-2. Panecons Enero del 2008.

CAPITULO III

3.1 RESULTADOS

En este apartado se muestra los resultados del Análisis de estructuras del Proyecto de vivienda Unifamiliar N° 1 y del Proyecto denominado Bioterio N° 3; cabe recalcar que el Diseño del Proyecto N° 3 se encuentra referenciado en los Anexos.

Como se trata de estructuras con Sistema Constructivos opuestos (Sistema de Hormigón Armado vs Sistema de Muros Portantes), es necesario evaluar dos parámetros, una en cuanto a Elementos Estructurales que conforma la estructura y otra en cuanto a costos empleados en la obra así como los tiempos de ejecución que demanda la edificación en su fase de “obra gris”.

Se presenta entonces cuatro apartados para tratar los resultados obtenidos en la investigación:

- Procesos Constructivos
- Composición de los Sistemas
- Componentes Estructurales
- Costos

3.1.1 PROCESOS CONSTRUCTIVOS

Cada Sistema Constructivo se encuentra formado por subsistemas los mismos que cumplen funciones específicas y que a su vez deben consumir objetivos básicos para que funcione todo el Sistema en conjunto.

Tanto para el sistema Tradicional de Hormigón Armado como para el Sistema de Muros portantes con paneles de poliestireno sus procesos constructivos son muy diferentes, y esto se ve reflejado en sus rubros, materiales y equipos utilizados, en la mano de obra requerida y en el tiempo de ejecución.

Los ejemplos que se van a presentar para la comparación en el trabajo son el Proyecto N° 1 y N° 3.

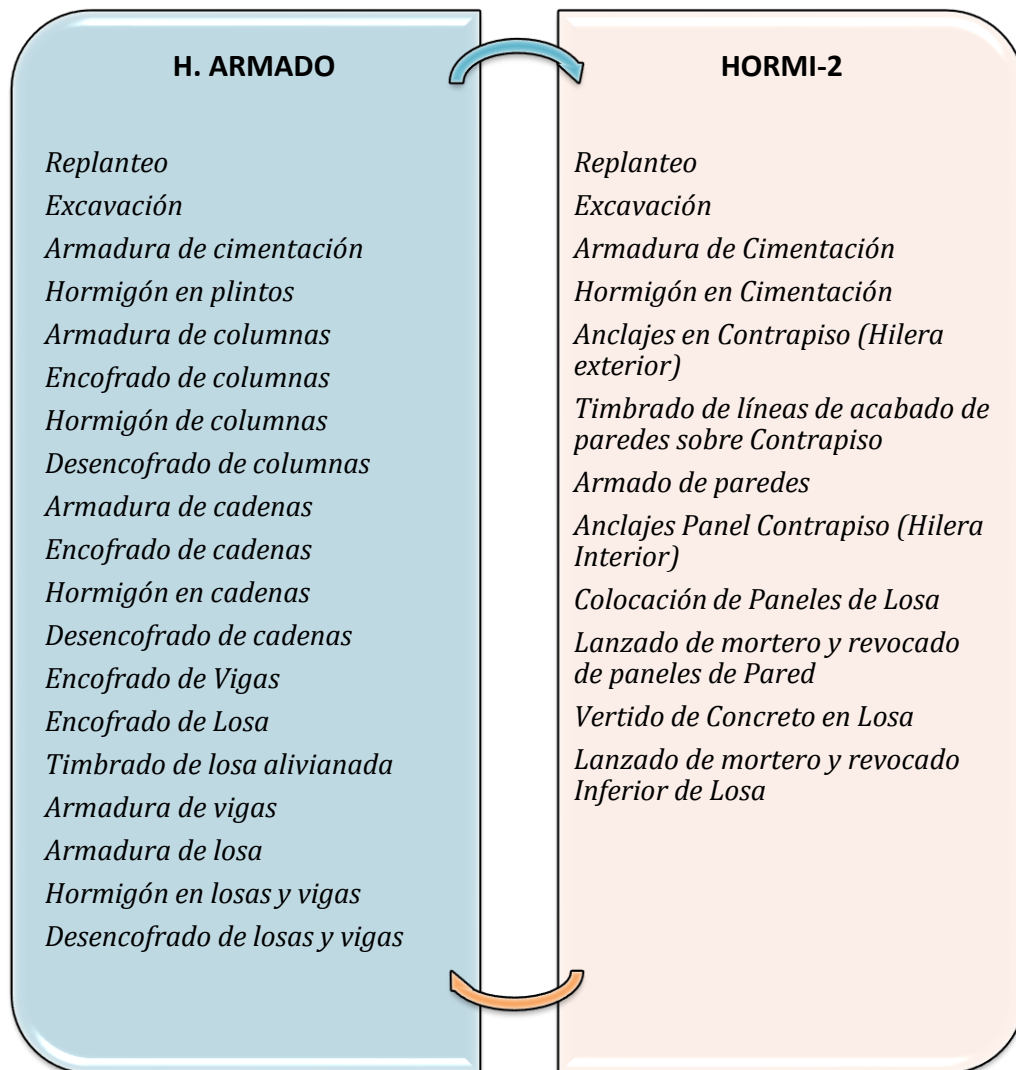


Figura 113.- Flujo de Procesos de Sistemas Constructivos

3.1.2 COMPOSICIÓN DE SISTEMAS

Un sistema es un conjunto elaborado para satisfacer objetivos específicos y sujeto a restricciones y limitantes, formado por dos o más componentes interrelacionados y compatibles, que son todos esenciales para el desempeño requerido del sistema.⁵⁰

⁵⁰ Merrit & Ricketts, 2001, Capítulo 1.2 Diseño y Análisis de Sistemas.

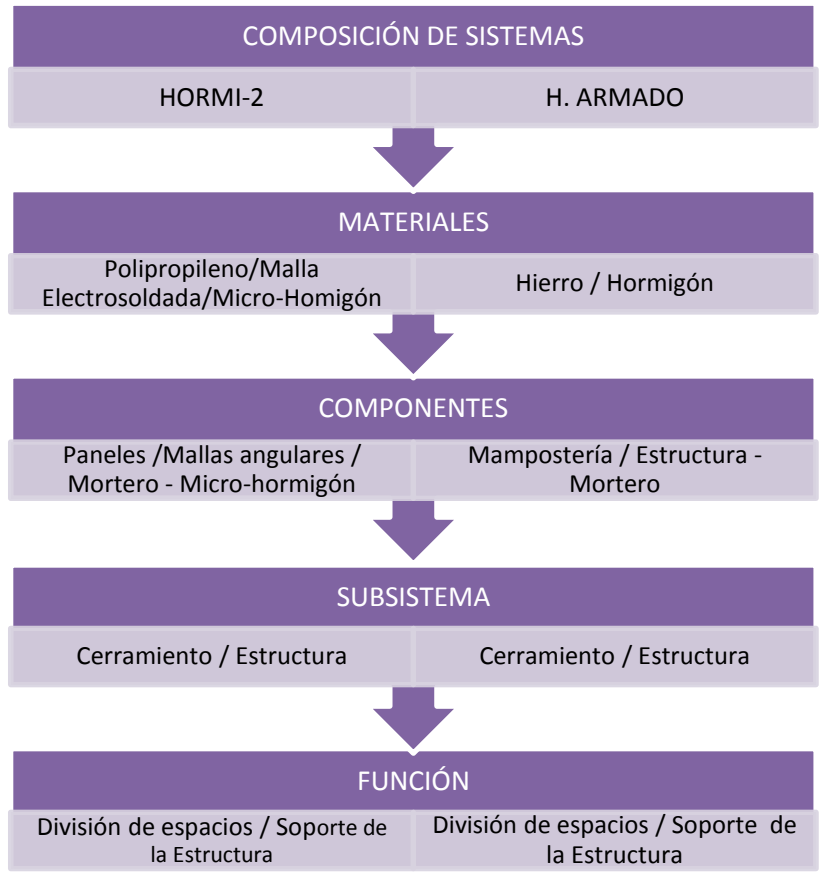


Figura 114.- Comparación de Composición en los Sistemas

3.1.3 COMPONENTES ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales llamados también miembros estructurales son piezas que forman parte de una estructura y que posee una función resistente dentro del conjunto. Permiten transferir cargas de un elemento a otro hasta llegar a la cimentación la cual se encarga de transferir la carga al suelo.

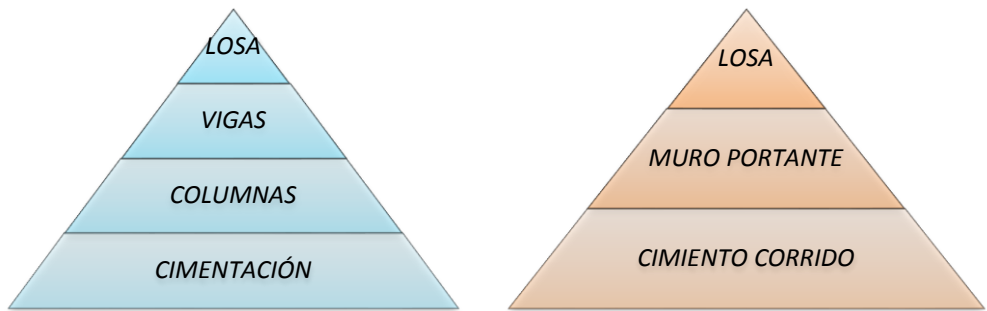


Figura 115.- Componentes Estructurales

3.1.4 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

En base al diseño de los elementos de la estructura propuesta, que se realizó en el Capítulo II de este proyecto de Investigación; se pudo determinar las dimensiones óptimas de los elementos que forma parte de cada uno de los Sistemas Constructivos, lo que permitirá posteriormente cuantificar los volúmenes de obra y poder realizar un presupuesto estimado.

Tabla 55.- Dimensiones y Especificación de los Elementos Proyecto N° 1

HORMIGÓN ARMADO	HORMI-2
ZAPATA 1.10 m x 1.10 m	ZAPATA CORRIDA DE 0.40 m x 0.15 m
COLUMNAS 0.30 m x 0.30 m	PANEL PARA MUROS PR 40
VIGAS 0.20 m x 0.25 m	PANEL PARA LOSA PR 40 (Losa alivianada de 15 cm)
LOSA ALIVIANADA DE 20 cm	MALLAS U 40, MALLA MRA 40, MALLA RP40

*Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa*

Tabla 56.- Dimensiones y Especificación de los Elementos Proyecto N° 3

HORMIGÓN ARMADO	HORMI-2
ZAPATA 1.00 m x 1.00 m	ZAPATA CORRIDA DE 0.40 m x 0.15 m
COLUMNAS 0.30 m x 0.25 m	PANEL PARA MUROS PR 40
VIGAS 0.20 m x 0.30 m	PANEL PARA LOSA PR 40 (Losa alivianada de 15 cm)
LOSA ALIVIANADA DE 15 cm	MALLAS U 40, MALLA MRA 40, MALLA RP40

*Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa*

3.1.5 COSTOS

El costo de los proyectos propuestos se determinará a partir del análisis de precios unitarios conocido como (APU), que consisten en estimar precios y evaluar los rendimientos de cada una de las actividades que componen el proceso constructivo tanto para el Sistema de Hormigón Armado como para el Sistema de Muros portantes.

En las siguientes tablas se muestra la cuantificación de los volúmenes de obra del Proyecto N° 1 y proyecto N° 3, para Hormigón Armado y Hormi-2; con lo cual se obtiene el costo referencial de la obra. Este análisis contempla la obra en la parte estructural y de albañilería para cada alternativa en los dos Sistemas estructurales; sin considerar las instalaciones hidro-sanitarias, eléctricas ni sus acabados.

Se cotizó a la Empresa Panecons el costo del equipo y materiales utilizados en este Sistema de paneles de poliestireno, con lo cual se estableció los costos de la mano de obra para el Análisis de Precios Unitarios en el Sistema Constructivo Hormi-2, el cual se muestra en los Anexos.

Tabla 57.- Presupuesto Referencial Hormigón Armado Proyecto N° 1

PRESUPUESTO REFERENCIAL PROPUESTA N°1 (OBRA GRIS SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO)					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL (\$)
H.A.1	Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	18.47	8.35	154.22
H.A.2	Replanteo de hormigón simple f'c=140 kg/cm ²	m ³	0.73	63.50	46.36
H.A.3	Hormigón ciclópeo f'c=180 Kg/cm ²	m ³	7.45	70.46	524.93
H.A.4	Hormigón en plinto f'c=210 Kg/cm ²	m ³	2.90	87.16	252.76
H.A.5	Hormigón en cadenas + encofrado f'c=210 Kg/cm ²	m ³	1.87	117.26	219.28
H.A.6	Hormigón en contrapiso f'c=180 Kg/cm ²	m ²	50.33	6.87	345.77
H.A.7	Acero de refuerzo Fy=4.200 Kg/cm ²	Kg	3,065.03	1.75	5,363.80
H.A.8	Hormigón en columnas f'c=210 Kg/cm ² + encofrado	m ³	7.82	133.97	1,047.65
H.A.9	Hormigón en vigas + encofrado f'c=210 Kg/cm ²	m ³	4.53	120.12	544.14
H.A.10	Hormigón en losa aliviada e=20 cm f'c=210 Kg/cm ²	m ³	10.16	135.98	1,381.56
H.A.11	Mampostería de ladrillo	m ²	207.97	9.15	1,902.93
H.A.12	Enlucido vertical	m ²	415.94	5.67	2,358.38
H.A.13	Enlucido horizontal	m ²	118.85	7.52	893.75
H.A.14	Masillado de losa	m ²	127.65	5.10	651.02
				TOTAL	15,686.55

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Tabla 58.- Presupuesto Referencial Hormi-2 Proyecto N° 1

PRESUPUESTO REFERENCIAL PROPUESTA N°1 (OBRA GRIS SISTEMA HORMI-2)					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL (\$)
H.A.1	Excavación manual de cimientos	m ³	9.94	8.35	83.00
H.A.2	Replanteo de hormigón simple f'c=140 kg/cm ²	m ³	1.61	63.50	102.24
H-2.1	Hormigón en zapata corrida+encofrado f'c=210 kg/cm ²	m ³	2.84	104.55	296.92
H.A.6	Hormigón en contrapiso f'c=180 Kg/cm ²	m ²	38.35	6.87	263.46
H-2.2	Timbrado de paredes para chicoteado	m	46.26	0.96	44.41
H-2.3	Acero para chicotes (perforación, chicoteado y epóxico)	m	15.23	2.34	35.64
H.A.7	Acero de refuerzo Fy=4.200 Kg/cm ²	Kg	87.04	1.75	152.32
H-2.4	Corte y conformación de paredes	m ²	340.24	0.46	156.51
H-2.5	Montaje de paredes	m ²	340.24	14.33	4,875.64
H-2.6	Mallas angulares de refuerzo	ml	441.62	1.56	688.93
H-2.7	Mallas de refuerzo en puertas	ml	50.4	1.72	86.69
H-2.8	Mallas de refuerzo en ventanas	ml	100.8	1.79	180.43
H-2.9	Colocación refuerzo tipo U	ml	169.4	2.02	342.19
H-2.10	Apuntalamiento de paredes	m ²	340.24	0.76	258.58
H-2.11	Proyección de Microhormigón f'c=210 kg/cm ² en paredes	m ³	20.41	104.6	2,134.89
H-2.12	Curados de paredes	m ²	680.48	0.05	34.02
H-2.13	Corte y conformación de losas	m ²	120.93	0.48	58.05
H-2.14	Montaje de paneles en losas	m ²	120.93	17.54	2,121.11
H-2.15	Apuntalamiento de losas	m ²	120.93	3.18	384.56
H-2.16	Encofrado lateral losa h < 25 cm	m	74.7	1.82	135.95
H-2.17	Hormigón f'c=210 kg/cm ² en losa	m ²	9.67	120.83	1,168.43
H-2.18	Curado de losas	m ²	120.93	0.05	6.05
				TOTAL	13,610.02

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

$$\text{Diferencia en porcentaje} = 15.686,55 - 13.610,02 = 2.076,53$$

$$\% \text{ ahorro} = \frac{2.076,53}{15.686,55} * 100$$

$$\% \text{ ahorro} = 13.24$$

Tabla 59.- Presupuesto Referencial Hormigón Armado Proyecto N° 3

PRESUPUESTO REFERENCIAL PROPUESTA N°3 (OBRA GRIS SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO)					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL (\$)
H.A.1	Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	15.46	8.35	129.09
H.A.2	Replanteo de hormigón simple f'c=180 kg/cm ²	m ³	0.70	63.50	44.45
H.A.3	Hormigón ciclópeo f'c=180 Kg/cm ²	m ³	9.93	70.46	699.67
H.A.4	Hormigón en plinto f'c=210 Kg/cm ²	m ³	2.80	87.16	244.05
H.A.5	Hormigón en cadenas + encofrado f'c=210 Kg/cm ²	m ³	2.48	117.26	290.8
H.A.6	Hormigón en contrapiso f'c=180 Kg/cm ²	m ²	65.30	6.87	448.61
H.A.7	Acero de refuerzo Fy=4.200 Kg/cm ²	Kg	1,573.53	1.75	2753.68
H.A.8	Hormigón en columnas f'c=210 Kg/cm ² + encofrado	m ³	4.90	133.97	656.45
H.A.9	Hormigón en vigas + encofrado f'c=210 Kg/cm ²	m ³	3.66	120.12	439.64
H.A.10	Hormigón en losa aliviada e=20 cm f'c=210 Kg/cm ²	m ³	3.94	135.98	535.76
H.A.11	Mampostería de ladrillo	m ²	147.06	9.15	1345.6
H.A.12	Enlucido vertical	m ²	294.12	5.67	1667.66
H.A.13	Enlucido horizontal	m ²	117.31	7.52	882.17
H.A.14	Masillado de losa	m ²	195.51	5.10	997.1
TOTAL					11,134.73

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Tabla 60.- Presupuesto Referencial Hormi-2 Proyecto N° 3

PRESUPUESTO REFERENCIAL PROPUESTA N°1 (OBRA GRIS SISTEMA HORMI-2)					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL (\$)
H.A.1	Excavación manual de cimientos	m ³	4.66	8.35	38.91
H.A.3	Replanteo de hormigón simple f'c=180 kg/cm ²	m ³	1.18	63.50	74.93
H-2.1	Hormigón en zapata corrida+encofrado f'c=210 kg/cm ²	m ³	3.52	104.55	368.02
H.A.6	Hormigón en contrapiso f'c=180 Kg/cm ²	m ²	60.39	6.87	414.88
H-2.2	Timbrado de paredes para chicoteado	m	59.64	0.96	57.25
H-2.3	Acero para chicotes (perforación , chicoteado y epóxico)	m	19.23	2.34	45.00
H.A.7	Acero de refuerzo Fy=4.200 Kg/cm ²	Kg	120.88	1.75	211.54
H-2.4	Corte y conformación de paredes	m ²	153.59	0.46	70.65
H-2.5	Montaje de paredes	m ²	153.59	14.33	2200.94
H-2.6	Mallas angulares de refuerzo	ml	268.72	1.56	419.20
H-2.7	Mallas de refuerzo en puertas	ml	20.16	1.72	34.68
H-2.8	Mallas de refuerzo en ventanas	ml	90.72	1.79	162.39
H-2.9	Colocación refuerzo tipo U	ml	121.55	2.02	245.53
H-2.10	Apuntalamiento de paredes	m ²	153.59	0.76	116.73
H-2.11	Proyección de Microhormigón f'c=210 kg/cm ² en paredes	m ³	9.220	104.6	964.41
H-2.12	Curados de paredes	m ²	307.18	0.05	15.36
H-2.13	Corte y conformación de losas	m ²	122.65	0.48	58.87
H-2.14	Montaje de paneles en losas	m ²	122.65	17.54	2151.28
H-2.15	Apuntalamiento de losas	m ²	122.65	3.18	390.03
H-2.16	Encofrado lateral losa h < 25 cm	m	50.6	1.82	92.09
H-2.17	Hormigón f'c=210 kg/cm ² en losa	m ³	10.55	120.83	1274.76
H-2.18	Curado de losas	m ²	122.65	0.05	6.13
TOTAL					9,413.58

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

Diferencia en porcentaje = 11.134,73 – 9.413,58 = 1.721,15

$$\% \text{ ahorro} = \frac{1.721,15}{11.134,73} * 100$$

$$\% \text{ ahorro} = 15.46$$

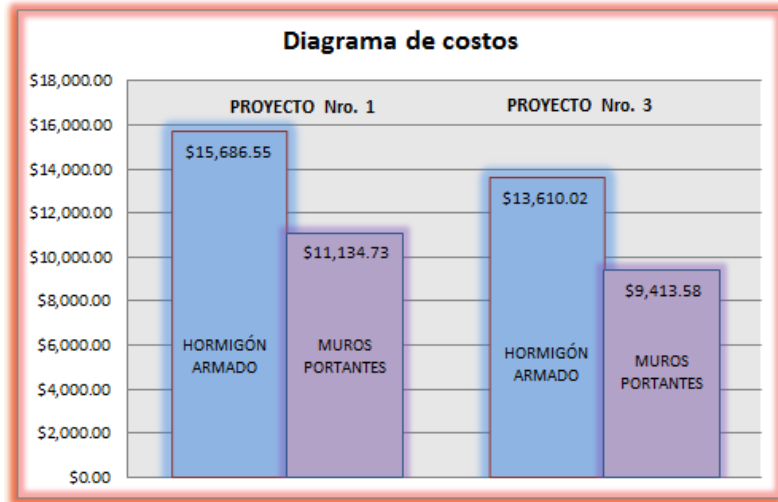


Figura 116.- Diagrama de costos Proyecto N° 1 y Proyecto N° 3

CAPITULO IV

4.1 DISCUSIÓN

4.1.1 FUNCIÓN ESTRUCTURAL

La modularidad de los paneles portantes favorece una absoluta flexibilidad; en relación al sistema de Hormigón Armado es más flexible debido a que el material primordial es el poliestireno expandido con una densidad de 12 Kg/m^3 ; pero al mismo tiempo se pudo verificar que los desplazamientos generados en este sistema cumplen con los límites aceptables establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Mediante la evaluación de cargas del Proyecto N °1 (Vivienda Unifamiliar) se verificó que la estructura en el Sistema tradicional tiene un peso de 0.646 T/m^2 y en el Sistema de Muros Portantes un peso de 0.598 T/m^2 , es decir el valor de la carga muerta es menor al utilizar el segundo método, lo que incide directamente en disminuir de manera significativa el Cortante Basal que en consecuencia reduce las posibilidades de que la estructura sufra deformaciones excesivas respecto a efectos de sismo.

El sistema tradicional de Hormigón Armado es adecuado para resistir cargas laterales por efectos de sismo, pero el sistema de paneles portantes debido a su configuración adquiere mayor rigidez lateral lo que permite absorber la mayor fuerza cortante del sismo; y consecuentemente protege a los elementos no estructurales de la edificación. Por tanto el nivel de servicio que brindan las edificaciones bajo efectos de sismo en los dos métodos es adecuado, lo que garantiza la seguridad de sus ocupantes.

Debido al espesor de los muros se produce efectos de pandeo bajo cargas axiales en la estructura; esto limita al sistema de paredes portantes a tener alturas de entrepiso menores a 2.50 m, mientras que en el Sistema tradicional de Hormigón Armado si se puede tener alturas superiores.

El sistema aporticado permite ejecutar todas las modificaciones que se requieran al interior de la vivienda, ya que en él los muros, al no soportar peso tiene la posibilidad de moverse mientras que en sistema de muros portantes al ser un conjunto monolítico de transmisión y soporte de cargas, se dificulta poder desplazar un muro ya que puede ocasionar que la estructura presente fallas lo que ocasionaría fisuras y el colapso de los muros.

Los paneles portantes tienen mayor resistencia que un bloque o ladrillo artesanal que se fabrican en nuestro medio y sin ninguna norma técnica apropiada. Si bien la mampostería no es un elemento estructural, la resistencia que adquieren los paneles favorece a la seguridad frente a efectos de Impacto en la estructura.

La losa siendo un elemento que trabaja a flexión, tiene la función de alivianar este elemento estructural; en los Sistemas Constructivos propuestos se estableció que el peso por metro cuadrado de la losa aliviana de Hormigón Armado es de 0.346 T/m^2 en el caso de muros portantes es de 0.292 T/m^2 .

4.1.2 TRANSFERENCIA DE CARGAS

Los paneles portantes no tienen vigas ni columnas y la losa se apoya directamente en el muro por lo tanto éste es el encargado de transferir las cargas hacia la cimentación; en el caso del sistema tradicional la losa es la encargada de transferir cargas a la viga, luego a las columnas y éste finalmente a la cimentación.

Los muros portantes trabajan en dirección longitudinal es decir a lo largo, por lo tanto todas las fuerza de sismo en la dirección “x” son las que deberán soportar los muros en este sentido y de la misma forma para el sentido “y”; mientras que en el sistema de Hormigón Armado los elementos estructurales forman un pórtico en un mismo sentido sobre los cuales actúan las cargas.

En el caso de la losa tanto en el Sistema tradicional como en el de Hormi-2 permiten transferir de manera adecuada el peso de los acabados, su propio peso, el peso de los muebles, el de las personas, etc.

4.2 TIEMPOS DE EJECUCIÓN Y MANO DE OBRA

La simplicidad de montaje de los paneles portantes, al ser tan ligeros permiten reducir el tiempo de ejecución de la obra ya que se requiere menor cantidad de recursos; en la fase de transporte y montaje; y que en el tiempo empleado en el Sistema Tradicional en armar los elementos, encofrar, fundir y desencofrar se reduce en el Sistema de muros portantes en ahorro de mano de obra.

4.2.1 COSTOS

Como hemos dicho anteriormente al ser más liviano el panel de poliestireno expandido permite que sea de fácil maniobrabilidad y manipulación es decir existe mayor velocidad constructiva, obteniendo mejores rendimientos.

El Sistema de paredes portantes proporciona un ahorro de costos significativos referente al sistema a tradicional, ya que se evita el uso de encofrados, madera, estructura, clavos, etc., lo cual contribuye directamente en bajar costos en la vivienda.

CAPITULO V

5.1 CONCLUSIONES

- Al revisar los efectos de pandeo que se producen en la vivienda unifamiliar se pudo encontrar que los paneles portantes, sobrepasan el límite establecido por lo tanto una de las opciones era aumentar el espesor de los paneles o reducir la altura del entrepiso, en el Sistema tradicional no se encontró dificultad alguna frente a éstos efectos.
- El ahorro económico juega un papel importante, sin perder las propiedades de resistencia para que pueda funcionar correctamente un sistema, esto se pudo comprobar mediante un análisis y comparación de precios en el Hormigón Armado vs Paneles Portantes. Teniendo un ahorro de 13,24% en el Proyecto de Vivienda Unifamiliar y 15,46% en el Proyecto del Bioterio en su fase de obra gris.
- Al variar la altura de entre piso y la configuración arquitectónica de las estructuras, el comportamiento de los desplazamientos sísmicos de cada una de ellas están dentro del rango (0.15 - 0.40) en muros portantes; mientras que en Hormigón Armado los desplazamientos generados son de (0.5 - 1.9), cumpliendo los dos Sistemas con los parámetros que establece la Normativa Ecuatoriana.
- Los ejes de columnas en el Sistema de Hormigón Armado pueden estar ubicados en diferentes luces, sin ocasionar cambios en la distribución arquitectónica, en cambio en el Sistema de muros portantes para que los esfuerzos se distribuyan de forma uniforme en los elementos se debe realizar una redistribución en los ambientes variando su fachada arquitectónica
- El sistema tradicional al ser utilizado durante tantos años se convierte en uno de los métodos más destacados puesto que la gente siente más confianza por lo conocido, pero es necesario destacar que existen nuevos

sistemas que proporcionan mayor rapidez en la ejecución de obras y considerablemente son más livianos.

- Finalmente se puede decir que en los proyectos propuestos, el sistema de muros portantes con paneles difiere en costos favorables a la economía del constructor ya que permite obtener un menor valor de la obra.

5.2 RECOMENDACIONES

- Debido a que el Sistema de muros portantes no posee vigas ni columnas es necesario realizar ciertas modificaciones arquitectónicas, primordialmente donde existan aberturas como puertas y ventanas debido a que en el Sistema de Hormigón Armado una puerta se apoya fácilmente en una columna o mampostería mientras que en el Sistema de paredes portantes deberá tener suficiente longitud de muro para apoyarse de manera que permitan la transmisión continua de cargas.
- Al momento de diseñar la cimentación del Sistema de muros portantes la carga que actúa en los muros es lineal por consiguiente la cimentación debe estar localizada bajo cada uno de los muros y de esta manera se pueda transmitir los esfuerzos al suelo.
- Queda a criterio del constructor el sistema a emplear en vista que el Sistema de Hormigón Armado como en el Sistema de muros portantes garantizan su comportamiento estructural a eventualidades sísmicas que pueden presentarse.

CAPITULO VI

6.1 PROPUESTA

La propuesta de diseño a plantearse, se basa en la construcción de un modelo de vivienda unifamiliar económica de una planta; mediante la metodología de muros portantes específicamente Paneles de Hormi-2. Fundamentada en la aplicación de la teoría sísmica.

Podemos establecer que la relación de adaptación de un nuevo sistema constructivo se basará básicamente en la economía de la construcción y los estándares de seguridad que esté presente y no en parámetros de comparación de adaptaciones formales o de acabados.

6.2 TÍTULO DE LA PROPUESTA

Diseño de un modelo de vivienda unifamiliar económica Sismo Resistente, para el sector urbano-rural de la ciudad de Riobamba; mediante la utilización de paneles de Poliestireno expandido (Hormi-2).

6.3 INTRODUCCIÓN

El desarrollo de las técnicas de construcción se ha enfocado en reducir costos, tiempos de construcción, peso más ligero, y un adecuado comportamiento frente a eventos sísmicos.

Esta evolución ha ido desde el uso del tapial, el adobe, la madera, el ladrillo, la mampostería, el hormigón armado, los sistemas estructurales prefabricados, el acero moldeado y laminado, estructuras metálicas, estructuras duales, etc. Y ha permitido la utilización e innovación de nuevos materiales con mejores propiedades tanto en resistencia como en ductilidad.

Se ha elegido entonces un modelo tipo de vivienda económica, de manera que al ser diseñada con un moderno Sistema Constructivo como es el caso de paneles portantes con alma de poliestireno cumpla con los requisitos sísmicos establecidos.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 GENERAL

- Plantear un modelo de vivienda unifamiliar económica Sismo Resistente, para el sector urbano-rural de la ciudad de Riobamba; mediante la utilización de paneles de Poliestireno expandido (Hormi-2); así como verificar si existe un ahorro económico frente a una vivienda tradicional de Hormigón Armado.

6.4.2 ESPECÍFICOS

- Evaluar el comportamiento estructural de los muros portantes, en la vivienda propuesta, con el fin de establecer si cumple los parámetros mínimos de diseño establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Diseñar la misma arquitectura de vivienda, bajo el sistema de pórticos de hormigón armado y sistema de muros portantes.
- Establecer un análisis de precios comparativos de los dos sistemas planteados, en su fase de obra gris.

6.5 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA

El sistema de muros portantes conocido como: EMMEDUE, M2 u Hormi-2, es de procedencia italiana, que tiene una existencia de unos 27 años, producida en 35 plantas industriales de diferentes países, las cuales son difundidas y han venido ganando terreno a nivel mundial en las construcciones.

En Sudamérica este sistema se utiliza en Argentina, Bolivia, Chile, Guyana Francesa, Brasil y Ecuador.

En Ecuador la empresa que introduce al mercado este novedoso sistema es la Empresa Panecons en el año 2004, que es una empresa que nace con el apoyo de Mutualista Pichincha.

En nuestra ciudad se construyó un total de 94 viviendas unifamiliares mediante el Sistema Hormi-2, en el Conjunto San Antonio, si bien el desconocimiento de la ciudadanía y el temor a un nuevo Sistema Constructivo hizo que no se difunda y que sea el único y exclusivo conjunto habitacional creado con este sistema en nuestra ciudad.

Un Sistema no puede ser utilizado sin antes haber sido homologada las certificaciones pertinentes de la Construcción; el Sistema de construcción Hormi-2 que produce la empresa Panecons recibió la certificación del Consejo Internacional de la Construcción, máxima autoridad de construcción en estados Unidos.

Este es el organismo que aprueba, establece normas y determina la seguridad de los sistemas constructivos utilizados en los Estados norteamericanos y su certificación tiene relevancia a nivel mundial.

El estado del conocimiento de nuestro proyecto de Investigación se encuentra en un nivel adecuado a nivel nacional; pero en lo referente a nuestra ciudad falta información; debemos encaminarnos en incentivar el uso de este sistema para obtener mayor velocidad en la construcción.

Se puede mencionar las viviendas que han sido construidas en el Ecuador mediante el Sistema de Muros Portantes con paneles de poliestireno expandido; lo que permite tener una idea actual de nuestro tema de Investigación:

Tabla 61.- Proyectos Realizados con el Sistema Hormi-2(Mutualista Pichincha)

NOMBRE DEL PROYECTO	TIPO DE EDIFICACIÓN	AREA DE CONSTRUCCIÓN	UBICACIÓN	CANTIDAD
Santa Ana	Vivienda Unifa.	92 m ²	Conocoto –Pichincha	42
Irazú	Vivienda Unifa.	116.95 m ²	Carcelén – Pichincha	33
Palermo Ferrera	Vivienda Unifa.	77.96 m ²	Sur Quito – Pichincha	300
Los Olivos	Vivienda Unifa.	77.96 m ²	Pusuquí – Pichincha	112
Pedregales	Vivienda Unifa.	83 m ²	Calderón – Pichincha	137
Baru	Vivienda Unifa.	82 m ²	Chillos – Pichincha	95
Bello Horizonte	Vivienda Unifa.	61 m ²	Chillogallo – Pichincha	33
Cuidad Alisos	Vivienda Unifa.	105 m ²	Pusiquí – Pichincha	90
Capel	Vivienda Unifa.	90 m ²	Lo Chillos – Pichincha	50
Campo Alegre	Vivienda Unifa.	98 m ²	Latacunga – Cotopaxi	54
La Rioja	Vivienda Unifa.	90 m ²	Ambato – Tungurahua	45
Mirasol	Vivienda Unifa.	175 m ²	Guayas – Guayaquil	20
Siloe	Vivienda Unifa.	135 m ²	Portoviejo – Manabí	18
Puerto Sol	Vivienda Unifa.	88 m ²	Manta – Manabí	152
San Antonio	Vivienda Unifa.	90.58 m ²	Riobamba - Chimborazo	94
Leonardo da Vinci	Vivienda Unifa.	92 m ²	Manta - Manabí	32
Villas Bambú	Vivienda Unifa.	106 m ²	Santo Domingo- Santo Domingo de los Tsáchilas	13
Galápagos	Retén Policial	245.24 m ²	Galápagos	1
Luxor	Edificio	61 m ²	Quito – Pichincha	1
Torres Santa Lucía	Edificio	61 m ²	Quito Pichincha	1

Fuente: Tesis de Grado. Propuesta de Mejoramiento del Proceso Constructivo para viviendas unifamiliares con el Sistema Hormi-2 (M2), en la empresa J.VW.

6.6 DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA

La vivienda que se propone estará referenciada en un plano tipo del MIDUVI que actualmente permiten la creación de viviendas populares con el fin de atender a las personas más desposeídas; considerando el área promedio requerida para una vivienda dentro del área rural en nuestra localidad.

La propuesta de un modelo de diseño sísmico, se refiere a la aplicación de la teoría sísmica en el cálculo de una vivienda con paneles de poliestireno expandido, la idea es evaluar su comportamiento estructural de tal manera que la estructura no colapse frente a la ocurrencia de un sismo severo, debido a que la vivienda es capaz de disipar la energía que trae un sismo.

Además se desea incorporar un tipo de vivienda en la cual se obtenga un ahorro económico importante en la construcción así como acelerar la fase constructiva de la misma es decir obtener una vivienda liviana, confortable y segura.

6.6.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La “vivienda económica” que se propone consta de lo siguiente:

De un solo piso, teniendo una altura de entrepiso de 3.44 m. en la cumbre.

El uso de la edificación es para vivienda.

- Área de la construcción 36,57 m².
- Losa inaccesible.
- Las luces de los vanos son en x=3,11 m; y=2.94 m.

6.6.2 GEOMETRÍA ARQUITECTÓNICA DE LA VIVIENDA

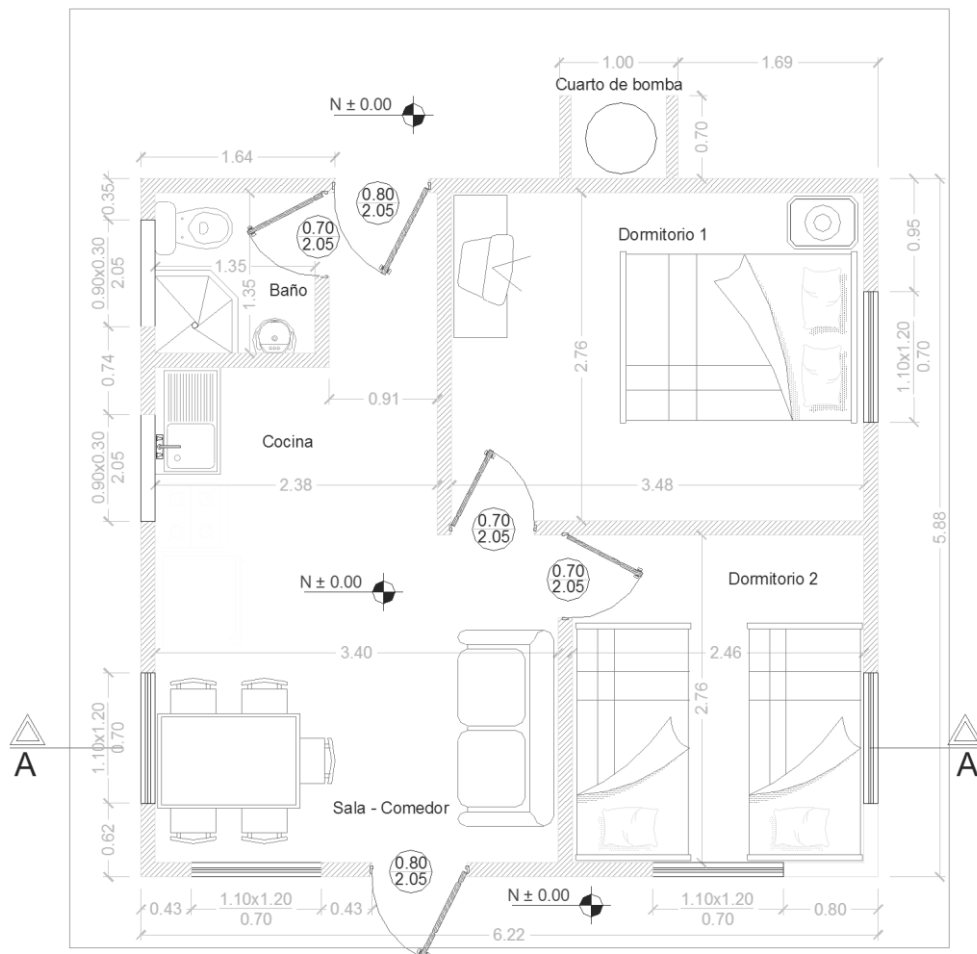
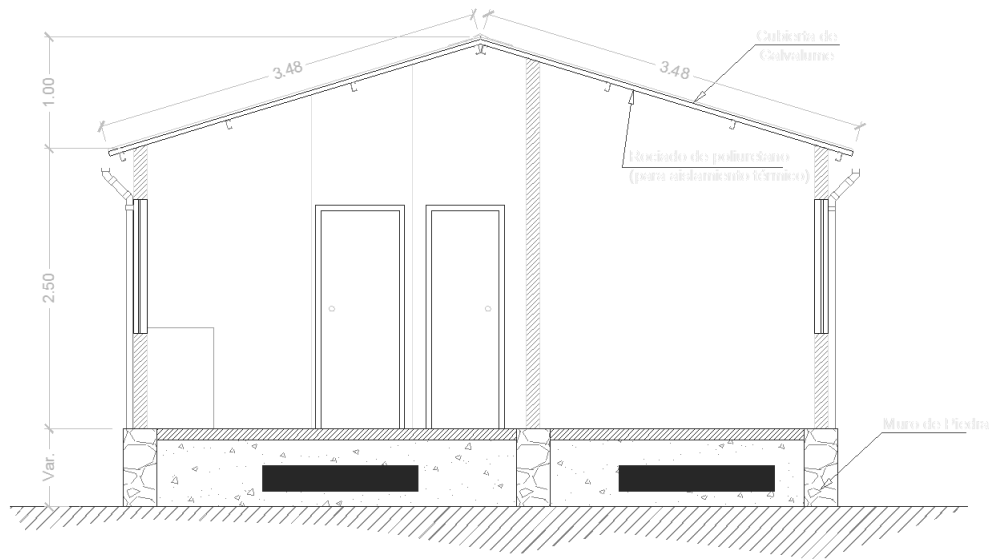


Figura 117.- Vista en Planta Vivienda económica



CORTE A - A
Escala 1: 50

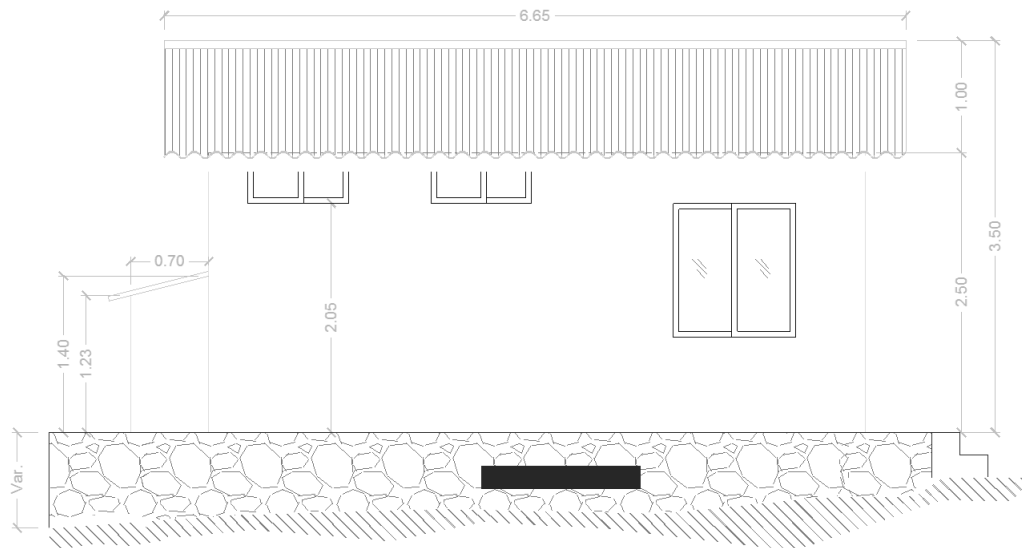


Figura 118.- Vista en Elevación y Fachada principal de vivienda económica

6.1.1 DISEÑO SÍSMICO DE LA VIVIENDA ECONÓMICA CON EL SISTEMA HORMI - 2.

Se presenta a continuación el Diseño de nuestra propuesta de vivienda mediante el uso de panles de Hormi-2. Se lo realizó en una hoja de cálculo de excel que permite visualizar las consideraciones a ser utilizados.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO EN HORMI -2 PROPUESTA N°2 (VIVIENDA ECONÓMICA)

DATOS OBTENIDOS DEL PROGRAMA ETABS 9.6.0

Mmax =	2.610	kg-m
Pmax =	21.820	kg
Vmax =	210	kg

DIMENSIONES DEL PANEL

t =	0,10	m
Lw =	3,11	m
hw =	2,50	m
s varilla=	7,50	cm

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

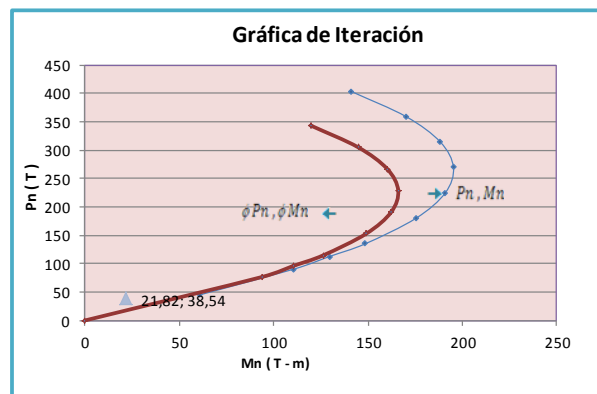
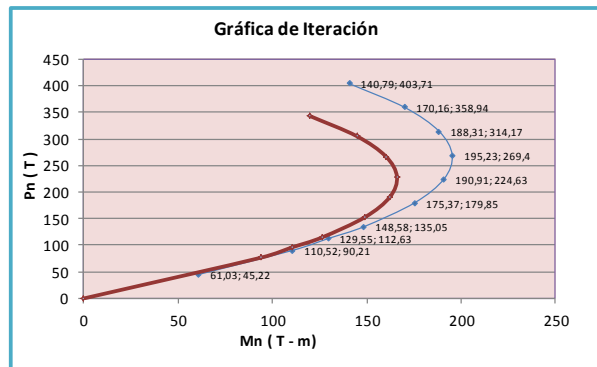
Em =	30.000	Kg/cm ²
F'c =	210	Kg/cm ²
Fy =	5.000	Kg/cm ²

1.1. CHEQUEO POR FLEXOCOMPRESIÓN

c	Pn [T]	Mn [T-m]	φ Pn [T]	φ Mn [T-m]
0	0	0	0	0
29,4	45,06	60,84	38,30	51,71
58,8	89,91	122,60	76,42	104,21
88,2	134,58	148,23	114,39	126,00
117,6	134,59	148,25	114,40	126,01
147	179,24	175,68	152,35	149,33
176,4	223,87	190,74	190,29	162,13
205,8	268,49	195,20	228,22	165,92
235,4	313,11	188,60	266,14	160,31
264,6	358,03	170,65	304,33	145,05
294	402,34	141,86	341,99	120,58

Datos obtenidos de la modelación

Combinación	Mu [T-m]	Pu [T]	Vu [T]
1.4 D + 1.7 L	2,61	21,82	0,210
1.05 + 1.275 L + 1.4025 Csx	4,82	28,54	3,920
1.05 + 1.275 L - 1.4025 Csx	1,006	29,23	3,620
0.90 + 1.43 Csx	1,97	17,44	3,850
0.90 - 1.43 Csx	2,71	18,14	3,710



Se tiene los siguientes datos:

φ Pn	φ Mn
228,22	165,92

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow \text{NEC-11 CAP. 10.9.4.3.5} \quad M_u \leq \phi M_n$$

21,82 ≤ 228,22 Ok 2,61 ≤ 165,92 Ok

1.2. CHEQUEO A CORTE

1.2.1 Resistencia de corte del muro

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (A_{cv} \cdot \alpha \cdot c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot F_y) \rightarrow \text{NEC-11 CAP. 4.6.3.1}$$

1.2.2 Cortante nominal del muro

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha \cdot c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot F_y)$$

Tomando en consideración las siguiente condición:

$$\frac{h_w}{L_w} * \leq 1.5 \rightarrow \text{NEC-11 CAP. 6.5.3.3}$$

$$0,8 \leq 1,5 \quad \text{OK}$$

α_c	ϕ	$A_{cv} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_b \text{ (cm}^2\text{)}$	ρ_t
0,25	0,6	3.100,00	0,07	0,004

$$Vn = 73.230,82 \text{ Kg}$$

$$\downarrow$$

$$\phi Vn = 43,94 \text{ Tn}$$

$$Vn = 73,23 \text{ Tn}$$

1.2.3 Las solicitaciones mayoradoras \leq Capacidad utilizable reducida

$$Vu \text{ DISEÑO} \leq \phi Vn \rightarrow \text{NEC-11 CAP. 6.5.10.3}$$

$$0,21 \leq 43,94 \quad \text{OK}$$

1.3. CHEQUEOS EFECTOS DE EXCENTRICIDAD

MURO	t (m)	k	H (m)	e (m)	e' (m)	2 e' /t	1- 2e'/t	(kH/30t) ²	1-(kH/30t) ²
Interno	0,10	0,8	2,50	0,12	0,12	2,4	-1,40	0,44	0,56
				L'	H/L'	1- H/L'			
				3,11	0,8	0,2			

$$FE = 0,64 \rightarrow \text{NEC-11 CAP. 10.5.4.2}$$

1.3.1 Verificamos si cumple la condición para el factor de reducción FE:

$$FE \leq 0,9 \quad \text{OK} \quad P_u \leq \phi P_n FE \rightarrow \text{NEC-11 CAP. 6.5.6} \quad \text{OK}$$

$$0,64 \leq 0,9 \quad \text{OK} \quad 21,82 \leq 146,06 \text{ Tn} \quad \text{OK}$$

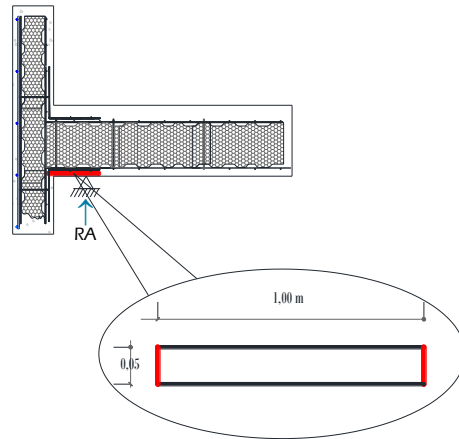
1.3.2 Verificamos si cumple la condición para el factor de reducción FE:

$$h' = 2,50 \text{ m} \quad \frac{h'}{t} \leq 25$$

$$t = 0,10 \text{ m}$$

$$25 \leq 25 \quad \text{OK}$$

1.4. CHEQUEO DE CONEXIÓN MURO LOSA



Peso panel Losa:

$$\text{PR 40} \quad 0,2925 \text{ T/m}^2$$

Peso Panel Muro:

$$\text{PR40} \quad 0,1565 \text{ T/m}^2$$

Acabados:

$$\text{Ceramica de piso:} \quad 0,015 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Recubrimiento piso:} \quad 0,067 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Recubrimiento paredes:} \quad 0,057 \text{ T/m}^2$$

Instalaciones:

$$\underline{\quad 0,01 \text{ T/m}^2}$$

$$\text{C. MUERTA TOTAL} \quad 0,5980 \text{ T/m}^2$$

Analizamos para 1 m de losa

$$CM = 0,5980 \text{ Tn/m}^2$$

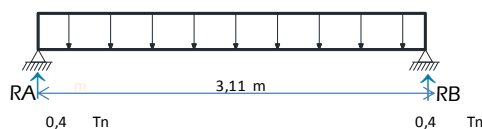
$$CV = 0,15 \text{ Tn/m}^2$$

$$CU = 0,26 \text{ Tn/m}^2$$

↓

$$0,260 \times 1,00 = 0,26 \text{ Tn/m}$$

$$qu = 0,26 \text{ Tn/m}$$



1.4.1 Esfuerzo entre el Muro y Losa:

$$A = b * l \rightarrow A = 0,05 \text{ m}^2$$

$$b = 0,05 \text{ m}$$

$$l = 1,0 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \rightarrow \sigma = 8 \text{ Tn/m}^2$$

$\sigma < F'c$
0,80 < 210 Kg/cm² **Conexión muro losa es correcta**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO EN HORMI -2 PROPUESTA N°3 (VIVIENDA ECONÓMICA)

DATOS DE DISEÑO:

TIPO DE PANEL: PR40

M máx.=	2.610,0	Kg-cm
P máx.=	21.820,0	Kg
V máx.=	210	Kg
E muro =	30.000,00	Kg/cm ²
t =	10	cm

f'm=	17,85	Mpa
fs =	3.750	Kg/cm ²
sh=	7,5	cm
d varilla=	0,3	cm
Fy =	5.000,00	Kg/cm ²
L=	100	cm

Ancho efectivo muro

1.5 RIGIDEZ RELATIVA DEL MURO

$$A_c = \left(\frac{P}{Em * t} \right) \left(4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right)$$

M1

h =	40	cm	h/d	P/Emt	4(h/d) ³	3(h/d)	A _c =	K _c =1/A _c
d =	130	cm	0,31	0,07	0,12	0,21	0,4	2,50

M2

h =	210	cm	h/d	P/Emt	4(h/d) ³	3(h/d)	A _c =	K _c =1/A _c
d =	40	cm	5,25	0,07	578,81	0,21	579,09	0,002

1.6 DEFLEXIÓN MÁXIMA

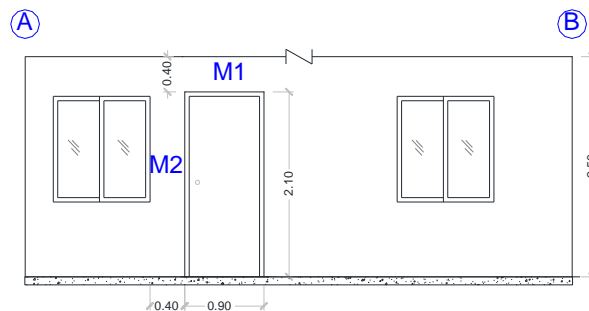
$$A_f = \left(\frac{P}{Em * t} \right) \left(\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 \frac{h}{d} \right)$$

M1

h =	40	cm	h/d	P/Emt	4(h/d) ³	3(h/d)	A _f =	K _f =1/A _f
d =	130	cm	0,31	0,07	0,03	0,21	0,31	3,230

M2

h =	210	cm	h/d	P/Emt	4(h/d) ³	3(h/d)	A _f =	K _f =1/A _f
d =	40	cm	5,25	0,07	144,7	0,21	144,98	0,01



1.7 ÁREA DE LA VARILLA

$$A_v = \frac{\pi * d^2}{4} \rightarrow A_v = 0,071 \text{ cm}^2$$

v panel= 13 Se considera q existen 13 varillas a cada lado en 1 metro de panel
 As total = 1,85 cm²

1.8 DISEÑO DEL MURO MÁS CRÍTICO CARGADO EXCÉNTRICAMENTE EN LA PLANTA BAJA

ρ mínimo= 0,0007 NEC-10.5.2

L =	100	cm
t (espesor del panel)	4	cm

Procedemos a diseñar el panel en donde exista aberturas (puertas o ventanas)

$$p_v = p_h = \frac{A_s}{sh * t} \geq 0.0007 \rightarrow \text{NEC-11 CAP. 6.6.2}$$

$$p_v, p_h \geq 0.0007$$

ph= 0,025 0,025 ≥ 0,0007 **Acero Horizontal y Vertical ADECUADO**

Área efectiva: → Ae = 400 cm²
 $\rho = (A_s/A_e)$ 0,005

1.8.1 Cuantía de Acero en panel

$$\rho = \frac{A_s}{A_e} \quad \rho_{\text{PANEL}} = 0,00460$$

CHEQUEO SI EL ACERO UTILIZADO EN EL PANEL CUMPLE EL ESFUERZO DE FLUENCIA

1.9 Esfuerzo de Fluencia Máximo

$$F_{sc_{max}} = 0.4 F_y \rightarrow F_{sc_{max}} = 2.000 \text{ Kg/cm}^2$$

1.9.1 Esfuerzo de Fluencia del panel

$$F_{sc_{panel}} = 0.4 f_s \rightarrow F_{sc_{panel}} = 1.500 \text{ Kg/cm}^2$$

$F_{sc_{panel}} < F_{sc_{max}}$
 1.500 < 2.000 **OK**

1.10 CALCULO DE LA CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN

f'm (Mpa)	Ae (mm ²)	As (mm ²)	fy (Mpa)
17,85	40.000	185	500

$$P_o = 0,85f'm(A_e - A_s) + A_s f_y \leq f'm A_e \rightarrow \text{NEC-11 CAP. 6.5.4}$$

$P_o = 696.593,09 \leq 714.000,00$ **OK**

1.10.1 Resistencia nominal para la carga axial

$$P_o = 696,59 \text{ Tn}$$

$$h' = 50 \text{ cm}$$

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{40t} \right]^3 \rightarrow 1,00$$

$$P_n = 0,80 P_o R_e \rightarrow 557,27$$

$$\phi = 0,8$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

126,32 ≤ 445,82 **OK**

1.11 AREA DE ACERO POR CORTANTE

1.11.1 Cortante aportado por el alambre que posee el panel

$$\left. \begin{array}{l} A_v = 0,071 \text{ cm}^2 \\ f_s = 3.750 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi = 0,6 \end{array} \right\} V_n = A_v * f_s * \frac{L}{\text{separacion del alambre}}$$
$$V_n = 3.550 \text{ Kg}$$
$$V_e = \phi V_n \rightarrow V_e = 2.130 \text{ Kg}$$

1.11.2 Cortante aportante por el muro

$$\left. \begin{array}{l} b_w = 100 \text{ cm} \\ d = 4 \text{ cm} \end{array} \right\} A_{mv} = 400 \rightarrow V_n = 0.50 A_{mv} \sqrt{f'_m}$$
$$V_n = 844,99 \text{ Kg}$$
$$\phi V_n = 718,24 \text{ Kg}$$

1.11.3 Cortante que soporta el panel

$$\text{Cortante } V_{mx} = 210 \text{ kg}$$

$$V_t = V_e + \phi V_c \rightarrow V_t = 2.848,24 \text{ Kg}$$

1.11.4 Chequeo si cumple el acero del panel

$$\begin{array}{lcl} V_t & > & V_{mx} \\ 2.848,24 & > & 210 \end{array} \quad \text{El acero que posee el panel es el adecuado}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO ZAPATA CORRIDA PROPUESTA N°3 (VIVIENDA ECONÓMICA)

1. DATOS GENERALES DE DISEÑO:

CARGAS DE SERVICIO		
P =	0,69	Tn
Mxx =	0,014	Tn-m
Myy =	0,001	Tn-m
L =	1,00	m
t muro (b) =	0,10	m
φ =	0,85	

CARGAS ÚLTIMAS		
P =	1,02	Tn
Mxx =	0,001	Tn-m
Myy =	0,009	Tn-m
F'c =	210	Kg/cm ²
Fy =	4.200	Kg/cm ²

DATOS DE SUELO		
τ suelo =	18,98	T/m ²
γ suelo =	1,70	T/m ³

2. DIMENSIONAMIENTO:

→ NEC-11 CAP. 10.8.4.1

2.1 Ancho de viga

Analizado para 1ml se tiene Ps = 0,69 T/m

$$B = \frac{Ps}{q_a}$$

→ B min = 0,40 m
B = 0,04 m

2.2 Reacción del suelo:

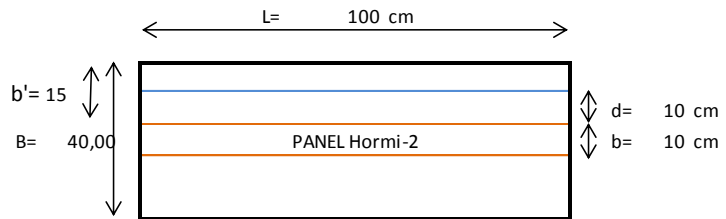
$$q_u = \frac{Pu}{\text{area viga}}$$

→ qu = 2,55 Tn/m²

3. DISEÑO DEL PERALTE

3.1 Acción viga para la zapata

r =	0,05	m
h =	0,15	m
d =	0,10	m
φ =	0,85	



$$vu = q_u(b'-d)*L$$

$$vu = 0,13 \text{ Tn}$$

$$\phi vn = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

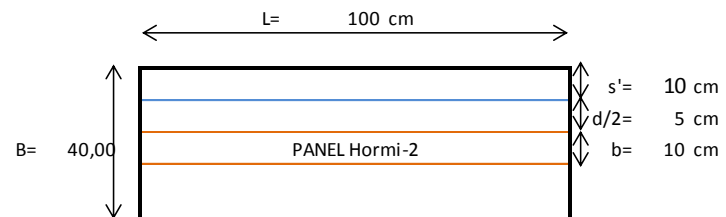
$$\phi vn = 6,53 \text{ Tn}$$

$$vu \leq \phi vn$$

$$0,13 \leq 6,53 \quad \text{OK}$$

3.2 Determinación del cortante en las dos direcciones

b _o =	200,00	cm
d/2 =	5,00	cm
B _c = (L/b)	10	
s'	10	cm
φ =	0,85	NEC-11(6.5.1.4)



$$Vu = q_u(b_o * L * s')$$

$$Vu = 0,51 \text{ Tn}$$

$$\phi Vn = \phi * 0.27 * \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\phi Vn = 15,96 \text{ Tn}$$

$$Vu \leq \phi Vn$$

Pero no mayor que: 0,85 * 1.1 * √f'c * b_o * d

$$0,51 \leq 15,96 \quad 27,10 \text{ Tn}$$

Por lo tanto el peralte asumido es correcto

3.3 Diseño del refuerzo de la zapata aplicando revision por flexión:

3.3.1 Momento en la sección crítica del muro

$$M = \frac{Pu}{B} * \frac{\left(\frac{B}{2} - \frac{b}{4}\right)^2}{2} L \quad \rightarrow \quad M = 0,04 \text{ Tn-m}$$

$$\rho = \frac{0,85 * F'c}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0,85 * F'c * \phi * b * d^2}} \right] \quad \rightarrow \quad \rho = 0,00011$$

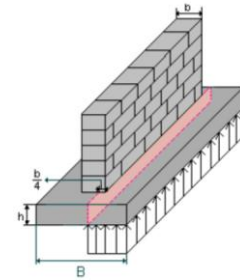
Determinación de la cuantía de acero mínima

$$\rho_{min} = 0,0033$$

$$\rho > \rho_{min} \\ 1,10E-04 > 0,0033 \quad \text{TRABAJO CON EL MÍNIMO}$$

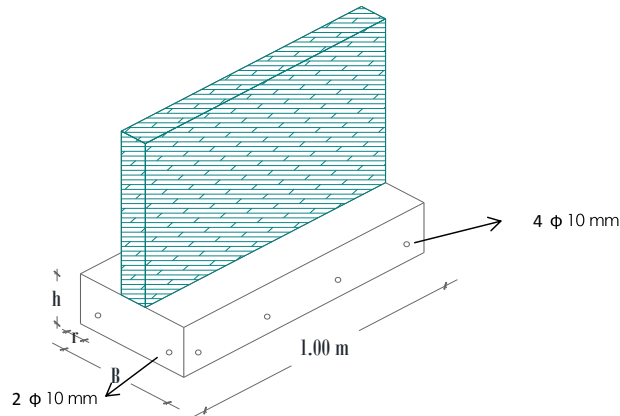
$$As = \rho_{min} * b * d$$

Sentido Largo	Sentido corto
$b = 100 \text{ cm}$	$b = 40 \text{ cm}$
$d = 10 \text{ cm}$	$d = 10 \text{ cm}$
$As = 3,30 \text{ cm}^2$	$As = 1,32 \text{ cm}^2$
4 ϕ 10 mm	2 ϕ 10 mm



3.3.2 Espaciamiento necesario

$L = 100 \text{ cm}$	$L = 40 \text{ cm}$
$r = 5 \text{ cm}$	$r = 5 \text{ cm}$
$e = \frac{L - 2r}{\#varillas - 1}$	$e = \frac{L - 2r}{\#varillas - 1}$
$e = 30 \text{ cm}$	$e = 30 \text{ cm}$



4. LONGITUD DE DESARROLLO A TENSIÓN

$$Ab = 78,54 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{NEC-11 CAP. 6.4.3}$$

Long. Disponible Lado corto \rightarrow

$$L_{disp.} = (B - 2r)/2$$

$$Ld = 0,06 * d_b * Fy \quad \rightarrow$$

$$Ldis = 30,00 \text{ cm}$$

$$Ld = 25,20 \text{ cm}$$

25,20

<

30,00

No requiere ganchos

5. DISEÑO POR APLASTAMIENTO

$\phi =$	0,65	NEC-11(4.1.2)				
$f'c$	0,210	T/cm ²				
$P_u =$	1,020	T / (1 m)	\rightarrow	1,02	T/m	} $\phi Pnb > P_u$ 116,03 > 1,02 OK
$\phi Pnb =$	$\phi (0.85 F'c * A1)$		\rightarrow	116,03	T/m	

5.1 Resistencia del apoyo sobre el concreto de la zapata

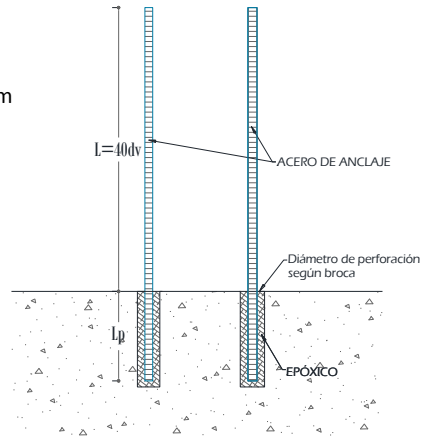
$A1 =$	1.000	cm ²				
$A2 =$	4.000	cm ²	\rightarrow	$\sqrt{\frac{A2}{A1}}$	\rightarrow	2
						} 2 < 2 OK

$$\phi Pnb = \sqrt{\frac{A2}{A1}} \phi (0.85 F'c * A1) \quad \phi Pnb = 232,05 \text{ Tn/m}$$

ϕPnb	>	P_u	
232,05	>	1,02	OK

5. DISEÑO ANCLAJE

ϕ	6 mm	\rightarrow	NEC-11 CAP. 10.5.6
$L_{anc} =$	$40d_v$	\rightarrow	$L_{anc} = 24$ cm
$L_p =$	7 cm	Especificaciones Hormi-2	
$e =$	40 cm	Especificaciones Hormi-2	



6.1.1 PRESUPUESTO REFERENCIAL

El Presupuesto de la vivienda con el Sistema Tradicional de Hormigón Armado y Muros portantes con paneles de poliestireno en su etapa de obra gris es de:

Tabla 62.- Presupuesto Proyecto N° 2

PRESUPUESTO REFERENCIAL PROPUESTA N°2 (OBRA GRIS SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO)					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL (\$)
H.A.1	Excavación manual de plintos y cimientos	m ³	4.98	8.35	41.58
H.A.2	Replanteo de hormigón simple f'c=180 kg/cm ²	m ³	0.16	63.50	10.16
H.A.3	Hormigón ciclópeo f'c=180 Kg/cm ²	m ³	3.04	70.46	214.2
H.A.4	Hormigón en plinto f'c=210 Kg/cm ²	m ³	0.65	87.16	56.65
H.A.5	Hormigón en cadenas + encofrado f'c=210 Kg/cm ²	m ³	0.76	117.26	89.12
H.A.6	Hormigón en contrapiso f'c=180 Kg/cm ²	m ²	31.67	6.87	217.57
H.A.7	Acero de refuerzo Fy=4.200 Kg/cm ²	Kg	503.31	1.75	880.79
H.A.8	Hormigón en columnas f'c=210 Kg/cm ² + encofrado	m ³	0.69	133.97	92.44
H.A.9	Hormigón en vigas + encofrado f'c=210 Kg/cm ²	m ³	0.92	120.12	110.51
H.A.10	Hormigón en losa aliviada e=20 cm f'c=210 Kg/cm ²	m ³	3.97	135.98	539.84
H.A.11	Mampostería de ladrillo	m ²	81.51	9.15	745.82
H.A.12	Enlucido vertical	m ²	163.02	5.67	924.32
H.A.13	Enlucido horizontal	m ²	45.96	7.52	345.62
H.A.14	Masillado de losa	m ²	46.16	5.10	235.42
TOTAL					4,504.04

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

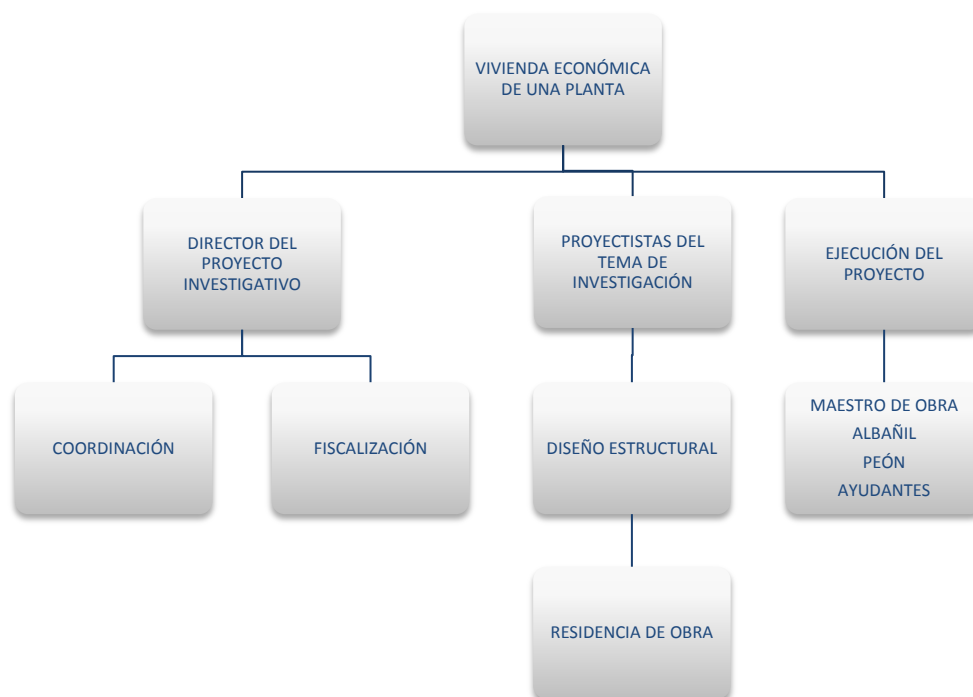
PRESUPUESTO REFERENCIAL PROPUESTA N°2 (OBRA GRIS SISTEMA HORMI-2)					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL (\$)
H.A.1	Excavación manual de cimientos	m ³	2.79	8.35	23.30
H.A.3	Replanteo de hormigón simple f'c=180 kg/cm ²	m ³	0.70	63.50	44.45
H-2.1	Hormigón en zapata corrida+encofrado f'c=210 kg/cm ²	m ³	2.09	104.55	218.51
H.A.6	Hormigón en contrapiso f'c=180 Kg/cm ²	m ²	26.09	6.87	179.24
H-2.2	Timbrado de paredes para chicoteado	m	35.10	0.96	33.70
H-2.3	Acero para chicotes (perforación, chicoteado y epóxico)	m	10.71	2.34	25.06
H.A.7	Acero de refuerzo Fy=4.200 Kg/cm ²	Kg	64.62	1.75	113.09
H-2.4	Corte y conformación de paredes	m ²	85	0.46	39.10
H-2.5	Montaje de paredes	m ²	85	14.33	1,218.05
H-2.6	Mallas angulares de refuerzo	ml	132.74	1.56	207.07
H-2.7	Mallas de refuerzo en puertas	ml	25.2	1.72	43.34
H-2.8	Mallas de refuerzo en ventanas	ml	70.56	1.79	126.30
H-2.9	Colocación refuerzo tipo U	ml	52	2.02	105.04
H-2.10	Apuntalamiento de paredes	m ²	85	0.76	64.60
H-2.11	Proyección de Microhormigón f'c=210 kg/cm ² en paredes	m ³	5.1	104.6	533.46
H-2.12	Curados de paredes	m ²	170	0.05	8.50
H-2.13	Corte y conformación de losas	m ²	45.75	0.48	21.96
H-2.14	Montaje de paneles en losas	m ²	45.75	17.54	802.46
H-2.15	Apuntalamiento de losas	m ²	45.75	3.18	145.49
H-2.16	Encofrado lateral losa h < 25 cm	m	27.06	1.82	49.25
H-2.17	Hormigón f'c=210 kg/cm ² en losa	m ³	3.66	120.83	442.24
H-2.18	Curado de losas	m ²	45.75	0.05	2.29
TOTAL					4,446.50

Elaborado por: Ana Sagñay
Ximena Villa

6.2 DISEÑO ORGANIZACIONAL

La Propuesta que se plantea es una vivienda económica de una planta, mediante el uso de paneles de poliestireno que en conjunto funcionan como un Sistema de Muros Portantes.

Para lo cual la unidad administrativa que ejecutará la propuesta se enfocada de la siguiente manera:



6.3 MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA

Los beneficios de emplear y evaluar sistemas constructivos que cumplan con Normas de calidad y resistencia, brindan a la ciudadanía mayor seguridad al momento de elegir el tipo de vivienda que desea construir.

Sin duda alguna la principal complejidad en la fase de ejecución de la propuesta es la adquisición y el transporte del material primario en este caso el de los paneles Hormi-2; debido a que son paneles modulares con dimensiones estándar de 1.18 m de ancho y hasta 6 m de longitud estándar; al igual que sus accesorios

ya que su fábrica se encuentra en la ciudad de Latacunga y es desde este lugar donde se efectúa su distribución a nivel nacional.

Se deberá prestar asesoramiento al personal encargado de la ejecución de la obra; acerca del método constructivo a emplearse debido a que es un nuevo Sistema por lo tanto las fases de ejecución varían de un sistema a otro y esto influye en su etapa de construcción.

Para la unión de paneles del sistema de muros portantes se deberá realizar un control estricto de los planos ya que la unión de los elementos deben ser cuidados para que trabajen de forma monolítica

CAPITULO VII

7.1 BIBLIOGRAFÍA

- 7.1 AGUIAR, Falconí. (Abril del 2008). Publicación Análisis Sísmico de Edificios. Primera edición. Quito – Ecuador.
- 7.2 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2005). Requisitos y reglamentos para concreto Estructural y comentarios. Florida – Estados Unidos.
- 7.3 BENÍTEZ Fernando. (Mayo 2001). Manual de Costos en la Construcción. Quito – Ecuador.
- 7.4 DISEÑO DE CIMENTACIÓN. (1997). Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Bogotá – Colombia.
- 7.5 GARZA VÁZQUEZ, Luis. (Junio 2000). Tesis de Grado. Diseño y construcción de Cimentaciones. Medellín – Colombia.
- 7.6 MALDONADO RENGEL, Juan Manuel. (2010). Tesis de Grado. Factibilidad del uso del Sistema Constructivo M2 aplicado en viviendas en la ciudad de Loja. Loja – Ecuador.

- 7.7 NEC-11, (Enero 2013) Norma Ecuatoriana de la Construcción. Quito – Ecuador.
- 7.8 NILSON, Arthur. (Junio 2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Internacional Editores. Santafé de Bogotá.
- 7.9 PANECONS S.A. (Octubre 2009). Manual Práctico del Constructor. Construcciones Integrales con el Sistema Portante EMMEDUE – M2 de paneles de Hormigón Armado con núcleo de Poliestireno expandido.
- 7.10 PANECONS S.A. (Octubre 2009). Sistema Constructivo Integral. Detalles Constructivos. FRIDULSA.
- 7.11 ROMO, Marcelo, (Octubre del 2008). Publicación Temas de Hormigón Armado. Escuela Politécnica del Ejército - Ecuador.
- 7.12 SAN BARTOLOMÉ, Ángel. (Marzo 2009). Informe Técnico. Evaluación Experimental del Sistema Constructivo “M2”, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- 7.13S/N (Mayo 2013). Revista El Oficial. Modernos Sistemas Constructivos Aplicados en Ecuador. Guayaquil – Ecuador.
- 7.14 TABOADA, José. ISCUE, Martín. (Junio 2009). Tesis de Grado Análisis y Diseño de edificios asistidos por computadoras. Lima – Perú.
- 7.15 TAPIA, Christian. (2010). Tesis de Grado. Propuesta de Mejoramiento del Proceso Constructivo para viviendas unifamiliares con el Sistema Hormi-2 (M2), en la empresa J.VW.

CAPITULO VIII

8.1 APÉNDICES Y ANEXOS

ESTUDIO DE SUELOS

RESULTADOS ESTUDIO SUELOS.

Clasificación del proyecto

- Tipo de construcción: **CO**
- Tipo de terreno: **T3**
- Número de perforaciones: **3 perforaciones como mínimo**
- Tipo de terreno: Terreo favorable con poca variabilidad en el mismo

Estratigrafía

El subsuelo está definido por series estratigráficas prácticamente horizontales, producto de su formación geológica. **No existe nivel freático en los sitios de las perforaciones 1, 2 y 3**

Manto arena gravosa: Capa de subsuelo en cuya composición interior predomina el contenido de **arena gravosa plástica no orgánica**; de color **café claro**; corresponden a **arenas con grava no plásticas no orgánicas**; su clasificación según el sistema SUCS es **SP**, tiene un espesor de **0.00 a 1.50m** detectado en toda la superficie donde se levantará el **Muro a construirse**.

Características de la resistencia.

Para calcular el trabajo admisible del suelo (q_a) se ha considerado los ensayos de penetración estándar (SPT) tomando los mínimos valores promedio de N (número de golpes) a los diferentes niveles en cada una de las perforaciones realizadas; basado en los criterios de Terzaghi y Meyerhoff, se ha previsto además un asentamiento máximo de **2.50cm** y un **factor de seguridad $F_s = 3$** .

TABULACION DE RESULTADOS

En el cuadro que sigue se indica cada 50 cm de profundidad el trabajo admisible del suelo (q_a).

PROFUNDIAD (m)	N°	NUMERO DE GOLPES SPT (N)			PROMEDIO (N)	Y (T/m3)	φ (°)	q (Tn/m2)
		P1	P2	P3				
0,5 - 1	1	12	11	12	16	1,7	33	18,98
1		15	17	14				
		20	19	21				
1 -1,5	2	24	25	26	35	1,83	41	47,79
		36	33	34				
1,5		45	46	45				

$$q_{adm} = 3.52 (N - 3) * \left(\frac{B + 0.305}{2B} \right)^2$$

$$\phi = \sqrt{20N} + 15$$

Nota: Las profundidades indicadas en los cuadros están referidas al nivel actual del terreno.

CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS

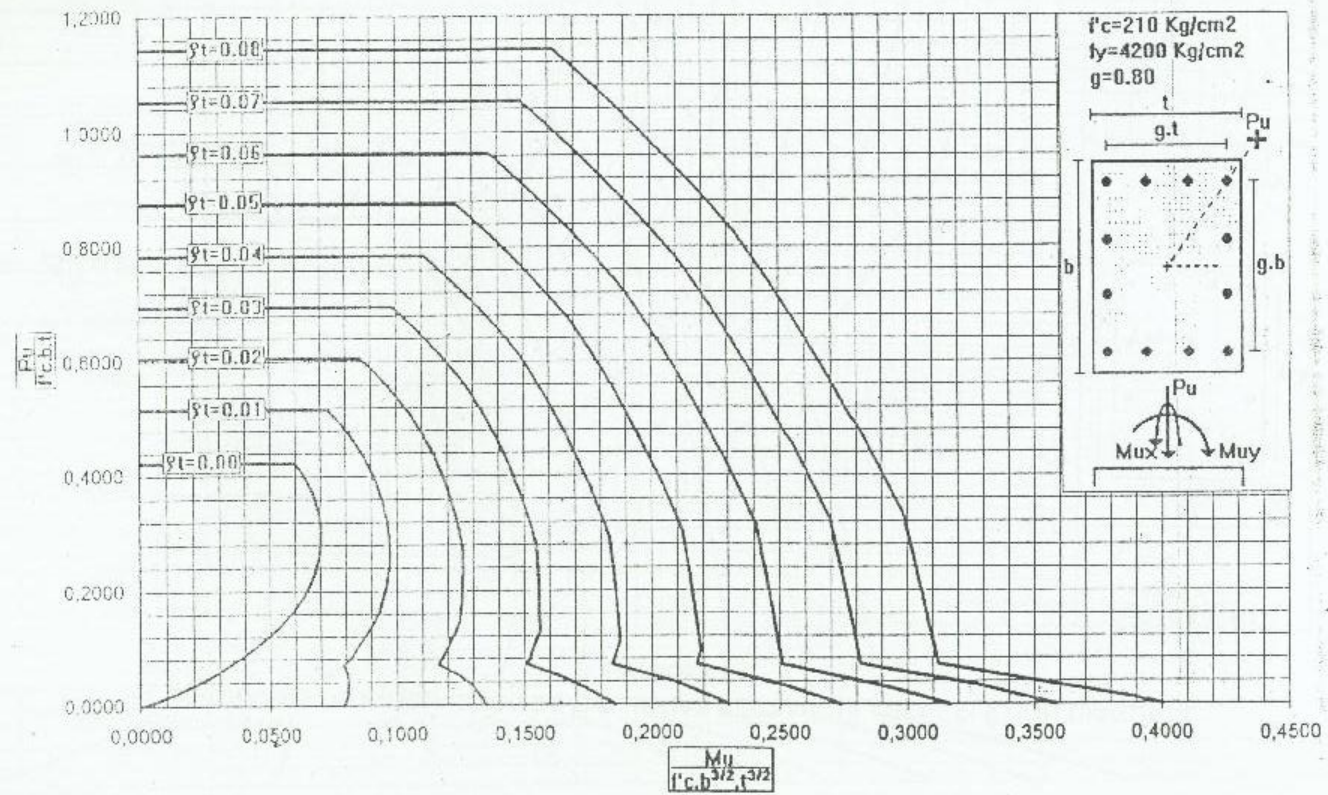
- Nivel freático: No detectado
- Trabajo admisible del suelo: $q_a = 47.79 \text{ Tn/m}^2$.
- Ángulo de fricción interna del suelo: $\Phi = 41^\circ$.
- Suelo no cohesivo

**ÁBACOS Y TABLAS PARA EL DISEÑO
DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN
HORMIGÓN ARMADO DEL ING.
MARCELO ROMO**

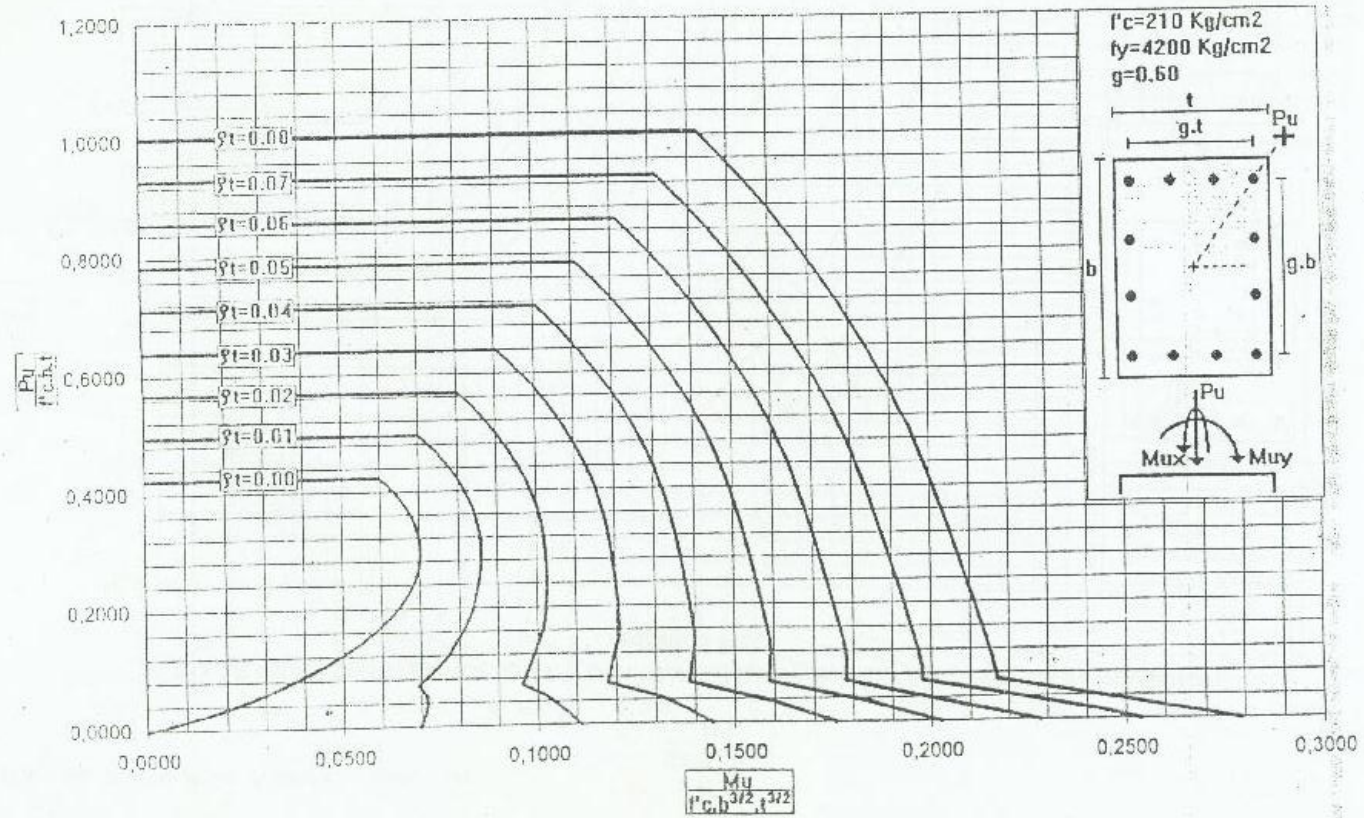
DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES - FLEXION DIAGONAL
(gráfico # 62)

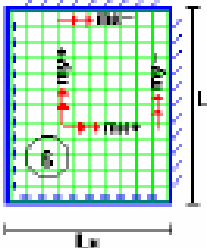
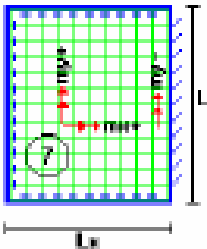
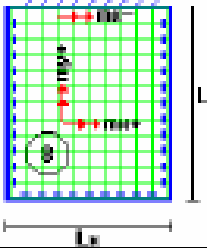
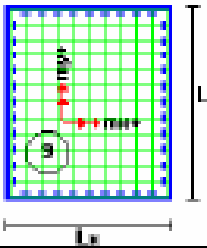
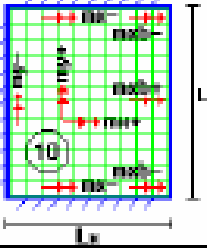


DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES - FLEXION DIAGONAL
(gráfico # 63)



DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES - FLEXION DIAGONAL
(gráfico # 61)



Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \Delta L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_y^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_y^2$	δ m_{y+} m_{y-} m_{x+} m_{x-}	406	489	572	644	693	712
	$\Delta = 0.0001 q \Delta L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_y^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_y^2$	δ m_{y+} m_{y-} m_{x+} m_{x-}	569	630	681	715	729	718
	$\Delta = 0.0001 q \Delta L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_y^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_y^2$	δ m_{y+} m_{y-} m_{x+} m_{x-}	569	754	979	1230	1469	1644
	$\Delta = 0.0001 q \Delta L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_y^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_y^2$	δ m_{y+} m_{y-} m_{x+} m_{x-}	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$\Delta = 0.0001 q \Delta L_x^4 / (Eh^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_y^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_y^2$ $M_{d+} = 0.0001 q m_{d+} L_x^2$ $M_{d-} = 0.0001 q m_{d-} L_x^2$	δ m_{y+} m_{y-} m_{x+} m_{x-} m_{d+} m_{d-}	355	567	944	1637	2935	5348

**DISEÑO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES EN HORMIGÓN
ARMADO**

Proyecto: “BIOTERIO”

1. Datos Generales

CARGAS DE SERVICIO

P = 9,87 Ton
 Mxx = -0,047 Ton-m
 Myy = 0,294 Ton-m

CARGAS ULTIMAS

P = 14,44 Ton
 Mxx = -0,068 Ton-m
 Myy = 0,434 Ton-m

DATOS DEL SUELO

$\sigma_D = 18,98$ T/m
 $\delta = 1,70$ T/m
 h = 1,2

2. Dimensionamiento

ESFUERZO

$$\sigma_E = \sigma_D - \sigma_{rell} - \sigma_{zap}$$

16,8 Ton/m²

EXCENRICIDAD

exx = Mxx/P
 e = 0 m
 eyy = Myy/P
 e = 0,03 m

DATOS ZAPATA

hp = 0,20 m
 r = 0,07 m

DATOS COLUMNA

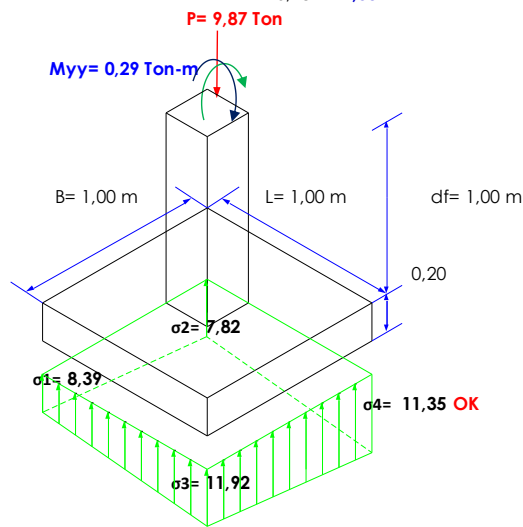
L = 0,25 m
 B = 0,30 m

CALCULO DE (B)

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \left[\frac{M_{yy}}{B \cdot L^2} \right] \left(\frac{L}{2} \right) \pm \left[\frac{M_{xx}}{L \cdot B^2} \right] \left(\frac{B}{2} \right)$$

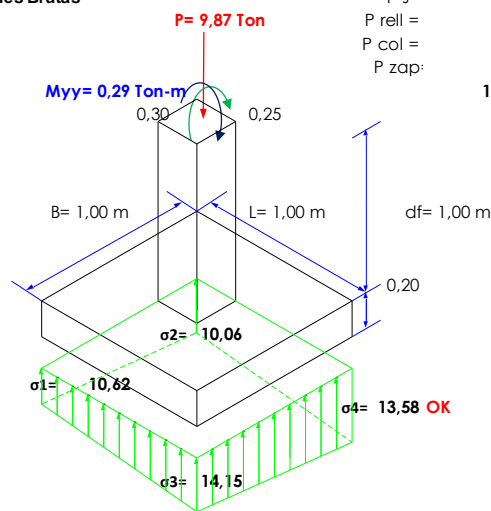
B	L
0,28	2,50
0,21	3,30
0,17	4,00
0,28	2,50

L = 1,00 m
 B = 1,00 m

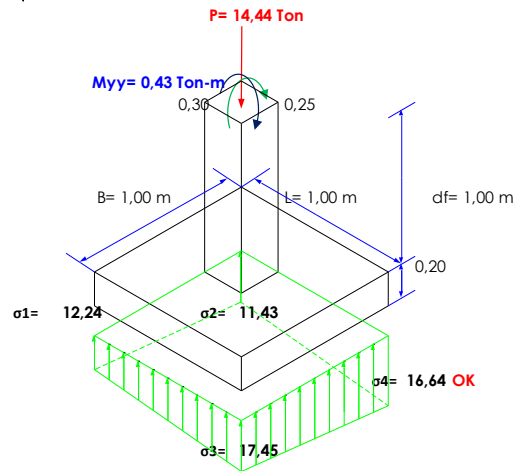


3. Presiones Brutas

P s = 9,87 Ton
 P rell = 1,57 Ton
 P col = 0,18 Ton
 P zap = 0,48 Ton
12,10 Ton



4. Diseño
CARGAS ULTIMAS

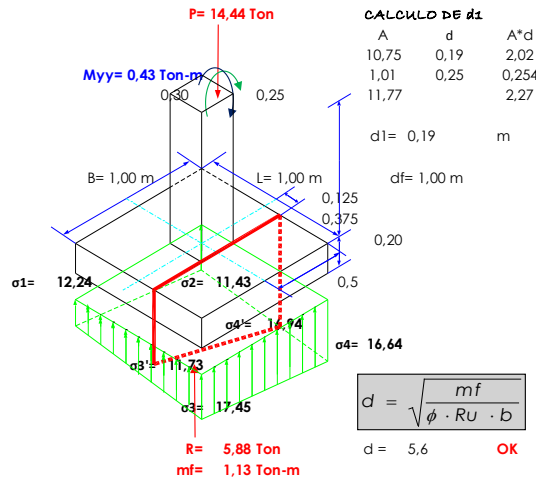


FLEXION SENTIDO LARGO

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $Ru = 39.697$
 $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \left[\frac{M_{yy}}{B \cdot L^2} C_y \pm \frac{M_{xx}}{L \cdot B^2} C_x \right]$$

CALCULO DE R
 $R = 5.88 \text{ Ton}$



CALCULO DE d1

A	d	A*d
10,75	0,19	2,02
1,01	0,25	0,254
11,77		2,27

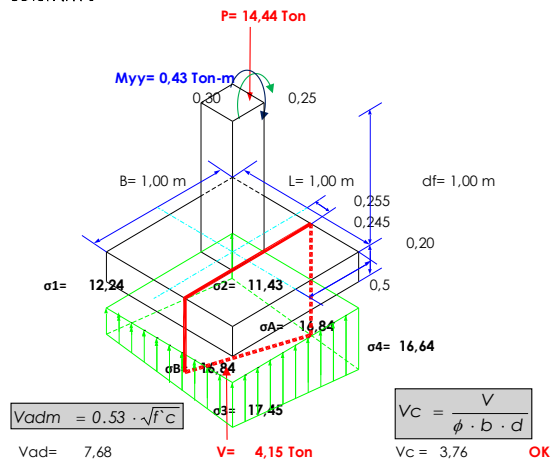
$d1 = 0,19 \text{ m}$

$df = 1,00 \text{ m}$

$$d = \sqrt{\frac{mf}{\phi \cdot Ru \cdot b}}$$

$d = 5,6 \text{ OK}$

CORTANTE



$$Vadm = 0.53 \cdot \sqrt{f'c}$$

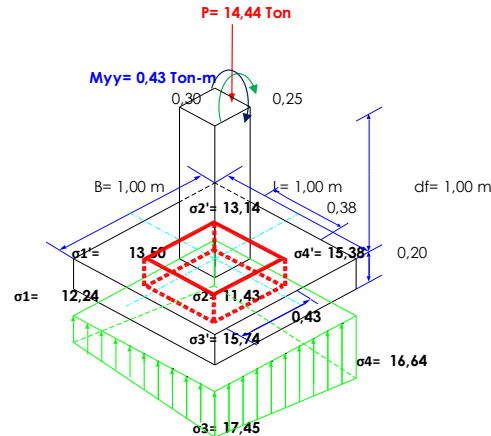
$Vadm = 7,68$

$V = 4,15 \text{ Ton}$

$$Vc = \frac{V}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$Vc = 3,76 \text{ OK}$

PUNZONAMIENTO



CALCULO DE Vp
Vp = 12,1

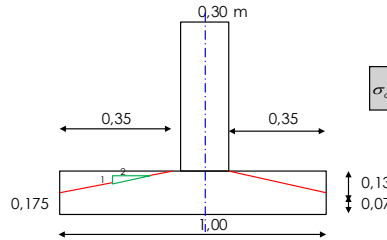
$$V_p = \frac{V_p}{\phi \cdot b \cdot d_{lb}}$$

Vcp = 6,75

$$V_{ap} = 1.06 \cdot \sqrt{f'c}$$

Vad = 15,36 **OK**

APLASTAMIENTO SENTIDO X



ESFUERZO COLUMNA

$\sigma = 19,25 \text{ kg/cm}^2$

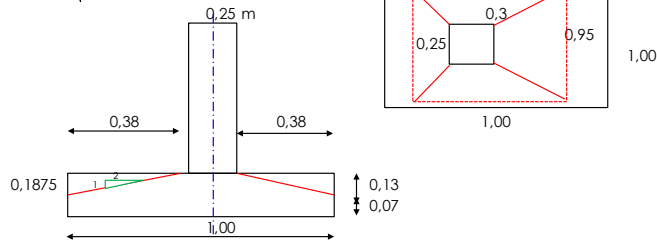
$$\sigma_{adm} = 0.85 \phi f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} < 0.85 \phi f'c * 2$$

$\sigma_{adm} = 444,7 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = 249,9 \text{ kg/cm}^3$

ARMAR TRAMO DE COLUMNA

SENTIDO Y



5. ARMADO DE LA ZAPATA

ACERO DE REFUERZO

L = 100,00 cm	B = 100,00 cm
d = 13,00 cm	d = 13,00 cm
r = 7,00 cm	r = 7,00 cm
Mf = 1,13 Ton-m	
Ru = 7,46	
pcal = 0,0018	
as = p b d	as = p b d
as = 4,29 cm ²	as = 4,29 cm ²
as1 = 5 φ 10 mm	as2 = 5 φ 10 mm

ESPACIAMIENTOS

e = 20 cm

ANCLAJE

Lan = 28 cm	Lan = 31 cm
A φ = 0,79 cm ²	A φ = 0,79 cm ²
Lmin = 25 cm	Lmin = 25 cm
Lreq = 14 cm	Lreq = 14 cm
Lreq = 12 cm	Lreq = 12 cm
Lreq = 13 cm	Lreq = 13 cm

No Gancho

No Gancho

DISEÑO DE ELEMENTOS

ESTRUCTURALES SISTEMA DE MUROS

PORTANTES (Hormi – 2)

Proyecto: “BIOTERIO”

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SISTEMA DE MUROS PORTANTES

(Hormi – 2)

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
SISTEMA DE HORMIGÓN ARMADO

**PLANOS ARQUITECTÓNICOS PARA
DETERMINAR LA POBLACIÓN Y LA
MUESTRA**

**PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y
ESTRUCTURALES DE LOS PROYECTOS
PLANTEADOS**